

*REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE*  
*Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique*  
*UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU*  
*Faculté du génie de la construction*  
*Département de génie civil*

## *Mémoire de fin d'études*

*En vue de l'obtention du diplôme master en génie civil*  
*Option : Construction civil et industrielle.*

### *THEME*

*Calcul d'un bâtiment (R+6) à usage d'habitation et service*  
*Contreventé par voiles et portiques avec l'application ETABS*

*Étudié par :*

*Mr : BELKACEMI JUGURTA*  
*Mlle : GOUCEM FAZIA*

*Encadré par:*

*Mme : CHERIFI*

*Année 2018/2019*

# *Remerciements*

*Au terme de ce travail, nous saisissons cette occasion pour exprimer nos vifs remerciements à toute personne ayant contribué, de près ou de loin, à la réalisation de ce travail.*

*Nous souhaitons tout d'abord remercier notre encadreur Madame CHERIFI, qui nous a encadrés avec patience durant la réalisation de ce travail de fin d'études. Ses conseils, ses encouragements et sa disponibilité nous ont été bien utiles, notamment pour la rédaction de ce projet.*

*Nous exprimons également notre gratitude aux membres du jury, qui nous ont honorés en acceptant de juger ce travail.*

*Enfin nous tenons à remercier sincèrement l'ensemble des enseignants de l'université UMMTO- faculté de génie de la construction.*



# *Dédicace*

*J'ai l'honneur de dédier ce modeste travail*

*A mes très chers parents, tout mon respect et affection en témoignage de leur soutien, sacrifices, patience, ainsi que pour leurs conseils et leur précieux aide morale et financière dont ils ont fait preuve pour que je réussisse, que Dieu les protège et les entoure de sa bénédiction .*

*Mes sœurs surtout WIWI et MIMI et leurs familles ,Votre soutien sans réserve et vos encouragements m'ont permis d'affronter beaucoup d'épreuve. Que Dieu garde notre fraternité pour toujours.*

*A ma grande famille, oncles, tantes, cousins et cousines surtout AREZKI et LYES.*

*A mes collègues de travail DJOUDJOU et SYPHAX et toute l'équipe pour leur motivations afin de vivre une vie de rêves.*

*A tous mes ami(e)s sans exception à mes meilleurs amis d'enfance TAREK et SAID.*

*A toute la promotion de CCI 2018/2019*

*A tous les anciens de Oued Aissi.*

**BELKACEMI JUGURTA**





# *Dédicace*

*J'ai l'honneur de dédier ce modeste travail*

*A mes très chers parents qui m'ont guidé durant les moments les plus pénibles de ce long chemin, ma mère qui a été à mes côtés et m'a soutenu durant toute ma vie, et mon père qui a sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce que je suis, merci mes parents.*

*A mes adorables frères Mohammed ouamar, Samir, Ishaq.*

*A ma chère sœur Houđa*

*A ma très chère amie Sabrina*

*A mes collègues de travail et toute l'équipe pour leur motivations afin de vivre une vie de rêves.*

*A tous mes amis et amies sans exception*

*A toute la promotion de CCI 2018/2019*

*A tous ceux que j'aime et ceux qui m'aime*

**GOUCEM FAZIA**





# *Sommaire*

<b>Chapitre I:</b> Présentation de l'ouvrage.....	01-12
<b>Chapitre II:</b> Pré dimensionnement des éléments .....	13-34
<b>Chapitre III:</b> Calcul des éléments non-structuraux .....	35
III.1. Acrotère.....	36-43
III.2. Escaliers.....	44-54
III.3. Poutre palière.....	55-64
III.4. Plancher .....	65-85
III.5. Poutre de chainage.....	86-93
III.6. Balcon.....	94-102
III.7. Dalle pleine.....	103-111
III.8. Dalle de la salle machine .....	112-121
<b>Chapitre IV :</b> Étude du contreventement.....	122-143
<b>Chapitre V :</b> Modélisation de la structure.....	144-163
<b>Chapitre VI :</b> Vérification RPA.....	164-174
<b>Chapitre VII:</b> Ferrailage des éléments structuraux.....	175
VII.1. Poteaux.....	176-193
VII.2. Poutres .....	194-203
VII.3. Voiles.....	204-222
<b>Chapitre VIII:</b> Étude de l'infrastructure.....	223-257
<b>Chapitre IX :</b> Étude du mur plaque.....	258-266
<b>Plans d'exécution</b>	
<b>Bibliographie</b>	

## Chapitre II: Pré dimensionnement des éléments

Tableau .II.1.Charges permanentes du plancher terrasse.....	19
Tableau .II.2.Charges permanentes du plancher étage courant.....	20
Tableau .II.3.Charges permanentes du plancher terrasse inaccessible.....	20
Tableau .II.4.Charges permanentes du plancher étage courant.....	29
Tableau .II.5.Charges permanentes du balcon.....	21
Tableau .II.6.Charges permanentes revenant aux murs extérieurs.....	21
Tableau .II.7.Charges permanentes revenant aux murs intérieurs.....	21
Tableau II.8. Charges d'exploitation des différents éléments.....	22
Tableau II.9. Les valeurs de la relation $(3+n)/(2n)$ .....	25
Tableau II.10. Tableau récapitulatif de la descente de charges.....	25
Tableau II.11. Sections des poteaux adoptées.....	26
Tableau II.12.Vérification des sections des poteaux aux recommandations du RPA99.....	27

## Chapitre III: Calcul des éléments non-structuraux

Tableau III.2.1. Tableau récapitulatif des sollicitations maximales.....	49
Tableau III.4.1. Calcul des moments en travées.....	72

## Chapitre IV : Etude du contreventement

Tableau IV.1 : Inertie des voiles dans le sens longitudinal (x-x).....	125
Tableau IV.2 : Inertie des voiles dans le sens transversal (y-y).....	126
Tableau IV.3 : Rigidités des voiles dans le sens longitudinal (x-x).....	127
Tableau IV.4 : Rigidités des voiles dans le sens transversal (y-y).....	128
Tableau IV.5 : Rigidités des poteaux suivant le sens longitudinal (x-x).....	131
Tableau IV.6 : Rigidités des poteaux suivant le sens transversal (y-y).....	131
Tableau IV.7 : Rigidités des poutres suivant le sens longitudinal (x-x).....	132
Tableau IV.8 : Rigidités des poutres suivant le sens transversal (y-y).....	132
Tableau IV.9 : Rigidités des portiques suivant le sens longitudinal (x-x).....	133
Tableau IV.10 : Rigidités des portiques suivant le sens transversal (y-y).....	133
Tableau IV.11 : Rigidités des portiques et des voiles.....	134
Tableau .IV.12 : Les valeurs de la flèche de refend à chaque niveau.....	136
Tableau .IV.13 : Inerties fictives des portiques dans le sens transversal (Y-Y).....	138
Tableau .IV.14 : Inerties fictives des portiques dans le sens longitudinal (X-X).....	139
Tableau IV.15 : Comparaison des inerties des voiles et des portiques suivant le sens (X-X)..	141
Tableau IV.16 : Comparaison des inerties des voiles et des portiques suivant le sens (Y-Y)..	142
Tableau IV.17 : Les charges verticales reprises par les voiles et par les portiques.....	142

## Chapitre VI : Vérification RPA

Tableaux VI.1: Valeurs du coefficient $CT$ .....	166
Tableau VI.2 : Excentricité dans le sens x-x.....	169
Tableau VI.3 : Excentricité dans le sens y-y.....	169
Tableau VI.4 : Coefficient d'accélération de zone "A".....	170
Tableau VI.5 : Périodes caractéristiques.....	171
Tableau VI.6 : Tableau récapitulatif des différents paramètres.....	172
Tableau VI.7 : Vérification de l'effort normal.....	173
Tableau VI.8 : Vérification des déplacements inter-étages.....	173
Tableau VI.9 : Vérification de l'effet $P\Delta$ .....	174

## Chapitre VII: Ferrailage des éléments structuraux

Tableau VII.1.1 : caractéristiques mécaniques des matériaux.....	176
Tableau VII.1.2 : Sections d'acier minimales et maximales recommandées par le RPA.....	177
Tableaux VII.1.3 : Ferrailage des poteaux à l'ELU dans le sens longitudinal.....	183
Tableaux VII.1.4 : Ferrailage des poteaux à l'ELU dans le sens transversal.....	183
Tableau VII.1.5 : Quantité minimale d'armatures transversales.....	186
Tableau VII.1.6 : Détermination de la zone nodale.....	186
Tableau VII.1.7 : Vérification des ferrillages à l'ELS dans le sens longitudinal.....	188
Tableaux VII.1.8 : Vérification des ferrillages à l'ELS dans le sens transversal.....	188
Tableau VII.1.9 : Vérification des contraintes (X-X).....	191
Tableau VII.1.10 : Vérification des contraintes (Y-Y).....	191
Tableau VII.1.11 : Ferrailage final des poteaux.....	192
Tableau VII.2.1 : Section minimales des armatures longitudinales.....	194
Tableau VII.2.2 : ferrailage des poutres principales.....	196
Tableau VII.2.3 : ferrailage des poutres secondaires.....	196
Tableau VII.2.8 : Condition de non fragilité du béton.....	197
Tableau VII.2.4 : Armatures transversales.....	198
Tableau VII.2.5: Vérification au cisaillement.....	199
Tableau VII.2.6: Influence de l'effort tranchant sur le béton.....	199
Tableau VII.2.7: Influence de l'effort tranchant sur les aciers.....	200
Tableau VII.2.9 : Vérifications des contraintes à L'ELS.....	203
Tableaux VII.3.1 : Tableau des efforts normaux.....	206
Tableaux VII.3.2 : Tableau des armatures verticales.....	206
Tableaux VII.3.3 : Caractéristiques géométriques.....	210
Tableaux VII.3.4 : Ferrailage adopté.....	212
Tableaux VII.3.5 : Ferrailage des voiles longitudinaux VL1.....	214
Tableaux VII.3.6 : Ferrailage des voiles longitudinaux VL2.....	215
Tableaux VII.3.7 : Ferrailage des voiles longitudinaux VL3.....	216
Tableaux VII.3.8 : Ferrailage des voiles longitudinaux VT1.....	217
Tableaux VII.3.9 : Ferrailage des voiles longitudinaux VT2.....	218
Tableaux VII.3.10 : Ferrailage des voiles longitudinaux VT3.....	219
Tableaux VII.3.11 : Ferrailage des voiles longitudinaux VT4.....	220

## Chapitre VIII: Étude de l'infrastructure

Tableau VIII.1: La surface des voiles longitudinaux.....	226
Tableau VIII.2 : La surface des voiles transversaux.....	226
Tableau VIII.3 : Résultats des efforts revenant aux poteaux transversaux.....	228
Tableaux VIII.4 : Récapitulatif des résultats dans les deux sens.....	242
Tableau VIII.5 : Vérification des contraintes dans le béton.....	244
Tableau VIII.6 : Le ferrailage adopté pour la nervure.....	253
Tableau VIII.7 : Vérification des contraintes à l'ELS.....	256

## Chapitre IX : Étude du mur plaque

Tableau IX.1 : Ferrailage du mur.....	263
Tableaux IX.2 : Vérification des contraintes à l'ELS du mur.....	265

## Chapitre I: Présentation de l'ouvrage

Figure. I.1 : Coupe transversale d'un Plancher en corps creux.....	3
Figure. I.2 : Plancher en dalle pleine.....	4
Figure. I.3: Murs intérieurs et extérieurs.....	4
Figure. I.4 : Evolution de la résistance $f_{cj}$ en fonction de l'âge du béton.....	4
Figure. I.5 : Evolution de la résistance à la traction $f_{tj}$ en fonction de celle à la compression $f_{cj}$ .....	8
Figure .I.6 : Diagramme contrainte –déformation du béton (ELU).....	9
Figure .I.7: Diagramme contrainte – déformation du béton (ELS).....	9
Figure .I.8: Diagramme Contrainte - Déformation de l'acier.....	12

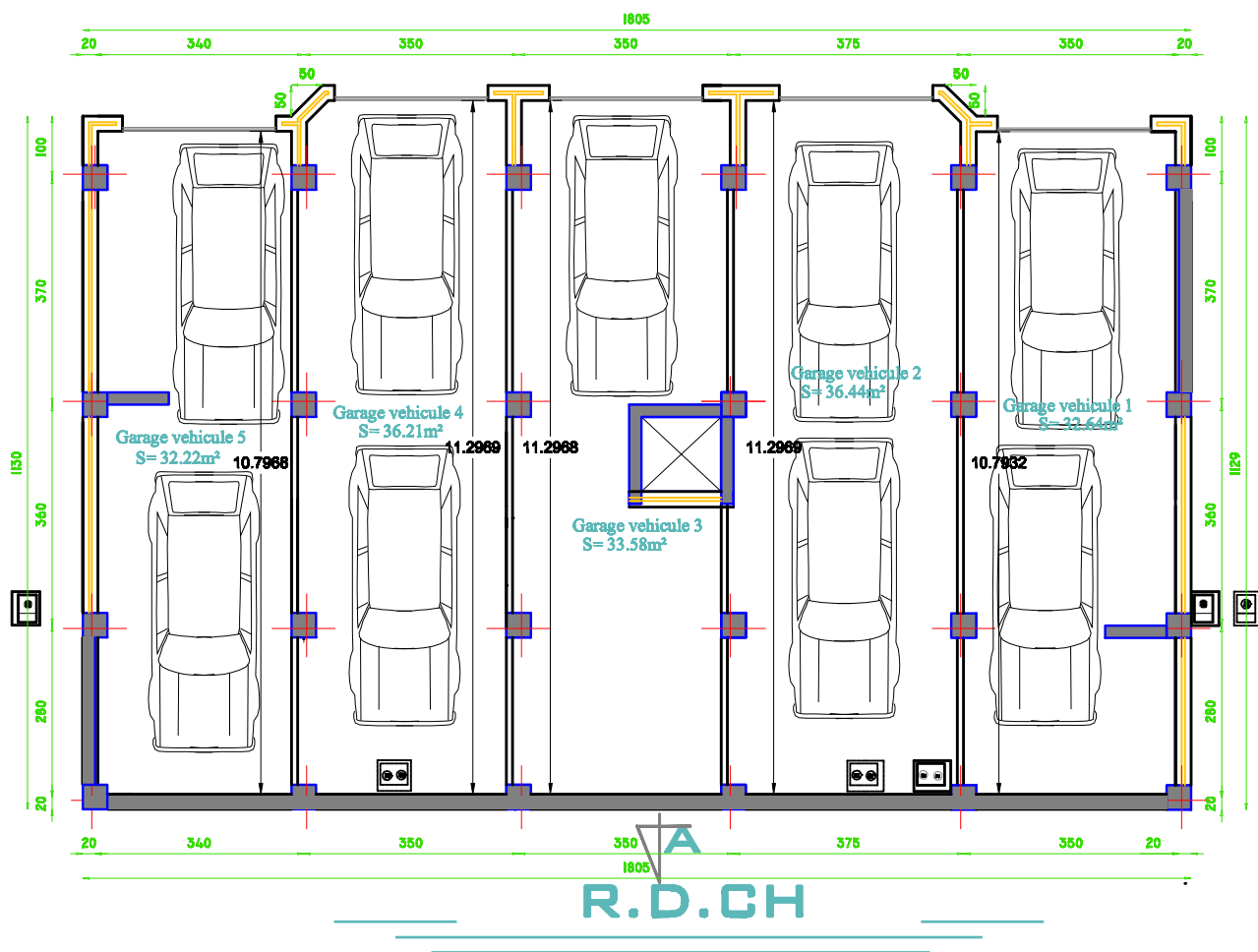
## Chapitre II: Pré dimensionnement des éléments

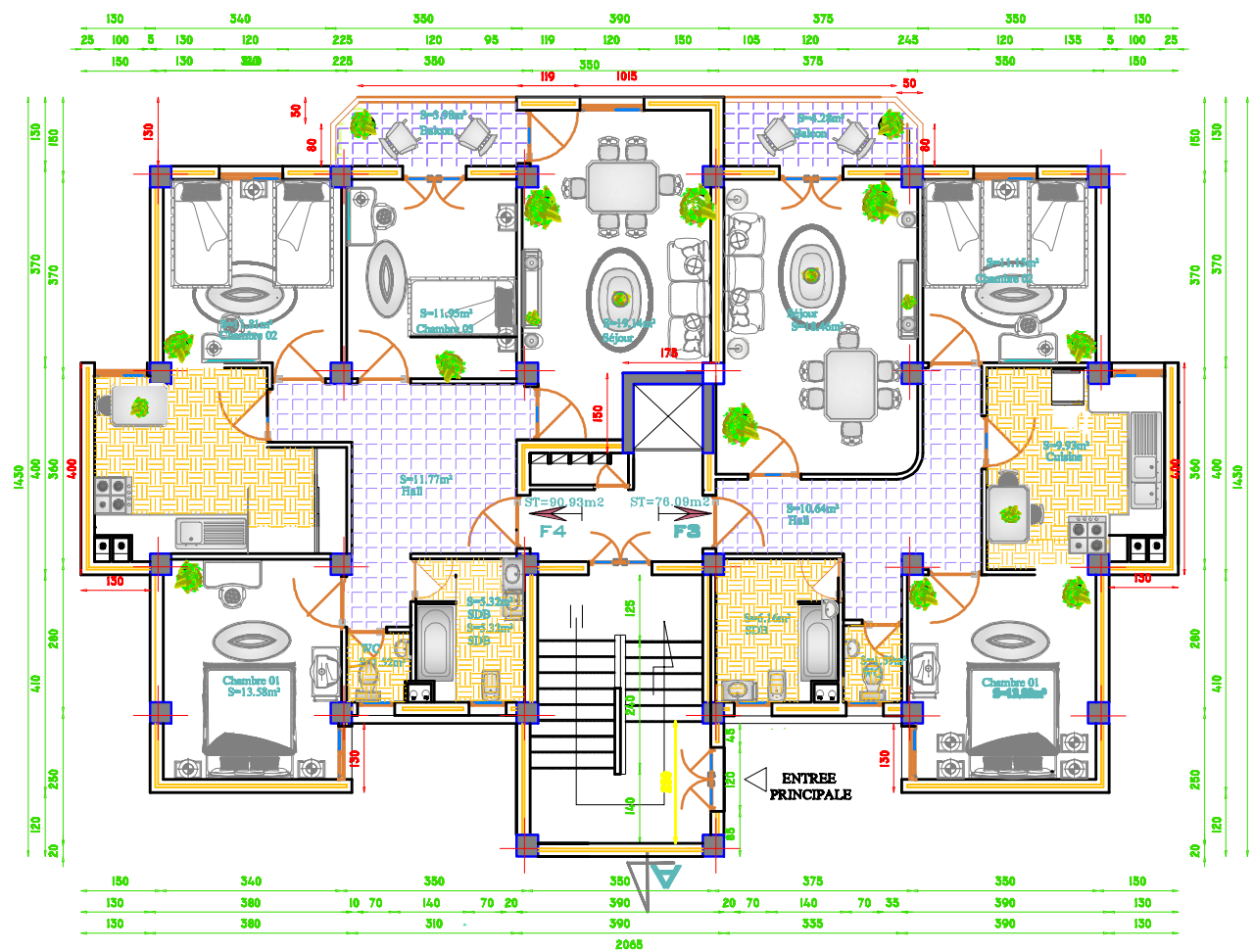
Figure. II.1.Coupe d'un plancher à corps creux.....	14
Figure. II.2.Coupe verticale du plancher terrasse inaccessible.....	19
Figure. II.3.Coupe verticale du plancher étage courant.....	20
Figure. II.4.Coupe verticale d'un mur extérieur.....	21
Figure. II.5.Coupe verticale d'un mur intérieur.....	22
Figure. II.6.Coupe de voile en élévation.....	28
Figure. II.7.Coupe verticale de l'acrotère.....	31
Figure. II.8.Volée de l'escalier.....	32

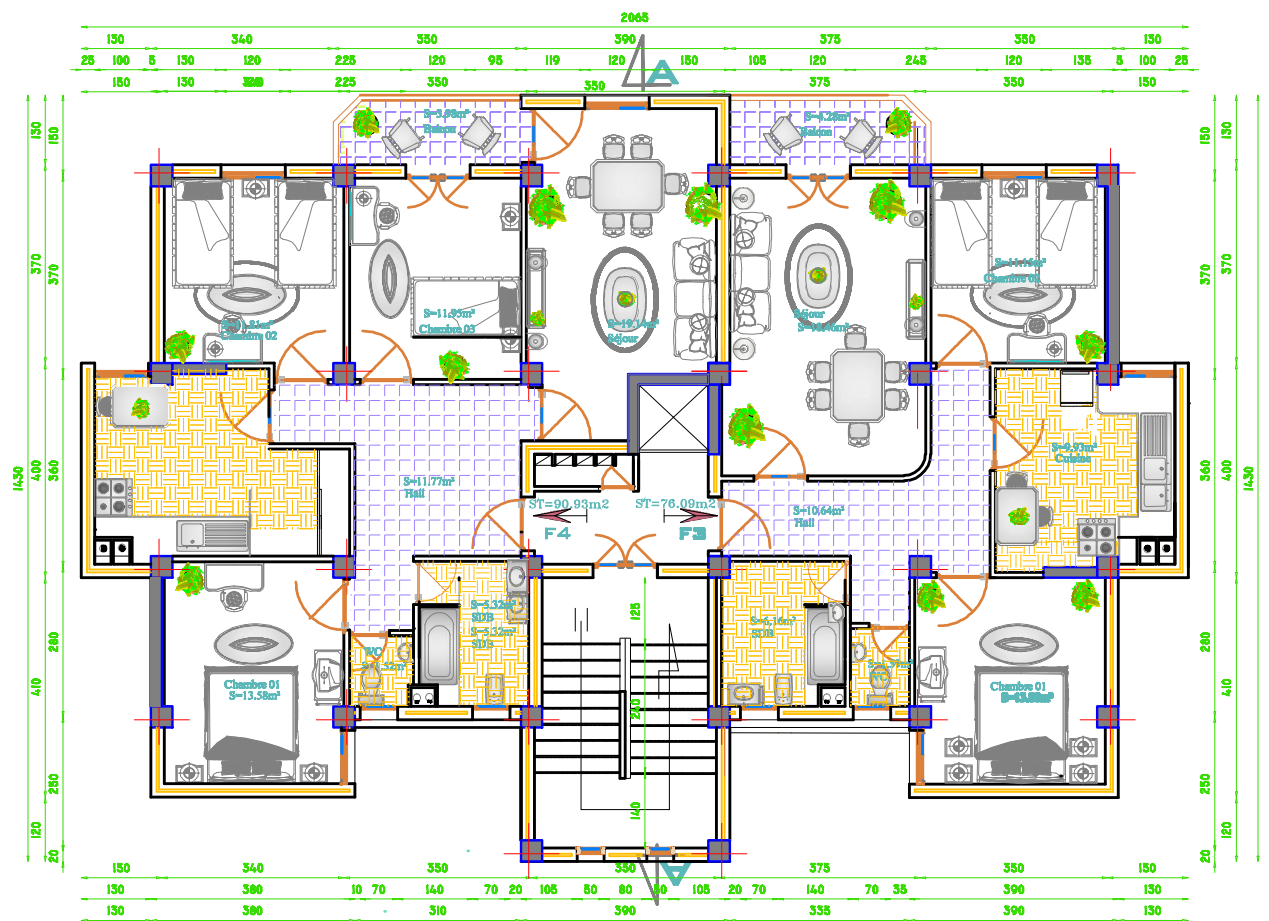
## Chapitre III: Calcul des éléments non-structuraux

Figure.III.1.1.Coupe verticale de l'acrotère.....	36
Figure.III.1.2.Diagrammes des efforts internes.....	37
Figure.III.1.3. Section rectangulaire soumise à la flexion composée.....	37
Figure.III.1.4.Coupe verticale de l'acrotère.....	43
Figure.III.1.5.Coupe horizontale de l'acrotère (A-A).....	43
Figure III.2.1. Schéma statique de calcul à l'ELU.....	45
Figure III.2.2. Diagramme des moments fléchissants et des efforts tranchants à l'ELU....	47
Figure III.2.3. Plan de ferrailage de l'escalier pour l'étage courant.....	54
Figure.III.3.1.Schéma statique de la poutre palière.....	55
Figure.III.3.2.Dimensions de la poutre palière.....	55
Figure.III.3.3.Ferrailage de la poutre palière.....	64
Figure.III.4.1. Coupe verticale d'un plancher en corps creux.....	65
Figure.III.4.2. Treillis soudés.....	66
Figure.III.4.3. Schéma statique de la poutrelle.....	67
Figure.III.4.4.Section de la poutrelle.....	68
Figure.III.4.5. Méthode des trois moments.....	71
Figure. III.4.6. Diagramme des moments et des efforts tranchants à l'ELU .....	74
Figure .III.4.7. Diagramme des moments et des efforts tranchants à l'ELS .....	76
Figure .III.4.8.Ferrailage de la poutrelle en travées.....	85
Figure. III.4.9.Ferrailage de la poutrelle aux appuis.....	85
Figure. III.5.1.Schéma de chargement à l'ELU.....	86
Figure .III.5.2.Schéma de chargement à l'ELS.....	86
Figure. III.5.3.Diagrammes des moments et des efforts tranchants à l'ELU.....	87
Figure. III.5.4.Ferrailage de la poutre de chainage.....	93
Figure.III.6.1. Dalle sur trois appuis.....	94
Figure.III.6.2. Schéma de ferrailage de la dalle.....	102

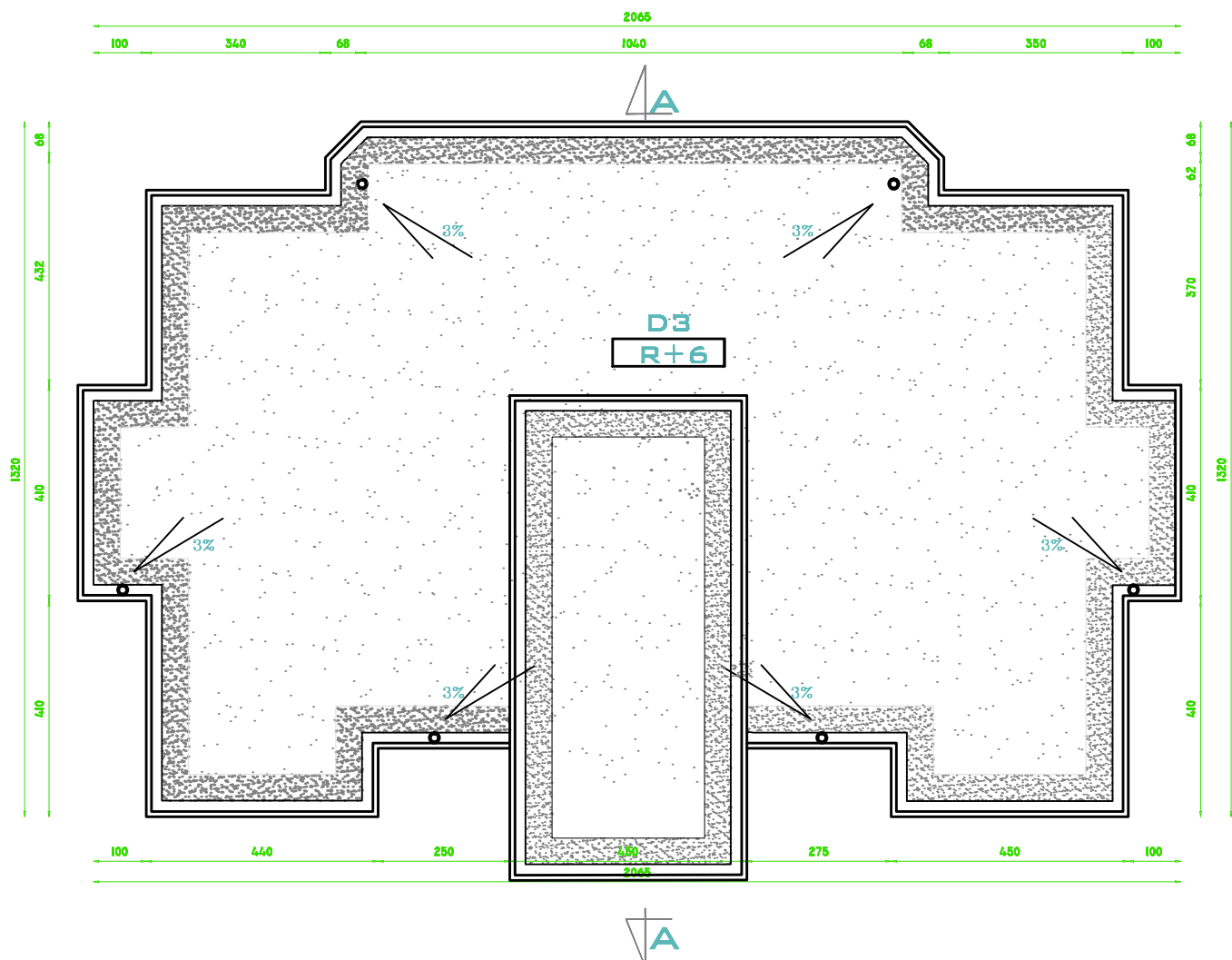
<b>Figure III.6.3.</b> Coupe A-A.....	102
<b>Figure. III.7.1.</b> Coupe verticale de la dalle pleine.....	111
<b>Figure.III.8.1.</b> Caractéristiques géométriques de la dalle pleine de la salle machine.....	112
<b>Figure.III.8.2.</b> Le ferrailage de la dalle de salle des machines.....	121
<b>Chapitre IV : Etude du contreventement</b>	
<b>Figure. IV.1 :</b> Disposition des voiles.....	124
<b>Figure. IV.2 :</b> Coupe verticale d'un niveau.....	129
<b>Figure. IV.3 :</b> Diagramme des moments des aires.....	135
<b>Figure. IV.4 :</b> Schéma d'un trapèze.....	136
<b>Chapitre VII: Ferrailage des éléments structuraux</b>	
<b>Figure VII.1.1:</b> Section d'un poteau SPC.....	177
<b>Figure VII.1.2:</b> Les moments s'exerçant sur les poteaux.....	178
<b>Figure VII.1.3 :</b> Caractéristiques et sollicitations de la section.....	181
<b>Figure VII.1.4 :</b> Affichage des résultats.....	182
<b>Figure VII.1.5 :</b> Délimitation de la zone nodale.....	186
<b>Figure VII.1.6 :</b> Caractéristiques et sollicitation de la section.....	189
<b>Figure VII.1.7 :</b> Affichage des résultats.....	190
<b>Figure VII.1.8 :</b> Ferrailage Poteaux 40 × 40.....	192
<b>Figure VII.1.9 :</b> Ferrailage Poteaux 35×35.....	193
<b>Figure VII.1.10:</b> Ferrailage Poteaux 30×30.....	193
<b>Figure VII.2.1 :</b> Ferrailage des poutres principales.....	203
<b>Figure VII.2.2 :</b> Ferrailage des poutres secondaires.....	203
<b>Figure VII.3.1 :</b> La disposition des voiles.....	204
<b>Figure VII.3.2 :</b> Disposition des armatures verticales dans les voiles.....	208
<b>Chapitre VIII: Etude de l'infrastructure</b>	
<b>Figure VIII.1 :</b> Dimensions d'une fondation.....	225
<b>Figure VIII.2.:</b> Diagramme des contraintes.....	235
<b>Figure VIII.3 :</b> Périmètre util des voiles et des poteaux.....	237
<b>Figure VIII.4 :</b> Longueur et largeur du radier.....	238
<b>Figure VIII.5 :</b> Schéma statique du débord.....	244
<b>Figure VIII.6 :</b> Présentation du chargement simplifié.....	246
<b>Figure VIII.7:</b> Répartition trapézoïdale.....	247
<b>Figure VIII.8:</b> Répartition triangulaire.....	247
<b>Figure VIII.9 :</b> Diagrammes des moments fléchissants à l'ELU (sens x-x).....	249
<b>Figure VIII.10:</b> Diagrammes des efforts tranchants à l'ELU (sens x-x).....	249
<b>Figure VIII.11 :</b> Diagrammes des moments fléchissants à l'ELS (sens x-x).....	250
<b>Figure VIII.12 :</b> Diagrammes des efforts tranchants à l'ELS (sens x-x).....	250
<b>Figure VIII.13 :</b> Diagrammes des moments fléchissants à l'ELU (sens y-y).....	251
<b>Figure VIII.14 :</b> Diagrammes des efforts tranchants à l'ELU (sens y-y).....	251
<b>Figure VIII.15 :</b> Diagrammes des moments fléchissants à l'ELS (sens y-y).....	252
<b>Figure VIII.16 :</b> Diagrammes des efforts tranchants à l'ELS (sens y-y).....	252
<b>Figure VIII.17 :</b> Ferrailage des nervures du radier.....	256
<b>Figure VIII.18 :</b> Ferrailage du radier.....	257
<b>Chapitre IX : Etude du mur plaque</b>	
<b>Figure IX.1:</b> Schéma statique du mur de soutènement.....	259
<b>Figure IX.2 :</b> Diagramme des contraintes du mur.....	260
<b>Figure IX.3 :</b> Ferrailage de mur plaque.....	266

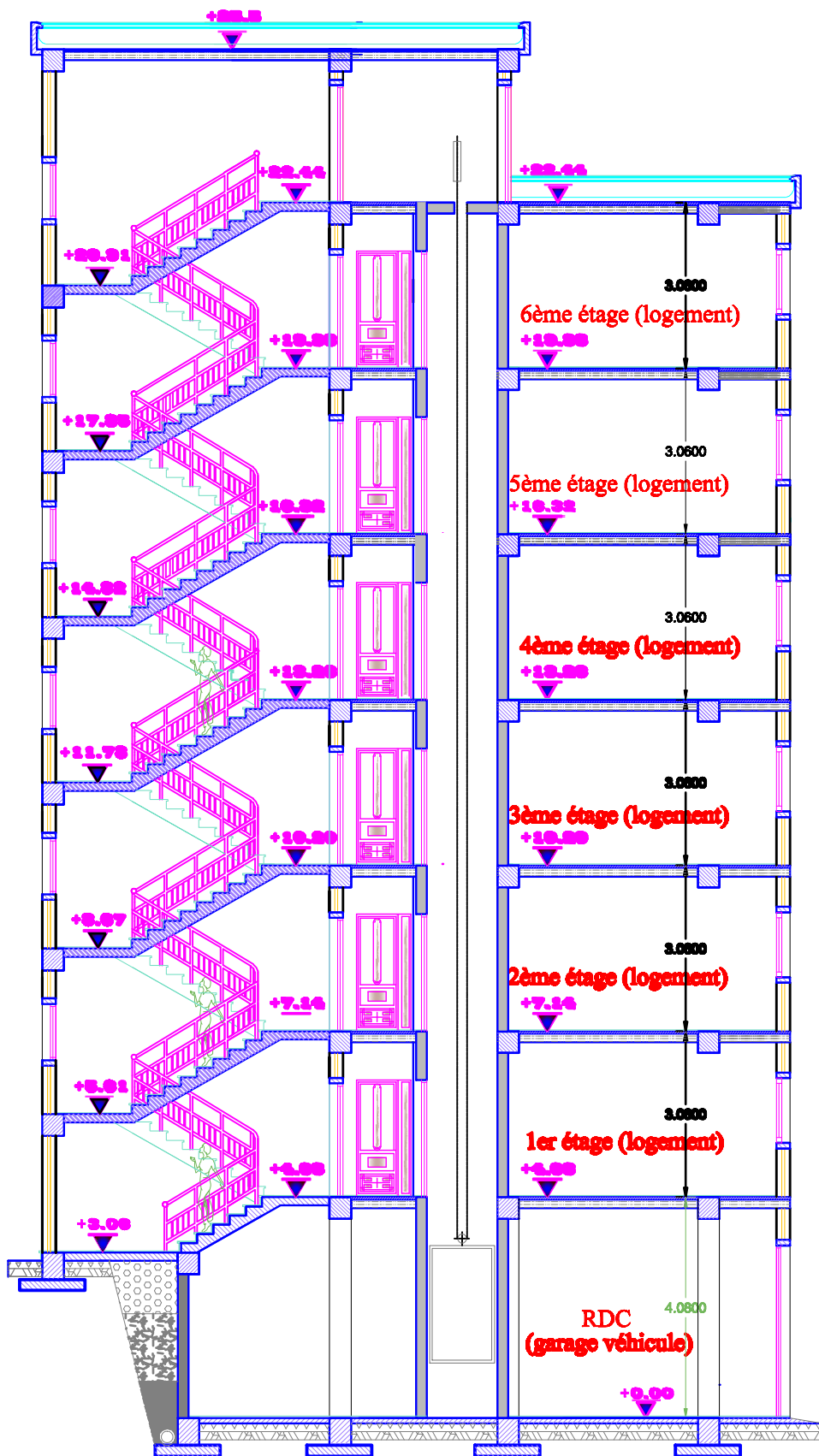












COUPE A-A





FACADE POSTERIEURE

*Chapitre I*

*Présentation de*

*l'ouvrage et*

*caractéristiques*

*des matériaux*

## I.1. Présentation de l'ouvrage

Notre projet consiste à calculer les éléments résistants d'un bâtiment (R + 6) à usage d'habitation et service. Cet ouvrage est de moyenne importance (groupe d'usage2), implanté à BOGHNI (TIZI-OUZOU). Cette zone est classée selon le RPA 99 (version 2003) comme étant une zone de moyenne sismicité (zone IIa).

Le rapport du sol ne nous a pas été remis, alors nous avons pris une valeur de  $\sigma_{\text{sol}} = 2$  bars à 1 m de profondeur.

Cette contrainte correspond à un sol meuble S3.

Cet ouvrage est composé de :

- \* 06 étages courants à usage d'habitation.
- \* 01 RDC à usage de service.
- \* 01 cage d'escalier.
- \* 01 cage d'ascenseur.
- \* 01 terrasse inaccessible.

### I.1.1. Caractéristiques géométriques

Notre bâtiment a pour dimensions :

#### \* En plan :

Longueur totale du bâtiment : .....  $L = 20.65$  m

Largeur totale du bâtiment : .....  $L = 14.30$  m

#### \* En élévation:

Hauteur de rez-de-chaussée : .....  $H_{\text{RDC}} = 4.08$  m

Hauteur d'étage courant : .....  $H_C = 3.06$  m

Acrotère : .....  $H_A = 0.60$  m

Hauteur totale du bâtiment .....  $H_{(\text{total})} = 26.1$  m

## I.2. Réglementation utilisée

Nous nous conformerons dans nos calculs aux règlements en vigueur à savoir :

- Règlement parasismique algérien (**RPA 99, version 2003**).
- Les techniques de conception et de calcul des ouvrages et des constructions en béton armé suivant la méthode des états limites (**BAEL 91 modifié 99**).
- Charges et surcharges (**DTR – BC – 22**).
- **CBA93** (conception et calcul des structures en béton armé)

## I.3. éléments de l'ouvrage

### I.3.1. L'ossature

Le bâtiment a une ossature composée de poteaux et des poutres formant un système de portiques en béton armé, et un ensemble de voiles disposés dans les deux directions longitudinale et transversale formant ainsi un système de contreventement rigide et assurant la stabilité de l'ouvrage.

### I.3.2. Planchers

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

#### a. Fonction de résistance mécanique

Les planchers supposés infiniment rigides dans le plan horizontal supportent leurs poids propres et les surcharges et les transmettent aux éléments porteurs de la structure (poteaux et voiles).

#### b. Fonction d'isolation

Les planchers permettent d'isoler thermiquement et acoustiquement les différents étages.

Nous avons 2 types de planchers :

- Plancher en corps creux.
- Dalle pleine en béton armé.

#### ✓ Planchers en corps creux

Ils sont réalisés en corps creux et une dalle de compression coulée sur place, reposant sur des poutrelles préfabriquées.

a) **Nervures** : appelées poutrelles. Elles reposent à leurs extrémités sur les poutres principales et reprennent la totalité des charges permanente et les surcharges.

b) **Remplissage en corps creux** : Il est disposé entre les poutrelles, il est utilisé comme coffrage perdu et isolant phonique.

c) **Dalle de compression en béton armé** : dalle en béton de 4cm à 5cm, armée d'un quadrillage d'armatures pour limiter les risque de fissuration.

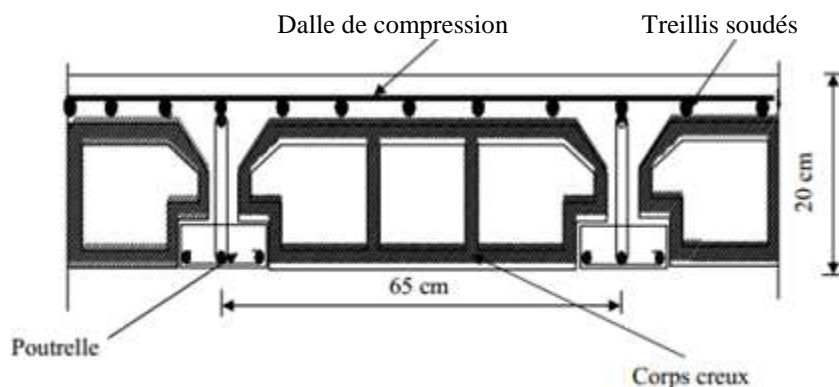


Figure. I.1 : Coupe transversale d'un Plancher en corps creux.

### ✓ Dalle pleine en béton armé

La dalle pleine est une plaque porteuse en béton armé coulée sur un coffrage plat, reposant sur des appuis. Le diamètre des armatures et leur nombre varient suivant les dimensions de la dalle et l'importance des charges qu'elle supporte. Dans notre structure, on a utilisé ce type de plancher au niveau :

- Des paliers de repos et d'arrivée des escaliers.
- Balcon.
- Le plancher entourant la cage d'ascenseur.
- Toit de la salle machine.

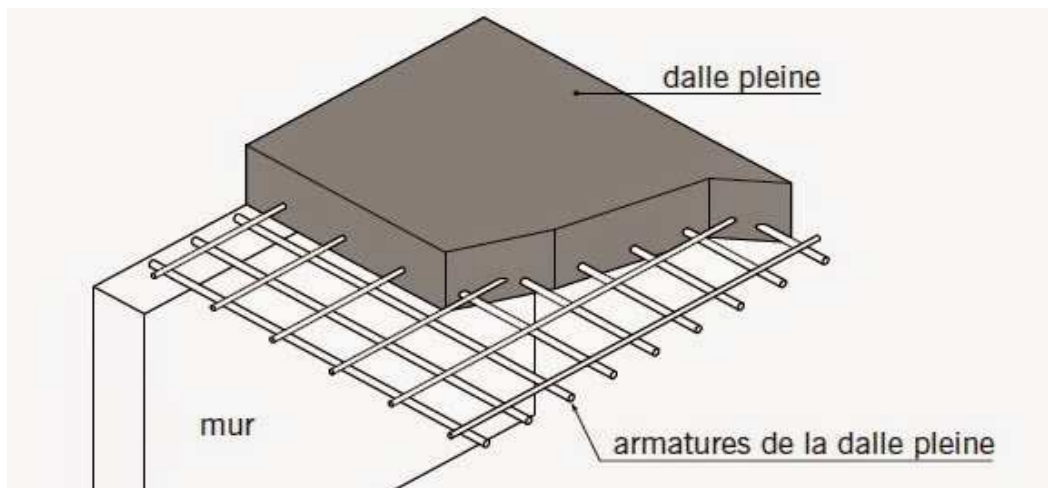


Figure. I.2 : Plancher en dalle pleine.

### I.3.3. Maçonnerie

La maçonnerie du bâtiment est réalisée en briques creuses.

→ **Les murs extérieurs et Les murs de séparation entre deux logements** sont constitués de doubles parois de briques (2\*10cm d'épaisseur) séparées par une lame d'air de 5 cm d'épaisseur.

→ **Les murs intérieurs** sont constitués d'une seule paroi de brique d'épaisseur 10cm.

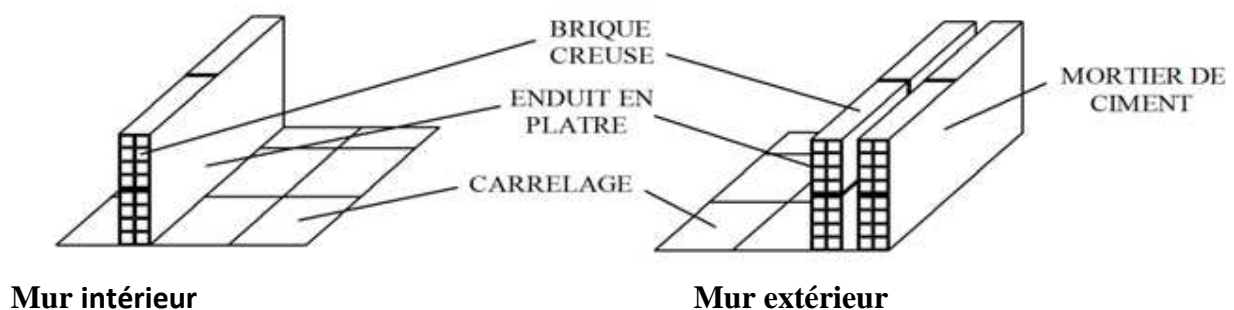


Figure. I.3: Murs intérieurs et extérieurs.



**I.3.4.Escalier**

La cage d'escalier permet l'accès du 1<sup>er</sup> aux 6<sup>ème</sup> étages ainsi que la terrasse. Le bâtiment comporte un seul type d'escalier : escaliers à deux volées et un palier de repos. L'escalier est réalisé en béton armé, il est constitué d'une série de marches et contre marches permettant de desservir les différents étages de la construction.

**I.3.5.Cage d'Ascenseur**

L'ascenseur est un appareil élévateur permettant le déplacement vertical et l'accès aux différents niveaux du bâtiment, il est composé essentiellement de la cabine et de sa machinerie. Notre bâtiment est muni d'une cage d'ascenseur qui sera réalisée en voiles coulés sur place.

**I.3.6. Revêtement**

Les revêtements utilisés sont :

- Carrelage pour les planchers et les escaliers.
- Céramique pour les salles d'eaux et cuisines.
- Enduit plâtre pour les cloisons intérieures et les plafonds.
- Enduit ciment pour les murs de façade, la cage d'escaliers et les plafonds des salles d'eaux et les locaux humides.
- Le plancher terrasse sera recouvert d'une étanchéité multicouche imperméable évitant la pénétration des eaux pluviales.

**I.3.7. Acrotère**

La terrasse inaccessible sera entourée d'un élément en béton armé appelé acrotère qui est de 60cm de hauteur et de 10 cm d'épaisseur.

**I.3.8.Balcon**

Ils sont réalisés en dalle pleine.

**I.3.9. Les fondations**

Par leur position et leur fonction stabilisatrice dans la structure, elles constituent une partie importante de l'ouvrage et une liaison directe entre la structure et le sol.

Elles assurent aussi la transmission des charges et surcharges au sol.

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

\* Différents type de fondation :

- Fondation superficielle.
- Fondation semi- profonde.
- Fondation profonde.

**I.3.10. Voiles de contreventements**

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

**I.3.11. Terrasse inaccessible**

Notre bâtiment sera muni d'une terrasse inaccessible réalisée en corps creux et dalle de compression avec un revêtement composé de :

- ✓ Forme de pente de 3% pour faciliter l'écoulement des eaux.
- ✓ Revêtement d'étanchéité.

- ✓ Isolant thermique protégeant l'élément porteur des chocs thermiques et limitant les déperditions, l'isolant peut être en polyptère, liège ou en mousse de verre.
- ✓ Protection lourde (gravier roulé).

### I.3.12. Le système de coffrage

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

## I.4. Caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés

Le matériau essentiel utilisé pour la construction de cet ouvrage est le béton armé, constitué de béton et d'acier. Les caractéristiques des matériaux utilisés dans la construction seront conformes au Règlement Parasismique Algérien **RPA Version 2003**, et au règlement du béton armé aux états limite **BAEL91 modifié 99**.

### I.4.1. Béton

Le béton est un matériau de construction, obtenu par mélange de ciment, granulats, eau et à ces composantes s'ajoutent parfois des adjuvants et des éléments encore plus fins qui améliorent sensiblement sa performance ainsi que sa compacité. Il est dosé d'une manière à obtenir les quantités et les qualités requises pour son utilisation. Le béton est devenu un élément indispensable dans la construction des ouvrages grâce à sa bonne résistance à la compression et sa maniabilité.

#### Les constituants du béton

- **Le ciment**

C'est un liant hydraulique caractérisé par la propriété de donner avec l'eau une pâte qui se solidifie en passant par un processus chimique.

- **Les granulats**

Ce sont des matériaux inertes provenant de l'érosion des roches ou de leurs concassages, On distingue :

- Les granulats naturels utilisés directement sans aucun traitement mécanique préalable.
- Les granulats naturels provenant de concassage des roches.

- **Les adjuvants**

Ce sont des produits qui sont ajoutés à faible proportion au béton dont le but est l'amélioration de certaines de ces propriétés.

#### Les dosages des éléments

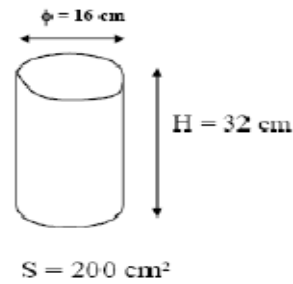
Le dosage du ciment est de  $350\text{kg/m}^3$  et la contrainte de résistance à la compression à 28 jours est égale à  $25\text{Mpa}$ . La densité du béton armé utilisé est de  $\rho=2500\text{kg/m}^3$

### I.4.1.1. Résistance caractéristique du béton

➤ **Résistance à la compression  $f_{cj}$**

Un béton est défini par sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours, notée  $f_{c28}$  exprimé en MPa (**C.B.A93, A2.1.1.1**).

Cette valeur est mesurée par compression axiale d'un cylindre droit de révolution de diamètre 16cm, et de hauteur de 32cm.



La résistance caractéristique à la compression  $f_{cj}$  à l'âge de  $j \leq 60$  jours, est

$$\left. \begin{aligned} f_{cj} &= \frac{j}{4,76+0,83j} \times f_{c28} && \text{pour } : f_{c28} \leq 40 \text{ MPa} \\ f_{cj} &= \frac{j}{1,40+0,95j} \times f_{c28} && \text{pour } : f_{c28} > 40 \text{ MPa} \end{aligned} \right\} \text{BAEL91 modifié 99 (Art, A.2.1.11).}$$

Avec :  $f_{cj}$  : résistance du béton à l'âge  $j$ .  
 $j$  : l'âge en jours.

Pour l'évaluation de la déformation, pour des grandes valeurs de  $j$ , on a :  $f_{cj} = 1.1 \times f_{c28}$ .

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

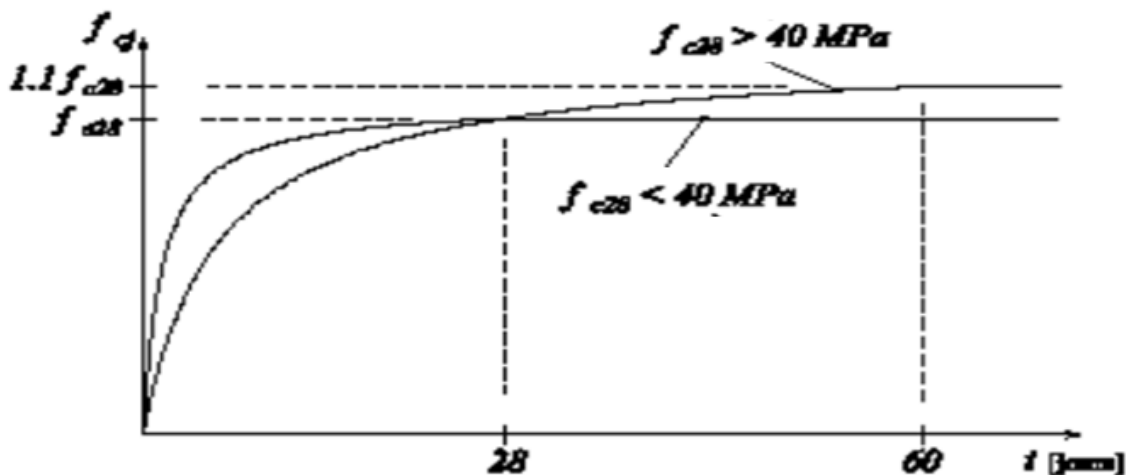


Figure. I.4 : Évolution de la résistance  $f_{cj}$  en fonction de l'âge du béton.

La figure I.4 donne l'allure de la variation de la résistance  $f_{cj}$  en fonction de l'âge du béton pour les deux types de béton. Sur cette figure, on observe que la montée en résistance des bétons à performances élevées est plus rapide que pour les bétons classiques. Cette propriété rend les bétons à performances élevées très intéressants en phase de construction.

➤ **Résistance caractéristique à la traction: (B.A.E.L91 Art2-1-12/ modifié 99)**

La résistance caractéristique à la traction du béton à l'âge « j » jours notée ( $f_{tj}$ ) est conventionnellement définie par :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj} \quad \text{si} \quad f_{c28} \leq 60 \text{ MPa} \quad \text{BAEL91 modifié 99 (Art, A2.1.12).}$$

\*Dans notre cas :  $f_{c28} = 25 \text{ MPa} \rightarrow f_{tj} = 2.1 \text{ MPa}$

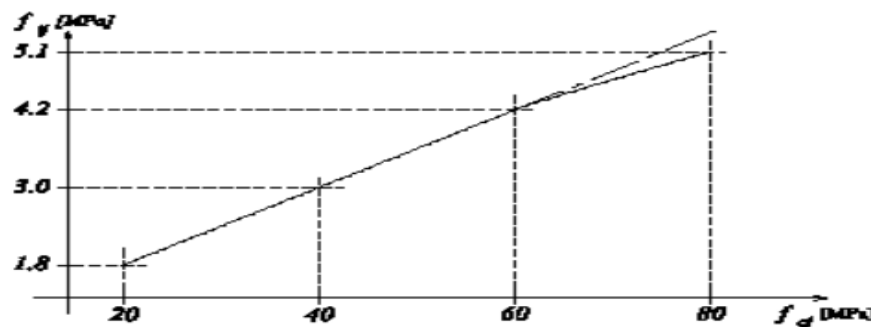


Figure. I.5 : Évolution de la résistance à la traction  $f_{tj}$  en fonction de celle à la compression  $f_{cj}$ .

## I.4.2. Contraintes limites

### I.4.2.1. ELU (État Limite Ultime)

Il correspond à la perte d'équilibre statique (basculement), à la perte de stabilité de forme (flambement) et surtout à la perte de résistance mécanique (rupture), qui conduisent à la ruine de l'ouvrage. Cette limite correspond à l'état limite de compression du béton. Elle est donnée par la formule suivante :

$$f_{bc} = \frac{0.85}{\theta \gamma_b} f_{c28}$$

Avec :  $\gamma_b$  : Coefficient de sécurité du béton

$\gamma_b = 1,15$ .....en situation accidentelle

$\gamma_b = 1,5$ .....en situation courante

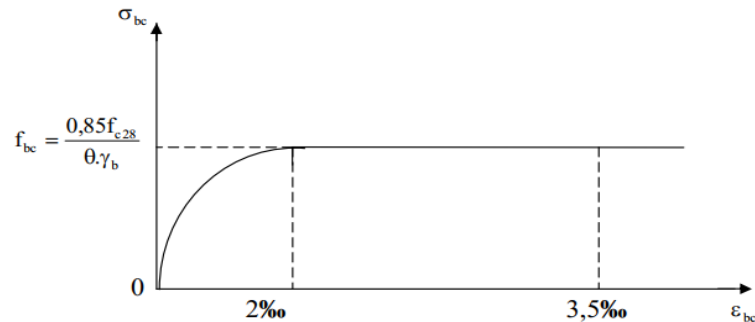
$\theta$  : Coefficient dépendant de la durée (t) de l'application des combinaisons d'actions.

$\theta = 1$ .....t > 24 h

$\theta = 0,9$ .....1h ≤ t ≤ 24 h

$\theta = 0,85$ .....t ≤ 1h

t : durée probable d'application de la combinaison d'action considérée.

**\*Diagramme Contrainte Déformation****Figure. I.6 : Diagramme contrainte –déformation du béton (ELU).**

Le diagramme est composé :

- \* D'une partie parabolique : la déformation relative est limitée à  $\varepsilon_{bc} \leq 2\text{‰}$  (état élastique).
- \* D'une partie rectangle (état plastique)  $2\text{‰} \leq \varepsilon_{bc} \leq 3,5\text{‰}$ .

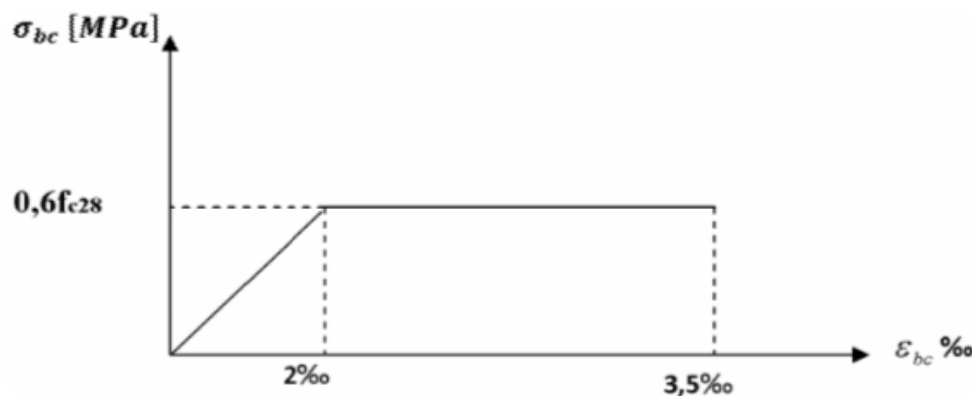
**I.4.2.2.ELS (Etat Limite Service)**

C'est l'état au delà duquel ne sont plus satisfaites les conditions normales d'exploitation et de durabilité qui comprennent les états limites de fissuration et de déformation.

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

$$\text{A } j = 28 \text{ jour : } \sigma_{bc} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

Avec :  $\sigma_{bc}$  : contrainte admissible à l'ELS

**Figure .I.7: Diagramme contrainte – déformation du béton (ELS).**

**I.4.2.3. Contrainte limite de cisaillement**

La contrainte ultime du cisaillement du béton est définie par :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} \quad \text{BAEL91 modifié 99 (Art, A.5.1.1).}$$

Avec :  $V_u$  : l'effort tranchant.  
 $b_0$  : largeur de la section considérée, (Section cisailée).  
 $d$  : la hauteur utile ( $d=h-c$ )

Cette contrainte ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

$$\tau_u \leq \min (0.20 f_{c28} / \gamma_b; 5 \text{ Mpa}) \quad \text{pour fissuration non préjudiciable.}$$

$$\tau_u \leq \min (0.15 f_{c28} / \gamma_b; 4 \text{ Mpa}) \quad \text{pour fissuration préjudiciable et très préjudiciable.}$$

**BAEL91 modifié 99 (Art, A.5.1.211).**

**I.4.2.4. Module de déformation longitudinal**

**\*Module de déformation instantané ( $E_{ij}$ ) :**

Lorsque la contrainte appliquée est d'une durée inférieure à 24 heures, il résulte un module

égal à  $E_{ij} = 11003 \sqrt[3]{f_{cj}}$  avec ( $E_{ij}$  en MPa,  $f_{cj}$  en MPa) **BAEL91 modifié 99 (Art, 2.1, 21).**

Pour  $f_{c28} = 25 \text{ MPa} \Rightarrow E_{i28} = 32164.2 \text{ MPa}$

**\*Module de déformation différée ( $E_{vj}$ ) :**

Lorsque la contrainte normale appliquée est de longue durée, et afin de tenir compte de l'effet de fluage de béton on prend un module de :

$$E_{vj} = 37000 \sqrt[3]{f_{cj}} \quad \text{BAEL91 modifié 99 (Art, 2.1, 22).}$$

Pour  $f_{c28} = 25 \text{ MPa} \Rightarrow E_{v28} = 10818.9 \text{ MPa}$

**I.4.2.5. Module de déformation transversale**

Le module de déformation transversal noté (G) est donné par la formule suivante :

$$G = \frac{E}{2(1+\mu)} \quad \text{BAEL91 modifié 99 (Art, A.2.1.1.3).}$$

E : module de Young

$\mu$  : Coefficient de poisson.

- Le coefficient de poisson**

Pour le béton, ce coefficient est compris généralement entre 0,15 et 0,30

$$\begin{cases} \mu = 0.2 & \text{à l'ELS} \\ \mu = 0 & \text{à l'ELU} \end{cases} \quad \text{BAEL91 modifié 99 (Art, A.2.1.3).}$$

### I.4.3.Acier

L'acier est un matériau caractérisé par sa bonne résistance à la traction qu'en compression. Les aciers sont classés suivant l'état de leurs surfaces et leurs nuances. Dans le présent projet, on utilisera 02 types d'aciers dont les principales caractéristiques sont regroupées dans le tableau suivant :

Caractéristiques des aciers utilisés

Type d'acier	Nomination	Symbole	Limite d'élasticité Fe [MPa]	Résistance à la Rupture	Allongement relatif à la Rupture [%]	Coefficient de fissuration	Coefficient de $[\psi]$ scellement
Aciers en barre	Haute adhérence FeE400	H A	400	480	14 ‰	1.6	1.5
Aciers en treillis	Treillis soudé (T S) TL520 ( $\phi < 6\text{mm}$ )	T S	520	550	8 ‰	1.3	1

#### I.4.3.1.Module d'élasticité longitudinale

Dans notre cas il est égal à :  $E_s = 200000 \text{ (MPa)}$ ..... **BAEL91 modifié 99 (Art, A.2.2, 1).**

#### I.4.3.2.Contraintes limites

##### \*Contrainte limite ultime (ELU)

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

$f_e$  : limite d'élasticité  
 $\sigma_s$  : La contrainte d'acier à l'ELU.  
 $\gamma_s$  : Coefficient de sécurité

$$\rightarrow \begin{cases} \gamma_s = 1.5 \text{ situation durable} \\ \gamma_s = 1 \text{ situation accidentelle.} \end{cases}$$

##### \*Contrainte limite de service (ELS)

Pour limiter les fissurations et l'importance des ouvertures dans le béton, on doit limiter la contrainte dans l'acier en fonction de la fissuration.

Trois cas de fissuration sont possibles :

**\*Fissuration peu nuisible****BAEL 91 modifié 99 (Art, A.4.5. 32).**

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

**\*Fissuration préjudiciable**

$$\sigma_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110\sqrt{\eta f t j} \right\}$$

**BAEL 91 modifié 99 (Art, A.4.5.33).****\*Fissuration très préjudiciable**

$$\sigma_s = \min \left\{ \frac{1}{2} f_e ; 90\sqrt{\eta f t j} \right\}$$

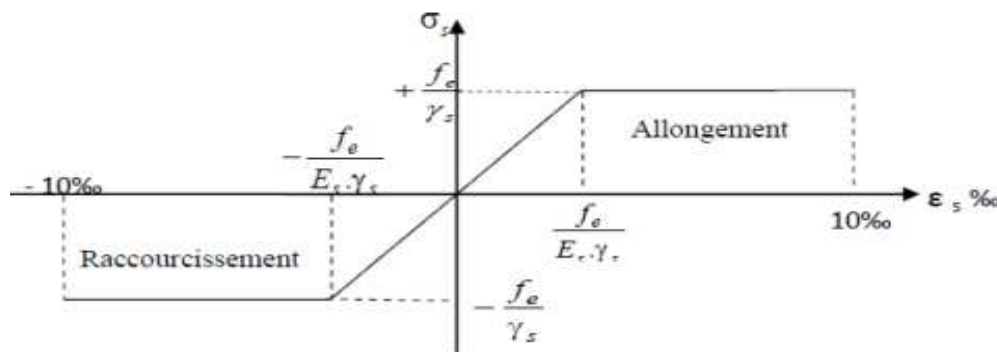
**BAEL 91 modifié 99 (Art, A. 4.5.34).**

$\eta$  : coefficient de sécurité

$\left\{ \begin{array}{l} \eta = 1 \end{array} \right.$	pour les ronds lisses	(R. L)
$\left\{ \begin{array}{l} \eta = 0.6 \end{array} \right.$	pour les aciers à haute adhérence (H. A)	

**I.4.3.3. Diagramme des contraintes déformation de l'acier****BAEL 91 modifié 99 (Art, A.2.2, 2)**

-En limite d'allongement des aciers à la valeur à 10 ‰

**Figure. I.8: Diagramme Contrainte - Déformation de l'acier.****I.4.3.4. Protection d'armatures****BAEL 91 modifié 99 (Art, A.7.2 .4).**

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

- $C \geq 1$  cm : si l'élément est situé dans un local couvert non soumis aux condensations.
- $C \geq 3$  cm : si l'élément est situé dans un local soumis aux condensations.



- $C \geq 5$  cm : si l'élément est soumis aux actions agressives (brouillards salins, exposé à la mer ...)

# *Chapitre II*

## *Pré dimensionnement*

### *Des éléments*

## II.1. Introduction

L'évaluation des différentes sections des éléments de notre structure (poutres, poteaux, voiles et autres), passe impérativement par un dimensionnement préliminaire avant l'étude du projet appelé pré dimensionnement qui est conforme aux règles B.A.E.L 91, CBA93 et R.P.A 99 V2003. Pour cela nous effectuons une descente des charges et surcharges jusqu'à la fondation. Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être modifiés après vérifications dans la phase de calcul.

## II.2. Les planchers

### II.2.1. Plancher en corps creux

La hauteur du plancher est obtenue à partir de la formule suivante :

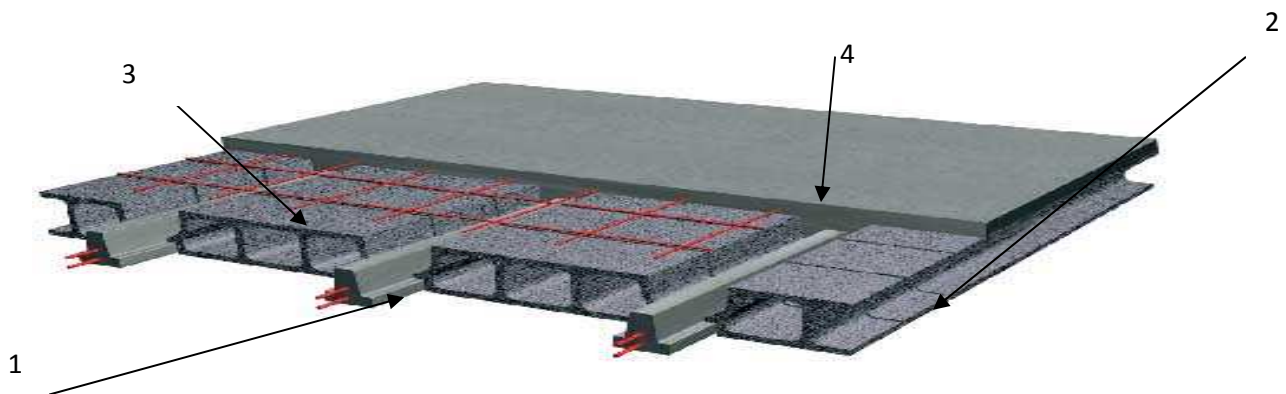
$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{22.5} \quad (\text{CBA 93, Art. B.6.8.4.2.4}).$$

Avec :  $h_t$  : Hauteur du plancher.

$L_{\max}$  : Portée libre maximale de la plus grande travée dans le sens horizontal.

$$L_{\max} = 375 - 25 = 350 \Rightarrow h_t \geq \frac{350}{22.5} = 15.55 \text{ cm} \quad \text{On prend : } h_t = 20 \text{ cm.}$$

On peut opter pour un plancher de 20 cm d'épaisseur (16+4) composé de corps creux de 16cm de hauteur et d'une dalle de compression de 4 cm d'épaisseur.



**Figure. II.1. Coupe d'un plancher à corps creux.**

- 1 : Poutrelles ;
- 2 : Corps creux ;
- 3 : treillis soudé ;
- 4 : Dalle de compression.

### II.2.2. Plancher en dalle pleine

L'épaisseur d'une dalle pleine peut être déterminée en fonction de sa portée, avec vérification de la résistance au feu, l'isolation acoustique et sa flèche.

#### Condition de l'isolation acoustique

Selon **CBA93**, l'épaisseur doit être supérieure ou égale à 13 cm pour obtenir une bonne isolation acoustique.

#### Condition de la résistance au feu (CBA93).

- $e = 7 \text{ cm}$  pour une heure de coupe-feu.
- $e = 11 \text{ cm}$  pour deux heures de coupe-feu.

#### Résistance à la flexion

L'épaisseur de la dalle est donnée par

##### \*Cas d'une dalle qui porte suivant un seul sens

Une dalle porte dans un seul sens, lorsque les deux conditions suivantes sont vérifiées

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} < 0.4 \rightarrow \frac{l_x}{35} \leq e \leq \frac{l_x}{30} \quad \text{avec } l_x \leq l_y$$

##### \*Cas d'une dalle qui porte suivant deux sens

Une dalle porte dans un deux sens, lorsque les deux conditions suivantes sont vérifiées

$$0.4 \leq \alpha \leq 1 \rightarrow \frac{l_x}{45} \leq e \leq \frac{l_x}{40} \quad \text{avec } l_x \leq l_y$$

##### \*Le nombre d'appuis sur les quels reposent la dalle pleine (CBA93)

$$e \geq \frac{l_x}{20} \quad \text{pour une dalle sur un seul appui.}$$

$$\frac{l_x}{35} \leq e \leq \frac{l_x}{30} \quad \text{Pour une dalle sur deux appuis.}$$

$$\frac{l_x}{45} \leq e \leq \frac{l_x}{40} \quad \text{Pour une dalle sur 3 ou 4 appuis.}$$

$L_X$  : La plus petite portée du panneau de dalle.

$L_Y$  : La plus grande portée du panneau de dalle.

**\*Résistance à la flexion (salle machine)**

Dans note cas nous avons :

$$\alpha = \frac{l_x=130}{l_y=130} = 1 \rightarrow 0.4 \leq \alpha \leq 1 \text{ la dalle travaille dans les deux sens (4 appuis)}$$

$$\frac{l_x}{45} \leq e \leq \frac{l_x}{40} \quad \text{Avec} \quad l_x = 1.3 \text{ m.}$$

$$\text{Ceci engendre : } \frac{130}{45} \leq e \leq \frac{130}{40} \quad \Rightarrow \quad 2.88 \text{ cm} \leq e \leq 3.25 \text{ cm.}$$

**Conclusion :**

On prend le max (3, 11, 13) donc **e = 15 cm.**

**\*Résistance à la flexion (Balcon)**

Le balcon est constitué d'une dalle pleine faisant suite à la dalle du plancher.

$$\alpha = \frac{l_x=130}{l_y=375} = 0.35 < 0.4 \rightarrow \text{la dalle travaille dans un seul sens (2 appuis).}$$

$$\frac{l_x}{35} \leq e \leq \frac{l_x}{30} \quad \text{Avec} \quad l_x = 1.3 \text{ m.}$$

$$\text{Ceci engendre : } \frac{130}{35} \leq e \leq \frac{130}{30} \quad \Rightarrow \quad 3.71 \text{ cm} \leq e \leq 4.3 \text{ cm}$$

**Conclusion :**

On prend le max (4, 11, 13) donc **e = 15 cm**

**II.3.Les poutres**

Les poutres sont des éléments en béton armé (horizontales et linéaires). Elles reçoivent les actions mécaniques (efforts et moments) et les transmettent aux éléments verticaux (poteaux, voiles), les dimensions des poutres sont données comme suit :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \quad \text{et} \quad 0.4 h \leq b \leq 0.7 h$$

Avec **h** : hauteur de la poutre.  
**b** : largeur de la poutre.  
**L** : portée maximum entre nus d'appuis.

Par ailleurs l'article 7.5.1 du RPA exige des conditions telles que :

$$h \geq 30 \text{ cm} ; \quad b \geq 20 \text{ cm} ; \quad \frac{h}{b} < 4$$

Et on distingue trois types de poutres

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

### II.3.1. Les poutres principales

Les poutres principales sont disposées perpendiculairement aux poutrelles (suivant X-X).  
Le pré dimensionnement des poutres de section rectangulaire courante se fait en respectant la condition du CBA 93.

✓ **La hauteur**

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h_{pp} \leq \frac{L_{max}}{10}$$

Avec **h<sub>pp</sub>** : Hauteur de la poutre principale.

**L<sub>max</sub>** : Portée libre maximale entre nus des appuis.

$$L_{max} = 375 - 25 = 350 \text{ cm}$$

$$\frac{350}{15} \leq h_{pp} \leq \frac{350}{10}$$

$$23.33 \text{ cm} \leq h_{pp} \leq 35 \text{ cm}$$

On opte pour une hauteur : **h<sub>pp</sub> = 30 cm**

✓ **La largeur**

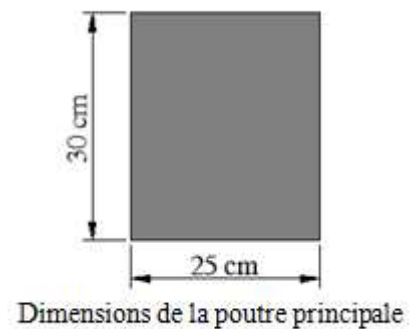
$$0.4h \leq b \leq 0.7h$$

Avec **b** : Largeur des poutres.

$$0.4(30) \leq b \leq 0.7(30)$$

$$12 \text{ cm} \leq b \leq 21 \text{ cm}$$

On prend : **b = 25 cm**



#### Vérification (RPA99)

$b \geq 20 \text{ cm}$	condition vérifiée
$h \geq 30 \text{ cm}$	condition vérifiée
$\frac{h}{b} = 1.2 < 4$	condition vérifiée

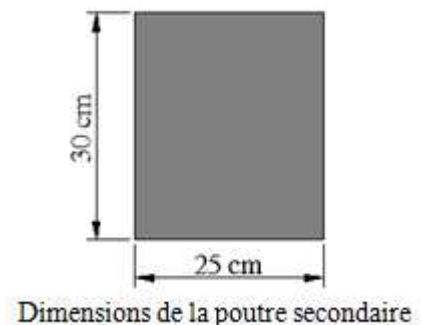
### II.3.2. Les poutres secondaires

Ce sont des poutres parallèles aux poutrelles.

✓ **La hauteur**

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h_{ps} \leq \frac{L_{max}}{10}$$

Avec **h<sub>ps</sub>** : Hauteur de la poutre secondaire.



$$L_{max} = 370 - 25 = 345 \text{ cm}$$

$$\frac{345}{15} \leq hps \leq \frac{345}{10}$$

$$23 \text{ cm} \leq hps \leq 34.5 \text{ cm}$$

On opte pour une hauteur :  $hps = 30 \text{ cm}$

✓ **La largeur**

$$0.4h \leq b \leq 0.7h$$

$$0.4(30) \leq b \leq 0.7(30)$$

$$12 \text{ cm} \leq b \leq 21 \text{ cm}$$

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

### Vérification (RPA99)

$$b \geq 20 \text{ cm} \quad \text{condition vérifiée}$$

$$h \geq 30 \text{ cm} \quad \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{b} = 1.2 < 4 \quad \text{condition vérifiée}$$

### II.3.3. Les poutres de chaînage

Ce sont des poutres qui reposent sur deux appuis, elles servent à relier les poutres des consoles entre elles. Elles supportent leur poids propre et le poids du plancher ainsi que le poids de la cloison.

✓ **La hauteur**

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

Avec  $hpch$  : Hauteur de la poutre de chaînage.

$$L_{max} = 360 - 25 = 335 \text{ cm}$$

$$\frac{335}{15} \leq hpch \leq \frac{335}{10}$$

$$22.33 \text{ cm} \leq hpch \leq 33.5 \text{ cm}$$

On opte pour une hauteur :  $hpch = 30 \text{ cm}$

✓ **La largeur**

$$0.4h \leq b \leq 0.7h$$

$$0.4(30) \leq b \leq 0.7(30)$$

$$12 \text{ cm} \leq b \leq 21 \text{ cm}$$

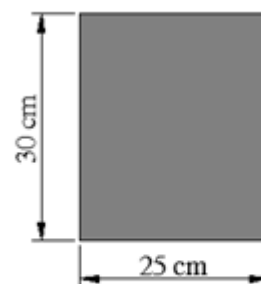
On prend :  $b = 25 \text{ cm}$

### Vérification (RPA99)

$$b \geq 20 \text{ cm} \quad \text{condition vérifiée.}$$

$$h \geq 30 \text{ cm} \quad \text{condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{b} = 1.2 < 4 \quad \text{condition vérifiée.}$$

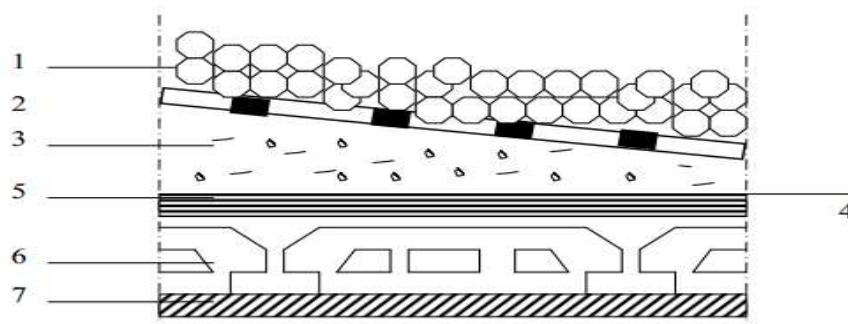


Dimensions de la poutre de chaînage

**Conclusion :**

Les dimensions des poutres retenues sont :

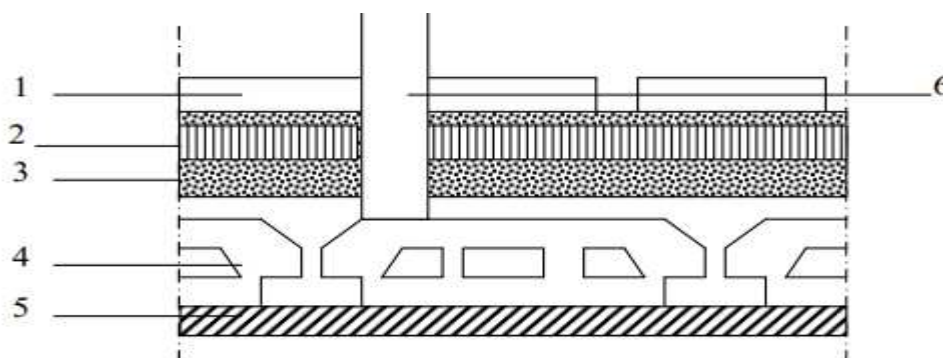
- ✓ Poutres principales :  $25 \times 30 \text{ cm}^2$ .
- ✓ Poutres secondaires :  $25 \times 30 \text{ cm}^2$ .
- ✓ Poutres de chaînage :  $25 \times 30 \text{ cm}^2$ .

**II.4.Détermination des charges et surcharges (DTR B.C.2.2).****II.4.1.Charges permanentes****II.4.1.a. Plancher en corps creux****a.1. Plancher terrasse inaccessible**

**Figure. II.2.Coupe verticale du plancher terrasse inaccessible.**

N°	Eléments	Epaisseur (m)	$\rho$ (KN/m <sup>3</sup> )	G (KN/m <sup>2</sup> )
1	Couche de gravillons	0.05	17	1.00
2	Etanchéité multi couche	0.02	06	0.12
3	Forme de pente en béton	0.05	22	1.10
4	Feuille de polyane	/	0.01	0.01
5	Isolation thermique en liège	0.04	04	0.16
6	Plancher en corps creux	0.20	14	2.80
7	Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
<b>Charge permanente totale Gt</b>				<b>5.39</b>

**Tableau .II.1.Charges permanentes du plancher terrasse.**

**a.2. Plancher étage courant**

**Figure. II.3.Coupe verticale du plancher étage courant.**



N°	Eléments	Epaisseur (m)	$\rho$ (KN/m <sup>3</sup> )	G (KN/m <sup>2</sup> )
1	Revêtement en carrelage	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Couche de sable	0.02	18	0.36
4	Plancher en corps creux	0.20	/	2.80
5	Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
6	Cloisons intérieurs	/	/	0.90
<b>Charge permanente totale <math>G_t</math></b>				<b>5.10</b>

Tableau .II.2.Charges permanentes du plancher étage courant.

## II.4.1.b. Plancher en dalle pleine

## b.1. Plancher terrasse inaccessible

N°	Eléments	Epaisseur (m)	$\rho$ (KN/m <sup>3</sup> )	G (KN/m <sup>2</sup> )
1	Couche de gravillons	0.05	17	1.00
2	Etanchéité multi couche	0.02	06	0.12
3	Forme de pente en béton	0.05	22	1.10
4	Feuille de polyane	/	0,01	0.01
5	Isolation thermique en liège	0.04	04	0.16
6	Plancher en dalle pleine	0.20	25	5.00
7	Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
<b>Charge permanente totale <math>G_t</math></b>				<b>7.59</b>

Tableau .II.3.Charges permanentes du plancher terrasse inaccessible.

## b.2. Plancher étage courant

N°	Eléments	Epaisseur (m)	$\rho$ (KN/m <sup>3</sup> )	G (KN/m <sup>2</sup> )
1	Revêtement en carrelage	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Couche de sable	0.02	18	0.36
4	Plancher en dalle pleine	0.20	25	5.00
5	Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
6	Cloisons intérieurs			0.90
<b>Charge permanente totale <math>G_t</math></b>				<b>7.30</b>

Tableau .II.4.Charges permanentes du plancher étage courant.

## b.3. Balcon

N°	Eléments	Epaisseur (m)	$\rho$ (KN/m <sup>3</sup> )	G (KN/m <sup>2</sup> )
1	Revêtement en carrelage	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Couche de sable	0.02	18	0.36
4	Plancher en dalle pleine	0.15	25	3.75
5	Enduit de ciment	0.02	18	0.36
Charge permanente totale $G_t$				5.31

Tableau .II.5.Charges permanentes du Balcon.

## c. Maçonnerie

## c.1. Murs extérieurs : (10cm+5+10cm)

Elément	Epaisseur (cm)	La charge (KN/m <sup>2</sup> )
1-Enduit de ciment	2	0.36
2-Briques creuses	10	0.90
3-lame d'air	5	/
4-Briques creuses	10	0.90
5-Enduit de plâtre	2	0.20
		$G_m=2.36$

Tableau .II.6.Charges permanentes revenant aux murs extérieurs.

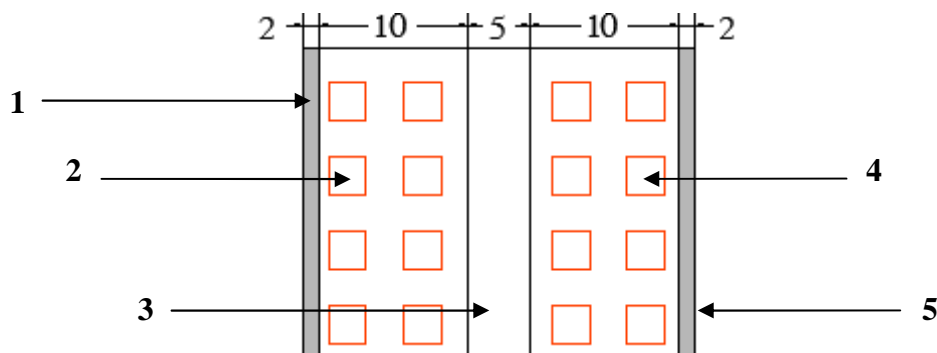


Figure. II.4. Coupe verticale d'un mur extérieur.

## c.2. Murs intérieurs

Elément	Epaisseur (cm)	La charge (KN/m <sup>2</sup> )
1-Enduit plâtre	2	0.2
2-Briques creuses	10	0.9
3-Enduit plâtre	2	0.2
		$G_m=1.3$

Tableau .II.7.Charges permanentes revenant aux murs intérieurs.

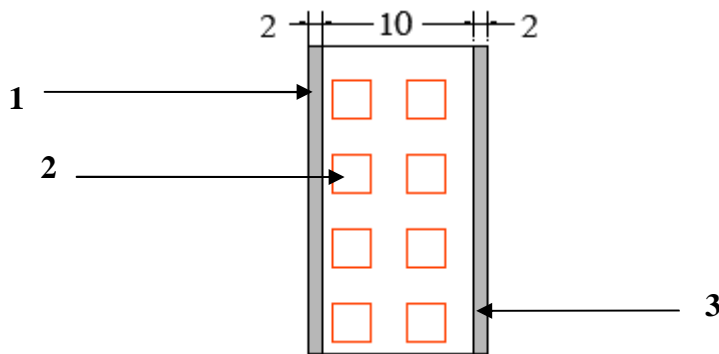


Figure. II.5. Coupe verticale d'un mur intérieur.

### II.4.2. Les surcharges

Eléments	Surcharge (KN/m <sup>2</sup> )
Plancher terrasse inaccessible	1.00
Plancher d'étage courant	1.50
Plancher RDC (service)	2.50
Escalier	2.50
Balcon	3.50
Acrotère	1.00

Tableau II.8. Charges d'exploitation des différents éléments (DTR-BC-22).

### II.5. Les poteaux

Les poteaux sont des éléments porteurs verticaux, leur rôle est de reprendre les charges et les surcharges des différents niveaux et les transmettre à la fondation, cette dernière les transmet au sol.

Pour un poteau rectangulaire de la zone IIa, on a :

$$\min(b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm}$$

$$\min(b_1, h_1) \geq h_e / 20$$

$$1/4 \leq b_1 / h_1 \leq 4$$

**Avec:** (b<sub>1</sub>, h<sub>1</sub>) : dimensions de la section transversale des poteaux

h<sub>e</sub> : hauteur libre d'étage.

On va opter dans un premier temps pour une section minimale de (25x25) cm<sup>2</sup>.

Le pré-dimensionnement des poteaux se fait à l'ELS sous un effort de compression N<sub>s</sub> sur le poteau le plus sollicité. La section du poteau sera déterminée par cette formule

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

Avec: N<sub>s</sub> = G + Q et : G = G plancher + G poutre

N<sub>s</sub> : effort de compression repris par le poteau le plus sollicité.

S : section du poteau.

G : charge permanente.

Q : charge d'exploitation.

$\sigma_{bc}$  : Contrainte limite de service du béton en compression.

Avec :  $\sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15\text{MPa}$

### II.5.1. Descente de charges

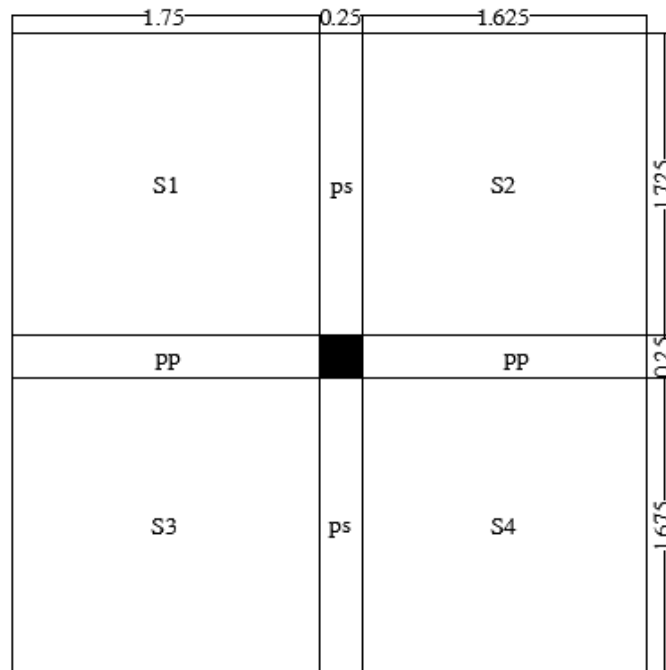
On appelle la descente de charges, le principe de distribuer les charges sur les différents éléments de la structure.

La descente de charges est obtenue en déterminant le cheminement des efforts dans la structure depuis leurs points d'application jusqu'aux fondations.

D'une façon générale, les charges se distribuent en fonction des surfaces attribuées à chaque élément porteur, appelée surface d'influence.

### II.5.2. Calcul de charges et surcharges revenant au poteau plus sollicité

#### a. Surface d'influence



$$S_{inf} = \sum S = S_1 + S_2 + S_3 + S_4$$

$$S_1 = 1.75 \times 1.725 = 3.02$$

$$S_2 = 1.625 \times 1.725 = 2.80$$

$$S_3 = 1.75 \times 1.675 = 2.93$$

$$S_4 = 1.625 \times 1.675 = 2.72$$

$$S_{inf} = 3.02 + 2.80 + 2.93 + 2.72$$

$$S_{inf} = 11.47 \text{ m}^2$$

#### b. Poids revenant à chaque plancher

$$\text{Plancher terrasse : } G_{pt} = G \times S = 5.39 \times 11.47 = 61.82 \text{ KN}$$

$$\text{Plancher étage courant: } G_{ec} = G \times S = 5.1 \times 11.47 = 58.5 \text{ KN}$$

**c. Poids revenant à chaque poutre**

Poutres principales :  $\rho \times b_{pp} \times h_{pp} \times (1.75+0.25+1.625) = 25 \times 0.25 \times 0.30 \times 3.625 = 6.79 \text{ KN}$

Poutres secondaires :  $\rho \times b_{ps} \times h_{ps} \times (1.725+1.675) = 25 \times 0.25 \times 0.30 \times 3.4 = 6.38 \text{ KN}$

Poids poutres principales + poids poutres secondaires =  $6.79 + 6.38 = 13.17 \text{ KN}$

**d. Les surcharges**

Terrasse :  $Q \times S_t = 1.0 \times 13.16 = 13.16 \text{ KN}$

RDC :  $Q \times S_t = 2.5 \times 13.16 = 32.90 \text{ KN}$

Étage courant :  $Q \times S_t = 1.5 \times 13.16 = 19.74 \text{ KN}$

**e. Poids revenant à chaque poteau**

- **Étage courant**

$$G = 0.25 \times 0.25 \times (3.06-0.3) \times 25 = 4.32 \text{ KN}$$

- **RDC**

$$G = 0.25 \times 0.25 \times (4.08-0.3) \times 25 = 5.90 \text{ KN}$$

**Loi de dégression de charge [DTR B.C 2.2 / IV.6.3]**

En raison du nombre d'étages qui composent la tour étudiée ( $n > 5$ ), on doit tenir compte de la loi de dégression des différentes surcharges.

$$\sum 0 = Q_0$$

$$\sum 1 = Q_0 + Q_1$$

$$\sum 2 = Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2)$$

$$\sum 3 = Q_0 + 0.90 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$$

$$\sum n = Q_0 + [(3+n)/2n] \cdot \sum_{i=1}^n Q_i$$

Pour  $n > 5$

$Q_0$ : surcharge à la terrasse.

$Q_i$ : surcharge de l'étage  $i$  ( $i = 1$  à  $08$ )

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

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

$(3+n)/2n$ : Coefficient valable pour  $n > 05$ .

nombre(n)	Terrasse	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
Coeff	1	0.95	0.90	0.85	0.8	0.75	0.714	0.688	0.667	0.65	0.636	0.625

Tableau II.9. Les valeurs de la relation (3+n)/ (2n).

**Les charges d'exploitation cumulées :**

Terrasse	$Q_0 = 13.16 \text{ KN}$
5 <sup>ème</sup> étage	$Q_0 + Q_1 = 13.16 + 19.74 = 32.9 \text{ KN}$
4 <sup>ème</sup> étage	$Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2) = 13.16 + 0.95(19.74 + 19.74) = 50.66 \text{ KN}$
3 <sup>ème</sup> étage	$Q_0 + 0.90 (Q_1 + Q_2 + Q_3) = 66.45 \text{ KN}$
2 <sup>ème</sup> étage	$Q_0 + 0.85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = 80.27 \text{ KN}$
1 <sup>ème</sup> étage	$Q_0 + 0.80 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5) = 92.12 \text{ KN}$
RDC	$Q_0 + 0.75 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6) = 102 \text{ KN}$

	Charge permanentes (KN)					Charges d'exploitation (KN)		Efforts normaux $N = G_{cum} + Q_{cum}$	Section $S_{min} = N / \sigma_{bc}$
	plancher	poutres	poteaux	$G_{tot}$	$G_{cum}$	$Q_i$	$Q_{cum}$	N (KN)	$S_{min} (cm^2)$
terrasse	61.82	13.17	4.32	79.31	79.31	13.16	13.16	92.47	61.64
5	58.5	13.17	4.32	76	155.31	19.74	32.9	188.21	125.47
4	58.5	13.17	4.32	76	231.31	19.74	50.66	281.97	187.98
3	58.5	13.17	4.32	76	307.31	19.74	66.45	373.76	249.17
2	58.5	13.17	4.32	76	383.31	19.74	80.27	463.58	309.05
1	58.5	13.17	4.32	76	459.31	19.74	92.12	551.43	367.62
RDC	58.5	13.17	5.90	77.57	536.88	19.74	102	638.88	425.92

Tableau II.10. Tableau récapitulatif de la descente de charges.

**II.5.3. Vérification de l'effort normal réduit****RPA99/Version (Art 7.4.3.1)**

Pour éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul doit être limité par la condition suivante :

$$V = \frac{Nd}{Bc \cdot f_{c28}} \leq 0.3$$

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

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

$f_{c28}$  : est la résistance caractéristique du béton à 28 jours.

	Efforts normaux $N=G_{cum}+Q_{cum}$	Section brute	Section adoptee
	N (KN)	Bc (cm <sup>2</sup> )	S <sub>adp</sub> (cm <sup>2</sup> )
terrasse	92.47	123.29	<b>30×30</b>
5	188.21	250.94	<b>30×30</b>
4	281.97	375.96	<b>30×30</b>
3	373.76	498.34	<b>35×35</b>
2	463.58	618.10	<b>35×35</b>
1	551.43	735.24	<b>35×35</b>
RDC	638.88	851.84	<b>40×40</b>

### Les sections des poteaux adoptées

étages	Section des poteaux (cm <sup>2</sup> )
RDC	<b>40×40</b>
1,2,3	<b>35×35</b>
4,5,6,Terrasse	<b>30×30</b>

**Tableau II.11. Sections des poteaux adoptées.**

**NB : les sections des poteaux adoptées dans ce chapitre risquent d'être modifiées prochainement pour les raisons suivantes :**

\*Si les sections de ferrailage sont importantes on est appelé à augmenter les sections du béton.

\*Si la période de vibration n'est pas vérifiée.

### II.5.4.Vérification des conditions du RPA99/version 2003 (Art.7.4.1).

Les poteaux doivent être coulés sur toute leur hauteur (he) en une seule fois. Et les décalages sont interdits. Les dimensions de la section transversale des poteaux en zone IIa doivent satisfaire les conditions suivantes :

1)  $\min(b_1, h_1) \geq 25$  [cm]

2)  $\min(b_1, h_1) \geq h_e / 20$

3)  $\frac{1}{4} \leq \frac{b_1}{h_1} \leq 4$

Avec :

b1 et h1 les dimensions des poteaux.

he : hauteur d'étage

Condition exigées par le RPA	Poteaux	Valeurs calculées	Vérification
$\min (b1, h1) \geq 25 \text{ [cm]}$ $\min (b1, h1) \geq h_e / 20$ $\frac{1}{4} \leq \frac{b1}{h1} \leq 4$	30×30	$\min (b1, h1)=30$	Vérifiée
		$\frac{h_e}{20} = \frac{276}{20} = 13.8 \text{ cm}$	Vérifiée
		$0.25 \leq \frac{30}{30} = 1 \leq 4$	Vérifiée
	35×35	$\min (b1, h1)=35$	Vérifiée
		$\frac{h_e}{20} = \frac{276}{20} = 13.8 \text{ cm}$	Vérifiée
		$0.25 \leq \frac{35}{35} = 1 \leq 4$	Vérifiée
	40×40	$\min (b1, h1)=40$	Vérifiée
		$\frac{h_e}{20} = \frac{378}{20} = 18.9 \text{ cm}$	Vérifiée
		$0.25 \leq \frac{40}{40} = 1 \leq 4$	Vérifiée

Tableau II.12.Vérification des sections des poteaux aux recommandations du RPA99.

### II.5.5.Vérification des poteaux au flambement

Le flambement est un phénomène d'instabilité de forme, qui peut survenir dans les éléments comprimés de la structure lorsque ces derniers sont élancés.

La vérification des poteaux au flambement doit satisfaire la condition suivante :

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

$\lambda$ : Elancement du poteau.

$l_f$  : Longueur de flambement ( $l_f = 0.7 l_0$ ).

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

$I$  : Moment d'inertie du poteau :  $I = h \times b^3 / 12$

$S$  : Section transversale du poteau ( $S = h.b$ )

$L_0 = h_e$  : Hauteur libre du poteau.

$$\lambda = \frac{\sqrt{12} \times 0.7 \times h_e}{b}$$

#### Les vérifications :

RDC: (40×40) cm <sup>2</sup> :	$h_e = 3.78 \text{ m} \rightarrow \lambda = 22.91 < 50.$	} Conditions vérifiées
1,2,3 <sup>ème</sup> étages: (35×35) cm <sup>2</sup> :	$h_e = 2.76 \text{ m} \rightarrow \lambda = 19.12 < 50.$	
4,5,6 <sup>ème</sup> étages: (30×30) cm <sup>2</sup> :	$h_e = 2.76 \text{ m} \rightarrow \lambda = 22.3 < 50.$	

Puisque toutes les conditions sont vérifiées, les dimensions adoptées pour les poteaux sont :

étages	Section des poteaux (cm <sup>2</sup> )
RDC	40×40
1,2,3	35×35
4,5,6	30×30



## II.6.Les voiles

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

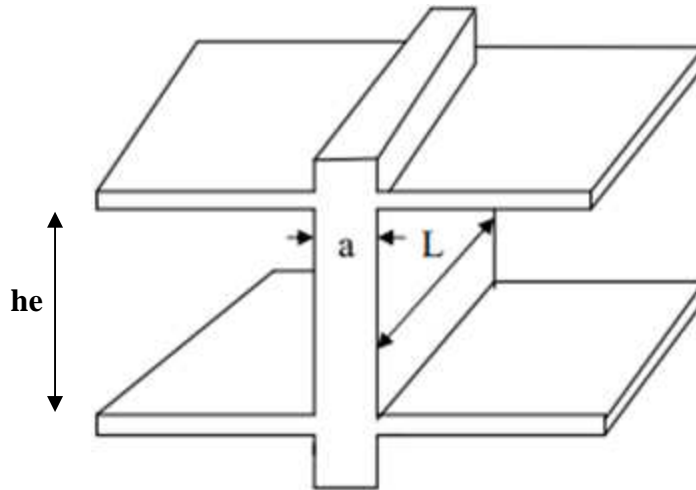


Figure. II.6.Coupe de voile en élévation.

### II.6.1.L'épaisseur et la largeur du voile

L'épaisseur ( $a$ ) du voile doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage  $h_e$  et des conditions de rigidité aux extrémités avec une épaisseur minimale de 15 cm.

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

Dans le cas contraire, ces éléments sont considérés comme des éléments linéaires.

**RPA99/Version2003 (Art 7.7.1).**

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

Avec :

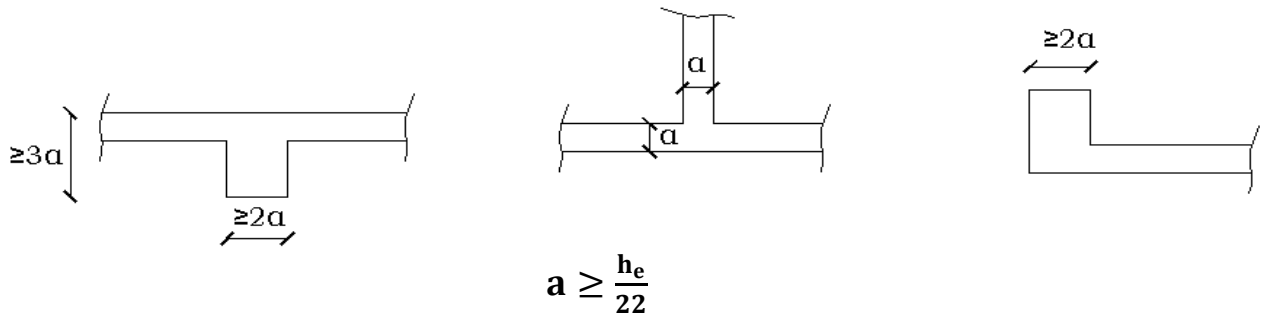
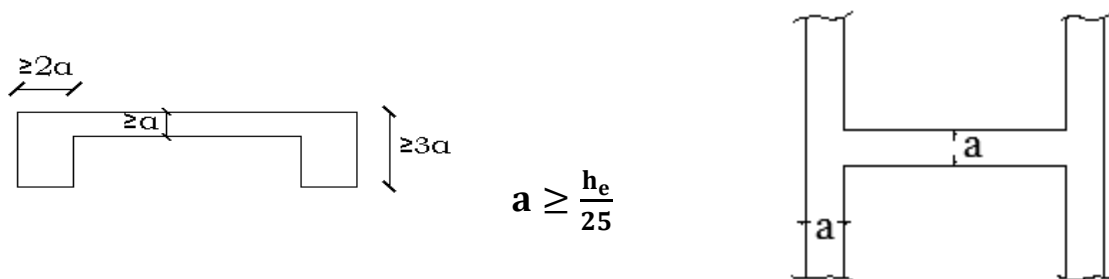
$L_{\min}$  : la portée minimale d'un voile.

$a$  : épaisseur du voile.

1<sup>ère</sup> type

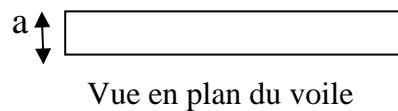
$$a \geq \frac{h_e}{20}$$

$$a \geq \boxed{\phantom{000000}}$$

**2<sup>ème</sup> type****3<sup>ème</sup> type**

➤ Dans notre structure on trouve un seul type de voile :

$$a \geq \frac{h_e}{20}$$

**Pour le RDC**

On a  $h_e = h - h_p \rightarrow h_e = 408 - 30 = 378 \text{ cm}$

$$a \geq \frac{h_e}{20} \rightarrow a \geq \frac{378}{20} \rightarrow a \geq 18.9 \text{ cm}$$

On opte pour les voiles une épaisseur **a = 20 cm**

**La largeur**

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

$$L_{\min} = 4 \times 20 = 80 \text{ cm}$$

**Pour l'étage courant**

$$h_e = 306 - 30 = 276 \text{ cm}$$

$$a \geq \frac{h_e}{20} \rightarrow a \geq \frac{276}{20} \rightarrow a \geq 13.8 \text{ cm}$$

On opte pour les voiles une épaisseur **a = 15 cm**

**La largeur**

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

$$L_{\min} = 4 \times 15 = 60 \text{ cm}$$

## II.7. L'acrotère

L'acrotère est un élément placé à la périphérie du plancher terrasse. Cet élément est réalisé en béton armé, son rôle est la protection contre les infiltrations des eaux pluviales. L'acrotère est considéré comme une console encastrée dans le plancher et soumise à son poids propre et à une force horizontale.

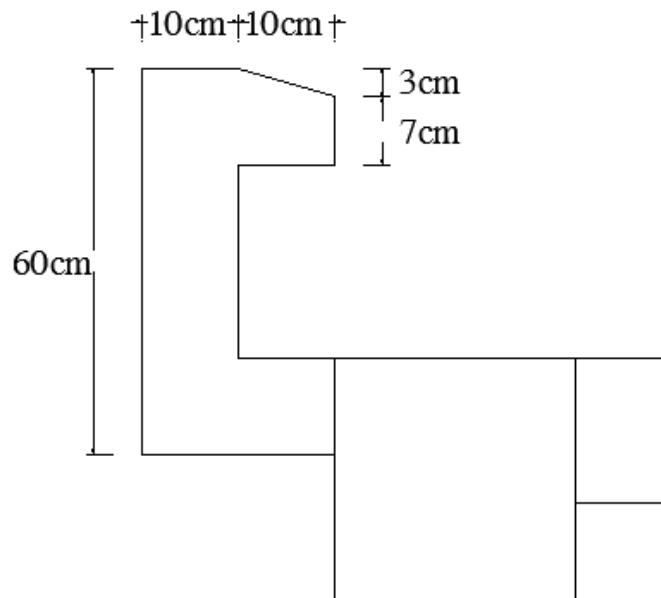


Figure. II.7.Coupe verticale de l'acrotère.

### II.7.1. Pré-dimensionnement

- Surface de l'acrotère :

$$S = 0.6 (0.1) + (0.1) (0.07) + \frac{0.1 \times 0.03}{2}$$

$$S = 0.0685 \text{ m}^2$$

### II.7.2.Détermination des charges et surcharges

- Charge permanente :  $G_{ac} = 0.0685 \times 25 = 1.71 \text{ KN/ml.}$
- Charge d'exploitation :  $Q = 1 \text{ KN/ml.}$

## II.8.Escaliers

Les escaliers du bâtiment sont en béton armé coulé sur place, constitués des paliers et des paillasse

Le pré dimensionnement d'escalier consiste à déterminer :

- Le nombre des marches (n).
- La hauteur de la marche (h), le giron(g).
- L'épaisseur de la paillasse (e).

L'étage courant comporte deux volées identiques, donc le calcul se fera pour une seule volée

Les escaliers seront pré-dimensionnés suivant la formule de **BLONDEL**, en tenant compte des dimensions données sur le plan.

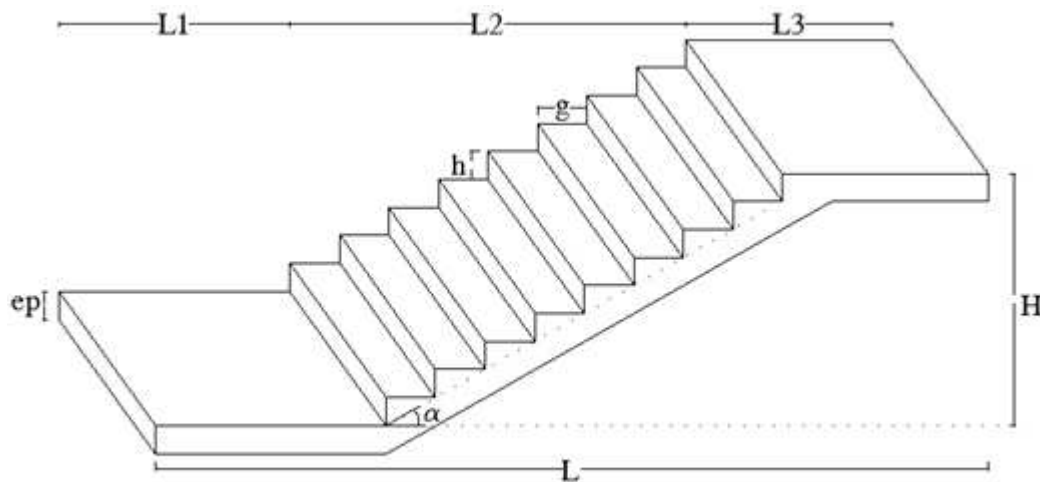


Fig. II.6. Volée de l'escalier.

### Notations utilisées:

**g** : giron (largeur des marches).

**h** : hauteur de la contre marche.

**ep** : épaisseur de la paillasse et du palier.

**H** : hauteur de la volée.

**L1** : longueur du palier repos.

**L2** : longueur projetée de la volée.

**L3** : longueur du palier d'arrivée.

### II.8.1.Dimensionnement

#### Volée (escalier étage courant)

• **Nombre de contre marches** :  $14\text{cm} \leq h \leq 18\text{cm}$

Soit :  $h = 17\text{ cm}$        $n = \frac{h}{h} = \frac{153}{17} = 9$

• **Nombre de marches** :  $m = n - 1$

$m = n - 1 = 9 - 1 = 8$  marches

• **Calcul de la largeur du giron** :  $28\text{ cm} \leq g \leq 35\text{cm}$

$$g = \frac{L_2}{n-1} = \frac{240}{8} = 30 \text{ cm}$$

### II.8.2. Vérification de la relation de BLONDEL

$$60 \text{ cm} \leq 2h+g \leq 64 \text{ cm}$$

$$60 \text{ cm} \leq 2(17) + 30 \leq 64 \text{ cm}$$

$$60 \text{ cm} \leq 2(17) + 30 = 64 \text{ cm} \leq 64 \text{ cm}$$

Conclusion : La relation est vérifiée donc l'escalier est confort.

### II.8.3. Epaisseur de la paillasse et du palier

L'épaisseur de la paillasse et du palier ( $e_p$ ) est donnée par la relation :  $\frac{L}{30} \leq e_p \leq \frac{L}{20}$

Avec :

**L** : longueur totale entre nus d'appuis

$$L = L_1 + L_2 + L_3$$

$$\text{tg } \alpha = \frac{h}{g} = 17 / 30 = 0.566 \longrightarrow \alpha = 29.54^\circ$$

$$L = L_1 + \frac{L_2}{\cos \alpha} + L_3$$

$$L = 140 + \frac{240}{\cos \alpha} + 125$$

$$\text{Donc : } L = 140 + 276 + 125 = 541 \text{ cm}$$

$$\text{D'où : } \frac{541}{30} \leq e_p \leq \frac{541}{20} \longrightarrow 18.03 \text{ cm} \leq e_p \leq 27.05 \text{ cm}$$

$$\text{Soit : } e_p = 25 \text{ cm}$$

**Volée d'entrée : (escalier RDC)**

• **Nombre de contre marches :**  $14 \text{ cm} \leq h \leq 18 \text{ cm}$

$$\text{Soit : } h = 17 \text{ cm} \quad n = \frac{H}{h} = \frac{102}{17} = 6$$

• **Nombre de marches :**  $m = n - 1$

$$m = n - 1 = 6 - 1 = 5 \text{ marches}$$

• **Calcul de la largeur du giron :**  $28 \text{ cm} \leq g \leq 35 \text{ cm}$

$$g = \frac{L_1}{n-1} = \frac{150}{5} = 30 \text{ cm}$$

**L<sub>1</sub>** : longueur projetée de la volée.

**L<sub>2</sub>** : longueur du palier d'arrivée.

### II.8.4. Vérification de la relation de BLONDEL

$$60 \text{ cm} \leq 2h+g \leq 64 \text{ cm}$$

$$60 \text{ cm} \leq 2(17) + 30 \leq 64 \text{ cm}$$

$$60 \text{ cm} \leq 2(17) + 30 = 64 \text{ cm} \leq 64 \text{ cm}$$

Conclusion : La relation est vérifiée donc l'escalier est confort.

### II.8.5.Épaisseur de la paillasse et du palier

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

L'épaisseur de la paillasse et du palier ( $e_p$ ) est donnée par la relation :  $\frac{L}{30} \leq e_p \leq \frac{L}{20}$

Avec :

$$L = L_1 + L_2$$

$$\text{tg } \alpha = \frac{h}{g} = 17 / 30 = 0.566 \longrightarrow \alpha = 29.54^\circ$$

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

$$L = \frac{150}{\cos \alpha} + 125$$

$$\text{Donc : } L = 172 + 125 = 297 \text{ cm}$$

$$\text{D'où : } \frac{297}{30} \leq e_p \leq \frac{297}{20} \longrightarrow 9.9 \text{ cm} \leq e_p \leq 14.85 \text{ cm}$$

$$\text{Soit : } e_p = 14 \text{ cm}$$

# *Chapitre III*

## *Calcul des éléments*



## III.1.L'acrotère

### III.1.1 Introduction

Il sera calculé comme une console encastrée au niveau du plancher terrasse. Il est soumis à un effort  $G$  dû à son poids propre et un effort latérale  $Q$  dû à la main courante qui engendre un moment de renversement  $M$  dans la section d'encastrement, le ferrailage sera déterminé en flexion composée pour une bande de largeur unitaire (1m).

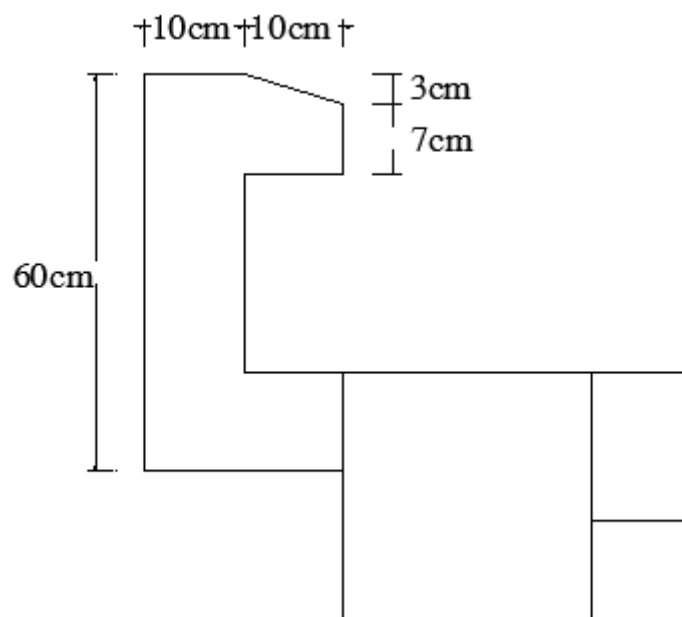


Figure.III.1.1.Coupe verticale de l'acrotère.

### III.1.2. Détermination des sollicitations

Poids propre de l'acrotère :  $G=1,71 \text{ KN/ml}$  (Chapitre II)

Surcharge :  $Q=1,00 \text{ KN/ml}$

Effort normal dû au poids propre  $G$  :  $N=G \times 1 \text{ ml} = 1,71 \text{ KN}$

Effort tranchant :  $T=Q \times 1 = 1,00 \text{ KN}$

Moment fléchissant max dû à la surcharge  $Q$  :  $M= Q \times H \times 1 \text{ ml} = 0,60 \text{ KN.m}$

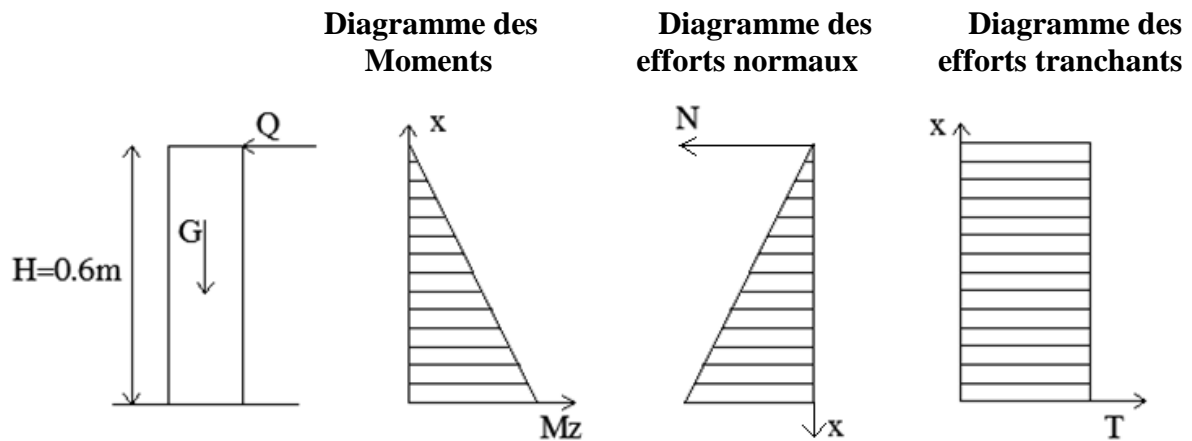


Figure.III.1.2.Diagrammes des efforts internes.

### III.1.3.Combinaison des charges

#### À l'ELU

Effort normal de la compression.....  $N_u = 1.35 \times G = 1.35 \times 1.71 = 2.31 \text{ kN}$

Moment de renversement.....  $M_u = 1.5 \times M_q = 1.5 \times 0.6 = 0.9 \text{ kN.m}$

Effort tranchant .....  $T_u = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{ kN}$

#### À l'ELS

Effort normal de la compression .....  $N_s = 1.71 \text{ kN/ml}$

Moment de renversement .....  $M_s = 0.60 \text{ kN.m}$

Effort tranchant .....  $T_s = T_Q = 1 \text{ kN}$

### III.1.4. Ferrailage de l'acrotère

Pour le calcul, on considère une section rectangulaire soumise à la flexion composée, le calcul s'effectue à l'ELU puis la vérification à l'ELS.

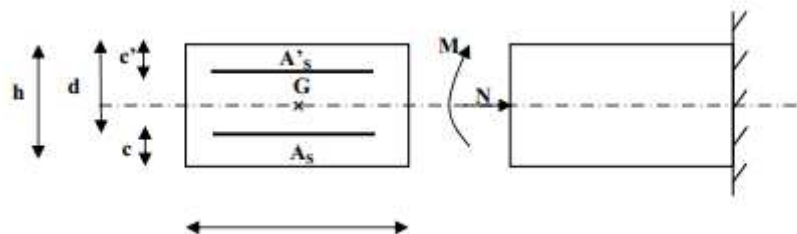


Figure.III.1.3. Section rectangulaire soumise a la flexion composée.

$h$  : Epaisseur de la section = 10 cm

$b$  : Largeur de la section = 100 cm

$c$  et  $c'$  : Enrobage = 3 cm

$d = h - c = 7$  cm (Hauteur utile)

$M_f$  : Moment fictif calculé par rapport au **CDG** des armatures tendues.

## Calcul des armatures à L'ELU

### a. Calcul de l'excentricité

$$e_u = \frac{M_u}{N_u}$$

Avec :

$e_u$  : Excentricité (distance entre le centre de gravité de la section et le centre de pression).

$M_u$  : Moment dû à la compression.

$N_u$  : Effort de compression.

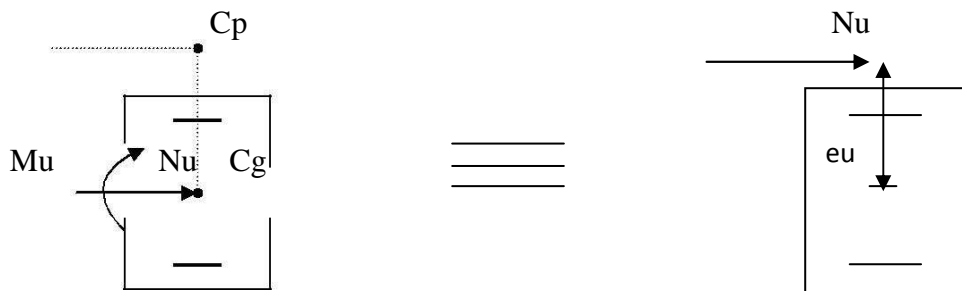
$C_p$  : Centre de pression.

$C$  : L'enrobage.

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.9 \times 10^2}{2.31} = 38.96 \text{ cm}$$

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

$e_u = 38.96 \text{ cm} \geq \frac{h}{2} - c = 2 \text{ cm} \implies$  Le centre de pression  $C_p$  se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures d'où la **section est partiellement comprimée**.



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

### b. Calcul en flexion simple

#### Moment de flexion fictif ( $M_f$ )

$$M_f = N_u \times g \quad \text{avec} \quad g = e_u + \frac{h}{2} - c$$

$g$  : distance entre le centre de compression et centre de gravité de la section des armatures tendues

$$M_f = 2.31 \times (38.96 \times 10^{-2} + \frac{0.1}{2} - 0.02) = 0.969 \text{ KN.m}$$

**Moment réduit**

$$\mu_b = \frac{M_f}{b d^2 f_{bu}} = \frac{0,969 \times 10^3}{100 \times 7^2 \times 14,2} = 0,014$$

$\mu_b = 0,014 \leq \mu_l = 0,392$  la section est simplement armée donc  $A_s' = 0$

D'après le tableau  $\rightarrow \beta = 0,993$

**Armatures fictives**

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa} \quad \text{donc :}$$

$$A_f = \frac{M_f}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{0,969 \times 10^2}{0,993 \times 7 \times 348 \times 10^{-1}} = 0,4 \text{ cm}^2$$

**Armatures principale (flexion composée)**

$$A_s = A_f - \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 0,4 - \frac{2,31 \times 10^3}{348 \times 10^2} = 0,333 \text{ cm}^2$$

**III.1.4. Vérifications à l'ELU****a. Condition de non fragilité (CNF)****BAEL9 1 modifié 99(Art A.4.2.1).**

$$A_{\min} \geq 0,23 \times b \times d \frac{f_{t28} (e_s - 0,455 \times d)}{f_e (e_s - 0,185 \times d)}$$

$$e_s = \frac{M_S}{N_S} = \frac{0,6}{1,71} = 0,351 \text{ m} = 35,1 \text{ cm}$$

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

$$A_{\min} = 0,23 (100) (7) \frac{2,1}{400} \times \frac{35,1 - 0,455(7)}{35,1 - 0,185(7)} = 0,798 \text{ cm}^2$$

$A_s < A_{\min} \implies$  la CNF n'étant pas vérifiée alors on adoptera la section minimale

$$A = A_{\min} = 0,798 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Donc on opte pour une section d'acier **4HA8 = 2,01 cm<sup>2</sup>/ml**

Avec un espacement de **S<sub>t</sub> = 25 cm**

**b. Armatures de répartition**

Selon l'article **BAEL9 1 modifié 99(Art A.8.2.41)** Si les charges appliquées comprennent des efforts concentrés (Cas de l'acrotère) les armatures de répartition sont au moins égales à :

$$A_r \geq \frac{1}{3} A_{\text{adoptée}}$$

$$A_r = \frac{A_s}{3} = \frac{2,1}{3} = 0,67 \text{ cm}^2$$

On adoptera pour: **A<sub>r</sub> = 4HA8 = 2,01 cm<sup>2</sup>/ml** Avec un espacement de **S<sub>t</sub> = 25 cm**

**c. Vérification aux cisaillements****BAEL91 modifié 99(Art A.5.1.1).**Il faut vérifier que :  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$ 

La fissuration est préjudiciable, donc :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2}{\gamma_b} f_{c28} ; 5 \text{ MPa} \right\}$$

Avec

$$\tau_u = \frac{T_u}{b d}$$

 $\tau_u$  : Contrainte de cisaillement

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

$$\text{D'où : } \tau_u = \frac{1.5 \times 10^3}{1000 \times 70} = 0.021 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.021 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15 \times 25}{1.5} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa}$$

⇒ La condition est vérifiée donc pas de risque de cisaillement (les armatures transversales ne sont pas nécessaires).

**d. Vérification de l'adhérence des barres****BAEL91 modifié 99 (Art A.6.1.3).**Il faut vérifier que  $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28}$  $\Psi_s$  : Coefficient de scellement. $\Psi_s = 1.5$  pour les H.A $\Psi_s = 1$  pour les R.L $\bar{\tau}_{se}$  : Contrainte admissible d'adhérence à l'entraînement des barres. $\tau_{se}$  : Contrainte d'adhérence limite ultime.

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

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

Avec :  $\sum u_i$  = Somme des périmètres utile des armatures

$$\sum u_i = n \pi \phi$$

n : nombre des barres.

$$\sum u_i = n \times \pi \times \phi = 4 \times 3.14 \times 0.8 = 10.048 \text{ cm}$$

$$\text{D'où : } \tau_{se} = \frac{1.5 \times 10^3}{0.9 \times 70 \times 10.048 \times 10} = 0.237 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 0.237 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa}$$

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

**e. Vérification de l'ancrage des barres****BAEL91 modifié 99 (Art A.6.1.21).**

$$\overline{\tau_{su}} = 0.6 \times \Psi s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

Avec  $f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28}$

$$L_S = \frac{f_e}{4 \tau_s} \phi \quad \text{avec} \quad L_S : \text{longueur de scellement droit}$$

Pour  $\phi = 0.8 \text{ cm} \implies L_S = \frac{0.8 \times 400}{4 \times 2.835} = 28.219 \text{ cm}$

La longueur de recouvrement est :  $L_C = 0.4 L_S$

$L_C = 0.4 L_S = 0.4 \times 28.219 = 11.29 \text{ cm} \implies$  soit un crochet 15 cm

**III.1.5. Vérifications à L'ELS**

L'acrotère est exposée aux intempéries et aux agents agressifs, donc la fissuration est considérée comme très préjudiciable d'où on doit vérifier les contraintes dans l'acier et les contraintes dans le béton.

**a. Vérification des contraintes dans les aciers**

$$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}} = \min \left\{ \frac{1}{2} f_e, ; 90 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\}$$

Les aciers :  $\begin{cases} HA : \Phi \geq 6 \text{ mm} \\ feE400 \Rightarrow \eta = 1.6 \end{cases}$

$$\tau_{st} = \min \left\{ \frac{1}{2} 400 ; 90 \sqrt{1.6 \times 2.1} \right\} = 164.97 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{st}}{A_{st} \times \beta \times d}$$

$$\rho = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100(2.01)}{(100)(7)} = 0.287$$

$$\rho = 0.287 \rightarrow \beta = 0.916 \rightarrow K = 44.52$$

$$\sigma_{st} = \frac{0.60 \times 10^3}{201 \times 0.916 \times 0.07} = 46.55 \text{ MPa}$$

$\sigma_{st} = 46.55 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{st}} = 164.97 \text{ MPa} \dots\dots\dots$  **Condition vérifiée.**

**b. Vérification des contraintes dans le béton**

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{46.55}{44.52} = 1.045 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1.045 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Donc il n'y a pas de fissuration dans le béton comprimé.

### III.1.6. Vérification de l'acrotère au séisme (RPA99 Version 2003/Art 6.2.3)

Vérifions que  $F_p < Q$

**Avec :**

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

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

**Avec :**

**A** : coefficient d'accélération de zone, obtenu par le tableau (4-1) du (RPA99, art 4.2.3) en fonction de la zone et du groupe d'usage, dans notre cas :  $A = 0.15$  (Zone II, groupe d'usage 2).

**$C_p$**  : facteur des forces horizontales pour les éléments secondaires varie entre 0.3 et 0.8 voir tableau (6-1) du RPA, dans notre cas  $C_p = 0.8$

**$W_p$**  : poids de l'élément secondaire (acrotère),  $W_p = G = 1.71 \text{ KN/ml}$ .

$$F_p = 4 \times 0.8 \times 0.15 \times 1.71 = 0.8208 \text{ KN/ml}$$

$$F_p = 0.8208 \text{ KN/ml} < Q = 1 \text{ KN/m} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Donc l'acrotère est calculé avec un effort horizontal  $Q = 1 \text{ KN/ml}$  supérieur à la force sismique, d'où le calcul au séisme est inutile

### Conclusion

On adopte donc pour le ferrailage celui choisi précédemment :

Armatures principales : **4HA8=2.01cm<sup>2</sup>** Avec un espacement **S<sub>t</sub>=25 cm**  
 Armatures de répartition : **4HA8=2.01cm<sup>2</sup>** Avec un espacement **S<sub>t</sub>=25 cm**

### III.1.7. Plans de ferrailage de l'acrotère

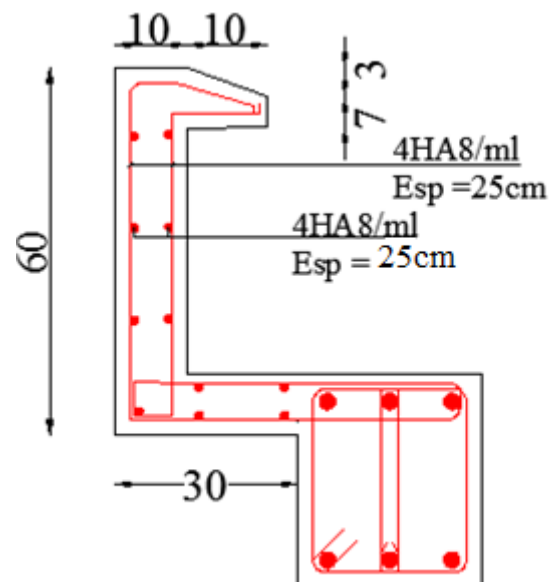


Figure.III.1.4.Coupe verticale de l'acrotère.

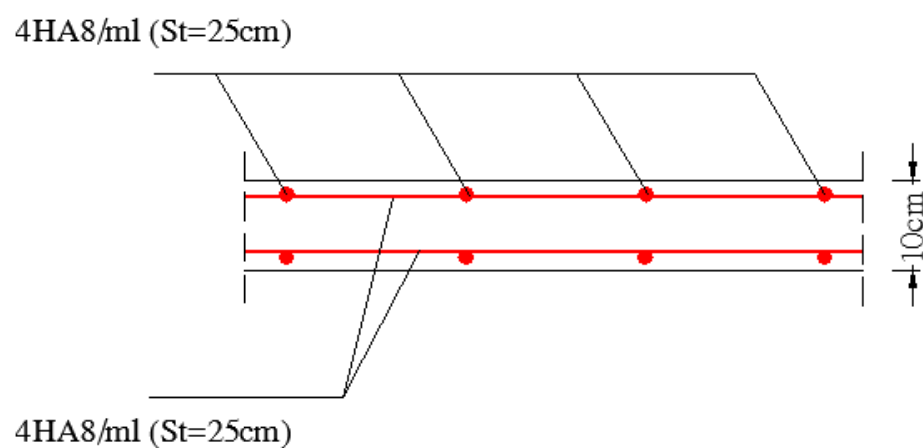


Figure.III.1.5.Coupe horizontale de l'acrotère (A-A).



## III.2.Etude de l'escalier

### III.2.1.Hypothèse

- L'escalier est sollicité en flexion simple.
- La fissuration est considérée comme peu préjudiciable.
- Le calcul se fera pour une bande de 1m.
- Les combinaisons considérées pour les calculs sont :

$$\text{ELU} \rightarrow 1.35G + 1.5Q$$

$$\text{ELS} \rightarrow G + Q$$

### III.2.2.Détermination des charges et surcharges

Le calcul s'effectuera pour une bande de (1m) d'embranchement et une bande de (1m) de projection horizontale de la volée, en considérant une poutre simplement appuyée en flexion simple.

#### a. Les charges permanentes

##### Le palier

- Poids propre du palier :  $25 \times 0.25 \times 1 = 6.25 \text{ KN /ml}$
- Poids des revêtements (sable + mortier +carrelage + enduit) :  
 $(0.36+0.4+0.44+0.2) \times 1 = 1.4 \text{ KN /ml}$
- Charge permanente totale : **G= 7.65 KN /ml**

##### La volée

- Poids propre de la paillasse :  $\frac{25 \times 0.25}{\cos \alpha} \times 1 = 6.50 \text{ KN /ml}$
- Poids des marches :  $\frac{25 \times 0.17}{2} \times 1 = 2.12 \text{ KN /ml}$
- Poids des revêtements (sable + mortier + carrelage + enduit + garde-corps) :  
 $(0.36 + 0.4 + 0.44 + 0.2 + 0.2) \times 1 = 1.6 \text{ KN /ml}$
- Charge permanente totale : **G = 9.97 KN /ml**

#### b. Les surcharges

Surcharge selon le (DTR C2-2) pour une construction à usage d'habitation **Q = 2.5 KN /ml.**

### III.2.3.Combinaisons des charges

Pour déterminer les efforts dans la volée, on fera référence aux lois de la RDM en prenant la volée comme une poutre isostatique et simplement appuyée aux extrémités.

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

$$\text{Le palier : } q_{u1} = (1.35 \times 7.65 + 1.5 \times 2.5) = \mathbf{14.07 \text{ KN/ml.}}$$

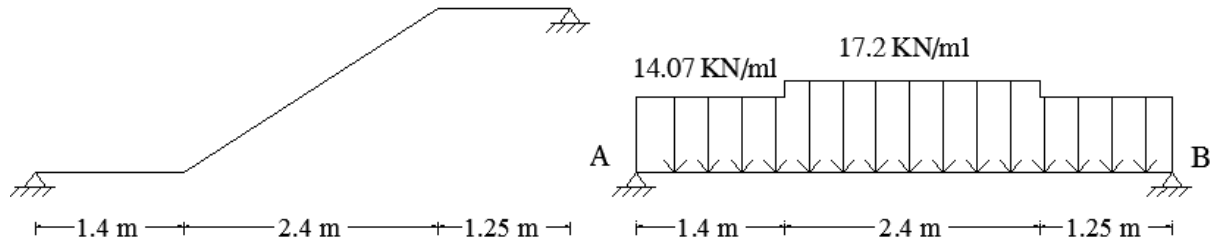
$$\text{La volée : } q_{u2} = (1.35 \times 9.97 + 1.5 \times 2.5) = \mathbf{17.2 \text{ KN/ml.}}$$

**ELS :**  $q_s = G + Q$

Le palier :  $q_{s1} = (7.65 + 2.5) = 10.15 \text{ KN/ml}$ .

La volée :  $q_{s2} = (9.97 + 2.5) = 12.47 \text{ KN/ml}$ .

### III.2.4. Calcul à l'ELU



**Figure III.2.1. Schéma statique de calcul à ELU.**

#### • Calcul des réactions

$$\begin{aligned} \diamond \sum F_y = 0 &\rightarrow R_A + R_B - q_{u1} \times 1.4 - q_{u2} \times 2.4 - q_{u1} \times 1.25 = 0 \\ &\rightarrow R_A + R_B - 14.07 \times 1.4 - 17.2 \times 2.4 - 14.07 \times 1.25 = 0 \\ &\rightarrow R_A + R_B = 19.69 + 41.28 + 17.58 \\ &\rightarrow \mathbf{R_A + R_B = 78.55 \text{ KN}} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \diamond \sum M_A = 0 &\rightarrow \frac{q_{u1} (1.4)^2}{2} + q_{u2} \times 2.4 \times 2.6 + q_{u1} \times 1.25 \times 4.425 - R_B \times 5.05 = 0 \\ &\rightarrow \frac{14.07 \times (1.4)^2}{2} + 17.2 \times 2.4 \times 2.6 + 14.07 \times 1.25 \times 4.425 - R_B \times 5.05 = 0 \\ &\rightarrow 13.78 + 107.32 + 77.82 - 5.05 \times R_B = 0 \\ &\rightarrow R_B = \frac{198.92}{5.05} \rightarrow \mathbf{R_B = 39.39 \text{ KN}} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \diamond R_A + R_B &= 78.55 \text{ KN} \\ R_A &= 78.55 - 39.39 \rightarrow \mathbf{R_A = 39.16 \text{ KN}} \end{aligned}$$

#### Section 1-1 : $0 \leq x \leq 1.4$

$$\begin{aligned} T(x) &= R_A - q_{u1} (x) \\ &= 39.16 - 14.07 (x) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M(x) &= R_A (x) - \frac{q_{u1} (x)^2}{2} \\ &= 39.16 (x) - \frac{14.07 (x)^2}{2} \end{aligned}$$

$$x=0 \rightarrow \begin{cases} T(0) = 39.16 \text{ KN} \\ M(0) = 0 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$x=1.4 \rightarrow \begin{cases} T(1.4) = 19.46 \text{ KN} \\ M(1.4) = 41.04 \text{ KN.m} \end{cases}$$

### Section 2-2 : $1.4 \leq x \leq 3.8$

$$T(x) = R_A - q_{u1} \times 1.4 - q_{u2} (x - 1.4)$$

$$M(x) = R_A (x) - q_{u1} (x - 0.7) (1.4) - \frac{q_{u2} (x - 1.4)^2}{2}$$

$$x=1.4 \rightarrow \begin{cases} T(1.4) = 19.46 \text{ KN} \\ M(1.4) = 41.04 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$x=3.8 \rightarrow \begin{cases} T(3.8) = -21.82 \text{ KN} \\ M(3.8) = 38.21 \text{ KN.m} \end{cases}$$

### Section 3-3 : $3.8 \leq x \leq 5.05$

$$T(x) = R_A - q_{u1} \times 1.4 - q_{u2} \times 2.4 - q_{u1} (x - 3.8)$$

$$M(x) = R_A (x) - q_{u1} (x - 0.7) (1.4) - q_{u2} \times 2.4 (x - 2.6) - \frac{q_{u1} (x - 3.8)^2}{2}$$

$$x=3.8 \rightarrow \begin{cases} T(3.8) = -21.82 \text{ KN} \\ M(3.8) = 38.21 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$x=5.05 \rightarrow \begin{cases} T(5.05) = -39.39 \text{ KN} \\ M(5.05) = 0 \text{ KN.m} \end{cases}$$

### L'abscisse du moment max ( $M_{\max}$ )

$$1.4 \leq x \leq 3.8$$

$$R_A - q_{u1} \times 1.4 - q_{u2} (x - 1.4) = 0$$

$$39.16 - 14.07 \times (1.4) - 17.2 (x - 1.4) = 0 \rightarrow x = 2.53 \text{ m}$$

**Le moment max ( $M_{\max}$ ) est à ( $x = 2.53$ ) section 2-2 :  $1.4 \leq x \leq 3.8$**

$$M(x) = R_A (x) - q_{u1} (x - 0.7) (1.4) - \frac{q_{u2} (x - 1.4)^2}{2}$$

$$M(2.53) = 52.05 \text{ KN.m}$$

- **Moment en travée à l'ELU**

$$M_t = 0.85 M_0 = 44.24 \text{ KN.m}$$

- **Moment en appuis à l'ELU**

$$M_a = 0.3 M_0 = 15.61 \text{ KN.m}$$

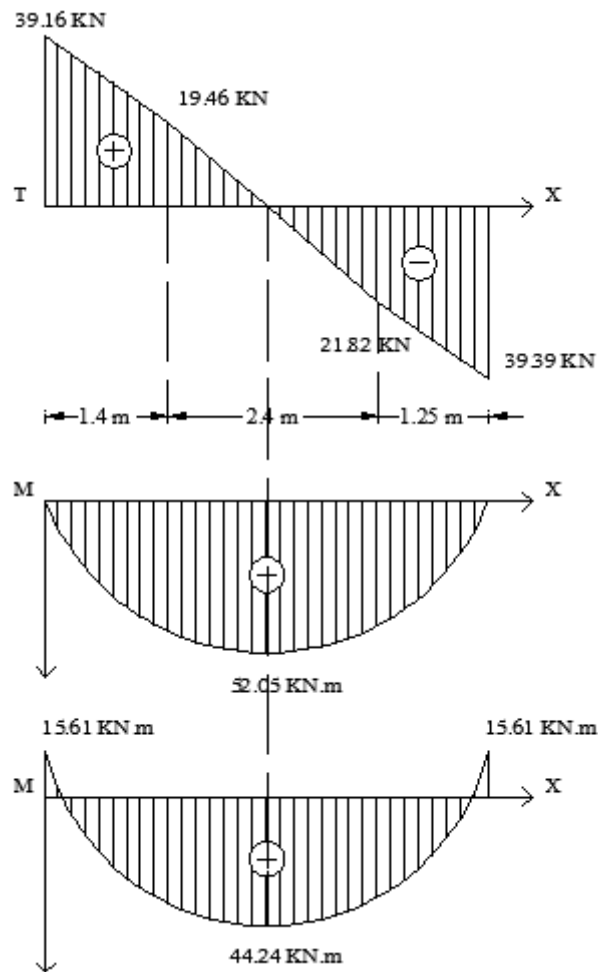


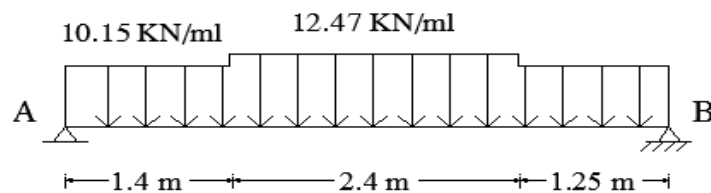
Figure III.2.2. Diagramme des moments fléchissant et l'effort tranchant à l'ELU.

### III.2.5. Calcul à l'ELS

$$q_s = G + Q$$

Le palier :  $q_{s1} = (7.65 + 2.5) = 10.15 \text{ KN/ml}$ .

La volée :  $q_{s2} = (9.97 + 2.5) = 12.47 \text{ KN/ml}$



- **Calcul des réactions**

$$\begin{aligned}
 \diamond \sum F/y = 0 &\rightarrow R_A + R_B - q_{s1} \times 1.4 - q_{s2} \times 2.4 - q_{s1} \times 1.25 = 0 \\
 &\rightarrow R_A + R_B - 10.15 \times 1.4 - 12.47 \times 2.4 - 10.15 \times 1.25 = 0 \\
 &\rightarrow R_A + R_B = 14.21 + 29.92 + 12.68 \\
 &\rightarrow R_A + R_B = \mathbf{56.81 \text{ KN}}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \diamond \sum M/A = 0 &\rightarrow \frac{q_{s1} \times (1.4)^2}{2} + q_{s2} \times 2.4 \times 2.6 + q_{s1} \times 1.25 \times 4.425 - R_B \times 5.05 = 0 \\
 &\rightarrow \frac{10.15 \times (1.4)^2}{2} + 12.47 \times 2.4 \times 2.6 + 10.15 \times 1.25 \times 4.425 - R_B \times 5.05 = 0 \\
 &\rightarrow 9.94 + 77.81 + 56.14 - 5.05 \times R_B = 0 \\
 &\rightarrow R_B = \frac{143.89}{5.05} \rightarrow R_B = \mathbf{28.49 \text{ KN}}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \diamond R_A + R_B &= 56.81 \text{ KN} \\
 R_A &= 56.81 - 28.49 \rightarrow R_A = \mathbf{28.32 \text{ KN}}
 \end{aligned}$$

**Le moment max ( $M_{\max}$ ) est à ( $x = 2.53$ ) section 2-2 :  $1.4 \leq x \leq 3.8$**

$$T(x) = R_A - q_{s1} \times 1.4 - q_{s2} (x - 1.4)$$

$$M(x) = R_A (x) - q_{s1} (x - 0.7) (1.4) - \frac{q_{s2} \times (x - 1.4)^2}{2}$$

$$x = 2.53 \rightarrow \begin{cases} T(2.53) = \mathbf{0 \text{ KN}} \\ M(2.53) = \mathbf{37.68 \text{ KN.m}} \end{cases}$$

**L'effort tranchant max ( $T_{\max}$ ) est dans la section 3-3 :  $3.8 \leq x \leq 5.05$**

$$T(x) = R_A - q_{s1} \times 1.4 - q_{s2} \times 2.4 - q_{s1} (x - 3.8)$$

$$x = 5.05 \rightarrow T(5.05) = \mathbf{-28.49 \text{ KN}}$$

- **Moment en travée :**  $\begin{cases} (\text{ELU}) : 0.85 M_0 = 44.24 \text{ KN.m} \\ (\text{ELS}) : 0.85 M_0 = 32.02 \text{ KN.m} \end{cases}$

- **Moment en appuis :**  $\begin{cases} (\text{ELU}) : 0.3 M_0 = 15.61 \text{ KN.m} \\ (\text{ELS}) : 0.3 M_0 = 11.3 \text{ KN.m} \end{cases}$

Sollicitation	ELU	ELS
$M_{t \max}$ (KN.m)	44.24	32.02
$M_{a \max}$ (KN.m)	15.61	11.3
$T_{\max}$ (KN)	-39.39	-28.49

Tableau III.2.1. Tableau récapitulatif des sollicitations maximales.

### III.2.6. Ferrailage de l'escalier

Le calcul se fait en flexion simple pour une bande de **1m**. La fissuration est considérée comme peu préjudiciable (**FPP**). La paillasse est assimilée à une poutre horizontale simplement appuyée soumise à un chargement vertical uniformément réparti.

### III.2.7. Ferrailage à L'ELU

#### a. Armatures principales

##### En travée

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{B \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{44.24 \times 10^6}{1000 \times 220^2 \times 14.2} = 0.064$$

$$\mu_{bu} = 0.064 < \mu_l = 0.392$$

$$\mu_{bu} < \mu_l \rightarrow \text{SSA}$$

$$\beta = 0.967 \quad \alpha = 0.082$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{44.24 \times 10^3}{0.967 \times 22 \times 348} = 5.97 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 5\text{HA}14 = 7.69 \text{ cm}^2$$

$$St = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$$

Avec un espacement de : 20 cm

**Remarque :** Puisque la flèche n'est pas vérifiée avec **4HA14** donc on opte pour **5HA14**.

##### Aux appuis

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{B \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{15.61 \times 10^6}{1000 \times 220^2 \times 14.2} = 0.022$$

$$\mu_{bu} = 0.022 < \mu_l = 0.392$$

$$\mu_{bu} < \mu_l \rightarrow \text{SSA}$$

$$\beta = 0.989 \quad \alpha = 0.0279$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{15.61 \times 10^3}{0.989 \times 22 \times 348} = 2.06 \text{ cm}^2$$

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

$$St = \frac{100}{3} = 30 \text{ cm}$$

Avec un espacement de : 30 cm

**b. Armatures de répartition****En travée**

$$A_r = \frac{At}{4} = \frac{7.69}{4} = 1.92 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 4HA10 = 3.14 \text{ cm}^2$$

Avec un espacement de : 25 cm

$$St = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$

**Aux appuis**

$$A_r = \frac{Aa}{4} = \frac{3.39}{4} = 0.84 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 4HA10 = 3.14 \text{ cm}^2$$

Avec un espacement de : 25 cm

$$St = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$

**III.2.6.2. Vérification à l'ELU****a. Condition de non fragilité****BAEL91 modifiée99 (Art A.4.2.1).**

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 22 \times \frac{2.1}{400} = 2.65 \text{ cm}^2$$

**En travée :**  $A_t = 7.69 \text{ cm}^2 > A_{\min}$  ..... **Condition vérifiée.**

**Aux appuis :**  $A_a = 3.39 \text{ cm}^2 > A_{\min}$  ..... **Condition vérifiée.**

**b. Ecartement des barres****BAEL91 modifiée99 (Art A.8.2.42).**

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

**Armatures principales**  $e \leq \min (3h ; 33\text{cm}) = 33\text{cm}.$

Avec :  $h = 25 \text{ cm}$

**En travée :**  $e = 20 \text{ cm}$  }  
**Aux appuis :**  $e = 30 \text{ cm}$  }  $< 33\text{cm}$  ..... **Condition vérifiée.**

**Armatures de répartition**  $e \leq \min (4h ; 45\text{cm}) = 45\text{cm}.$

Avec :  $h = 25 \text{ cm}$

**En travée :**  $e = 25 \text{ cm}$  }  
**Aux appuis :**  $e = 25 \text{ cm}$  }  $< 45\text{cm}$  ..... **Condition vérifiée.**

**c. Vérification au cisaillement**

Pour l'effort tranchant, la vérification du cisaillement du cas le plus défavorable suffira.

On doit vérifier que:  $\tau_u \leq \overline{\tau_u}$  **BAEL91 modifiée99 (Art A.5.1.211).**

$$\text{Avec : } \overline{\tau_u} = \min \left\{ \frac{0.2 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ Mpa} \right\} = \min \{ 3.33 ; 5 \text{ Mpa} \} = 3.33 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \times d} = \frac{39.39 \times 10^3}{1000 \times 220} = 0.179 \text{ Mpa} \leq \overline{\tau_u} = 3.33 \text{ Mpa} \text{ ..... Condition vérifiée.}$$

Donc il n'y a pas de risque de cisaillement.

**d. Influence de l'effort tranchant****BAEL91 modifiée99 (Art A.5.1.313).**• **Influence sur le béton**Il faut vérifier que :  $T_{u\max} \leq \overline{T_u}$ 

$$\overline{T_u} = 0.4 b (0.9d) \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0.4 \times 100 \times (0.9 \times 22) \times \frac{25 \times 10^2}{1.5} = 1320000 \text{ N} = 1320 \text{ KN}$$

$$T_{u\max} = 39.39 \text{ KN}$$

$$T_{u\max} \leq \overline{T_u} \text{ .....Condition vérifiée.}$$

• **Influence sur les aciers**

$$A_a \geq \frac{\gamma_s}{f_e} (T_{u\max} + \frac{Ma}{0.9 \times d})$$

$$\frac{\gamma_s}{f_e} (T_{u\max} + \frac{Ma}{0.9 \times d}) = \frac{1.15}{400 \times 10^2} (39.39 \times 10^3 + \frac{15.61 \times 10^5}{0.9 \times 22}) = 3.40 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 3.39 \text{ cm}^2 \geq 3.40 \text{ cm}^2 \text{ .....Condition vérifiée.}$$

**e. Vérification de la contrainte d'adhérence****BAEL91 modifiée99 (Art A.6.1.3).**

$$\tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}}$$

$$\overline{\tau_{se}} = \Psi_s \times f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ Mpa}$$

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

**En travée**

$$\sum U_i = n \phi \pi = 5 \times 14 \times 3.14 = 219.8 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9 \times d \times \sum U_i} = \frac{39.39 \times 10^3}{0.9 \times 220 \times 219.8} = 0.9 \text{ Mpa}$$

$$\tau_{se} = 0.9 \text{ Mpa} \leq \overline{\tau_{se}} = 3.15 \text{ Mpa} \text{ .....Condition vérifiée.}$$

**Aux appuis**

$$\sum U_i = n \times \phi \times \pi = 3 \times 12 \times 3.14 = 113.04 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9 \times d \times \sum U_i} = \frac{39.39 \times 10^3}{0.9 \times 220 \times 113.04} = 1.75 \text{ Mpa}$$

$$\tau_{se} = 1.75 \text{ Mpa} \leq \overline{\tau_{se}} = 3.15 \text{ Mpa} \text{ .....Condition vérifiée.}$$

**f. Ancrage des armatures aux appuis****BAEL91 modifiée99 (Art A.6.1.21)**

$$\tau_s = 0.6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ Mpa}$$

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_s} = \frac{12 \times 400}{4 \times 2.835} = 423.28 \text{ mm}$$

$$L_s = 42.33 \text{ cm}$$

L'épaisseur dans laquelle seront ancrées les barres est insuffisante.

Le **BAEL** propose de munir les barres d'un crochet normal dont la longueur d'ancrage est fixée à : **0.4Ls (Art A.6.1.2.5 /BAEL91).****0.4Ls** s'il s'agit d'une barre à haute adhérence de classe Fe E 400 ou Fe E 500.

$$L_c = 0.4 \times L_s = 0.4 \times 42.33 \text{ cm} = \mathbf{17 \text{ cm}}$$



**III.2.8.Vérifications à L'ELS****a. Etat limite d'ouverture des fissures BAEL91 modifié 99(Art. A.4.5.3).**

La fissuration est peu nuisible donc la vérification n'est pas nécessaire.

**b. Etat limite de compression de béton : BAEL91 modifié 99(Art. A.4.5.2).****En travée****✓ Contraintes dans l'acier**

$$\rho = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} = \frac{100(7.69)}{(100)(22)} = 0.351$$

$$\rho = 0.351 \rightarrow \beta = 0.908 \quad \alpha_1 = 0.276 \rightarrow K_1 = 39.35$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{st}}{\beta d A_t} = \frac{32.02 \times 10^6}{0.908 \times 220 \times 7.69 \times 10^2} = 208.44 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

**Contraintes dans le béton**

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

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{208.44}{39.35} = 5.29 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

**Aux appuis****✓ Contraintes dans l'acier**

$$\rho = \frac{100 \times A_a}{b \times d} = \frac{100(3.39)}{(100)(22)} = 0.154$$

$$\rho = 0.154 \rightarrow \beta = 0.936 \quad \alpha_1 = 0.192 \rightarrow K_1 = 63.12$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{sa}}{\beta d A_a} = \frac{11.3 \times 10^6}{0.936 \times 220 \times 3.39 \times 10^2} = 161.87 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

**✓ Contraintes dans le béton**

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

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{161.87}{63.12} = 2.56 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

**III.2.9. Vérification de la flèche****BAEL91 modifié 99(Art. B.6.5.2).**

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \implies \frac{25}{505} = 0,049 < \frac{1}{16} = 0.0625 \dots\dots\dots \text{Condition non vérifiée.}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \implies \frac{25}{505} = 0,049 < \frac{32.02}{10(37.68)} = 0.084 \dots\dots\dots \text{Condition non vérifiée.}$$

$$\frac{A_{st}}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \implies \frac{7.69}{100 \times 22} = 0.003 \leq \frac{4,2}{f_e} = 0.0105 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

**Conclusion**

Les conditions ne sont pas vérifiées, donc il faut faire le calcul de la flèche

$$\bar{f} = \frac{L}{500} \text{ si la portée } L \leq 5.00 \text{ m}$$

$$\text{Si non } \bar{f} = 0.005 + \frac{L}{1000} \quad L : \text{ exprimé en mètre.}$$

$$f_v = \frac{M_{st} \times L^2}{10 \times E_v \times I_{fv}} \leq \bar{f} = 0.005 + \frac{L}{1000}$$

$$E_v = 3700 \times \sqrt[3]{f_c 28} = 10818.87 \text{ Mpa}$$

$$B_0 = b \times h + 15 \times A_t = 100 \times 25 + 15 \times 7.69 = 2615.35 \text{ cm}^2$$

$$S_{xx'} = \frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A_t \times d = \frac{100 \times 25^2}{2} + 15 \times 7.69 \times 22 = 33787.7 \text{ cm}^3$$

$$V_1 = \frac{S_{xx'}}{B_0} = \frac{33787.7}{2615.35} = 12.92 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 25 - 12.92 = 12.08 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15 \times A_t (V_2 - c)^2 = \frac{100}{3} (12.92^3 + 12.08^3) + 15 \times 7.69 \times (12.08 - 3)^2$$

$$I_0 = 140159.52 \text{ cm}^4$$

$$\rho = \frac{A_{st}}{b \times d} = \frac{7.69}{100 \times 22} = 0.00349$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{st} + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.00349 \times 199 + 2.1} = 0.25$$

$$\lambda_v = \frac{0.02 \times f_{t28}}{(2 \times b + 3 \times b_0) \times \rho} = \frac{0.02 \times 1000 \times 2.1}{(2 \times 1000 + 3 \times 1000) \times 0.00349} = 2.4$$

$$I_{fv} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu} = \frac{1.1 \times 140159.52}{1 + 2.4 \times 0.25} = 96359.67 \text{ cm}^4$$

$$f_v = \frac{M_{st} \times L^2}{10 \times E_v \times I_{fv}} = \frac{30.58 \times 10^6 \times 5050^2}{10 \times 10818.87 \times 96359.67 \times 10^4} = 7.83 \text{ mm}$$

$$\bar{f} = 0.005 + \frac{L}{1000} = 0.005 + \frac{5.05}{1000} = 0.01005 \text{ m} = 10.05 \text{ mm}$$

$$f_i \leq \bar{f} \quad \text{condition vérifiée.}$$

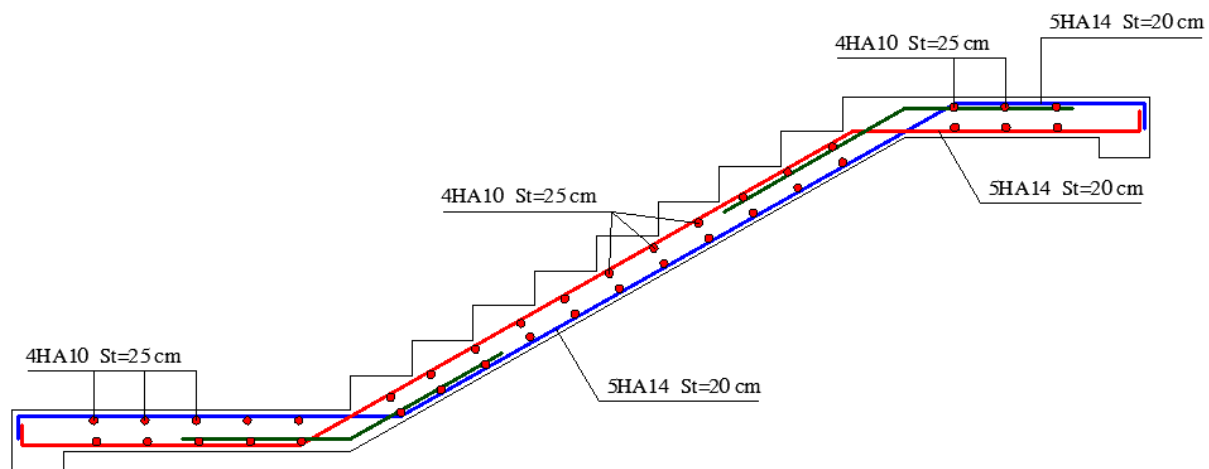


Figure III.2.3. Plan de ferrailage de l'escalier pour étage courant.

### III.3.Poutre Palière

#### III.3.1.Définition

La poutre palière est une poutre de section rectangulaire ( $b \times h$ ), considérée comme semi encastrée dans les poteaux. Elle est destinée à supporter son poids propre, le poids du mur et la réaction du palier.

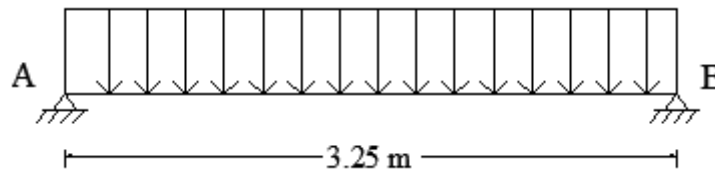


Figure.III.3.1.Schéma statique de la poutre palière.

#### III.3.2.Pré dimensionnement

##### a. La hauteur

$$\frac{L}{15} \leq h_{pp} \leq \frac{L}{10}$$

$$L_{\max} = 350 - 25 = 325 \text{ cm}$$

$$\frac{325}{15} \leq h_{pp} \leq \frac{325}{10}$$

$$21.66 \text{ cm} \leq h_{pp} \leq 32.5 \text{ cm}$$

On opte pour une hauteur :  **$h_{pp} = 30 \text{ cm}$**

##### b. La largeur

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

$$0,4(30) \leq b \leq 0,7(30)$$

$$12 \text{ cm} \leq b \leq 21 \text{ cm}$$

On prend :  **$b = 25 \text{ cm}$**

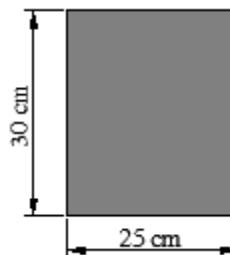


Figure.III.3.2.Dimensions de la poutre palière.

**c. Vérification (RPA99)**

$b \geq 20 \text{ cm}$  .....Condition vérifiée.

$h \geq 30 \text{ cm}$ ..... Condition vérifiée.

$\frac{h}{b} = 1,2 < 4$ ..... Condition vérifiée.

**III.3.3.Calcul des charges.****a. Charges permanentes.**

**Calcul du poids propre  $G_p$  de la poutre**

$$G_p = 0,25 \times 0,30 \times 25 = 1,87 \text{ KN/ml}$$

**Calcul de la charge due au poids du mur**

$$\text{Poids du mur/m}^2 = 2,36 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Hauteur libre : } h_e = 3,06 - 0,3 = 2,76 \text{ m}$$

$$G_{\text{mur}} = 2,36 \times (3,06 - 0,3) = 6,51 \text{ KN/ml}$$

$$G_t = G_p + G_{\text{mur}} = 8,38 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Réaction du palier à l'ELU : } R_a = 39,16 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Réaction du palier à l'ELS : } R_a = 28,32 \text{ KN/ml}$$

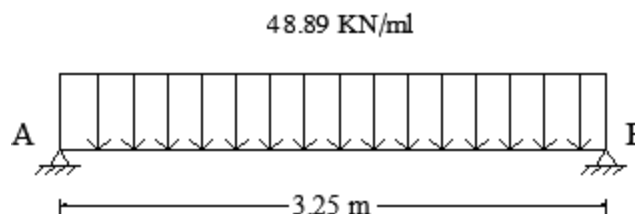
**b. Combinaisons des charges**

Etat limite ultime (ELU)

$$q_u = 1,35 \times G_t + R_a = 1,35 \times 8,38 + 39,16 = 48,89 \text{ KN/ml}$$

Etat limite de service (ELS)

$$q_s = G_t + R_a = 8,38 + 28,32 = 36,7 \text{ KN/ml}$$

**III.3.4.Étude de la poutre à l'ELU****Réactions d'appuis**

$$R_a = R_b = \frac{q_u \times L}{2} = \frac{48,89 \times 3,25}{2} = 79,44 \text{ KN}$$

**Effort tranchant**

$$T(x) = R_A - q_{ul} \times (x) = 79.44 - 48.89 (x)$$

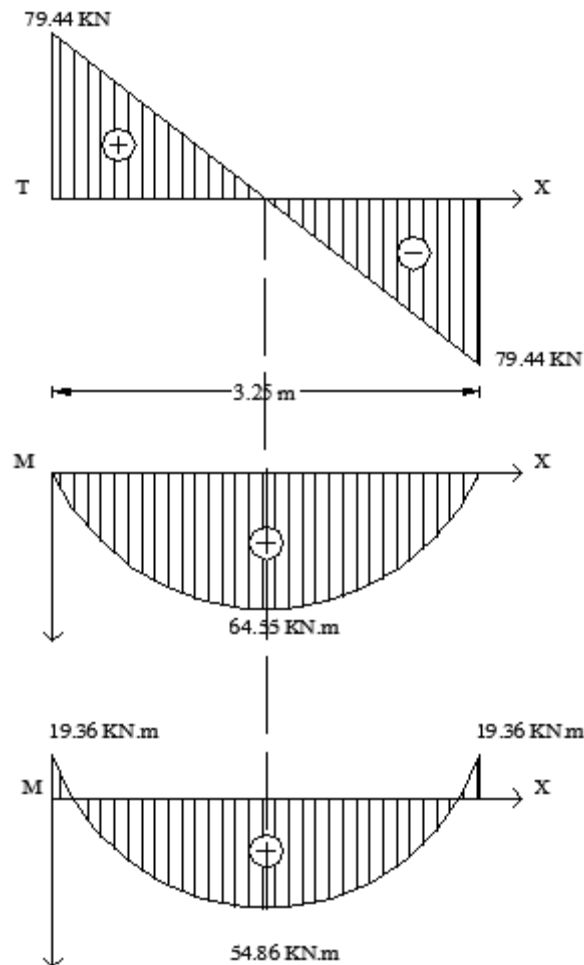
$$\rightarrow \begin{cases} T(0) = 79.44 \text{ KN} \\ T(3.25) = -79.44 \text{ KN.m} \end{cases}$$

**Moment isostatique**

$$M_0 = \frac{qu \times L^2}{8} = \frac{48.89 \times 3.25^2}{8} = 64.55 \text{ KN.m}$$

**Correction des moments**

- **En travée**  
 $M_t = 0.85 M_0 = 0.85 \times 64.55 = 54.86 \text{ KN.m}$
- **Aux appuis**  
 $M_a = 0.3 M_0 = 0.3 \times 64.55 = 19.36 \text{ KN.m}$

**Diagrammes des moments et des efforts tranchants à l'ELU**

### III.3.5.Ferraillage à l'ELU des armatures longitudinales

#### ➤ En travée

$$\mu_t = \frac{M_t}{B \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{54.86 \times 10^3}{25 \times 27^2 \times 14.2} = 0.21$$

$$\mu_t = 0.21 < \mu_l = 0.392$$

$$\mu_t < \mu_l \rightarrow \text{SSA}$$

$$\beta = 0.881 \quad \alpha = 0.298$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{54.86 \times 10^3}{0.881 \times 27 \times 348} = 6.62 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } \mathbf{6HA12 = 6.78 \text{ cm}^2}$$

#### ➤ Aux appuis

$$\mu_a = \frac{M_a}{B \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{19.36 \times 10^3}{25 \times 27^2 \times 14.2} = 0.074$$

$$\mu_a = 0.074 < \mu_l = 0.392$$

$$\mu_a < \mu_l \rightarrow \text{SSA}$$

$$\beta = 0.962 \quad \alpha = 0.0962$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{19.36 \times 10^3}{0.962 \times 27 \times 348} = 2.14 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } \mathbf{2HA12 = 2.26 \text{ cm}^2}$$

### III.3.6.Vérification à l'ELU

#### a. Condition de non fragilité

**BAEL9 1 modifié 99(Art A.4.2.1).**

$$A_{\min} = 0.23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times b \times d$$

$$A_{\min} = 0.23 \times \frac{2.1}{400} \times 25 \times 27 = 0.81 \text{ cm}^2$$

**En travées :**  $A_t = 2.26 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.81 \text{ cm}^2$  ..... **Condition vérifiée.**

**Aux appuis :**  $A_a = 2.14 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.81 \text{ cm}^2$  ..... **Condition vérifiée.**

#### b. Vérification aux cisaillements

**BAEL91 modifié 99(Art A.5.1.1)..**

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} \leq \overline{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2}{\gamma_b} f_{c28} ; 5 \text{ MPa} \right\}$$

$$\tau_u = \frac{79.44 \times 10^3}{250 \times 270} = 1.17 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau}_u = \min \{ 3.33 ; 5 \text{ MPa} \} = \overline{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1.17 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 3.33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

⇒ Pas de risque de cisaillement.

**c. Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis BAEL91 modifié 99(Art A.5.1.313).**

**a. Influence sur le béton**

$$T_{u \max} \leq 0.4 \times b \times 0.9 \times d \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$T_{u \max} \leq 0.4 \times 0.25 \times 0.9 \times 0.27 \times \frac{25 \times 10^3}{1.5} = 405 \text{ KN}$$

$$T_{u \max} = 79.44 \text{ KN} \leq 405 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

**b. Influence sur les aciers**

On doit vérifier

$$A_a \geq \frac{\gamma_s}{f_e} (T_u + \frac{M_u}{0.9 d})$$

$$\text{Avec : } A_a = 5.65 \text{ cm}^2$$

$$A_a \geq \frac{1.15}{400 \times 10^2} (79.44 \times 10^3 + \frac{19.36 \times 10^5}{0.9 \times 27}) = 4.57 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 2.26 \text{ cm}^2 < 4.57 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition non vérifiée.}$$

Puisque la condition n'est pas vérifiée avec **2HA12** on a opté pour **5HA12**.

$$A_a = 5.65 \text{ cm}^2 > 4.57 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

**d. Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres  
BAEL91 modifié 99 (Art A.6.1.3).**

$$\text{Il faut vérifier que } \tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}} = \Psi_s f_{t28}$$

$$\overline{\tau_{se}} = \Psi_s f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

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

Avec :  $\sum u_i$  = Somme des périmètres utile des armatures

$$\sum u_i = n \pi \phi$$

n : nombre des barres

➤ **En travées**

$$\sum u_i = n \pi \phi = 6 \times 3.14 \times 12 = 226.08 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{79.44 \times 10^3}{0.9 \times 270 \times 226.08} = 1.44 \text{ MPa}$$



$$\tau_{se} = 1.44 \text{ MPa} < \overline{\tau_{se}} = 3.15 \text{ MPa. .... Condition vérifiée.}$$

⇒ Pas de risque d'entraînement des barres longitudinales

➤ **Aux appuis**

$$\sum u_i = n \pi \phi = 5 \times 3.14 \times 12 = 188.4 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{79.44 \times 10^3}{0.9 \times 270 \times 188.4} = 1.73 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1.73 \text{ MPa} < \overline{\tau_{se}} = 3.15 \text{ MPa. .... Condition vérifiée.}$$

⇒ Pas de risque d'entraînement des barres longitudinales.

**e. Ancrage des barres**

**BAEL91 modifié 99 (Art A.6.1.21).**

$$\overline{\tau_{su}} = 0.6 \times \Psi s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{f_e}{4 \tau_s} \phi \quad \text{avec} \quad L_s : \text{longueur de scellement droit}$$

$$\text{Pour } \phi = 12 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad L_s = \frac{12 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.33 \text{ cm}$$

$$L_c = 0.4 L_s = 0.4 \times 42.33 = 17 \text{ cm}$$

L'épaisseur dans laquelle seront ancrées les barres est insuffisante.

Le **BAEL** propose de munir les barres d'un crochet normal de longueur d'encombrement dont la longueur d'ancrage est fixée à : **0.4L<sub>s</sub>** **BAEL91 modifié 99 (Art A.6.1.253).**

**0,4 L<sub>s</sub>** s'il s'agit d'une barre à haute adhérence de classe Fe E 400 ou Fe E 500.

### III.3.7.Calcul des armatures transversales

➤ **Diamètre**

**BAEL91 modifiées 99. (Art. A.7.2.2).**

Le diamètre des armatures transversales doit satisfaire la condition suivante

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h_t}{35}; \frac{b}{10}; \phi_{max} \right\}$$

$$Q_{max} : \text{diamètre maximal des armatures longitudinales} = 1.2 \text{ cm}$$

$\phi_t$  : Diamètre des armatures transversales

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{30}{35}; \frac{25}{10}; 12 \right\} \text{ cm}$$

$$\phi_t \leq \min \{ 0.85 ; 2.5 ; 1.2 \} \text{ cm}$$

On opte pour  $\phi_t = 8 \text{ mm}$  (1 cadre +1 étrier).

➤ **Espacement** **BAEL 91 modifiées 99 (Art. A.5.1.22).**

$$S_{t \max} \leq \min \{0.9d ; 40\text{cm}\} = \min \{24.3\text{cm} ; 40\text{cm}\}$$

On opte pour  $S_{t \max} = 20 \text{ cm.}$

La section d'armatures transversales doit vérifier la condition suivante

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t} \geq 0.4 \text{ Mpa} \rightarrow \frac{201 \times 400}{250 \times 240} = 1.34 \text{ Mpa} \geq 0.4 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

**Selon le RPA99 version 2003 (Art 7.5.2.2)**

L'espacement doit vérifier

➤ **En zone nodale (appuis)**

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12\phi \right\} = \min \{7.5 ; 14.4\} \text{ cm}$$

$$S_t = 7.5 \text{ cm}$$

➤ **En zone courante (travée)**

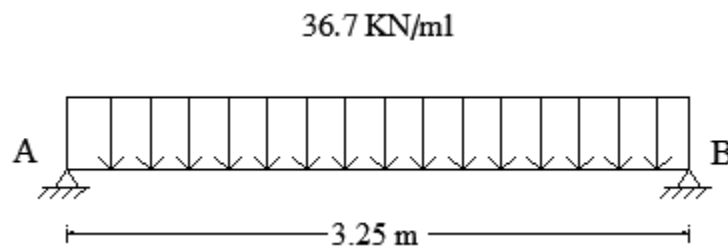
$$S_t \leq \frac{h}{2} = 15 \text{ cm}$$

$$S_t = 15 \text{ cm}$$

La section d'armatures transversales doit vérifier

$$A_t = 2.01 \text{ cm}^2 \geq A_{t \min} = 0.003 \times S \times b = 0.003 \times 7 \times 30 = 0.63 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

### III.3.8.Étude de la poutre à l'ELS.



**Réactions d'appuis**

$$R_a = R_b = \frac{q_s \times L}{2} = \frac{36.7 \times 3.25}{2} = 59.63 \text{ KN}$$

**Effort tranchant**

$$T_s = R_a = R_b = \frac{q_u \times L}{2} = \frac{36.7 \times 3.25}{2} = 59.63 \text{ KN}$$

**Moment isostatique**

$$M_0 = \frac{q_s \times L^2}{8} = \frac{36.7 \times 3.25^2}{8} = 48.45 \text{ KN.m}$$

**Correction des moments**➤ **Aux appuis**

$$M_a = 0.3 M_0 = 0.3 \times 48.45 = 14.53 \text{ KN.m}$$

➤ **En travée**

$$M_t = 0.85 M_0 = 0.85 \times 48.45 = 41.18 \text{ KN.m}$$

**III.3.9. Vérifications à L'ELS****a. Etat limite d'ouverture des fissures****BAEL91 modifié 99(Art. A.4.5.3).**

La fissuration est peu nuisible donc la vérification n'est pas nécessaire.

**b. Etat limite de compression de béton****BAEL91 modifié 99(Art. A.4.5.2).**➤ **En travée**✓ **Contraintes dans l'acier**

$$\rho = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} = \frac{100(6.78)}{(25)(27)} = 1.00$$

$$\rho = 1.00 \rightarrow \beta_1 = 0.861 \quad \alpha_1 = 0.417 \rightarrow K_1 = 20.97$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{st}}{\beta_1 d A_t} = \frac{41.18 \times 10^6}{0.861 \times 270 \times 6.78 \times 10^2} = 261.27 \text{ Mpa}$$

$$\overline{\sigma}_{st} = \frac{f_{e}}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

✓ **Contraintes dans le béton**

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{261.27}{20.97} = 12.45 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Aux appuis**✓ **Contraintes dans l'acier**

$$\rho = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} = \frac{100(4.62)}{(25)(27)} = 0.68$$

$$\rho = 0.68 \rightarrow \beta_1 = 0.88 \quad \alpha_1 = 0.360 \rightarrow K_1 = 26.67$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_a}{\beta d A_a} = \frac{14.53 \times 10^6}{0.88 \times 270 \times 4.62 \times 10^2} = 132.36 \text{ Mpa}$$

$$\overline{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

#### ✓ Contraintes dans le béton

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K1} = \frac{132.36}{26.67} = 4.96 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

#### III.3.10. Vérification de la flèche :

BAEL91 modifié 99(Art B.6.5.2)

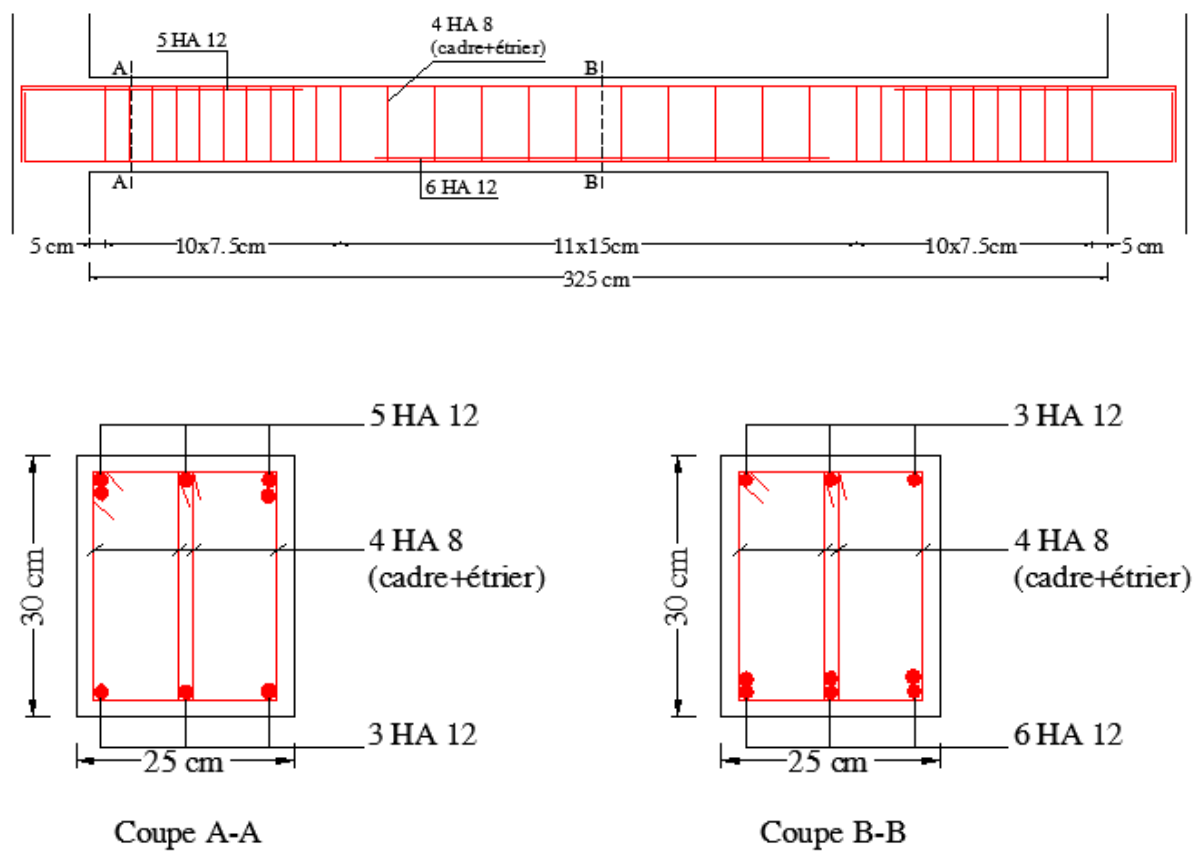
$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \implies \frac{30}{325} = 0.09 > \frac{1}{16} = 0.0625 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 M_0} \implies \frac{30}{325} = 0.092 > \frac{41.18}{10(48.45)} = 0.084 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A_{st}}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \implies \frac{6.78}{25 \times 27} = 0.010 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

#### Conclusion

Toutes les conditions sont vérifiées, donc ce n'est pas la peine de faire le calcul de la flèche.



**Figure.III.3.3.Ferrailage de la poutre palière.**

### III.4.Etude du plancher en corps creux

#### III.4.1.Introduction

La structure comporte deux sortes de planchers l'un est en corps creux (16+4) dont les poutrelles sont préfabriquées et disposées suivant le sens de la petite portée ; l'autre est une dalle pleine.

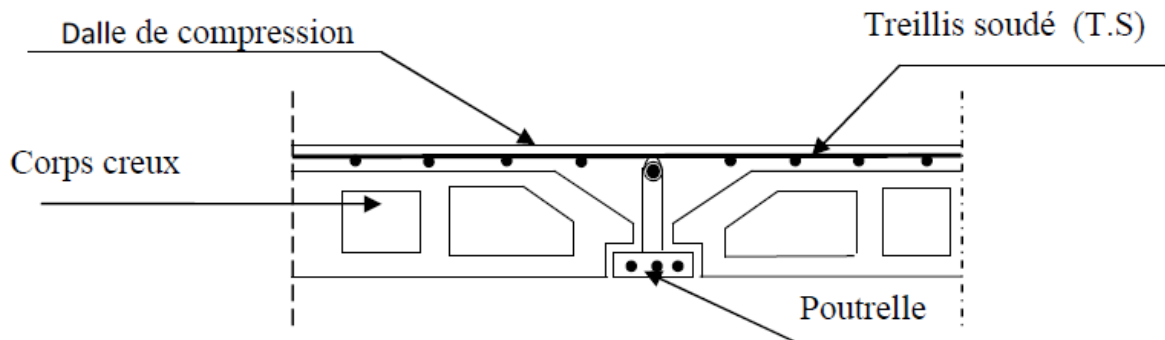


Figure.III.4.1. Coupe verticale d'un plancher en corps creux.

#### III.4.2.Calcul de la dalle de compression

La dalle de compression est coulée sur place, elle sera armée d'un treillis soudé de type TS 520, ayant pour but de :

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

Le treillis soudé doit satisfaire les conditions suivantes : **BAEL9 1 modifié 99(Art B.6.8.423)**

-Les dimensions des mailles du treillis soudé ne doivent pas dépasser :

20cm pour les armatures perpendiculaires aux poutrelles

33cm pour les armatures parallèles aux poutrelles

Soit L : l'entraxe des poutrelles (L=65cm)

Le calcul sera effectué pour le plancher le plus sollicité.

##### III.4.2.1 Calcul des armateurs

##### a. Armatures perpendiculaires aux poutrelles

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

Avec

$A_{\perp}$  :  $\text{cm}^2$  par mètre linéaire.

$L$  : Entre axes des poutrelles en (cm).

$f_e$  : Limite d'élasticité de l'acier utilisé (MPa).

**A.N**

$$A_{\perp} \geq \frac{4 \times 65}{520} \geq 0.5 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adoptera  $A_{\perp} = 5\text{HA4} = 0.63 \text{ cm}^2$  avec un espacement :  $S_t = 20\text{cm}$

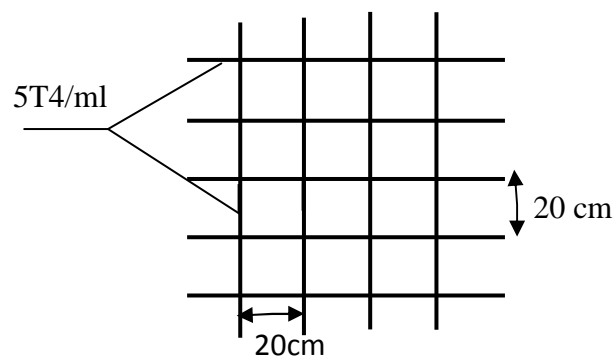
### b. Armatures parallèles aux poutrelles

$$A_{\parallel} \geq \frac{A_{\perp}}{2}$$

**A.N**

$$A_{\parallel} = \frac{0.63}{2} = 0.315 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

On adoptera  $A_{\parallel} = 5\text{HA4} = 0.63 \text{ cm}^2$  avec un espacement :  $S_t = 20\text{cm}$



**Figure.III.4.2. Treillis soudés.**

### III.4. 3.Calcul des poutrelles

Les poutrelles sont sollicitées par des charges uniformément réparties, et le calcul se fait en deux étapes :

- Avant le coulage de la dalle de compression.
- Après le coulage de la dalle de compression.

#### 1<sup>ère</sup> étape : Avant le coulage de la dalle de compression

La poutrelle sera considérée simplement appuyée à ses deux extrémités. Elle travaille en flexion simple et doit supporter son poids propre, le poids du corps creux et le poids de l'ouvrier.

#### Chargement

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

Poids du corps creux :  $0.65 \times 0.95 = 0.617 \text{ KN/ml}$ .

Surcharge due à l'ouvrier :  $Q = 1.00 \text{ KN/ml}$ .

$G = G1 + G2 = 0.74 \text{ KN/ml}$ .

Charge permanente :  $G = 0.74 \text{ KN/ml}$ .

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

#### Calcul à l'ELU

Le calcul se fera pour la travée la plus défavorable

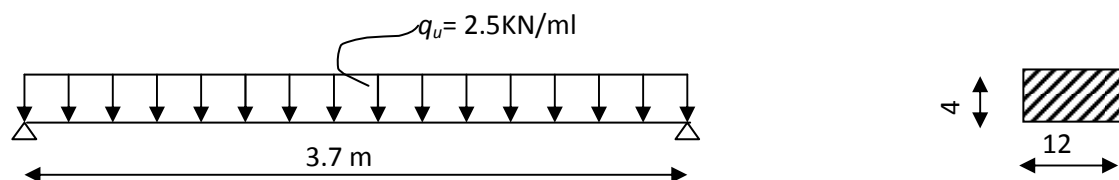


Figure.III.4.3. Schéma statique de la poutrelle.

$$q_u = 1.35 G + 1.5 Q$$

$$q_u = 1.35 (0.74) + 1.5 (1.0) = 2.5 \text{ KN/ml}$$

#### Moment en travée

$$M_0 = \frac{q_u \times l^2}{8}$$



$$M_0 = \frac{2.5 \times 3.7^2}{8} = 4.28 \text{ KN.m}$$

### Effort tranchant

$$T = \frac{q \times l}{2}$$

$$T = \frac{2.5(3.7)}{2} = 4.62 \text{ KN}$$

### Calcul des armatures

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

Hauteur utile :  $d = 4 - 2 = 2 \text{ cm}$ .

$$\mu_u = \frac{M_0}{b \times d^2 \times f_{bu}}, \quad f_{bu} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.2 \text{ MPa.}$$

$$\mu_u = \frac{4.28 \times 10^6}{120 \times 20^2 \times 14.2} \rightarrow \mu_u = 6.28 \gg \mu_l = 0.392$$

⇒ La section est doublement armée.

### Remarque

Sachant que la hauteur des poutrelles est de 4 cm, il nous est impossible de disposer des armatures de compression et de traction, ce qui nous oblige à prévoir des étais intermédiaire afin d'aider les poutrelles à supporter les charges et surcharges aux quelles elles sont soumises avant coulage.

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

Après coulage de la dalle de compression, la poutrelle étant solidaire de cette dernière, elle sera calculée comme une section en Té.

#### Dimensionnement de la poutrelle

$h = 16 + 4 \text{ cm}$ , hauteur de la section en Te  
 $h_0 = 4 \text{ cm}$ , hauteur de la dalle de compression  
 $b_0 = 12 \text{ cm}$ , largeur de la nervure

$$b_1 \leq \min (L_0 / 2 ; L / 10 ; 8 h_0)$$

$L_0$  : Distance entre deux poutrelles  
 $L_0 = 65 - 12 = 53 \text{ cm}$   
 $L$  : Largeur de la plus grande travée  
 $L = 3.7 \text{ m}$

$$\text{D'où : } b_1 \leq \min (26.5 ; 37 ; 32) \rightarrow b_1 = 26.5$$

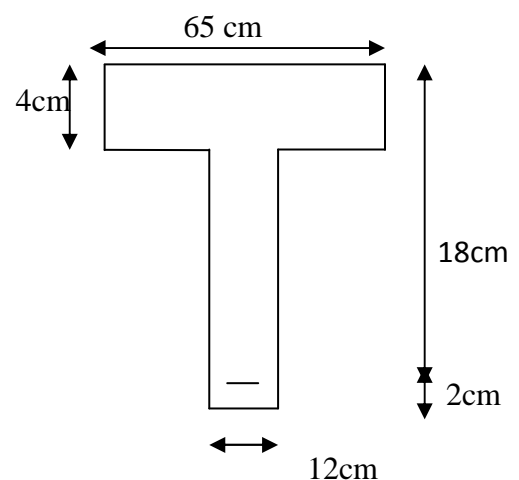


Figure.III.4.4.Section de la poutrelle.

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

### 1. Plancher d'étage courant

Poids propre du plancher

$$G = 5.1 \times 0.65 = 3.315 \text{ KN/ ml.}$$

Charge d'exploitation

$$Q = 1.5 \times 0.65 = 0.975 \text{ KN/ ml.}$$

La combinaison de charge

$$\text{ELU : } Q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 5.94 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELS: } Q_s = G + Q = 4.29 \text{ KN/ml}$$

### 2. Plancher terrasse inaccessible

Poids propre du plancher

$$G = 5.39 \times 0.65 = 3.5 \text{ KN/ ml.}$$

Charge d'exploitation

$$Q = 1 \times 0.65 = 0.65 \text{ KN/ ml.}$$

La combinaison de charge

$$\text{ELU : } Q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 5.7 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELS: } Q_s = G + Q = 4.15 \text{ KN/ml}$$

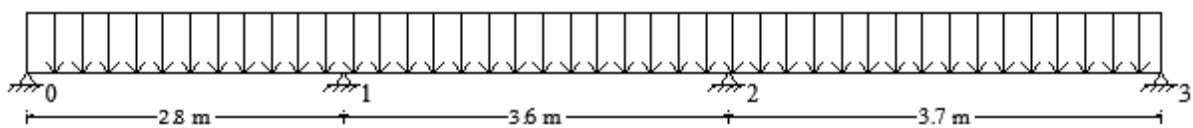
### Remarque

On remarque que le chargement du plancher étage courant est le plus défavorable. Donc on l'utilisera pour le calcul du ferrailage.

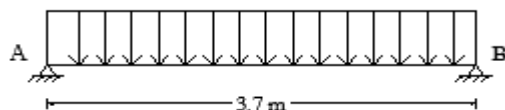
## III.4.4.Détermination des poutres à étudier

Nous avons plusieurs poutres à étudier ; de travées et de nombres d'appuis différents.

### Poutre I



### Poutre II



### III.4.5.Choix de la méthode de calcul

La détermination des efforts internes est effectuée à l'aide des méthodes usuelles tels que :

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

#### 1. Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire

**BAEL91 modifié 99 (Art B.6.2.210).**

##### Poutre I

##### Condition 1

La valeur de la charge d'exploitation des constructions courantes doit être égale au plus à deux fois la charge permanente ou  $5 \text{ KN/m}^2$

$$Q \leq \max \left\{ 2G ; 5 \text{ KN} / \text{m}^2 \right\}$$

$$2.G = 2 \times 5.1 = 10.2 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$Q = 1,5 \leq \max \left\{ 10.2 ; 5 \right\} = 10.2 \text{ KN} / \text{m}^2 \} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

##### Condition 2

Le moment d'inertie des sections transversales est le même dans les différentes travées considérées .....**Condition vérifiée.**

##### Condition 3

Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0.8 et 1.25 :

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

$$\left\{ \begin{array}{l} L_i / L_{i+1} = 2.8 / 3.60 = 0.77 \dots\dots\dots \text{Condition non vérifiée.} \\ L_i / L_{i+1} = 3.60 / 3.7 = 0.97 \end{array} \right.$$

##### Condition 4

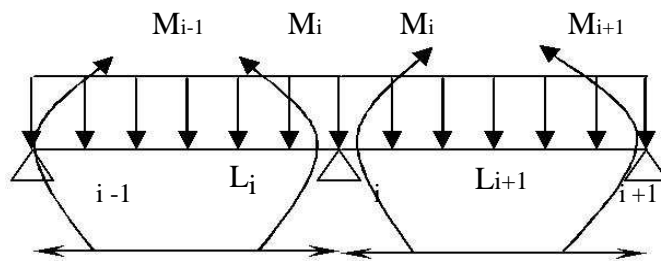
La fissuration est non préjudiciable ..... **Condition vérifiée.**

**Conclusion**

Pour la **poutre I** la condition n'est pas vérifiée d'où la méthode forfaitaire n'est pas applicable donc nous appliquons la méthode des trois moments.

**2. PRINCIPE DE LA METHODE DES TOIS MOMENTS**

Considérons trois appuis successifs d'une poutre continue quelconque, composant un système de base. En coupant la poutre au niveau de chaque appui, on obtient comme système de base, une succession de poutres isostatiques de longueurs respectives  $L_i$  et  $L_{i+1}$  allant de gauche à droite, comme le montre la figure suivante.

**3. Exposé de la méthode des trois moments**

**Figure.III.4.5. Méthode de trois moments**

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

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

Les autres efforts seront déterminés à l'aide des équations suivantes :

**Moment en travée**

$$M(x) = \frac{q_l}{2} x - \frac{q}{2} x^2 + M_i \left(1 - \frac{x}{l_i}\right) + M_{i+1} \frac{x}{l_i}$$

La position du point qui nous donne le moment max en travée est :

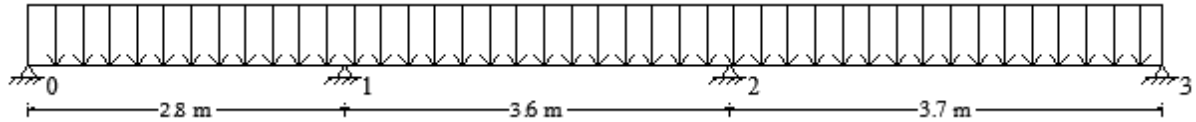
$$X = \frac{l}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{q l_i}$$

**Les efforts tranchants**

Les efforts tranchants sont donnés par la formule

$$T(x) = \frac{q_u l_i}{2} - q_u x + \frac{M_{i+1} - M_i}{l_i}$$

## ➤ Application de la méthode pour les poutres I et II

**Poutre I****Calcul à L'ELU**

$$q_u = 5.94 \text{ KN/ml}$$

**Calcul des moments sur appuis**

$$\text{Pour } i=0 \dots\dots 5.6 M_0 + 2.8 M_1 = -32.6 \dots\dots\dots (1)$$

$$\text{Pour } i=1 \dots\dots\dots 2 M_0 + 12.8 M_1 + 3.6 M_2 = -101.88 \dots\dots\dots (2)$$

$$\text{Pour } i=2 \dots\dots\dots 3.6 M_0 + 14.6 M_2 + 3.7 M_3 = -144.5 \dots\dots\dots (3)$$

$$\text{Pour } i=3 \dots\dots\dots 3.7 M_2 + 7.4 M_3 = -75.22 \dots\dots\dots (4)$$

La résolution du système nous donne :

$$M_0 = -3.09 \text{ KN.m} \quad ; \quad M_1 = -5.46 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = -6.82 \text{ KN.m} \quad ; \quad M_3 = -6.75 \text{ KN.m}$$

**Calcul des moments en travée**

Le moment en travée est donné par la relation suivante

$$M(x) = \frac{q}{2} x - \frac{q}{2} x^2 + M_i \left(1 - \frac{x}{l_i}\right) + M_{i+1} \times \frac{x}{l_i}$$

x : la position de la section du point dont le moment est maximale.

$$X = \frac{l}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{q \cdot l_i}$$

Appliquons les formules précédentes pour toutes les travées :

Travées	L (m)	qu (KN.m)	M <sub>i</sub> (KN.m)	M <sub>i+1</sub> (KN.m)	X (m)	M <sub>t</sub> (x) (KN.m)
0-1	2.8	5.94	-3.09	-5.46	1.25	1.61
1-2	3.6	5.94	-5.46	-6.82	1.73	3.51
2-3	3.7	5.94	-6.82	-6.75	1.85	3.38

**Tableau III.4.1. Calcul des moments en travées.**

**Remarque**

Les moments calculés par la méthode des trois moments sur un matériau homogène, qui a une faible résistance à la traction, il faut effectuer les corrections suivantes

- ❖ Augmentation de 1/3 pour le moment en travée.
- ❖ Diminution de 1/3 pour le moment aux appuis.
- ✓ Diminution de 1/3 pour les moments aux appuis  
On aura aux appuis les résultats suivants :

$$\begin{aligned} M_0 &= -2.06 \text{ KN.m} & ; & \quad M_1 = -3.64 \text{ KN.m} \\ M_2 &= -4.54 \text{ KN.m} & ; & \quad M_3 = -4.5 \text{ KN.m} \end{aligned}$$

- ✓ Augmentation de 1/3 pour les moments en travée  
On aura aux travées les résultats suivants :

$$M_{t1} = 2.14 \text{ KN.m} \qquad M_{t2} = 4.68 \text{ KN.m} \qquad M_{t3} = 4.5 \text{ KN.m}$$

**Calcul des efforts tranchants**

Au niveau d'un appui « i »,  $T(x) = \frac{q \times l_i}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{l_i}$

Au niveau d'un appui « i+1 »  $T(x) = -\frac{q \times l_i}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{l_i}$

$$\text{Travée (0-1)} : \begin{cases} T_w = 7.75 \text{ KN} \\ T_e = -8.87 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{Travée (1-2)} : \begin{cases} T_w = 10.44 \text{ KN} \\ T_e = -10.94 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{Travée (2-3)} : \begin{cases} T_w = 10.99 \text{ KN} \\ T_e = -10.97 \text{ KN} \end{cases}$$

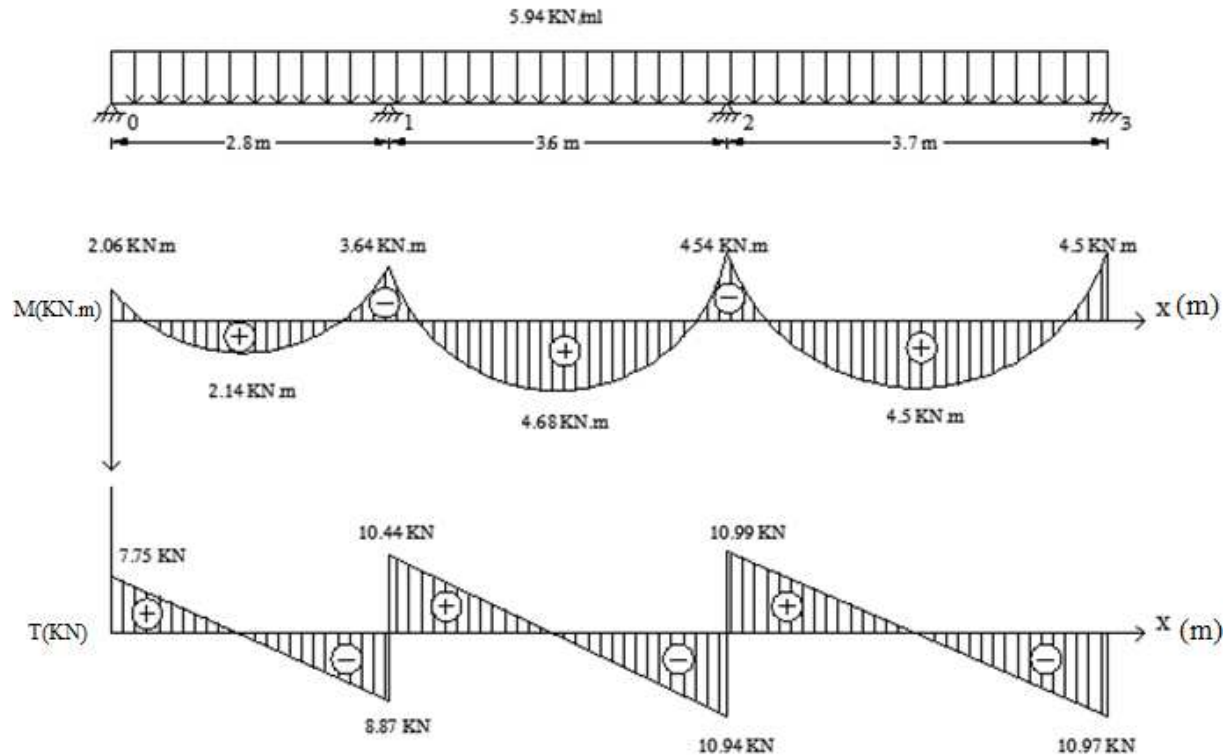


Figure. III.4.6. Diagramme des moments et efforts tranchant à l'ELU.

### Calcul à L'ELS

$$q_s = 4.29 \text{ kN/ml.}$$

Lorsque la charge est la même sur toutes les travées, pour obtenir les valeurs des moments à l'E.L.S, il suffit de multiplier les résultats de calcul à l'E.L.U par le coefficient  $q_s/q_u$ .

$$\frac{q_s}{q_u} = \frac{4.29}{5.94} = 0.72$$

#### Les moments sur appuis

$$M_0 = -2.06 \times 0.72 = -1.48 \text{ kN.m}$$

$$M_1 = -3.64 \times 0.72 = -2.62 \text{ kN.m}$$

$$M_2 = -4.54 \times 0.72 = -3.27 \text{ kN.m}$$

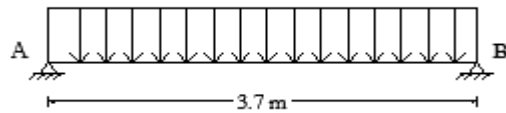
$$M_3 = -4.5 \times 0.72 = -3.24 \text{ kN.m}$$

#### Les moments en travées

$$M_{t1} = 2.14 \times 0.72 = 1.54 \text{ kN.m}$$

$$M_{t2} = 4.68 \times 0.72 = 3.37 \text{ kN.m}$$

$$M_{t3} = 4.5 \times 0.72 = 3.24 \text{ kN.m}$$

**Poutre II****Calcul à L'ELU****Travée AB**

$$q_u = 5.94 \text{ KN/ml.}$$

**Moment isostatique**

$$M_0 = \frac{q l^2}{8} = \frac{5.94 \times 3.7^2}{8} = 10.16 \text{ KN.m}$$

**Moments aux appuis**

$$M_A = M_B = -0.3 M_0 = -0.3 (10.16) = -3.05 \text{ KN.m}$$

**Moments en travées**

$$M_t = 0.85 M_0 = 0.85 (10.16) = 8.64 \text{ KN.m}$$

**Les efforts tranchants**

$$V_A = \frac{q l}{2} = \frac{5.94 (3.7)}{2}$$

$$V_A = 10.99 \text{ KN}$$

$$V_A = -\frac{q l}{2} = -\frac{5.94 (3.7)}{2}$$

$$V_A = -10.99 \text{ KN}$$

**Calcul à L'ELS****Travée AB**

$$q_u = 4.29 \text{ KN/ml.}$$

**Moment isostatique**

$$M_0 = \frac{q l^2}{8} = \frac{4.29 \times 3.7^2}{8} = 7.34 \text{ KN.m}$$

**Moments aux appuis**

$$M_A = M_B = -0.3 M_0 = -0.3 (7.34) = -2.20 \text{ KN.m}$$



**Moments en travées**

$$M_t = 0.85 M_0 = 0.85 (7.34) = 6.24 \text{ KN.m}$$

**Les efforts tranchants**

$$V_A = \frac{q l}{2} = \frac{4.29 (3.7)}{2}$$

$$V_A = 7.94 \text{ KN}$$

$$V_A = - \frac{q l}{2} = - \frac{4.29 (3.7)}{2}$$

$$V_A = -7.94 \text{ KN}$$

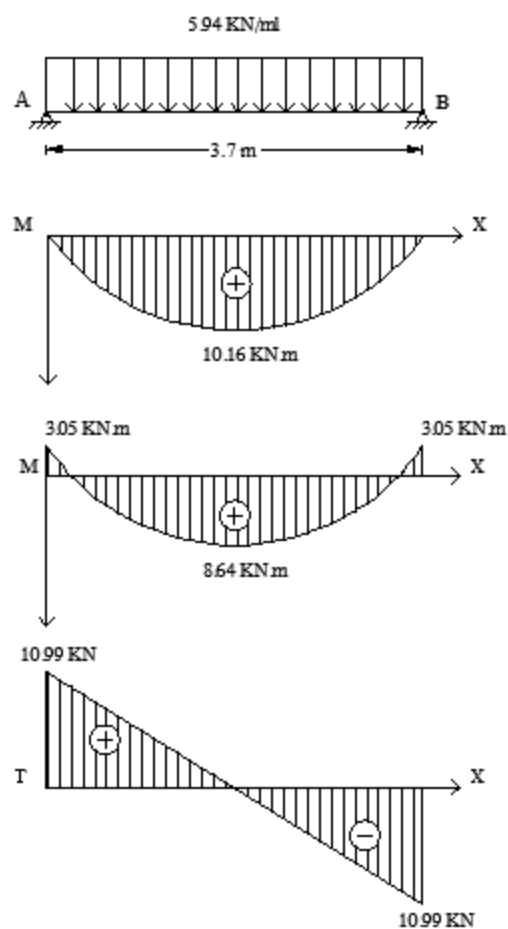


Figure. III.4.7. Diagramme des moments et efforts tranchant à l'ELS.

**III.4.6.Ferraillage à L'ELU**

$$M_t^{\max} = 8.64 \text{ KN.m}$$

$$M_a^{\max} = 4.54 \text{ KN.m}$$

### 1. Armatures longitudinales

La poutrelle sera calculée comme une section en **Té** dont les caractéristiques géométriques suivantes :  $b = 65 \text{ cm}$  ;  $b_0 = 12 \text{ cm}$  ;  $h = 20 \text{ cm}$  ;  $h_0 = 4 \text{ cm}$  ;  $d = 18 \text{ cm}$

#### En travées

$$M_t^{\max} = 8.64 \text{ KN.m}$$

Le moment équilibré par la table de compression

$$M_0 = b \times h_0 \times \left(d - \frac{h_0}{2}\right) f_{bu} \quad \text{avec} \quad f_{bu} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$M_0 = 0.65 \times 0.04 \times \left(0.18 - \frac{0.04}{2}\right) 14.2 \times 10^3 = 59.072 \text{ KN.m}$$

$M_t^{\max} = 8.64 \text{ KN.m} < M_0 = 59.072 \text{ KN.m}$  L'axe neutre se situe dans la table de compression, on aura à calculer une section rectangulaire ( $b \times h$ ) ( $65 \times 20$ )  $\text{cm}^2$ .

$$\mu = \frac{M_t^{\max}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{8.64 \times 10^6}{650 \times (180)^2 \times 14.2}$$

$$\mu = 0.028 < \mu_1 = 0.392 \quad \text{section est simplement armée .}$$

$$\beta = 0.986$$

$$A_{st} = \frac{M_t^{\max}}{\beta \times d \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{8.64 \times 10^5}{0.986 \times 18 \times 348 \times 10^2} = 1.4 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte} \quad \mathbf{3HA10 = 2.35 \text{ cm}^2}$$

#### Aux appuis

La table étant entièrement tendue, et comme elle n'intervient pas dans le calcul de la résistance à la traction, le calcul se fera pour une section rectangulaire ( $b \times h$ ) ( $12 \times 20$ )  $\text{cm}^2$ .

$$M_a^{\max} = 4.54 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_a^{\max}}{b_0 \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{4.54 \times 10^6}{120 \times (180)^2 \times 14.2} = 0.082$$

$$\mu = 0.082 < \mu_1 = 0.392 \quad \text{section est simplement armée}$$

$$\beta = 0.957$$

$$A_{st} = \frac{M_t^{\max}}{\beta \times d \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{4.54 \times 10^5}{0.957 \times 18 \times 348 \times 10^2} = 0.76 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte} \quad \mathbf{2HA10 = 1.57 \text{ cm}^2}$$

**Conclusion**

En travée :  $3HA10 = 2.35\text{cm}^2$ .

Aux appuis :  $2HA10 = 1.57\text{ cm}^2$

**2. Calcul des armatures transversales****a. Diamètre des barres****BAEL9 1 modifié 99(Art A.7.2.2).**

Le diamètre minimal des armatures transversales est donné par

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{b_0}{10} ; \frac{h}{35} ; \phi_1 \right\} = \{ 12 ; 5.7 ; 10 \} = 5.7 \text{ mm}$$

On prend :  $\phi_t = 5.7 \text{ mm} = 0.57 \text{ cm}$

$\phi_t$  : Diamètre des armatures transversales.

$\phi_1$  : Diamètre des armatures longitudinales.

Les armatures transversales seront réalisées par étriers 6 $\phi$  avec  $A_t = 2HA6 = 0.56 \text{ cm}^2$ .

**b. Espacement des armatures****BAEL9 1 modifié 99(Art A.5.1.22).**

$$S_t \leq \min \left\{ \begin{array}{l} 0.9 d = 0.9 \times 18 = 16.2 \text{ cm} \\ 40 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Donc :  $S_t \leq 16.2 \text{ cm}$ . On prend  $S_t = 15 \text{ cm}$ , la section d'armatures transversales doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq 0.4 \text{ MPa} \implies \frac{0.56 \times 400}{12 \times 15} = 1.24 \text{ MPa} \geq 0.4 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

**Conclusion**

En travée :  $3HA10 = 2.35\text{cm}^2$ .

Aux appuis :  $2HA 10 = 1.57\text{cm}^2$ .

Les armatures transversales :  $2HA6 = 0.56 \text{ cm}^2$ .

**III.4.7.Vérification à l'ELU****a. Condition de non fragilité****BAEL9 1 modifié 99(Art A.4.2.1).**

$$A_{\min} = 0.23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times b \times d$$

$$A_{\min} = 0.23 \times \frac{2.1}{400} \times 65 \times 18 = 1.41 \text{ cm}^2$$

Aux appuis :  $A_a = 1.57 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.41 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiées.}$

En travées :  $A_t = 2.35 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.41 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiées.}$

**b. Vérification aux cisaillements****BAEL91 modifié 99(Art A.5.1.1).**

$$T_u^{max} = 10.99 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 d} \leq \overline{\tau_u} = \min \left\{ \frac{0.2}{\gamma_b} f_{ct28} ; 5 \text{ MPa} \right\}$$

$$\tau_u = \frac{10.99 \times 10^3}{120 \times 180} = 0.509 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau_u} = \min \{ 3.33 ; 5 \text{ MPa} \} = \overline{\tau_u} = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.509 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 3.33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiées.}$$

⇒ Pas de risque de cisaillement

**c. Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres**  
**BAEL91 modifié 99 (Art A.6.1.3).**

$$\text{Il faut vérifier que } \tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}} = \Psi_s f_{t28}$$

$\Psi_s$  : Coefficient de scellement.

$\Psi_s = 1.5$  pour les H.A

$\Psi_s = 1$  pour les R.L

$\overline{\tau_{se}}$  : Contrainte admissible d'adhérence à l'entraînement des barres.

$\tau_{se}$  : Contrainte d'adhérence limite ultime.

$$\overline{\tau_{se}} = \Psi_s f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

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

Avec :  $\sum u_i$  = Somme des périmètres utile des armatures

$$\sum u_i = n \pi \phi$$

n : nombre des barres

**En travées**

$$\sum u_i = n \pi \phi = 3 \times 3.14 \times 10 = 94.2 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{10.99 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 94.2} = 0.720 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 0.720 \text{ MPa} < \overline{\tau_{se}} = 3.15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

⇒ Pas de risque d'entraînement des barres longitudinales

**Aux appuis**

$$\sum u_i = n \pi \phi = 2 \times 3.14 \times 10 = 62.8 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{10.99 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 62.8} = 1.08 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1.08 \text{ MPa} < \overline{\tau_{se}} = 3.15 \text{ MPa. .... Condition vérifiée.}$$

⇒ Pas de risque d'entraînement des barres longitudinales

#### d. Ancrage des barres

**BAEL91 modifié 99 (Art A.6.1.21).**

$$\overline{\tau_{su}} = 0.6 \times \Psi s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$L_S = \frac{f_e}{4 \tau_s} \phi \quad \text{avec} \quad L_S : \text{longueur de scellement droit}$$

$$\text{Pour } \phi = 10 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad L_S = \frac{10 \times 400}{4 \times 2.835} = 35.27 \text{ cm}$$

La longueur de scellement dépasse la largeur de la poutre, alors le BAEL admet que l'ancrage d'une barre se termine par un crochet, dont la longueur d'ancrage mesurée hors crochets est:

$$L_C = 0.4 L_S = 0.4 \times 35.27 = 14.10 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad \text{soit un crochet } 15 \text{ cm}$$

#### e. Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis

**BAEL91 modifié 99 (Art A.5.1.313).**

##### ➤ Influence sur le béton

$$T_{u \max} \leq 0.4 \times b_0 \times 0.9 \times d \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$T_{u \max} \leq 0.4 \times 0.12 \times 0.9 \times 0.18 \times \frac{25 \times 10^3}{1.5} = 129.6 \text{ KN}$$

$$T_{u \max} = 10.99 \text{ KN} \leq 129.6 \text{ KN} \quad \text{..... Condition vérifiée.}$$

##### ➤ Influence sur les aciers

On doit vérifier :

$$A_a \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left( T_u + \frac{M_u}{0.9 d} \right)$$

$$\text{Avec :} \quad A_a = 2.35 \text{ cm}^2$$

$$A_a \geq \frac{1.15}{400 \times 10^2} \left( 10.99 \times 10^3 + \frac{-4.54 \times 10^2}{0.9 \times 18} \right) = 0.315 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 2.35 \text{ cm}^2 \geq 0.315 \text{ cm}^2 \quad \text{..... Condition vérifiée.}$$

Finalement on constate que l'effort tranchant  $T_u$  n'a pas d'influence sur les armatures inférieures.

**f. Vérification de la liaison des membrures d'une poutre avec l'âme  
BAEL91 modifié 99(Art A.5.3.2).**

Il y a lieu de justifier la jonction des membrures d'une poutre à l'âme (Jonction table-nervure). Pour cela, la contrainte tangente  $\tau_u$  doit être au plus égale à la contrainte tangente limite  $\bar{\tau}_u$ .

$$\text{C'est-à-dire : } \tau_u = \frac{V_u}{z} \frac{b_1}{b_o} \leq \bar{\tau}_u$$

**Avec :**

$$z = 0.9d \quad \text{d'où :}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{0.9d} \frac{b_1}{b_o} = \frac{7.94 \cdot 10^3}{0.9 \times 180 \times 40} \frac{265}{650} = 0.5 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2 f_{ct}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\} = 3.33 \text{ MPa (Fissuration peu préjudiciable)}.$$

$$\tau_u = 0.5 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

**a. Section minimale d'armatures d'âme BAEL91 modifié 99(Art A.5.1.22).**

« Si on désigne par  $A_t$  la section d'un cours d'armatures transversales de limite d'élasticité  $f_e$

la quantité  $\frac{A_t f_e}{b_o S_t}$  doit être au moins égale à 0.4 MPa (ou N/mm<sup>2</sup>) ». D'où :

$$\frac{A_t f_e}{b_o S_t} \geq 0.4 \text{ MPa} \Rightarrow A_{t \min} \geq \frac{0.4 \times b_o \times S_t}{f_e} = \frac{0.4 \times 12 \times 15}{400} = 0.18 \text{ cm}^2 < A_{t \text{ adoptée}} = 2.35 \text{ cm}^2.$$

### III.4.8. Vérification à l'ELS

**a. Vérification à l'état limite d'ouvertures des fissures :**

**BAEL91 modifié 99(Art. A.4.5.3).**

La fissuration est peu nuisible donc la vérification n'est pas nécessaire.

**b. Etat limite de compression de béton**

**BAEL91 modifié 99(Art. A.4.5.2).**

$$M_t^{max} = 6.24 \text{ KN.m}$$

$$M_a^{max} = 3.27 \text{ KN.m}$$

➤ **En travée**✓ **Contrainte dans l'acier**

On doit s'assurer que  $\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}}$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 2.35}{12 \times 18} = 1.09$$

$$\rho_1 = 1.09 \implies K = 19.72 \implies \beta = 0.856$$

$$\overline{\sigma_{st}} = \frac{f_{e}}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{st}}{A_{st} \times \beta \times d} = \frac{6.24 \times 10^6}{235 \times 0.856 \times 180} = 172.33 \text{ MPa}$$

172.33 MPa <  $\overline{\sigma_{st}} = 348 \text{ MPa}$ . ..... **Condition vérifiée.**

✓ **Contrainte dans le béton**

On doit s'assurer que :  $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K} = \frac{172.33}{19.72} = 8.74 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} = 8.74 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa}$ . ..... **Condition vérifiée.**

➤ **Aux appuis**✓ **Contrainte dans l'acier**

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 1.57}{12 \times 18} = 0.73$$

$$\rho_1 = 0.73 \implies K = 25.32 \implies \beta = 0.876$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_a^t}{A_{st} \times \beta \times d} = \frac{3.27 \times 10^6}{157 \times 0.876 \times 180} = 132.09 \text{ MPa}$$

$\sigma_{st} = 132.09 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{st}} = 348 \text{ MPa}$ . ..... **Condition vérifiée.**

✓ **Contrainte dans le béton**

On doit s'assurer que :  $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K} = \frac{132.09}{25.32} = 5.22 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} = 5.22 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa}$ . ..... **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.

**c. Vérification de la flèche****BAEL91 modifié 99(Art B.6.5.2)**

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \quad \Rightarrow \quad \frac{20}{370} = 0.054 < \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \dots\dots\dots \text{la condition n'est pas vérifiée.}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \quad \Rightarrow \quad \frac{20}{370} = 0.054 < \frac{6.24}{10(7.34)} = 0.0850 \quad \dots\dots\dots \text{la condition n'est pas vérifiée.}$$

$$\frac{A_{st}}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4.2}{f_e} \quad \Rightarrow \quad \frac{2.35}{12 \times 18} = 0.0108 > \frac{4.2}{400} = 0.0105 \quad \dots\dots\dots \text{la condition n'est pas vérifiée.}$$

**Conclusion**

Les conditions ne sont pas vérifiées, donc on doit calculer la flèche.

**Calcul de la flèche**

On doit vérifier que :

$$f = \frac{M_t^s \cdot l^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}} \leq \bar{f} \quad \Rightarrow \quad \bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{3700}{500} = 7.4 \text{ mm}$$

Avec :

$\bar{f}$  : La flèche admissible

$E_v$  : Module de déformation différé

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

$I_{fv}$  : Inertie fictive pour les charges de longue durée  $I_{fv} = \frac{1.1 \cdot I_0}{1 + \mu \cdot \lambda_v}$   $I_0$  : Moment d'inertie de

la section homogénéisée ( $n=15$ ) par rapport au centre de gravité de la section.

**Aire de la section homogénéisée**

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

$$B_0 = 12 \times 20 + (65 - 12) \cdot 4 + 15 \times 2.35$$

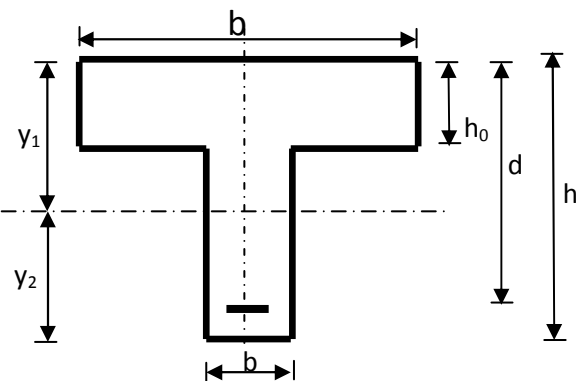
$$B_0 = 487.25 \text{ cm}^2$$

**Calcul de  $V_1$  et  $V_2$** 

Moment statique de section homogénéisée par rapport à xx :

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

$$S_{/xx} = \frac{12 \times 20^2}{2} + (65 - 12) \frac{4^2}{2} + 15 \times 2.35 \times 18 = 3458.5 \text{ cm}^2$$





$$V_1 = \frac{S_{xx}}{B_0} = \frac{3458.5}{487.25} = \mathbf{7.1 \text{ cm}}$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 7.1 = \mathbf{12.9 \text{ cm}}$$

$$I_0 = \frac{b_0}{3} (V_1^3 + V_2^3) + (b - b_0) h_0 \left[ \frac{h_0^2}{12} + (V_1 - \frac{h_0}{2})^2 \right] + 15 A_s (V_2 - c)^2$$

$$I_0 = \frac{12}{3} (7.1^3 + 12.9^3) + (65 - 12) \times 4 \left[ \frac{4^2}{12} + (7.1 - \frac{4}{2})^2 \right] + 15 \times 2.35 \times (12.9 - 2)^2$$

$$\mathbf{I_0 = 20003.238 \text{ cm}^2}$$

### Calcul des coefficients

$$\rho = \frac{A_t}{b_0 d} = \frac{2.35}{12 \times 18} = 0.011$$

$$\lambda_v = \frac{0.02 f_{t28}}{\rho (2 + \frac{3b_0}{b})} = \frac{0.02 \times 2.1}{0.011 \times (2 + \frac{3 \times 12}{65})} = 1.5$$

$$\mu = \max(1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_s + f_{t28}}; 0) = \max(1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.011 \times 172.33 + 2.1}; 0) = 0.62$$

$$I_{fv} = \frac{1.1 \cdot I_0}{1 + \lambda_v \cdot \mu} = \frac{1.1 \times 20003.238}{1 + 1.5 \times 0.62} = 11400.81 \text{ cm}^4$$

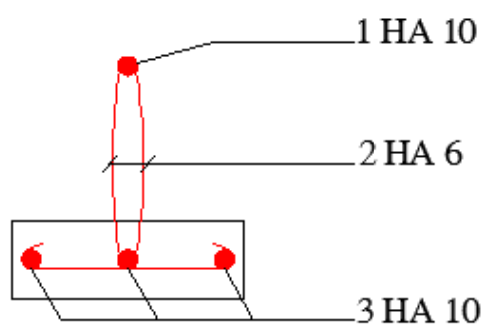
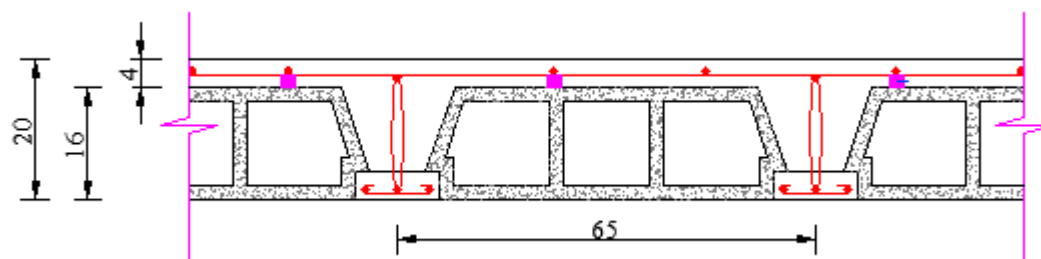
D'ou la flèche

$$f = \frac{M_t^s \cdot l^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}} \quad f = \frac{6.24 \times 3.7^2}{10 \times 10819 \times 10^3 \times 11400.81 \times 10^{-8}} = 0.0069 \text{ m} = 6.92 \text{ mm} < \overline{f} = 7.4 \text{ mm}$$

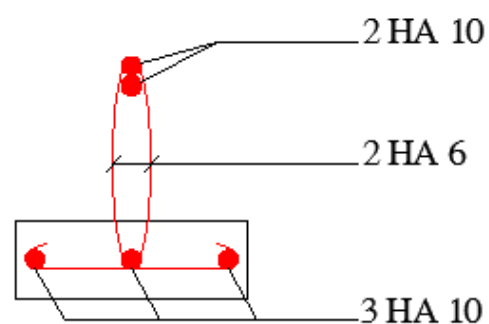
⇒ **Condition vérifiées**

### Conclusion

Toutes les conditions sont vérifiées, les armatures calculées à l'Etat Limite Ultime sont suffisantes alors les poutrelles seront ferrillées comme suit :



**Figure III.4.8. Ferrailage de la Poutrelle en travées.**



**Figure III.4.9. Ferrailage de la poutrelle aux appuis.**

## III.5. Etude de la poutre de chaînage

### III.5.1. Introduction

C'est une poutre qui repose sur deux appuis, elle sert à relier les poutres entre elles, elle supporte son poids propre et le poids du plancher ainsi que le poids du mur extérieur.

#### a. Pré dimensionnement (Chapitre II)

- la hauteur:  $h = 30$  cm
- la largeur :  $b = 25$  cm

#### b. Evaluation des charges et surcharges

- Charges permanentes

- Le poids du plancher .....  $5.1 \times \frac{0.65}{2} = 1.658$  KN/ml.
- Le poids de la poutre.....  $25 \times 0.25 \times 0.3 = 1.875$  KN/ml.
- Le poids de la cloison.....  $(3.06 - 0.30) \times (2.36) = 6.514$  KN/ml.

$$G = 10.05 \text{ KN/ml.}$$

- Surcharge

$$Q = 1.5 \times \frac{0.65}{2} = 0.488 \text{ KN/ml.}$$

#### c. Combinaison des charges

$$\text{ELU : } q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 1.35 \times 10.05 + 1.5 \times 0.488 = 14.3 \text{ KN/ml.}$$

$$\text{ELS : } q_s = G + Q = 10.05 + 0.488 = 10.54 \text{ KN/ml.}$$

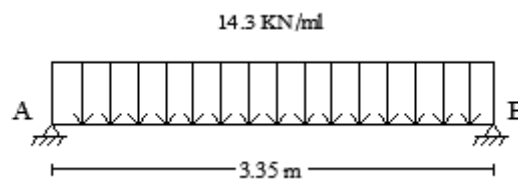


Figure III.5.1. Schéma de chargement à l'ELU.

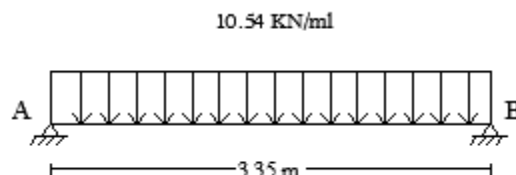


Figure III.5.2. Schéma de chargement à l'ELS.

### III.5.2. Étude de la poutre à l'ELU

On considère la poutre comme étant une poutre simplement appuyée aux extrémités.

➤ **Réaction d'appuis**

$$R_A = R_B = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{(14.3) \times (3.35)}{2} = 23.95 \text{ KN.}$$

➤ **Calcul des efforts internes**

$$\begin{cases} T(0) = R_A = 23.95 \text{ KN} \\ T(3.35) = R_B = -23.95 \text{ KN} \end{cases}$$

➤ **Calcul des moments**

$$\text{Moment isostatique : } M_0 = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{14.3 \times (3.35)^2}{8} = 20.06 \text{ KN.m}$$

Afin de tenir compte des semi encastres aux extrémités, on affectera la valeur du moment isostatique par les coefficients suivants :

➤ **Moment en travée :**  $M_t = 0.85 M_0 = 0.85 \times 20.06 = 17.05 \text{ KN.m}$

➤ **Moment aux appuis :**  $M_a = -0.30 M_0 = -0.30 \times 20.06 = -6.02 \text{ KN.m}$

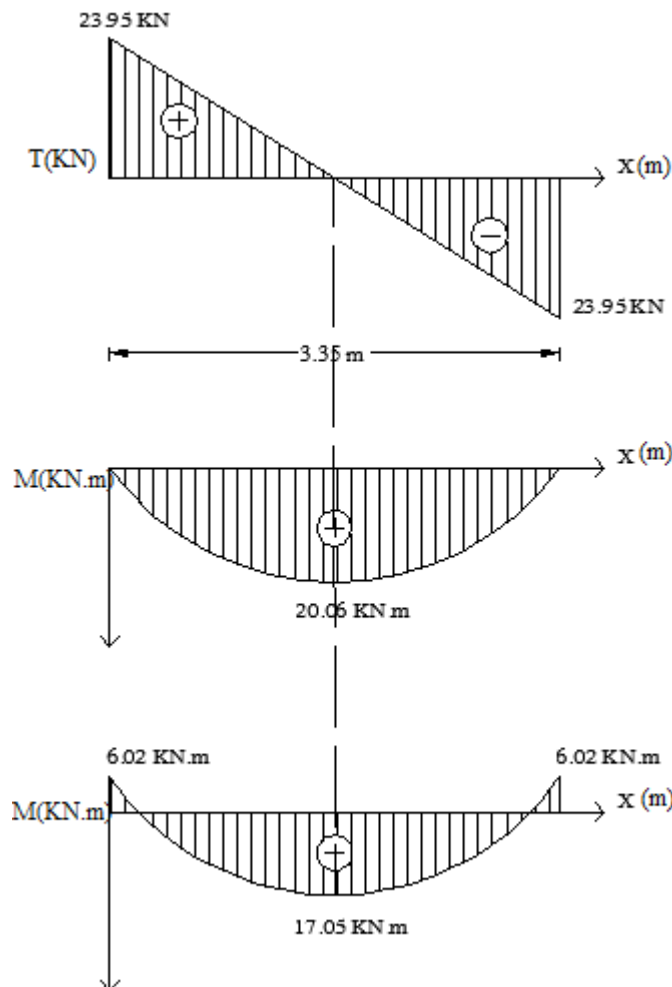


Figure III.5.3. Diagrammes des moments et les efforts tranchants à l'ELU.

### III.5.3. Étude de la poutre à l'ELS

On considère la poutre comme étant une poutre simplement appuyée.

➤ **Réaction d'appuis**

$$R_A = R_B = \frac{q_s \times l}{2} = \frac{(10.54) \times (3.35)}{2} = 17.65 \text{ KN.}$$

➤ **Calcul des efforts internes**

$$\begin{cases} T(0) = R_A = 17.65 \text{ KN} \\ T(3.35) = R_B = -17.65 \text{ KN} \end{cases}$$

➤ **Calcul des moments**

$$\text{Moment isostatique : } M_0 = \frac{q_s \times l^2}{8} = \frac{10.54 \times (3.35)^2}{8} = 14.79 \text{ KN.m}$$

Afin de tenir compte des semi encastres aux extrémités, on affectera la valeur du moment isostatique par les coefficients suivants :

➤ **Moment en travée :**  $M_t = 0.85 M_0 = 0.85 \times 14.79 = 12.57 \text{ KN.m}$

➤ **Moment aux appuis :**  $M_a = -0.30 M_0 = -0.30 \times 14.79 = -4.44 \text{ KN.m}$

### III.5.4. Calcul des armatures à ELU

**a. Armatures longitudinales**

L'enrobage :  $c = 3 \text{ cm}$

La hauteur utile :  $d = 27 \text{ cm}$

$M_t = 17.05 \text{ KN.m}$  ;  $M_a = 6.02 \text{ KN.m}$

➤ **En travée**

$$\mu_x = \frac{M_t}{b d^2 f_{bc}} = \frac{17.05 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14.2} = 0.016$$

$$\mu < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{La section est simplement armée.}$$

$$\mu = 0.016 \Rightarrow \beta = 0.992$$

$$A_t = \frac{M_t x}{b d f_e / \gamma_s} = \frac{17.05 \times 10^3}{0.992 \times 27 \times 348} = 1.82 \text{ cm}^2$$

Soit : **2HA12 = 2.26 cm<sup>2</sup>**

## ➤ Aux appuis

$$\mu = \frac{Ma}{b d^2 f_{bc}} = \frac{6.02 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14,2} = 0,006$$

$\mu = 0,006 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow$  La section est simplement armée.

$$\mu = 0,006 \Rightarrow \beta = 0.997$$

$$A_a = \frac{Ma}{b d f_e / \gamma_s} = \frac{6.02 \times 10^3}{0,997 \times 27 \times 348} = 0,64 \text{ cm}^2$$

Soit : **2HA12 = 2.26 cm<sup>2</sup>**

**b. Armatures transversales****BAEL91 modifiées 99. (Art. A.7.2.2).**

## ➤ Diamètre

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h_t}{35}; \frac{b}{10}; \phi_l \right\}$$

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{300}{35}; \frac{250}{10}; 12 \right\}$$

$$\phi_t \leq \min \{8.57; 25; 12\}$$

On opte pour  $\phi_t = 8 \text{ mm}$  (1 cadre + 1 étrier)

## ➤ Espacement

**BAEL 91 modifiées 99 (Art. A.5.1.22).**

$$S_{t \max} \leq \min \{0.9d; 40 \text{ cm}\} = \min \{24.3 \text{ cm}; 40 \text{ cm}\}$$

On opte pour  $S_{t \max} = 25 \text{ cm}$ .

**Selon le RPA version 2003 (Art 7.5.2.2)**

L'espacement doit vérifier

## ➤ En zone nodale (appuis)

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\phi \right\} = \min \{7.5; 14.4\}$$

$$S_t = 7.5 \text{ cm}$$

## ➤ En zone courante (travée)

$$S_t \leq \frac{h}{4} = 15 \text{ cm}$$

$$S_t = 15 \text{ cm}$$

**III.5.5. Vérification à l'ELU****a. Condition de non fragilité****BAEL9 1 modifié 99 (Art A.4.2.1).**

$$A_{\min} = 0.23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times b \times d$$

$$A_{\min} = 0.23 \times \frac{2.1}{400} \times 25 \times 27 = 0.815 \text{ cm}^2$$

**Aux appuis :**  $A_a = 2.26 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.815 \text{ cm}^2$  ..... Condition vérifiée.

**En travées :**  $A_t = 2.26 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.815 \text{ cm}^2$  ..... Condition vérifiée.

**b. Vérification aux cisaillements****BAEL91 modifié 99(Art A.5.1.1).**

$$\tau_u = \frac{T_u}{b d} \leq \overline{\tau_u} = \min \left\{ \frac{0.15}{\gamma_b} f_{c28} ; 5 \text{ MPa} \right\}$$

$$\tau_u = \frac{23.95 \times 10^3}{250 \times 270} = 0.355 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau_u} = \min \{ 2.5 ; 5 \text{ MPa} \} = \overline{\tau_u} = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.355 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 2.5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

⇒ Pas de risque de cisaillement

**c. Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis****BAEL91 modifié 99(Art A.5.1.313).****➤ Influence sur le béton**

$$T_{u \max} \leq 0.4 \times b \times 0.9 \times d \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$T_{u \max} \leq 0.4 \times 0.25 \times 0.9 \times 0.27 \times \frac{25 \times 10^3}{1.5} = 405 \text{ KN}$$

$$T_{u \max} = 23.95 \text{ KN} \leq 405 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

**➤ Influence sur les aciers**

On doit vérifier :

$$A_a \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left( T_u + \frac{M_u}{0.9 d} \right)$$

$$\text{Avec : } A_a = 2.26 \text{ cm}^2$$

$$A_a \geq \frac{1.15}{400 \times 10^2} (23.95 \times 10^3 + \frac{6.02 \times 10^2}{0.9 \times 27}) = 0.69 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 2.26 \text{ cm}^2 \geq 0.69 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Finalement en constatant que l'effort tranchant  $T_u$  n'a pas d'influence sur les armatures inférieures.

**d. Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres****BAEL91 modifié 99 (Art A.6.1.3).**

$$\tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}} = \Psi_s f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

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

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

$$\sum u_i = n \pi \phi = 2 \times 3.14 \times 12 = 75.36 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{23.95 \times 10^3}{0.9 \times 270 \times 75.36} = 1.3 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1.3 \text{ MPa} < \overline{\tau_{se}} = 3.15 \text{ MPa. .... Condition vérifiée.}$$

⇒ Pas de risque d'entraînement des barres longitudinales.

### e. Ancrage des barres

### BAEL91 modifié 99 (Art A.6.1.21).

$$\overline{\tau_{su}} = 0.6 \times \Psi S^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$L_S = \frac{f_e}{4 \tau_s} \phi \quad \text{avec} \quad L_S : \text{longueur de scellement droit}$$

$$\text{Pour } \phi = 1 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad L_S = \frac{10 \times 400}{4 \times 2.835} = 35.27 \text{ cm}$$

Les armatures doivent comporter des crochets, vu que la longueur de scellement est importante.

$$\text{Aux appuis : } L_C = 0.4 L_S = 0.4 \times 35.27 = 14.10 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad \text{soit un crochet 15 cm}$$

## III.5.6. Vérification à l'ELS

### a. Etat limite d'ouverture des fissures

### BAEL91 modifié 99 (Art. A.4.5.3).

La fissuration est très préjudiciable donc la vérification n'est pas nécessaire.

### b. Etat limite de compression de béton

### BAEL91 modifié 99 (Art. A.4.5.2).

#### ➤ En travée

#### ✓ Contrainte dans l'acier

On doit s'assurer que  $\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}}$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 3.39}{25 \times 27} = 0.5$$

$$\rho_1 = 0.5 \quad \Rightarrow \quad K = 31.73 \quad \Rightarrow \quad \beta = 0.893$$

$$\overline{\sigma_{st}} = \min\{0.5 f_e ; 90 \sqrt{n f_{tj}}\}$$

$$\overline{\sigma_{st}} = \min\{0.5 \times 400 ; 110 \sqrt{1.6 \times 2.1}\} = \min\{200 ; 164.97\} = 164.97 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{st}}{A_{st} \times \beta \times d} = \frac{12.57 \times 10^6}{226 \times 0.893 \times 270} = 230.68 \text{ MPa} > \overline{\sigma_{st}} = 164.97 \text{ MPa. .... Condition non vérifiée.}$$

Puisque la condition n'est pas vérifiée avec **2HA12** on a opté pour **3HA12**.

$$\sigma_{st} = \frac{M_{st}}{A_{st} \times \beta \times d} = \frac{12.57 \times 10^6}{339 \times 0.893 \times 270} = 153.79 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{st}} = 164.97 \text{ MPa. .... Condition vérifiée.}$$

#### ✓ Contrainte dans le béton

On doit s'assurer que :  $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$



$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K} = \frac{153.79}{31.73} = 4.85 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 4.85 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa. ....Condition vérifiée.}$$

### ➤ Aux appuis

#### ✓ Contrainte dans l'acier

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 3.39}{25 \times 27} = 0.502$$

$$\rho_1 = 0.502 \implies K = 31.73 \implies \beta = 0.893$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_a^t}{A_{st} \times \beta \times d} = \frac{4.44 \times 10^6}{339 \times 0.893 \times 270} = 54.32 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 54.32 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 164.97 \text{ MPa. ....Condition vérifiée.}$$

#### ✓ Contrainte dans le béton

On doit s'assurer que :  $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K} = \frac{54.32}{31.73} = 1.71 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1.71 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa. ....Condition vérifiée.}$$

L'état limite de compression du béton aux appuis et en travées est vérifié donc les armatures adoptées à l'ELU sont suffisantes.

### c. Vérification de la flèche

BAEL91 modifié 99(Art B.6.5.2).

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \implies \frac{30}{335} = 0.0895 > \frac{1}{16} = 0.0625 \text{ ....Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 M_0} \implies \frac{30}{335} = 0.0895 > \frac{12.57}{10(14.78)} = 0.0850 \text{ ....Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A_{st}}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \implies \frac{3.39}{25 \times 27} = 0.009 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \text{ ....Condition vérifiée.}$$

### Conclusion :

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

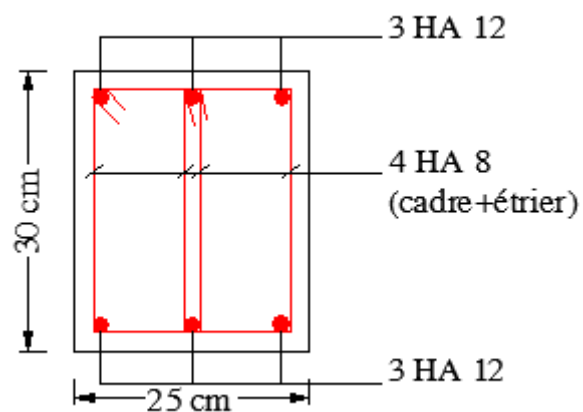
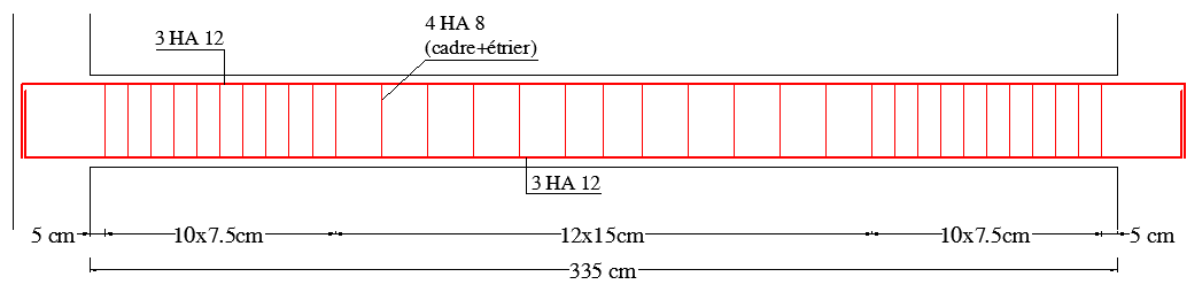


Figure III.5.4. Ferrailage de la poutre de chainage.

### III.6.Calcul des balcons

Les balcons à calculer sont en dalle pleine de 15 cm d'épaisseur (voir chapitre 2), ils reposent sur 3 appuis comme montré sur le schéma ci-dessous.

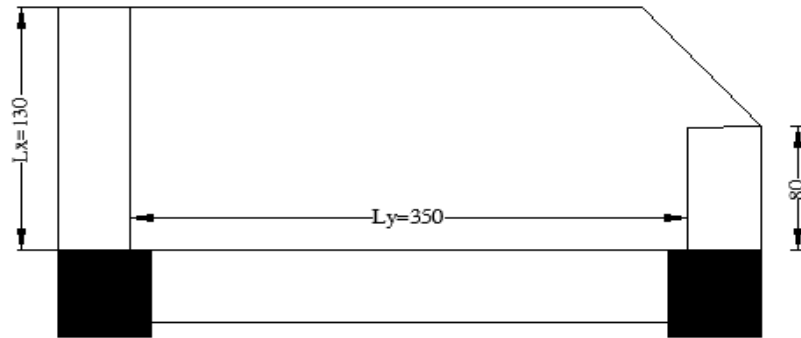


Figure.III.6.1. Dalle sur trois appuis.

#### III.6.1.Détermination des Charges et surcharges

Poids de la dalle :  **$G = 5.31 \text{ KN/ml}$**  (voir chapitre 2)

$$Q = 3.5 \text{ KN/ml}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{130}{350} = 0.37 < 0.4 \text{ la dalle porte dans un seul sens (flexion principale suivant } l_x).$$

##### a) Calcul des sollicitations

$$P_u = 1.35 G + 1.5 Q$$

$$P_u = (1.35 \times 5.31 + 1.5 \times 3.5) \times 1 = 12.42 \text{ KN/ml.}$$

$$P_s = G + Q$$

$$P_s = (5.31 + 3.5) \times 1 = 8.81 \text{ KN/ml.}$$

##### b) Calcul à l'ELU

##### Méthode de calcul

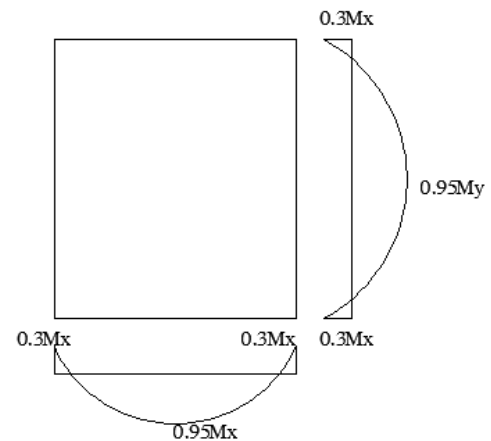
On utilise la théorie des lignes de rupture, et on détermine les moments isostatiques sollicitant la pièce comme suit : deux cas peuvent se présenter

**1<sup>er</sup> cas**

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Si } l_x \geq \frac{l_y}{2} \quad \Rightarrow \quad M_0^x = \frac{q l_y^3}{24} \\ M_0^y = \frac{q l_y^2}{8} \left( l_x - \frac{l_y}{2} \right) + \frac{q l_y^3}{48} \end{array} \right.$$

**2<sup>eme</sup> cas**

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Si } l_x < \frac{l_y}{2} \quad \Rightarrow \quad M_0^x = \frac{q l_x^2}{2} \cdot l_y - \frac{2 q l_x^3}{3} \\ M_0^y = \frac{q l_x^2}{6} \end{array} \right.$$



Dans notre cas, on a :

$l_x = 1.3 \text{ m} < \frac{l_y}{2} = 1.75 \text{ m}$  , donc on est dans le 2<sup>eme</sup> cas.

$$M_x = \frac{12.42 (1.3^2)}{2} \times 3.50 - 2 \times \frac{12.42 (1.3^3)}{3} \quad \Rightarrow \quad M_x = 18.54 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \frac{12.42 (1.3^2)}{6} = 3.49 \text{ KN.m}$$

**Le moment en travée**

$$M_{tx} = 0.95 M_x = 0.95 \times 18.54 = 17.61 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.95 M_y = 0.95 \times 3.49 = 3.31 \text{ KN.m}$$

**Le moment en appuis**

$$M_{ax} = M_{ay} = 0.3 M_x = 0.3 \times 18.54 = 5.56 \text{ KN.m}$$

**Efforts tranchants**

**BAEL91/modifié99 (Art6.6).**

$$V_x = P_u \frac{l_x}{2} \left( \frac{l_y^4}{l_y^4 + l_x^4} \right) = 7.92 \text{ KN.}$$

$$V_y = P_u \frac{l_y}{2} \left( \frac{l_x^4}{l_y^4 + l_x^4} \right) = 0.40 \text{ KN.}$$

$$V_{\max} = 7.92 \text{ KN.}$$

### III.6.4.Ferraillage de la dalle

Le calcul se fera en flexion simple pour une bande de largeur ( $b=1\text{m}$ ) et d'épaisseur ( $e_p=15\text{cm}$ ).

Le diamètre des armatures :

$$\phi \leq \frac{e}{10} = \frac{150}{10} = 15 \text{ mm} \quad \text{Soit } \phi = 12 \text{ mm.}$$

On prend l'enrobage  $c' = 3 \text{ cm}$

$$\text{Le sens x-x : } d_x = e - \frac{\phi}{2} - c' = 11.4 \text{ cm}$$

$$\text{Le sens y-y : } d_y = d_x - \left( \frac{\phi_x}{2} + \frac{\phi_y}{2} \right) = 10.3 \text{ cm}$$

#### ➤ En travée

##### Armatures dans le sens x-x

$$M_{tx} = 17.61 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{tx}}{b d_x^2 f_{bu}} = \frac{17.61 \times 10^6}{1000 \times 114^2 \times 14.2} = 0.095$$

$$\mu = 0.095 < \mu_l = 0.392 \rightarrow \text{SSA}$$

$$\beta = 0.949 \quad \alpha = 0.1264$$

$$A_x = \frac{M_{tx}}{\beta \times d_x \times \sigma_{st}} = \frac{17.61 \times 10^3}{0.949 \times 11.4 \times 348} = 4.60 \text{ cm}^2$$

Soit : **5HA12 = 5.65 cm<sup>2</sup>** avec un espacement : **St=20cm.**

##### Armatures dans le sens y-y

$$M_{ty} = 3.32 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{ty}}{b d_y^2 f_{bu}} = \frac{3.32 \times 10^6}{1000 \times 103^2 \times 14.2} = 0.022$$

$$\mu = 0.022 < \mu_l = 0.392 \rightarrow \text{SSA}$$

$$\beta = 0.989 \quad \alpha = 0.0279$$

$$A_y = \frac{M_{ty}}{\beta \times d_y \times \sigma_{st}} = \frac{3.32 \times 10^3}{0.989 \times 10.3 \times 348} = 0.93 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA10 = 3.14cm<sup>2</sup>** avec un espacement : **St=25cm.**

#### ➤ Aux appuis

$$M_{a \max} = 5.56 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{\max}}{b d_x^2 f_{bu}} = \frac{5.56 \times 10^6}{1000 \times 114^2 \times 14.2} = 0.030$$

$$\mu = 0.030 < \mu_l = 0.392 \rightarrow \text{SSA}$$

$$\beta = 0.985 \quad \alpha = 0.0381$$

$$A_x = \frac{M_a}{\beta \times d_x \times \sigma_{st}} = \frac{5.56 \times 10^3}{0.985 \times 11.4 \times 348} = 1.42 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA8 = 2.01 cm<sup>2</sup>** avec un espacement : **St=25cm.**

### III.6.5.Vérification à l'ELU

#### a. Condition de non fragilité

**BAEL91 modifié 99 (Art B.7.4).**

##### ➤ En travée

**Dans le sens xx**

$$A_{\min} = \rho_0 \left(\frac{1}{2}\right) [3 - \rho] b \times e = 0.0008 \left(\frac{1}{2}\right) [3 - 0.37] 100 \times 15 = 1.5 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 1.5 \text{ cm}^2 < A_{\text{adop}} = 5.65 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

**Dans le sens yy**

$$A_{\min} = \rho_0 \times b \times e = 0.0008 \times 100 \times 15 = 1.2 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 1.2 \text{ cm}^2 < A_{\text{adop}} = 3.14 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

##### ➤ Aux appuis

$$A_{\min} = 1.5 \text{ cm}^2 < A_{\text{adop}} = 2.01 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

#### b. Espacements des armatures

**BAEL91 modifié 99 (Art A.8.2.42).**

L'écartement des barres d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :  
(charges concentrées)

**Armatures principales**

$$St = \min \{3h ; 33 \text{ cm}\}$$

$$St = 25 \text{ cm} \leq \min \{45 \text{ cm}, 33 \text{ cm}\} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

**Armatures de répartitions**

$$St = \min \{4h ; 45 \text{ cm}\}$$

$$St = 25 \text{ cm} \leq \min \{60 \text{ cm}, 45 \text{ cm}\} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

**c. Vérification de la contrainte tangentielle****BAEL91 modifié 99 (Art A.5.2.2).**

On doit vérifier que :  $\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \overline{\tau_u} = 0.07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$

$$V_{\max} = 7.92 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V}{b.d} = \frac{7.92 \times 10^3}{1000 \times 114} = 0.069 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau_u} = 0.07 \times \frac{25}{1.5} = 1.17 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.069 \text{ MPa} \leq \overline{\tau_u} = 1.17 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

⇒ Les armatures transversales ne sont pas nécessaires

**III.6.6. Vérification à l'ELS****a. Combinaison de charges à l'ELS**

$$q_s = 5.31 + 3.5 = 8.81 \text{ KN/ml}$$

$$M_x = \frac{8.81 (1.3^2)}{2} \times 3.50 - 2 \times \frac{8.81 (1.3^3)}{3} \quad M_x = 13.15 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \frac{8.81 (1.3^2)}{6} = 2.48 \text{ KN.m}$$

**Le moment en travée**

$$M_{tx} = 0.95 M_x = 0.95 \times 13.15 = 12.49 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.95 M_y = 0.95 \times 2.48 = 2.35 \text{ KN.m}$$

**Le moment en appuis**

$$M_{ax} = M_{ay} = 0.3 M_x = 0.3 \times 13.15 = 3.95 \text{ KN.m}$$

**b. Etat limite de compression de béton****BAEL91 modifié 99 (Art. A.4.5.2).****Dans le sens x-x****Contrainte dans le béton**

On doit s'assurer que :  $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s}{I} y$$

$$\frac{b \times y^2}{2} + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0$$

$$y = 3.4 \text{ cm}$$

$$I = b \frac{y^3}{3} + 15A (d - y^2) \implies I = 5488.14 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{11.18 \times 10^6}{5488.14 \times 10^4} 3.4 \times 10 = 6.93 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = 6.93 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa. ....Condition vérifiée.}$$

**Dans le sens y-y**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s}{I} y$$

$$\frac{b \times y^2}{2} + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0$$

$$y = 2.7 \text{ cm}$$

$$I = b \frac{y^3}{3} + 15A (d - y^2) \implies I = 2997.09 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2.11 \times 10^6}{2997.09 \times 10^4} 2.7 \times 10 = 1.9 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = 1.9 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa. ....Condition vérifiée.}$$

- **Etat limite d'ouverture des fissures**

La fissuration est peu nuisible, donc aucune vérification n'est à faire.

- **Etat limite de déformation**

On doit vérifier les trois conditions suivantes :

**Sens x-x**

$$\frac{e}{l_x} = 0.11 > \frac{M_t}{10 M_0} = 0.094 \text{ ....Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A_s}{b d} = 0.0049 < \frac{2.4}{f_e} = 0.006 \text{ ....Condition vérifiée.}$$

$$\frac{e}{l_x} = 0.11 > \frac{1}{16} = 0.0625 \text{ ....Condition vérifiée.}$$

Toutes les conditions sont vérifiées donc il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche.



**Sens y-y**

$$\frac{e}{l_x} = 0.11 > \frac{M_t}{10 M_0} = 0.094 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A_s}{b d} = 0.0030 < \frac{2.4}{f_e} = 0.006 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{e}{l_y} = 0.04 > \frac{1}{16} = 0.0625 \dots\dots\dots \text{Condition n'est pas vérifiée.}$$

La 3<sup>ème</sup> condition n'est pas vérifiée donc le calcul de la flèche est recommandé.

La flèche totale est définie d'après le BAEL 91 comme suit :

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi}$$

Pour une portée inférieure à 5 m, la flèche admissible :  $f_{adm} = \frac{350}{500} = 0.7$  cm.

$$\rho = \frac{A_s}{b d} = \frac{3.14 \times 10^{-4}}{1 \cdot 0.103} = 0.003$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 f_{t28}}{5 \rho} = \frac{0.05 \times 2.1}{5 \times 0.003} = 7$$

$$\lambda_v = 0.4 \times \lambda_i = 0.4 \times 7 = 2.8$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_s + f_{t28}}$$

$$I_0 = \frac{b}{3} [(v_1^3 + v_2^3) + 15 A_s (v_2 - d')^2]$$

$$v_1 = \frac{1}{B} \left( \frac{b e^2}{2} + 15 A d \right)$$

$$B = b \times e + 15 A = 1547.1 \text{ cm}^2$$

$$v_1 = 7.29 \text{ cm}$$

$$v_2 = e - v_1 = 15 - 7.29 = 7.71 \text{ cm}$$

$$I_0 = 34724.862 \text{ cm}^4$$

Calcul de  $\sigma_s$  :

$\sigma_s$  : contrainte de traction effective de l'armature pour le cas de charge considérée.

$$\sigma_s = n \frac{M_{ser}}{I} (d - y) ; \text{ avec } n=1$$

$$M_{jser} = 0.75 \frac{q_{jser} \times l^2}{8} ; M_{gser} = 0.75 \frac{q_{gser} \times l^2}{8} ; M_{pser} = 0.75 \frac{q_{pser} \times l^2}{8}$$

$q_{jser} = 1 \times G$  : La charge permanente avant la mise en place du revêtement.

$$q_{jser} = 1 \times 3 = 3 \text{ KN/ml}$$

$$q_{gser} = 1 \times G : \text{La charge permanente.}$$

$$q_{gser} = 1 \times 5.31 = 5.31 \text{ KN/ml}$$

$$q_{pser} = 1 \times (G + Q) : \text{La charge permanente et la surcharge.}$$

$$q_{pser} = 1 \times 8.81 = 8.81 \text{ KN/ml}$$

$$M_{jser} = 3.445 \text{ KN.m} \quad ; \quad M_{gser} = 6.098 \text{ KN.m} \quad ; \quad M_{pser} = 10.117 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_s^j = 8.10 \text{ MPa} \quad ; \quad \sigma_s^g = 14.34 \text{ MPa} \quad ; \quad \sigma_s^p = 23.79 \text{ MPa}$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sj} + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.00322 \times 8.10 + 2.1} = -0.67$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sg} + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.00322 \times 14.34 + 2.1} = -0.61$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sp} + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.00322 \times 23.79 + 2.1} = -0.53$$

$$\text{Si } \mu \leq 0 \implies \mu = 0$$

$$If_{ij} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} = 38197.348 \text{ cm}^4$$

$$If_{ig} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} = 38197.348 \text{ cm}^4$$

$$If_{ip} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} = 38197.348 \text{ cm}^4$$

$$If_{vg} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} = 38197.348 \text{ cm}^4$$

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164.19 \text{ MPa} \quad ; \quad E_v = \frac{E_i}{3} = 10721.4 \text{ MPa}$$

$$f_{gi} = \frac{6.098 \times 10^{-3} \times 3.5^2}{10 \times 32164.19 \times 38197.348 \times 10^{-8}} = 0.00061 \text{ m.}$$

$$f_{pi} = \frac{10.117 \times 10^{-3} \times 3.5^2}{10 \times 32164.19 \times 38197.348 \times 10^{-8}} = 0.00100 \text{ m.}$$

$$f_{vg} = \frac{6.098 \times 10^{-3} \times 3.5^2}{10 \times 10721.4 \times 38197.348 \times 10^{-8}} = 0.00182 \text{ m.}$$

$$f_{ji} = \frac{3.445 \times 10^{-3} \times 3.5^2}{10 \times 32164.19 \times 38197.348 \times 10^{-8}} = 0.00034 \text{ m.}$$

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = 0.00182 + 0.00034 + 0.00100 + 0.00061 = 0.00377 \text{ m.}$$

$$\Delta f = 0.377 \text{ cm} < f_{adm} = 0.7 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

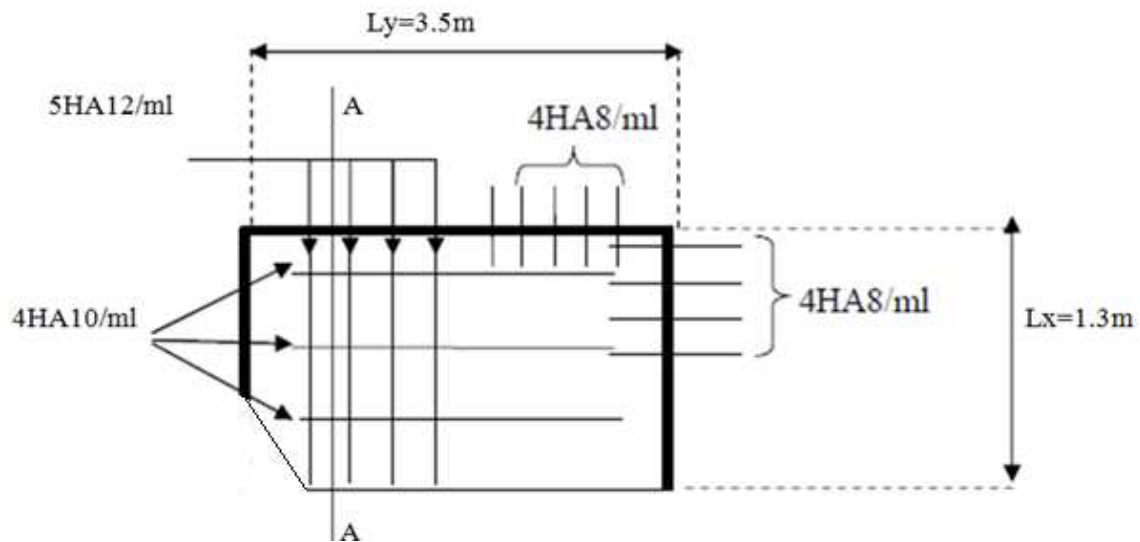


Figure.III.6.2. Schéma de ferrailage de la dalle.

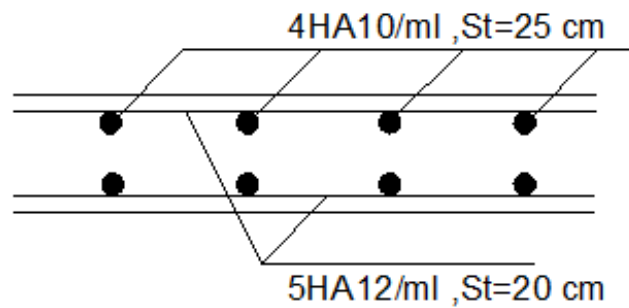


Figure III.6.3. Coupe A-A.

## III.7. Plancher en dalle pleine

### III.7.1. Introduction

La partie centrale du plancher est constituée d'un seul type de dalle pleine, d'épaisseurs de 20 cm.

### III.7.2 Calcul des sollicitations

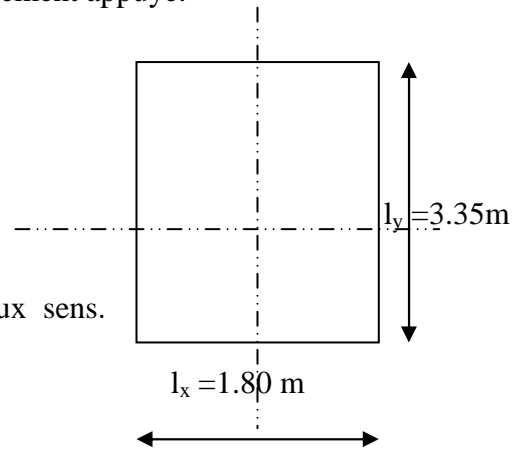
Le calcul se fera pour une bande de 1 m de largeur par application de la méthode exposée dans le BAEI 91.

Soit  $l_x, l_y$  distances mesurées entre nu d'appuis, et « q » la charge uniformément répartie par l'unité de longueur. On suppose que le panneau est simplement appuyé.

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} \quad \text{Avec : } l_x < l_y$$

$$\rho = \frac{1.80}{3.35} = 0.54 \Rightarrow 0.4 < \rho < 1$$

$0.4 \leq \rho \leq 1 \Rightarrow$  Le panneau de dalle travaille dans les deux sens.



### III.7.3. Calcul à l'état limite ultime (ELU)

$$\begin{cases} \rho = 0.54 \\ \nu = 0 \text{ (ELU)} \end{cases} \quad \mu_x = 0.0892 \quad \text{et} \quad \mu_y = 0.250$$

Poids de la dalle : **G = 7.3 KN/ml.**

Charge d'exploitation : **Q = 1.5KN/ml.**

### III.7.4. Combinaison de charges

$$q_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 7.3 + 1.5 \times 1.5 = 12.11 \text{ KN/ml}$$

### III.7.5. Moments dus au poids propre

$$\begin{cases} M_x = \mu_x \cdot q \cdot l_x^2 & \text{Moment suivant la petite portée.} \\ M_y = \mu_y \cdot M_x & \text{Moment suivant la grande portée.} \end{cases}$$

Les coefficients  $\mu_x$  et  $\mu_y$  sont donnés en fonction du rapport  $\rho_x$  et du coefficient de Poisson  $\nu$ .

$$\nu : \text{Coefficient de poisson} \Rightarrow \begin{cases} \nu = 0 \text{ à l'ELU} \\ \nu = 0.2 \text{ à l'ELS} \end{cases}$$

AN:

$$M_x = 0.0892 \times 12.11 \times (1.8)^2 = 3.5 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 0.250 \times 3.5 = 0.875 \text{ KN.m}$$

### III.7.6. Correction des moments

➤ En travées

$$M_{xt} = 0.85 M_x = 0.85 \times 3.5 = 2.98 \text{ KN.m}$$

$$M_{yt} = 0.85 M_y = 0.85 \times 0.875 = 0.74 \text{ KN.m}$$

➤ Aux appuis

$$M_{xa} = -0.3 M_x = -0.3 \times 3.5 = -1.05 \text{ KN.m}$$

$$M_{ya} = -0.5 M_x = -0.5 \times 3.5 = -1.75 \text{ KN.m}$$

### III.7.7. Ferrailage

➤ En travée

Selon x-x

$$M_{xt} = 2.98 \text{ KN.m.}$$

$$\mu_t = \frac{M_{xt}}{b d_x^2 f_{bu}} = \frac{2.98 \times 10^3}{100 \times 17^2 \times 14.2} = 0.008$$

$$\mu_t = 0.008 < \mu_l = 0.392 \rightarrow \text{SSA}$$

$$\beta = 0.996 \quad \alpha = 0.0100$$

$$A_{tx} = \frac{M_{xt}}{\beta \times d_x \times \sigma_{st}} = \frac{2.98 \times 10^3}{0.996 \times 17 \times 348} = 0.51 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA8 = 2.01 cm<sup>2</sup>** avec un espacement : **St = 25cm.**

Selon y-y

$$M_{yt} = 0.74 \text{ KN.m.}$$

$$\mu_t = \frac{M_{yt}}{b d_y^2 f_{bu}} = \frac{0.74 \times 10^3}{100 \times 16^2 \times 14.2} = 0.002$$

$$\mu_t = 0.002 < \mu_l = 0.392 \rightarrow \text{SSA}$$

$$\beta = 0.999 \quad \alpha = 0.0025$$

$$A_{ty} = \frac{M_{yt}}{\beta \times d_y \times \sigma_{st}} = \frac{0.74 \times 10^3}{0.999 \times 16 \times 348} = 0.13 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA8 = 2.01 cm<sup>2</sup>** avec un espacement : **St = 25cm**

**Aux appuis****Selon x-x**

$$M_{xa} = -1.05 \text{ KN.m.}$$

$$\mu_t = \frac{M_{xa}}{b d_x^2 f_{bu}} = \frac{1.05 \times 10^3}{100 \times 17^2 \times 14.2} = 0.002$$

$$\mu_t = 0.002 < \mu_l = 0.392 \rightarrow \text{SSA}$$

$$\beta = 0.999 \quad \alpha = 0.0025$$

$$A_{ax} = \frac{M_{xa}}{\beta \times d_x \times \sigma_{st}} = \frac{1.05 \times 10^3}{0.999 \times 17 \times 348} = 0.18 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA8 = 2.01 cm<sup>2</sup>** avec un espacement : **St = 25cm.**

**Selon y-y**

$$M_{ya} = -1.75 \text{ KN.m.}$$

$$\mu_t = \frac{M_{ya}}{b d_y^2 f_{bu}} = \frac{1.75 \times 10^3}{100 \times 16^2 \times 14.2} = 0.004$$

$$\mu_t = 0.004 < \mu_l = 0.392 \rightarrow \text{SSA}$$

$$\beta = 0.998 \quad \alpha = 0.0050$$

$$A_{ay} = \frac{M_{yt}}{\beta \times d_y \times \sigma_{st}} = \frac{1.75 \times 10^3}{0.998 \times 16 \times 348} = 0.3 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA8 = 2.01 cm<sup>2</sup>** avec un espacement : **St = 25cm.**

**III.7.8.Vérification à l'ELU****a. Condition de non fragilité****(BAEL91 modifié 99/ Art B.7.4).****1/ Section minimale suivant Lx**

$$W_x = \frac{A_{\min}}{b \cdot h} \geq W_0 \left( \frac{1}{2} \right) \left[ 3 - \frac{l_x}{l_y} \right]$$

Avec :

$A_{\min}$  : Section minimale d'armatures.

$S$  : Section totale du béton.

$W_0$  : Taux d'acier minimal = 0.0008 pour  $F_e E400$ .

$W_x$  : Pourcentage d'acier en travée dans le sens X-X.

$$A_{x \min} \geq W_0 \left( \frac{1}{2} \right) \left[ 3 - \frac{l_x}{l_y} \right] b h$$

$$A_{x \min} \geq 0.0008 \left( \frac{1}{2} \right) [3 - 0.54] 100 \times 20 = 1.97 \text{ cm}^2$$

$$A_{x \min} = 1.97 \text{ cm}^2 < A_{tx} = 2.01 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$A_{x \min} = 1.97 \text{ cm}^2 < A_{ax} = 2.01 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

## 2/ Section minimale suivant Ly

$$W_y \geq W_0 \rightarrow A_{y \min} = W_0 \times b \times h$$

$$A_{y \min} = 0.0008 \times 100 \times 20$$

$$A_{y \min} = 1.6 \text{ cm}^2$$

$$A_{y \min} = 1.6 \text{ cm}^2 \geq \frac{A_x}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.50 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

## b. Espacements des armatures (BAEL91 modifié 99/Art A.8.2.42).

L'écartement des barres d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :  
(charges concentrées)

### 1. Armatures en travées

$$\text{a / Sens } l_x \quad St \leq \min \{3h; 33\text{cm}\}$$

$$St = 25\text{cm} \leq \min \{60\text{cm}, 33\text{cm}\} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\text{b / Sens } l_y \quad St \leq \min \{4h; 45\text{cm}\}$$

$$St = 25\text{cm} \leq \min \{80\text{cm}, 45\text{cm}\} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

### 2. Armatures aux appuis

$$\text{a / Sens } l_x \quad St \leq \min \{3h; 33\text{cm}\}$$

$$St = 25\text{cm} \leq \min \{60\text{cm}, 33\text{cm}\} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\text{b / Sens } l_y \quad St \leq \min \{4h; 45\text{cm}\}$$

$$St = 25\text{cm} \leq \min \{80\text{cm}, 45\text{cm}\} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

## c. Diamètre maximal des armatures (BAEL91 modifié 99/Art A.7.21).

On doit vérifier que :

$$\phi \leq \phi_{\max} = h/10 = 200/10 = 20 \text{ mm}$$

$$\phi = 10 \text{ mm} < \phi_{\max} = 20 \text{ mm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

#### d. Vérification de la contrainte tangentielle (BAEL91 modifié 99/Art A.5.2.2)

$$\text{On doit vérifier que : } \tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \overline{\tau}_u = 0.07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$b = 1 \text{ m} ; d = 0.9 h_t = 0.9 \times 20 = 18 \text{ cm}$$

##### Au milieu de $L_y$

$$T_u^1 = P / (2L_x + L_y).$$

$$\text{Avec } P = q l_x l_y = 12.11 \times 1.8 \times 3.35 = 73.02 \text{ KN}$$

$$T_u^1 = \frac{73.02}{2 \times 1.8 + 3.35} = 10.50 \text{ KN.}$$

##### Au milieu de $L_x$

$$T_u^2 = P / 3 L_y$$

$$T_u^2 = \frac{73.02}{3 \times 3.35} = 7.26 \text{ KN.}$$

$$\text{Donc : } T_u = \max (T_u^1, T_u^2) = 10.50 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} = \frac{10.50 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0.0583 \text{ MPa.}$$

$$\overline{\tau}_u = 0.07 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b} = 0.07 \times \frac{25}{1.5} = 1.167 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.058 \text{ MPa} < \overline{\tau}_u = 1.167 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

**Remarque :** Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

#### e. Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres BAEL91 modifié 99 (Art A.6.1.3).

$$\text{Il faut vérifier que } \tau_{se} \leq \overline{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28}$$

$\Psi_s$  : Coefficient de scellement.

$\Psi_s = 1.5$  pour les H.A

$\Psi_s = 1$  pour les R.L

$\overline{\tau}_{se}$  : Contrainte admissible d'adhérence à l'entraînement des barres.

$\tau_{se}$  : Contrainte d'adhérence limite ultime.

$$\overline{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

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

Avec :  $\sum u_i$  = Somme des périmètres utile des armatures

$$\sum u_i = n \pi \phi$$

$n$  : nombre des barres



**Remarque :** Puisqu'on a opté le même ferrailage en travée et aux appuis donc la vérification et la même.

**Dans le sens x-x**

$$\sum u_i = n \pi \phi = 4 \times 3.14 \times 10 = 125.6 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{7.26 \times 10^3}{0.9 \times 170 \times 125.6} = 0.37 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{se} = 0.37 \text{ MPa} < \overline{\tau_{se}} = 3.15 \text{ MPa. .... Condition vérifiée.}$$

⇒ Pas de risque d'entraînement des barres longitudinales

**Dans le sens y-y**

$$\sum u_i = n \pi \phi = 4 \times 3.14 \times 10 = 125.6 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{10.80 \times 10^3}{0.9 \times 170 \times 125.6} = 0.54 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 0.54 \text{ MPa} < \overline{\tau_{se}} = 3.15 \text{ MPa. .... Condition vérifiée.}$$

⇒ Pas de risque d'entraînement des barres longitudinales

**f. Longueur du scellement droit**

**BAEL91 modifié 99 (Art A.6.1.22).**

$$\overline{\tau_{su}} = 0.6 \times \Psi s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{f_e}{4 \tau_s} \phi \quad \text{avec} \quad L_s : \text{longueur de scellement droit}$$

$$\text{Pour } \phi = 1 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad L_s = \frac{1 \times 400}{4 \times 2.835} = 35.27 \text{ cm} \quad \text{On prend } L_s = 40 \text{ cm}$$

Vu que  $L_s$  dépasse l'épaisseur de la poutre dans laquelle les barres seront ancrées, les règles de BAEL 91 admet que l'ancrage d'une barre se termine par un crochet, dont la longueur d'ancrage mesurée hors crochets est:

$$L_C = 0.4 L_s = 0.4 \times 40 = 16 \text{ cm}$$

### III.7.9. Vérification à l'ELS

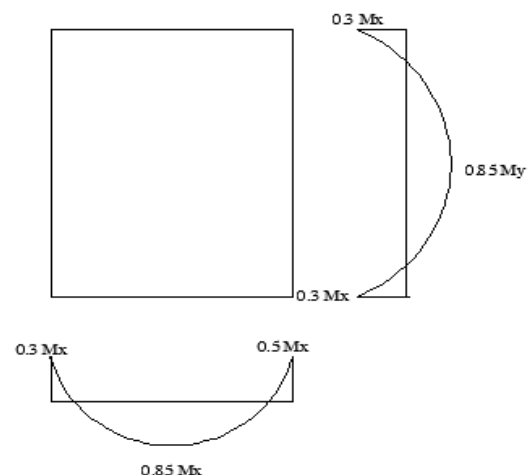
**Combinaison de charges à l'ELS**

$$q_s = G + Q$$

$$q_s = 7.3 + 1.5 = 8.8 \text{ KN/ml}$$

**Moments fléchissant**

$$\begin{cases} \rho = 0.54 \\ v = 0.2 \text{ (ELS)} \end{cases} \quad \mu_x = 0.0933 \quad \text{et} \quad \mu_y = 0.410$$



AN:

$$M_x = 0.0933 \times 8.8 \times (1.8)^2 = 2.66 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 0.410 \times 2.66 = 1.09 \text{ KN.m}$$

### III.7.6. Correction des moments

$$M_{xt} = 0.85 M_x = 0.85 \times 2.66 = 2.26 \text{ KN.m}$$

$$M_{yt} = 0.85 M_y = 0.85 \times 1.09 = 0.93 \text{ KN.m}$$

#### a. Vérification à l'état limite d'ouvertures des fissures BAEL91 modifié 99(Art. A.4.5.3).

La fissuration est peu nuisible donc la vérification n'est pas nécessaire.

#### b. Etat limite de compression de béton BAEL91 modifié 99(Art. A.4.5.2).

Dans le sens x-x

✓ *Contrainte dans l'acier*

On doit s'assurer que  $\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}}$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 17} = 0.185$$

$$\rho_1 = 0.185 \implies K = 53.25 \implies \beta = 0.931$$

$$\overline{\sigma_{st}} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{st}}{A_{st} \times \beta \times d} = \frac{2.26 \times 10^6}{314 \times 0.931 \times 170} = 45.48 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{st}} = 348 \text{ MPa. ....Condition vérifiée.}$$

✓ *Contrainte dans le béton*

On doit s'assurer que :  $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K} = \frac{45.48}{53.25} = 0.85 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0.85 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa. ....Condition vérifiée.}$$

Dans le sens y-y

✓ *Contrainte dans l'acier*

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 17} = 0.185$$

$$\rho_1 = 0.185 \implies K = 53.25 \implies \beta = 0.931$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_a^t}{A_{st} \times \beta \times d} = \frac{0.93 \times 10^6}{314 \times 0.931 \times 170} = 18.71 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 18.71 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{st}} = 348 \text{ MPa. ....Condition vérifiée.}$$

✓ *Contrainte dans le béton*

On doit s'assurer que :  $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K} = \frac{18.71}{53.25} = 0.35 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0.35 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa. ....Condition vérifiée.}$$

L'état limite de compression du béton aux appuis et en travées est vérifié donc les armatures adoptées à l'ELU sont suffisantes.

### c. Vérification de la flèche

**BAEL91 modifié 99(Art B.6.5.2).**

Dans le cas de dalle rectangulaire appuyée sur quatre cotés, on peut se dispenser du calcul de la flèche, si les conditions suivantes sont vérifiées

$$\frac{h}{L_x} \geq \frac{M_{tx}}{20 \times M_x} \implies \frac{20}{180} = 0.111 > \frac{2.26}{20(2.66)} = 0.042 \text{ ....Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A_{st}}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \implies \frac{3.14}{100 \times 17} = 0.0018 < \frac{2}{400} = 0.005 \text{ ....Condition vérifiée.}$$

Les deux conditions sont vérifiées, Donc il n'y a pas nécessité de vérifier la flèche.

**Conclusion :** La dalle pleine sera ferrillée comme suit

➤ **En travées**

**4HA10** (sens x-x) **S<sub>t</sub>=25cm**

**4HA10** (sens y-y) **S<sub>t</sub>=25cm**

➤ **En appuis**

**4HA10** (sens x-x) **S<sub>t</sub>=25cm**

**4HA10** (sens y-y) **S<sub>t</sub>=25cm**

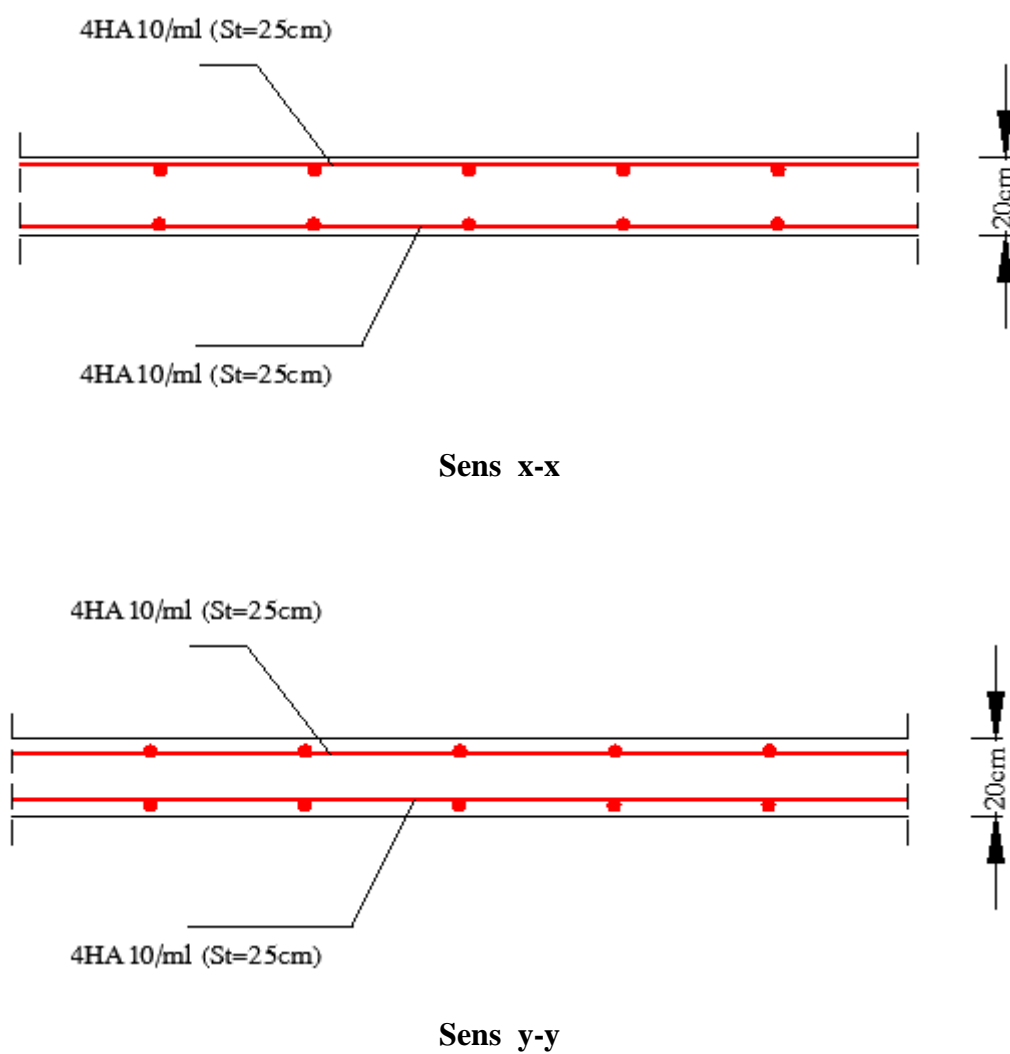


Figure. III.7.1.Coupe verticale de la dalle pleine.

## III.8.Étude de la salle machine

### III.8.1.Dimensionnement de la dalle de la salle machine

La surface de la cabine est de :  $1.30 \times 1.30 = 1.69 \text{ m}^2$ .

La charge totale du système de levage et la cabine chargée est de : ( $P=90 \text{ KN}$ ).

La charge d'exploitation  $Q$  est prise égale à  $1 \text{ KN/m}^2$

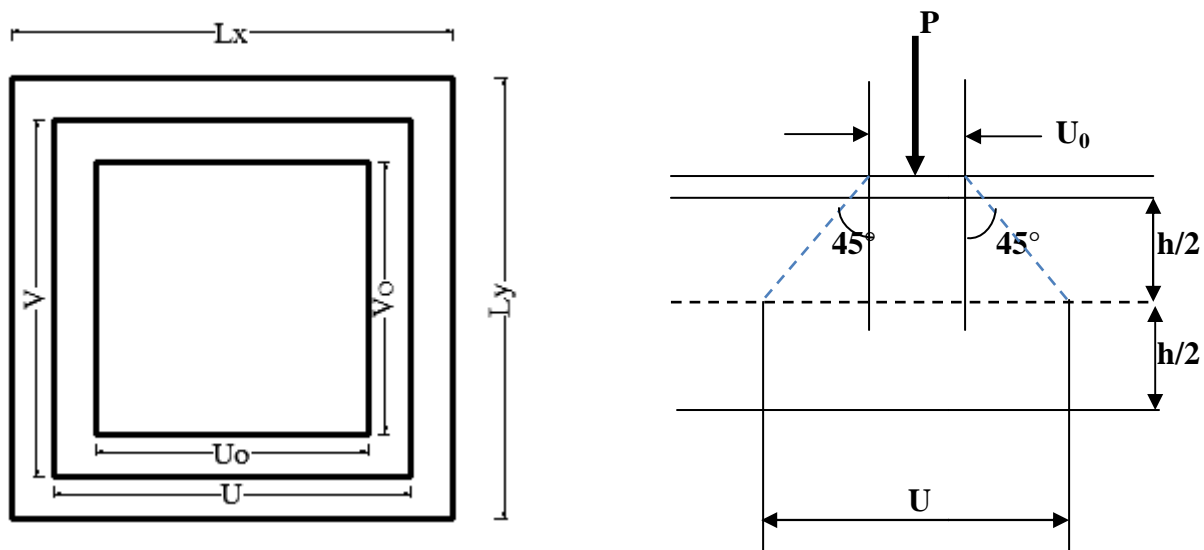


Figure.III.8.1. Caractéristiques géométriques de la dalle pleine de la salle machine.

### III.8.2.Épaisseur de la dalle

Dans notre cas c'est une dalle isolée

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 1,30/1,30 = 1$$

$$0,4 \leq \rho = \frac{l_x}{l_y} \leq 1 \Rightarrow \text{la dalle travaille dans les deux sens}$$

$$\text{Donc } h_t = \frac{L_x}{30} = \frac{130}{30} = 4,33 \text{ cm}$$

$h_t$ : doit être au moins égale à 12cm (**RPA 99 version 2003**), nous adoptons une hauteur :  
**ht = 15 cm.**

### Calcul de U et V

$$\begin{cases} U = U_0 + 2 \cdot \xi \cdot e + h_0 \\ V = V_0 + 2 \cdot \xi \cdot e + h_0 \end{cases}$$

$\xi$  : Coefficient de la nature de revêtement  $\Rightarrow \xi = 1$  (car le revêtement est aussi solide que le béton).

$e$  : épaisseur du revêtement ( $e = 5\text{cm}$ ).

$h_0$  : épaisseur de la dalle.

$U_0 = V_0 = 80\text{cm}$  : surface de contact, zone dans laquelle  $P$  est concentrée

$$\begin{cases} U = 80 + 2 \times 1 \times 5 + 15 = 105 \text{ cm} \\ V = 80 + 2 \times 1 \times 5 + 15 = 105 \text{ cm} \end{cases}$$

### III.8.3. Détermination des sollicitations

#### À l'ELU

Poids propre de la dalle  $G = 0.15 \times 25 \times 1 = 3.75 \text{ KN/ml}$  (bande de 1m de largeur).

La surcharge  $Q = 1 \text{ KN/ml}$ .

$$\begin{cases} p_u = 1.35 \times P = 1.35 \times 90 = 121.5 \text{ KN} \\ q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 3.75 + 1.5 \times 1 = 6.56 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

Avec :  $p_u$  : Charge concentrée du système de levage.

$q_u$  : Charge uniformément répartie.

#### À l'ELS

$$\begin{cases} P_s = P = 90 \text{ KN} \\ q_s = G + Q = 3.75 + 1 = 4.75 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

### III.8.4. Calcul à l'état limite ultime (ELU)

La dalle repose sur son contour (4 appuis). Elle est soumise à la charge localisée concentrique agissant sur un rectangle ( $U \times V$ ).

Le calcul se fera à l'aide des abaques de **PIGEAUD** qui permettent de déterminer les moments dans les deux directions.

#### a. Les moments $M_{x1}$ , $M_{y1}$ engendré par le système de levage

$$M_{x1} = P_u (M_1 + \nu M_2)$$

$$M_{y1} = P_u (M_2 + \nu M_1)$$

Avec :

$$\nu : \text{Coefficient de poisson} \Rightarrow \begin{cases} \nu = 0 \text{ à l'ELU} \\ \nu = 0.2 \text{ à l'ELS} \end{cases}$$

$M_1$  et  $M_2$  coefficients donnés en fonction de  $(\rho; \frac{U}{l_x}; \frac{V}{l_y})$  à partir des abaques de **PIGEAUD**.

$$\left. \begin{aligned} \rho &= \frac{l_x}{l_y} = 1 \\ \frac{U}{l_x} &= \frac{105}{130} = 0.8 \\ \frac{V}{l_y} &= \frac{105}{130} = 0.8 \end{aligned} \right\} \Rightarrow M_1 = 0.053 \text{ et } M_2 = 0.053$$

**A l'ELU:**  $M_{x1} = P_u M_1$

$$M_{y1} = P_u M_2$$

$$M_{x1} = 1.35 \times 90 \times 0.053 = 6.439 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = 1.35 \times 90 \times 0.053 = 6.439 \text{ KN.m}$$

**b. Calcul de  $M_{x2}$  et  $M_{y2}$  dus au poids propre et à la surcharge de la dalle pleine**

$$\rho = 1 \Rightarrow 0.4 \leq \rho \leq 1 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

Panneau rectangulaire isolé portant dans les deux directions. Donc, on considère au milieu de chaque portée une bande de 1 m de largeur.

Le calcul se fera par application de la méthode exposée dans l'annexe E3 du **(BAEL91 modifié 99)**.

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x \cdot q \cdot l_x^2 \\ M_{y2} = \mu_y \cdot M_{x2} \end{cases}$$

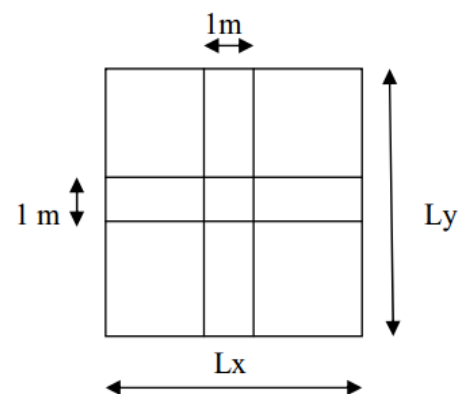
Avec :

$M_{x2}$ : Le moment fléchissant dans le sens de  $L_x$ .

$M_{y2}$ : Le moment fléchissant dans le sens de  $L_y$ .

$\mu_x$  et  $\mu_y$  : Coefficients donnés en fonction de  $\rho$  et  $v$ .

$$\begin{aligned} \rho = 1 &\Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0368 \\ \mu_y = 1.00 \end{cases} \\ v = 0 &\Rightarrow \end{aligned}$$



**AN:**

$$M_{x2} = 0.0368 \times 6.56 \times (1.30)^2 = 0.408 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = 1.00 \times 0.408 = 0.408 \text{ KN.m}$$

**c. Superposition des moments agissant au centre du panneau**

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 6.439 + 0.408 = 6.847 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 6.439 + 0.408 = 6.847 \text{ KN.m}$$

**Remarque**

Afin de tenir compte des semi-encastres de la dalle au niveau des voiles, les moments calculés seront déterminés en leur affectant le coefficient (0.95) en travée et (0.3) aux appuis.

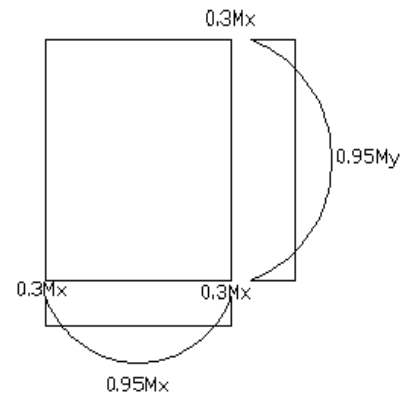
**Moment en travée**

$$M_{tx} = 0.95 M_x = 0.95 (6.847) = 6.504 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.95 M_y = 0.95 (6.847) = 6.504 \text{ KN.m}$$

**Moment aux appuis**

$$M_{ax} = M_{ay} = 0.3 M_x = 0.3 (6.847) = 2.054 \text{ KN.m}$$

**d. Détermination de la section des armatures****➤ En travée**

On a:  $d = 12 \text{ cm}$  ,  $c = 3 \text{ cm}$  ,  $b = 100 \text{ cm}$  ,  $M_{tx} = M_{ty} = 6.504 \text{ KN.m}$

$$\mu_x = \frac{M_t}{b d^2 f_{bc}} = \frac{6.504 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14.2} = 0.032$$

$\mu < \mu_l = 0.392 \Rightarrow$  La section est simplement armée.

$$\mu = 0.032 \Rightarrow \beta = 0.984$$

$$A_t = \frac{M_{tx}}{b d f_e / \gamma_s} = \frac{6.504 \times 10^3}{0.984 \times 12 \times 348} = 1.58 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA10 = 3.14 cm<sup>2</sup>** avec **St = 25cm.**

**➤ Aux appuis**

On a:  $d = 12 \text{ cm}$  ,  $c = 3 \text{ cm}$  ,  $b = 100 \text{ cm}$  ,  $M_{ax} = M_{ay} = 2.054 \text{ KN.m}$

$$\mu = \frac{M_a}{b d^2 f_{bc}} = \frac{2.054 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14.2} = 0.01$$

$\mu < \mu_l = 0.392 \Rightarrow$  La section est simplement armée.



$$\mu = 0.01 \Rightarrow \beta = 0.999$$

$$A_a = \frac{Ma}{b d f_c / \gamma_s} = \frac{2,054 \times 10^3}{0.999 \times 12 \times 348} = 0.49 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA8 = 2.01 cm<sup>2</sup>** avec **St = 25cm.**

### III.8.5.Vérification à l'ELU

#### a. Condition de non fragilité

**BAEL91 modifié 99 (Art B.7.4)**

$$W_x = \frac{A_{\min}}{b \cdot h} \geq W_0 \left( \frac{1}{2} \right) \left[ 3 - \frac{l_x}{l_y} \right]$$

Avec :

$A_{\min}$  : Section minimale d'armatures.

$S$  : section totale du béton.

$W_0$  : taux d'acier minimal = 0,0008 pour  $F_c$  E400.

$W_x$  : Pourcentage d'acier en travée dans le sens x.x.

$$A_{\min} \geq W_0 \left( \frac{1}{2} \right) \left[ 3 - \frac{l_x}{l_y} \right] b h$$

$$A_{\min} \geq 0.0008 \left( \frac{1}{2} \right) [3 - 1] 100 \times 15 = 1.2 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 1.2 \text{ cm}^2 < A_t = 3.14 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$A_{\min} = 1.2 \text{ cm}^2 < A_a = 2.01 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

#### b. Diamètre maximal des armatures

**BAEL91 modifié 99 (Art A.7.21).**

On doit vérifier que :

$$\phi \leq \phi_{\max} = h/10 = 150/10 = 15 \text{ mm}$$

$$\phi = 10 \text{ mm} < \phi_{\max} = 15 \text{ mm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

**c. Espacements des armatures****BAEL91modifié 99 (Art A.8.2.42).**

L'écartement des barres d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :  
(charges concentrées)

**Armatures principales**

$$St \leq \min\{2h ; 25\text{cm}\}$$

$$St = 25\text{cm} \leq \min\{30\text{cm}, 25\text{cm}\} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

**Armatures de répartition**

$$St \leq \min\{3h; 33\text{cm}\}$$

$$St = 25\text{cm} \leq \min\{45\text{cm}, 33\text{cm}\} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

**d. Vérification de non poinçonnement****BAEL91modifié 99 (Art A.5.2.42)**

La condition de non poinçonnement est vérifiée si :

$$P_u \leq \frac{0.045 \mu_c h f_{c28}}{\gamma_b}$$

$P_u$  : charge de calcul à l'ELU.

$\mu_c$  : Périmètre de contour de l'aire sur laquelle agit la charge dans le plan de feuillet moyen.

$h$  : Épaisseur totale de la dalle.

$$\mu_c = 2 (U+V) = 4.2\text{m.}$$

$$P_u = \frac{0.045 \times 4.2 \times 0.15 \times 25000}{1.5} = 472.5 \text{ KN}$$

$$P_u = 1.35(90) = 121.5 \text{ KN} \leq P_u = 472.5 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Aucune armature transversale n'est nécessaire.

**e. Vérification de la contrainte tangentielle****BAEL91modifié 99 (Art A.5.2.2)**

$$\text{On doit vérifier que : } \tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \overline{\tau_u} = 0.07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$b = 1\text{m} ; d = 0.9 h_t = 0.9 \times 15 = 13.5 \text{ cm}$$

**Au milieu de U**

$$V_u = P_u / (2U + V).$$

$$V_u = \frac{121.5}{2 \times 1.05 + 1.05} = 38.57 \text{ KN.}$$

**Au milieu de V**

$$V_u = P_u / 3V$$

$$V_u = \frac{121.5}{3 \times 1.05} = 38.57 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{38.57 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0.296 \text{ MPa.}$$

$$\overline{\tau_u} = 0.07 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b} = 0.07 \times \frac{25}{1.5} = 1.167 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.296 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 1.167 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

**III.8.6.Calcul à l'état limite de service (l'ELS)****a. Les moments  $M_{x1}$ ,  $M_{y1}$  engendré par le système de levage**

$$M_{x1} = q_s (M_1 + v M_2).$$

$$M_{y1} = q_s (M_2 + v M_1).$$

$$q_s = G + Q = 90 \text{ KN/m}^2 \quad v = 0.2 \quad \text{à l'ELS}$$

$$M_1 = 0.053 \quad ; \quad M_2 = 0.053$$

$$M_{x1} = 90 (0.053 + 0.2 \times 0.053) = 5.724 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = 90 (0.053 + 0.2 \times 0.053) = 5.724 \text{ KN.m}$$

**b. Calcul de  $M_{x2}$ ,  $M_{y2}$  dus au poids propre et à la surcharge de la dalle pleine**

$$\begin{matrix} \rho = 1 & \Rightarrow & \begin{cases} \mu_x = 0.0442 \\ \mu_y = 1.00 \end{cases} \\ v = 0.2 \end{matrix}$$

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x \cdot q_s \cdot l_x^2 \\ M_{y2} = \mu_y \cdot M_{x2} \end{cases}$$

$$q_s = G + Q = 3.75 + 1 = 4.75 \text{ KN/ml}$$

$$M_{x2} = 0.0442 \times 4.75 \times (1.30)^2 = 0.355 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = 1.00 \times 0.355 = 0.355 \text{ KN.m.}$$

**c. Superposition des moments agissant au centre du panneau**

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 5.724 + 0.355 = 6.079 \text{ KN.m.}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 5.724 + 0.355 = 6.079 \text{ KN.m.}$$

**Remarque**

Afin de tenir compte des semi-encastres de la dalle au niveau des voiles, les moments calculés seront déterminés en leur affectant le coefficient (0.95) en travée et (0.3) aux appuis.

**Moment en travée**

$$M_{tx} = M_{ty} = 0.95 M_x = 0.95 (6.079) = 5.77 \text{ KN.m}$$

**Moment aux appuis**

$$M_{ax} = M_{ay} = 0.3 M_x = 0.3 (6.079) = 1.82 \text{ KN.m}$$

**III.8.7. Vérification à l'ELS****a. Etat limite de fissuration**

La fissuration est peu préjudiciable. Aucune vérification n'est nécessaire.

**b. Vérifications des Contraintes dans le béton et les aciers****➤ En travée**

$$M_t = 5.77 \text{ KN.m.} \quad A_t = 3.14 \text{ cm}^2$$

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

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{b d} = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 12} = 0.262 \quad k = 45.92 \text{ et } \beta = 0.919.$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_a^t}{A_{st} \times \beta \times d} = \frac{5.77 \times 10^6}{314 \times 0.919 \times 120} = 166.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K} = \frac{166.63}{45.92} = 3.63 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

**➤ Aux appuis**

$$M_a = 1.82 \text{ KN.m} \quad A_a = 2.01 \text{ cm}^2$$

On doit vérifier que

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{b d} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 12} = 0.1675 \quad \Rightarrow \quad k = 59.82 \text{ et } \beta = 0.933.$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_a}{A_{st} \times \beta \times d} = \frac{1.82 \times 10^6}{201 \times 0.933 \times 120} = 80.87 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K} = \frac{80.87}{59.82} = 1.35 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \textbf{Condition vérifiée.}$$

### c. Vérification de la flèche

Dans le cas de dalle rectangulaire appuyée sur quatre cotés, on peut se dispenser le calcul de la flèche, si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\frac{h_t}{l_x} \geq \frac{M_{tx}}{20 M_x} \quad ; \quad \frac{A_x}{b \cdot d} \leq \frac{2}{f_e}.$$

h : hauteur de dalle.

$M_{tx}$  : Moment en travée de la dalle continue dans la direction  $l_x$ .

$M_x$  : Moment isostatique dans la direction de (x-x) pour une bande de largeur égale à (1m).

$A_x$  : Section d'armature par bande de largeur égale à 1(m).

d : hauteur utile de la bande.

b : la largeur de bande égale à (1m).

$$\frac{h_t}{l_x} = \frac{15}{130} = 0,115 > \frac{0.85 \times 6.079}{20 \times 6.079} = 0.0425 \dots\dots\dots \textbf{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A_x}{b \times d} = \frac{3.14}{100 \times 12} = 0.0026 \leq \frac{2}{400} = 0.005 \dots\dots\dots \textbf{Condition vérifiée.}$$

Les deux conditions sont vérifiées, donc il n'y a pas nécessité de vérifier la flèche.

### Conclusion

Le ferrailage retenu pour la dalle de la salle des machines est le suivant :

#### Sens x-x

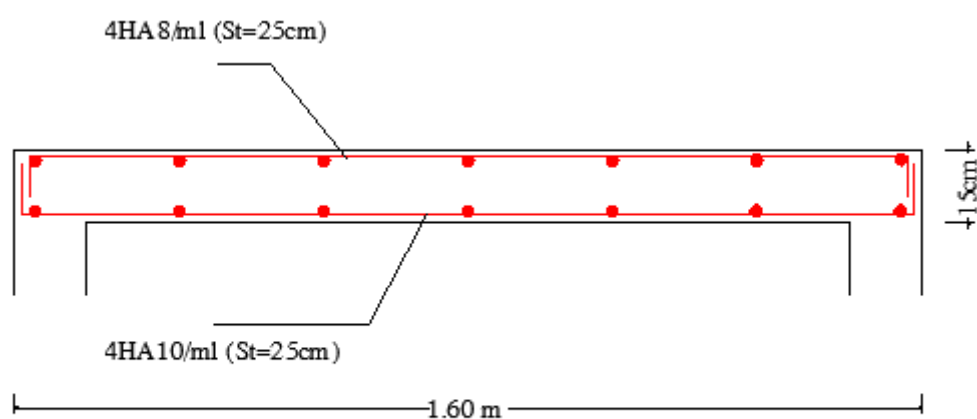
En travée : **4HA10** (St= 25 cm).

Aux appuis : **4HA 8** (St= 25 cm).

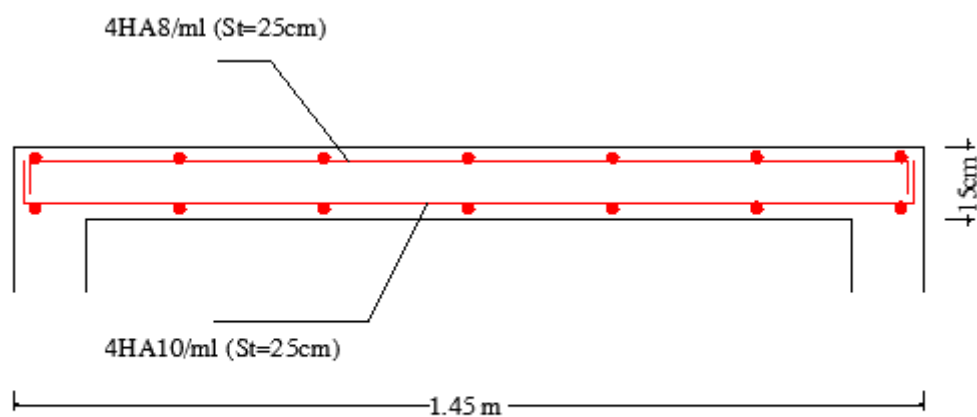
#### Sens y-y

En travée : **4HA10** (St= 25 cm).

Aux appuis : **4HA8** (St= 25 cm).



Sens x-x



Sens y-y

Figure.III.8.2.Le ferrailage de la dalle de salle des machines.

# *Chapitre IV*

## *Etude de contreventement*

## IV.1 Introduction

Le contreventement est destiné à assurer la stabilité du bâtiment sous l'action des efforts horizontaux dus au séisme ; ainsi que sa stabilité vis-à-vis du flambement de ses poteaux sous l'action verticale.

D'une manière générale, ce contreventement peut être assuré soit par des murs de refend plein ou avec ouvertures, soit par des portiques, soit par une combinaison de ces éléments.

Dans le cas de notre bâtiment, pour connaître le type de contreventement nous sommes amenés à déterminer le pourcentage (%) de l'effort sismique que doit reprendre chaque élément (portique; voile). Pour cela on doit passer par plusieurs étapes.

## IV.2 Caractéristiques géométriques des voiles

Les forces sismiques peuvent engendrer des torsions dans les structures sur lesquelles elles agissent. Elles sont pratiquement préjudiciables lorsque les résultantes de ces forces se trouvent excentrées de façon notable par rapport au centre de torsion.

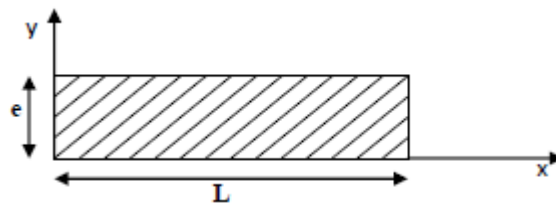
### IV.2.1 Étude des refends

Dans notre structure, tous les refends sont pleins.

#### IV.2.1.1 Calcul des inerties des refends pleins.

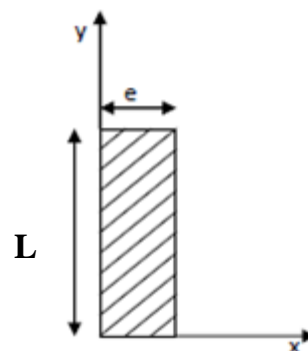
##### ❖ Les refends longitudinaux

$$\left. \begin{array}{l} I_y = \frac{e l^3}{12} \\ I_x = \frac{l e^3}{12} \end{array} \right\} \text{ On néglige l'inertie des refends longitudinaux par rapport à l'axe X}$$



##### ❖ Les refends transversaux

$$\left. \begin{array}{l} I_x = \frac{e l^3}{12} \end{array} \right\} \text{ On néglige l'inertie des refends}$$





transversaux par rapport à l'axe Y

$$I_y = \frac{le^3}{12}$$

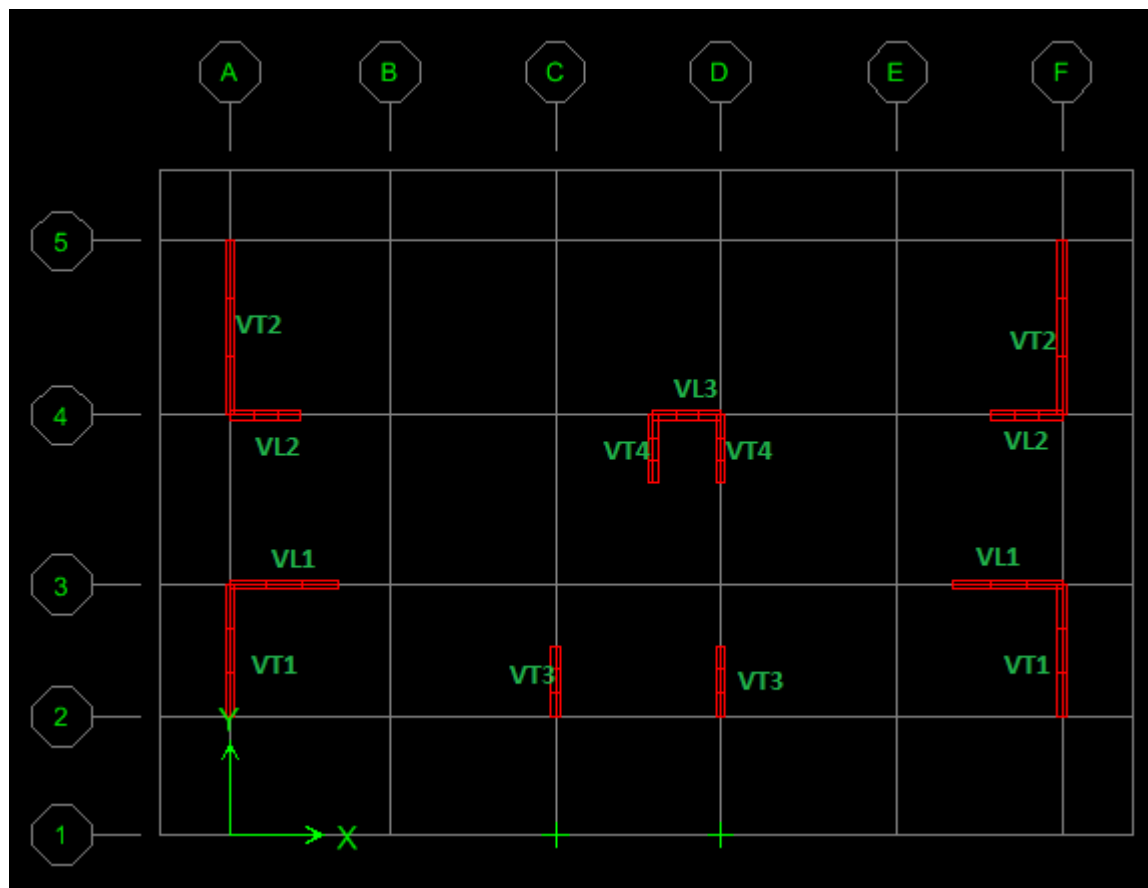


Figure. IV.1 : Disposition des voiles.

- Les résultats obtenus sont donnés dans les tableaux ci-dessous:

**Tableau IV.1 : Inertie des voiles dans le sens longitudinal (x-x).**

L'inertie des voiles dans le sens longitudinale (x-x) :						
Sens longitudinale (ly)					La somme des rigidités	
Niveau	Voiles	Li (m )	ei (m)	Iy (m4)	Iy (m4) des niveaux	Iy (m4) totale
RDC	VL1	2.30	0.20	0.20278	0.56679	0.56679
	VL1	2.30	0.20	0.20278		
	VL2	1.50	0.20	0.05625		
	VL2	1.50	0.20	0.05625		
	VL3	1.43	0.20	0.04873		
1 2 3	VL1	2.30	0.15	0.15209	0.42509	1.27527
	VL1	2.30	0.15	0.15209		
	VL2	1.50	0.15	0.04218		
	VL2	1.50	0.15	0.04218		
	VL3	1.43	0.15	0.03655		
4 5 6	VL1	2.30	0.15	0.15209	0.42509	1.27527
	VL1	2.30	0.15	0.15209		
	VL2	1.50	0.15	0.04218		
	VL2	1.50	0.15	0.04218		
	VL3	1.43	0.15	0.03655		
Inertie totale						3.11733
Inertie moyenne						0.44533

Tableau IV.2 : Inertie des voiles dans le sens transversal (y-y).

L'inertie des voiles dans le sens transversal (y-y) :						
Sens transversale (Ix)					La somme des rigidités	
Niveau	Voiles	Li (m)	ei (m)	Ix (m <sup>4</sup> )	Ix (m <sup>4</sup> ) des niveaux	Ix(m <sup>4</sup> ) totale
RDC	VT1	2.80	0.20	0.366	2.628	2.628
	VT1	2.80	0.20	0.366		
	VT2	3.70	0.20	0.844		
	VT2	3.70	0.20	0.844		
	VT3	1.50	0.20	0.056		
	VT3	1.50	0.20	0.056		
	VT4	1.43	0.20	0.048		
	VT4	1.43	0.20	0.048		
1 2 3	VT1	2.80	0.15	0.274	1.970	5.910
	VT1	2.80	0.15	0.274		
	VT2	3.70	0.15	0.633		
	VT2	3.70	0.15	0.633		
	VT3	1.50	0.15	0.042		
	VT3	1.50	0.15	0.042		
	VT4	1.43	0.15	0.036		
	VT4	1.43	0.15	0.036		
4 5 6	VT1	2.80	0.15	0.274	1.970	5.910
	VT1	2.80	0.15	0.274		
	VT2	3.70	0.15	0.633		
	VT2	3.70	0.15	0.633		
	VT3	1.50	0.15	0.042		
	VT3	1.50	0.15	0.042		
	VT4	1.43	0.15	0.036		
	VT4	1.43	0.15	0.036		
Inertie totale						14.448
Inertie moyenne						2.064

## IV.2.1.2.Calcul des rigidités des voiles

➤ Dans le sens longitudinal

$$r_{vx}^i = \frac{12 E I_y}{h^3}$$

➤ Dans le sens transversal

$$r_{vy}^i = \frac{12 E I_x}{h^3}$$

Les résultats obtenus sont récapitulés dans les tableaux suivants :

✓ suivant le sens longitudinal

Tableau IV.3 : Rigidités des voiles dans le sens longitudinal (x-x).

Niveau	Voiles	$I_y(\text{cm}^4)$	$h \text{ (cm)}$	$E$ (dan/cm <sup>2</sup> )	$R_{vx}$ (da/cm)	$R_x^j = \sum r_x^j$
RDC	VL1	20278000	408	321642	1152387.74	3221036.83
	VL1	20278000	408	321642	1152387.74	
	VL2	5625000	408	321642	319665.699	
	VL2	5625000	408	321642	319665.699	
	VL3	4873000	408	321642	276929.947	
1 2 3	VL1	15209000	306	321642	2048756.67	5726254.01
	VL1	15209000	306	321642	2048756.67	
	VL2	4218000	306	321642	568193.545	
	VL2	4218000	306	321642	568193.545	
	VL3	3655000	306	321642	492353.582	
4 5 6	VL1	15209000	306	321642	2048756.67	5726254.01
	VL1	15209000	306	321642	2048756.67	
	VL2	4218000	306	321642	568193.545	
	VL2	4218000	306	321642	568193.545	
	VL3	3655000	306	321642	492353.582	

✓ suivant le sens transversal

Tableau IV.4 : Rigidités des voiles dans le sens transversal (y-y).

Niveau	Voiles	$I_x(\text{cm}^4)$	$h(\text{cm})$	$E$ ( $\text{daN/cm}^2$ )	$R_{vy}$ ( $\text{da/cm}$ )	$R_y^j = \sum r_y^j$
RDC	VT1	36600000	408	321642	2079958,15	14934781.4
	VT1	36600000	408	321642	2079958,15	
	VT2	84400000	408	321642	4796406,22	
	VT2	84400000	408	321642	4796406,22	
	VT3	5600000	408	321642	318244,962	
	VT3	5600000	408	321642	318244,962	
	VT4	4800000	408	321642	272781,396	
	VT4	4800000	408	321642	272781,396	
1 2 3	VT1	27400000	306	321642	3690968,03	26537251.9
	VT1	27400000	306	321642	3690968,03	
	VT2	63300000	306	321642	8526944,39	
	VT2	63300000	306	321642	8526944,39	
	VT3	4200000	306	321642	565768,822	
	VT3	4200000	306	321642	565768,822	
	VT4	3600000	306	321642	484944,705	
	VT4	3600000	306	321642	484944,705	
4 5 6	VT1	27400000	306	321642	3690968,03	26537251.9
	VT1	27400000	306	321642	3690968,03	
	VT2	63300000	306	321642	8526944,39	
	VT2	63300000	306	321642	8526944,39	
	VT3	4200000	306	321642	565768,822	
	VT3	4200000	306	321642	565768,822	
	VT4	3600000	306	321642	484944,705	
	VT4	3600000	306	321642	484944,705	

### IV.3. Caractéristiques géométriques des portiques

#### IV.3.1. Calcul des rigidités linéaires relatives des poteaux et des poutres

- Poteau :  $k_p = \frac{I_{pot}}{hc}$
- Poutre :  $k_{pr} = \frac{I_{pr}}{L_c}$

$K_p$  : rigidité linéaire des poteaux ( $m^3$ )

$K_{pr}$  : rigidité linéaire des poutres ( $m^3$ )

Avec :

$I_{pr}$  : Moment d'inertie de la poutre.

$I_{pot}$  : Moment d'inertie du poteau

$L_c$  : Longueur calculée de la poutre.

$hc$  : Hauteur calculée du poteau.

#### Poutres

$$L_c = \bar{L} + \frac{1}{2} h_{poutre} \leq L_0$$

$L_c$  : longueur de calcul utilisée par MUTO.

$\bar{L}$  : longueur entre nus des appuis.

$L_0$  : longueur entre axes des poteaux.

$h_{ptr}$  : hauteur des poutres.

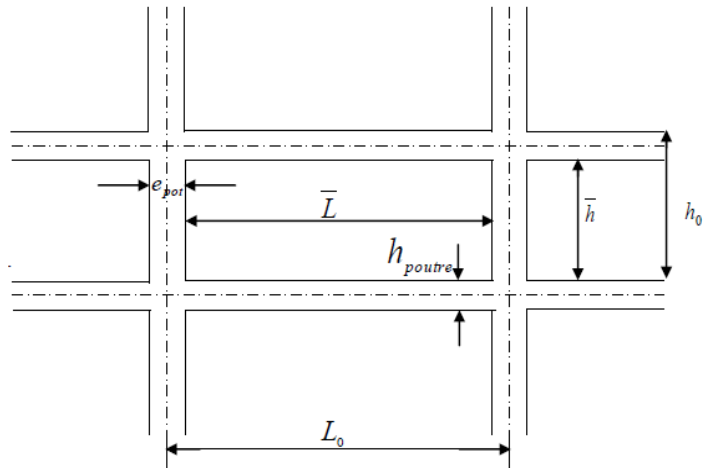


Figure. IV.2 : Coupe verticale d'un niveau.

#### Poteaux

$$h_c = \bar{h} + \frac{1}{2} e_{poteau} \leq h_0$$

$H_c$  : hauteur de calcul utilisée par MUTO.

$\bar{h}$  : hauteur entre nus des poutres.

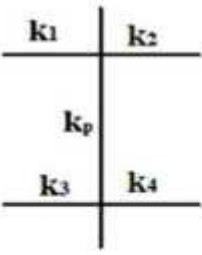
$h_0$  : hauteur d'étage.

$e_{pot}$  : épaisseur des poteaux.

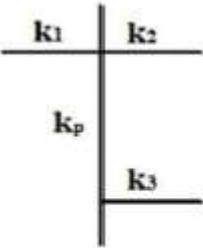
## IV. 3.2. Calcul des coefficients K relatifs aux portiques (rigidités moyennes)

a/ Cas d'étage courant

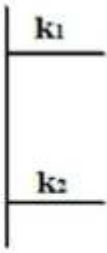
$$\bar{K} = \frac{\sum K_{ptr} (poutre\ sup + poutre\ inf)}{2K_{pot}} = \frac{\sum K_i}{2K_{pot}}$$



$$\bar{K} = \frac{k_1 + k_2 + k_3 + k_4}{2 \times k_p}$$



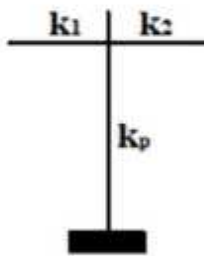
$$\bar{K} = \frac{k_1 + k_2 + k_3}{2 \times k_p}$$



$$\bar{K} = \frac{k_1 + k_2}{2 \times k_p}$$

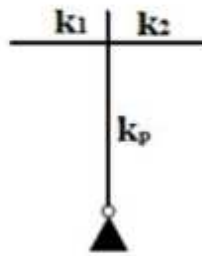
b/ Cas du RDC

$$\bar{K} = \frac{\sum K_{ptr} (poutre\ sup + poutre\ inf)}{K_{pot}} = \frac{\sum K_i}{K_{pot}}$$



$$\bar{K} = \frac{k_1 + k_2}{k_{pot}}$$

$$\bar{K} = \frac{k_1 + k_2}{k_{pot}}$$



$$\bar{K} = \frac{k_1}{k_{pot}}$$

$$\bar{K} = \frac{k_1}{k_{pot}}$$

## IV.3.3. Calcul des coefficients de rigidités des poteaux « a »

Cas d'étage courant :  $a = \frac{\bar{K}}{2 + \bar{K}}$

Cas du RDC :  $a = \frac{0.5 + \bar{K}}{2 + \bar{K}}$  (poteau encastré)

## IV.3.4.Calcul des rigidités des poteaux « i » au niveau « j »

$$r_j^i = \frac{12E}{h_{cj}^2} a_j^i K_{potj}^i$$

Avec :

$h_c$  : hauteur du poteau calculé.

$E_i$  : module de déformation du béton= 32164.2 MPa

$I_p$  : Inertie du poteau.

## V.3.5.Calcul des rigidités des portiques au niveau « j »

$R_{JX} = \sum r_{jx}^{(i)}$  pour chaque niveau dans le sens longitudinal

$R_{Jy} = \sum r_{jy}^{(i)}$  pour chaque niveau dans le sens transversal

➤ Les résultats des rigidités linéaires, sont résumés dans les tableaux suivant :

Tableau IV.5 : Rigidités des poteaux suivant le sens longitudinal (x-x).

Niveau	b(cm)	h (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	h <sub>e</sub> (cm)	h <sub>p</sub> (cm)	$\bar{h}$ (cm)	e <sub>pot</sub> (cm)	h <sub>c</sub> (cm)	K (cm <sup>3</sup> )
Terrasse	30	30	67500.000	306	30	276	30	291	231.958
6	30	30	67500.000	306	30	276	30	291	231.958
5	30	30	67500.000	306	30	276	30	291	231.958
4	30	30	67500.000	306	30	276	30	291	231.958
3	35	35	125052.083	306	30	276	35	293.5	426.071
2	35	35	125052.083	306	30	276	35	293.5	426.071
1	35	35	125052.083	306	30	276	35	293.5	426.071
RDC	40	40	213333.333	408	30	378	40	398	536.013

Tableau IV.6 : Rigidités des poteaux suivant le sens transversal (y-y).

Niveau	b(cm)	h (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	h <sub>e</sub> (cm)	h <sub>p</sub> (cm)	$\bar{h}$ (cm)	e <sub>pot</sub> (cm)	h <sub>c</sub> (cm)	K (cm <sup>3</sup> )
Terrasse	30	30	67500.000	306	30	276	30	291	231.958
6	30	30	67500.000	306	30	276	30	291	231.958
5	30	30	67500.000	306	30	276	30	291	231.958
4	30	30	67500.000	306	30	276	30	291	231.958
3	35	35	125052.083	306	30	276	35	293.5	426.071
2	35	35	125052.083	306	30	276	35	293.5	426.071
1	35	35	125052.083	306	30	276	35	293.5	426.071
RDC	40	40	213333.333	408	30	378	40	398	536.013



Tableau IV.7 : Rigidités des poutres suivant le sens longitudinal (x-x).

Niveau	Travées	b(cm)	h (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	L <sub>0</sub> (cm)	epot	$\bar{L}$ (cm)	h <sub>poutre</sub> (cm)	Lc (cm)	k poutre (cm <sup>3</sup> )
RDC	A-B	25	30	56250	340	40	300	30	315	178.571
	B-C	25	30	56250	350	40	310	30	325	173.077
	C-D	25	30	56250	350	40	310	30	325	173.077
	D-E	25	30	56250	375	40	335	30	350	160.714
	E-F	25	30	56250	350	40	310	30	325	173.077
123	A-B	25	30	56250	340	35	305	30	320	175.781
	B-C	25	30	56250	350	35	315	30	330	170.454
	C-D	25	30	56250	350	35	315	30	330	170.454
	D-E	25	30	56250	375	35	340	30	355	158.450
	E-F	25	30	56250	350	35	315	30	330	170.454
456	A-B	25	30	56250	340	30	310	30	325	173.077
	B-C	25	30	56250	350	30	320	30	335	167.910
	C-D	25	30	56250	350	30	320	30	335	167.910
	D-E	25	30	56250	375	30	345	30	360	156.250
	E-F	25	30	56250	350	30	320	30	335	167.910
Terrasse	C-D	25	30	56250	350	30	320	30	335	167.910

Tableau IV.8 : Rigidités des poutres suivant le sens transversal (y-y).

Niveau	Travées	b(cm)	h (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	L <sub>0</sub> (cm)	epot	$\bar{L}$ (cm)	h <sub>poutre</sub> (cm)	Lc (cm)	k poutre (cm <sup>3</sup> )
RDC	2-3	25	30	56250	280	40	240	30	255	220.588
	3-4	25	30	56250	360	40	320	30	335	167.910
	4-5	25	30	56250	370	40	330	30	345	163.043
123	1-2	25	30	56250	250	40	215	30	230	244.565
	2-3	25	30	56250	280	40	245	30	260	216.346
	3-4	25	30	56250	360	35	325	30	340	165.441
456	4-5	25	30	56250	370	35	335	30	350	160.714
	1-2	25	30	56250	250	35	220	30	235	239.361
	2-3	25	30	56250	280	35	250	30	265	212.264
	3-4	25	30	56250	360	35	330	30	345	163.043
Terrasse	4-5	25	30	56250	370	30	340	30	355	158.450
	1-2	25	30	56250	250	30	220	30	235	239.361
	2-3	25	30	56250	280	30	250	30	265	212.264
	3-4	25	30	56250	360	30	330	30	345	163.043

Tableau IV.9 : Rigidités des portiques suivant le sens longitudinal (x-x).

Niveau	Travées	k poutre (cm <sup>3</sup> )	Poteau	k poteau (cm <sup>3</sup> )	$\bar{K}$	aij	E	hc	Rij	Rjx
RDC	A-B	178.571	A	536.013	0.333	0.357	321642	398	4662.634	27179.111
	B-C	173.077	B	536.013	0.656	0.435	321642	398	5681.361	
	C-D	173.077	C	536.013	0.645	0.433	321642	398	5655.240	
	D-E	160.714	D	536.013	0.622	0.428	321642	398	5589.937	
	E-F	173.077	E	536.013	0.622	0.428	321642	398	5589.937	
123	A-B	175.781	A	426.071	0.412	0.171	321642	293.5	3264.494	24817.790
	B-C	170.454	B	426.071	0.812	0.288	321642	293.5	5498.095	
	C-D	170.454	C	426.071	0.800	0.285	321642	293.5	5440.823	
	D-E	158.450	D	426.071	0.772	0.278	321642	293.5	5307.189	
	E-F	170.454	E	426.071	0.772	0.278	321642	293.5	5307.189	
456	A-B	173.077	A	231.958	0.746	0.271	321642	291	2865.145	20457.772
	B-C	167.910	B	231.958	1.470	0.423	321642	291	4472.164	
	C-D	167.910	C	231.958	1.447	0.419	321642	291	4429.874	
	D-E	156.250	D	231.958	1.397	0.411	321642	291	4345.294	
	E-F	167.910	E	231.958	1.397	0.411	321642	291	4345.294	
Terrasse	C-D	167.910	C	231.958	0.724	0.266	321642	291	2812.283	2812.283

Tableau IV.10 : Rigidités des portiques suivant le sens transversal (y-y).

Niveau	Travées	k poutre (cm <sup>3</sup> )	Poteau	k poteau (cm <sup>3</sup> )	$\bar{K}$	aij	E	hc	Rij	Rjy
RDC	2-3	220.58	2	536,013	0,411	0,378	321642	398	4936,91	16377,99
	3-4	167.91	3	536,013	0,725	0,449	321642	398	5864,21	
	4-5	163.04	4	536,013	0,617	0,427	321642	398	5576,87	
123	1-2	244.56	1	426,071	0,574	0,223	321642	293.5	4257,20	22145,08
	2-3	216.34	2	426,071	1,082	0,351	321642	293.5	6700,80	
	3-4	165.44	3	426,071	0,896	0,309	321642	293.5	5898,99	
	4-5	160.71	4	426,071	0,765	0,277	321642	293.5	5288,09	
456	1-2	239.36	1	231,958	1,032	0,340	321642	291	3594,64	17856,92
	2-3	212.26	2	231,958	1,947	0,493	321642	291	5212,23	
	3-4	163.04	3	231,958	1,618	0,447	321642	291	4725,90	
	4-5	158.45	4	231,958	1,386	0,409	321642	291	4324,15	
Terrasse	1-2	239.36	1	231,958	1,032	0,340	321642	291	3594,65	13532,79
	2-3	212.26	2	231,958	1,947	0,493	321642	291	5212,24	
	3-4	163.04	3	231,958	1,618	0,447	321642	291	4725,90	

## IV.4. Les rigidités de l'ensemble (portiques + voiles)

Tableau IV.11 : Rigidités des portiques + voiles.

Niveau	Portiques		Voiles		portiques + voiles	
	$\Sigma R_{px}$ (KN/cm)	$\Sigma R_{py}$ (KN/cm)	$\Sigma R_{vx}$ (KN/cm)	$\Sigma R_{vy}$ (KN/cm)	$\Sigma R_{px}$ + $\Sigma R_{vx}$	$\Sigma R_{py}$ + $\Sigma R_{vy}$
Terrasse	2812.283	13532,790	/	/	2812.283	13532,79
6	20457.772	12348.670	5726254.01	26537251.9	5746711.782	26549600.57
5	20457.772	12348.670	5726254.01	26537251.9	5746711.782	26549600.57
4	20457.772	12348.670	5726254.01	26537251.9	5746711.782	26549600.57
3	24817.790	14222.501	5726254.01	26537251.9	5751071.800	26551474.40
2	24817.790	14222.501	5726254.01	26537251.9	5751071.800	26551474.40
1	24817.790	14222.501	5726254.01	26537251.9	5751071.800	26551474.40
RDC	27179.111	14079.328	3221036.83	14934781.4	3248215.941	14948860.73

## IV.5. Détermination de la répartition des efforts horizontaux entre les portiques et les refends

## IV.5.1 Calcul des inerties fictives des portiques

Le calcul des inerties fictives des portiques, nous permet de déduire le pourcentage des efforts horizontaux revenant à chacun des éléments du contreventement. Pour cela, on utilise la méthode d'ALBERT FUENTES (**approximation successive**).

## Principe de la méthode

Le principe consiste à attribuer une inertie fictive aux portiques. Pour déterminer cette inertie, il suffit de calculer les déplacements de chaque portique au niveau de chaque plancher, sous l'effet d'une série de forces horizontales égale à 1 tonne, et de comparer ses déplacements aux flèches que prendrait un refend bien déterminé de l'ouvrage sous l'effet du même système de forces horizontales (1 tonne à chaque niveau).

En fixant l'inertie du refend à  $1 \text{ m}^4$ , il est 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 les portiques.

## IV.5.2. Calcul des flèches dans les refends par la méthode des aires

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 égal à une 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, comme le montre la figure qui suit :

$$f_i = \frac{\sum S_i d_i}{EI}$$

Avec :

$F_i$  : Flèche au niveau (i).

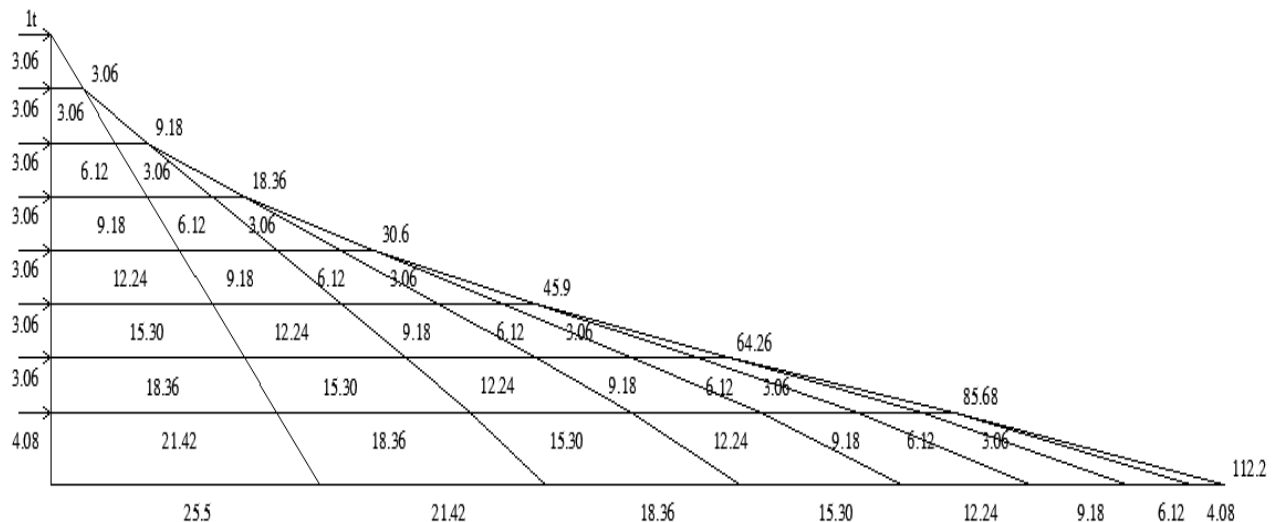
$S_i$  : Elément de surface du niveau (i)

$d_i$  : Distance entre le centre de gravité du trapèze et son petit cote ( $bi + 1$ )

$E$  : Module d'élasticité du matériau constituant les refends

D'où : la surface du trapèze :  $S_i = (B+b) \frac{h}{2}$

Le centre de gravite d'un trapèze à sa petite base est :  $d_i = \frac{2B+b}{3(B+b)} h$



**Figure. IV.3 : Diagramme des moments des aires.**

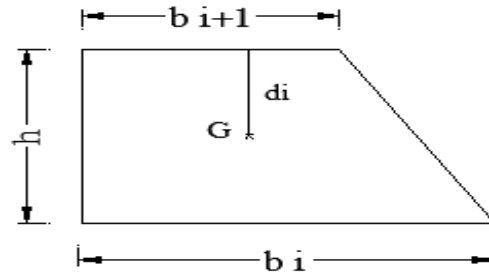


Figure. IV.4 : Schéma d'un trapèze.

Les résultats de calcul sont comme suit :

Tableau .IV.12 : Les valeurs de la flèche de refend à chaque niveau.

niveau	B	b	h	$S_i \text{ (m}^2\text{)}$	$d_i$	$S_i d_i \text{ (m}^3\text{)}$	$f_i EI$
7	3.06	0.00	3.06	4.68	2.04	9.54	19746.33
6	9.18	3.06	3.06	18.72	1.78	33.32	16516.71
5	18.36	9.18	3.06	42.13	1.7	71.62	13459.95
4	30.60	18.36	3.06	74.90	1.65	123.58	10215.07
3	45.90	30.60	3.06	117.04	1.63	190.77	7288.46
2	64.26	45.90	3.06	168.54	1.61	271.34	4649.44
1	85.68	64.26	3.06	229.40	1.60	367.04	2931.60
RDC	112.2	85.68	4.08	401.59	2.12	851.37	851.37

$$f_{rdc} = \frac{s_r d_r}{EI}$$

$$f_1 = \frac{s_1 d_1 + s_r (d_r + h_1)}{EI}$$

$$f_2 = \frac{s_2 d_2 + s_1 (d_1 + h_2) + s_r (d_r + h_1 + h_2)}{EI}$$

$$f_3 = \frac{s_3 d_3 + s_2 (d_2 + h_3) + s_1 (d_1 + h_2 + h_3) + s_r (d_r + h_1 + h_2 + h_3)}{EI}$$

### IV.5.3. Calcul du déplacement des portiques

#### ➤ Le déplacement de chaque niveau

$$\Delta_n = \Psi_n \times h$$

$$\text{Avec : } E \Psi_n = \frac{M_n}{12 \sum K_{pn}} + \frac{E \theta_n + E \theta_{n+1}}{2}$$

➤ **Le déplacement du portique au niveau « i »**

$$D_n = \sum_{i=1}^n \Delta_n$$

➤ **La rotation d'un poteau encastré à la base au 1er niveau**

$$E \theta_1 = \frac{M_1 + M_2}{24 \sum K_{t1} + 2 \sum K_{p1}}$$

➤ **La rotation d'un poteau des étages courants**

$$E \theta_1 = \frac{M_n + M_{n+1}}{24 \sum K_{tn}}$$

Avec :

$$M_n = T_n \cdot h$$

$T_n$  : Effort tranchant au niveau (n).

$$K_{tn} : \text{Raideur des poutres} \quad K = \frac{I_{tn}}{L}$$

$$K_{pn} : \text{Raideur des poteaux} \quad K = \frac{I_{pn}}{h}$$

$h$  : Hauteur d'étage.

$L$  : Portée libre de la poutre

➤ **Inerties fictives des portiques**

$$I_{en} = \frac{f_n}{\Delta_n}$$

$f_n$  : Flèche des refends au niveau(n)

$\Delta_n$  : Déplacement du portique au niveau(n)

Les étapes de calcul des déplacements et des inerties fictives des portiques par niveaux sont résumées dans les tableaux qui suivent.

## CHAPITRE IV

## Etude de contreventement

niveau	Portiques	$\sum K_{tn}$ (m <sup>3</sup> )	$\sum K_{pn}$ (m <sup>3</sup> )	$M_n$	$M_{n+1}$	$E \theta_1$ (t/m <sup>2</sup> )	$E \Psi_n$ (t/m <sup>2</sup> )	$E \Delta_n$ (t/m <sup>2</sup> )	$\sum E \Delta_i$ (t/m <sup>2</sup> )	EI fi(m)	Iei (m <sup>4</sup> )	$\sum I_{en}$ (m <sup>4</sup> )
Terrasse	1-1	0,000168	0,000464	3,06	0	758,928	2067,425	6326,320	16962,487	19746,33	1,164	4,656
	2-2	0,000168	0,000464	3,06	0	758,928	1158,624	3545,389				
	3-3	0,000168	0,000464	3,06	0	758,928	1158,624	3545,389				
	4-4	0,000168	0,000464	3,06	0	758,928	1158,624	3545,389				
6	1-1	0,000168	0,000464	6,12	3,06	2276,785	4134,851	12652,644	24634,22	16516,71	0,670	3,350
	2-2	0,000833	0,001391	6,12	3,06	459,183	978,887	2995,394				
	3-3	0,000833	0,001391	6,12	3,06	459,183	978,887	2995,394				
	4-4	0,000833	0,001391	6,12	3,06	459,183	978,887	2995,394				
	5-5	0,000833	0,001391	6,12	3,06	459,183	978,887	2995,394				
5	1-1	0,000168	0,000464	9,18	6,12	3794,642	6202,277	18978,967	36951,335	13459,95	0,364	1,820
	2-2	0,000833	0,001391	9,18	6,12	765,306	1468,331	4493,092				
	3-3	0,000833	0,001391	9,18	6,12	765,306	1468,331	4493,092				
	4-4	0,000833	0,001391	9,18	6,12	765,306	1468,331	4493,092				
	5-5	0,000833	0,001391	9,18	6,12	765,306	1468,331	4493,092				
4	1-1	0,000168	0,000464	12,24	9,18	5312,500	8229,525	25182,346	49025,778	10215,07	0,208	1,040
	2-2	0,000833	0,001391	12,24	9,18	1071,428	1947,993	5960,858				
	3-3	0,000833	0,001391	12,24	9,18	1071,428	1947,993	5960,858				
	4-4	0,000833	0,001391	12,24	9,18	1071,428	1947,993	5960,858				
	5-5	0,000833	0,001391	12,24	9,18	1071,428	1947,993	5960,858				
3	1-1	0,000170	0,000852	15,30	12,24	6750,000	8996,478	27529,222	52103,482	7288,46	0,139	0,695
	2-2	0,000845	0,002556	15,30	12,24	1357,988	2007,701	6143,565				
	3-3	0,000845	0,002556	15,30	12,24	1357,988	2007,701	6143,565				
	4-4	0,000845	0,002556	15,30	12,24	1357,988	2007,701	6143,565				
	5-5	0,000845	0,002556	15,30	12,24	1357,988	2007,701	6143,565				
2	1-1	0,000170	0,000852	18,36	15,30	8250,000	10795,774	33035,068	62524,188	4649,44	0,074	0,370
	2-2	0,000845	0,002556	18,36	15,30	1659,763	2409,242	7372,280				
	3-3	0,000845	0,002556	18,36	15,30	1659,763	2409,242	7372,280				
	4-4	0,000845	0,002556	18,36	15,30	1659,763	2409,242	7372,280				
	5-5	0,000845	0,002556	18,36	15,30	1659,763	2409,242	7372,280				
1	1-1	0,000170	0,000852	21,42	18,36	9750,000	7838,187	23984,852	52506,654	2931,60	0,055	0,275
	2-2	0,000845	0,002556	21,42	18,36	1961,538	2547,242	7794,560				
	3-3	0,000845	0,002556	21,42	18,36	1961,538	2547,242	7794,560				
	4-4	0,000845	0,002556	21,42	18,36	1961,538	2547,242	7794,560				
	5-5	0,000845	0,002556	21,42	18,36	1961,538	1679,125	5138,122				
RDC	2-2	0,000858	0,003216	25,50	21,42	1736,234	1528,875	6237,810	18713,43	851,37	0,045	0,180
	3-3	0,000858	0,003216	25,50	21,42	1736,234	1528,875	6237,810				
	4-4	0,000858	0,003216	25,50	21,42	1736,234	1528,875	6237,810				
	5-5	0,000858	0,003216	25,50	21,42	1736,234	1528,875	6237,810				

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

## Inerties fictives des portiques dans le sens longitudinal (X-X)

Tableau .IV.14 : Inerties fictives des portiques dans le sens longitudinal (X-X).

niveau	Portique s	$\sum K_{tn}$ (m <sup>3</sup> )	$\sum K_{pn}$ (m <sup>3</sup> )	M <sub>n</sub>	M <sub>n+1</sub>	E $\theta_1$ (t/m <sup>2</sup> )	E $\Psi_n$ (t/m <sup>2</sup> )	E $\Delta_n$ (t/m <sup>2</sup> )	$\sum E \Delta i$ (t/m <sup>2</sup> )	E fi(m)	Iei (m <sup>4</sup> )	$\Sigma Ien$ (m <sup>4</sup> )
Terrasse	C-C	0,000614	0,000928	3,06	0	207,654	626,023	1915,630	3831,26	19746,33	5,154	10,308
	D-D	0,000614	0,000928	3,06	0	207,654	626,023	1915,630				
6	A-A	0,000533	0,000928	6,12	3,06	717,636	1506,416	4609,632	25169,31	16516,71	0,656	3,936
	B-B	0,000533	0,000928	6,12	3,06	717,636	1506,416	4609,632				
	C-C	0,000773	0,001159	6,12	3,06	494,825	1099,801	3365,391				
	D-D	0,000773	0,001159	6,12	3,06	494,825	1099,801	3365,391				
	E-E	0,000533	0,000928	6,12	3,06	717,636	1506,416	4609,632				
	F-F	0,000533	0,000928	6,12	3,06	717,636	1506,416	4609,632				
5	A-A	0,000533	0,000928	9,18	6,12	1196,060	2259,625	6914,452	37753,978	13459,95	0,356	2,136
	B-B	0,000533	0,000928	9,18	6,12	1196,060	2259,625	6914,452				
	C-C	0,000773	0,001159	9,18	6,12	824,708	1649,701	5048,085				
	D-D	0,000773	0,001159	9,18	6,12	824,708	1649,701	5048,085				
	E-E	0,000533	0,000928	9,18	6,12	1196,060	2259,625	6914,452				
	F-F	0,000533	0,000928	9,18	6,12	1196,060	2259,625	6914,452				
4	A-A	0,000533	0,000928	12,24	9,18	1674,484	2994,958	9164,571	50039,044	10215,07	0,204	1,224
	B-B	0,000533	0,000928	12,24	9,18	1674,484	2994,958	9164,571				
	C-C	0,000773	0,001159	12,24	9,18	1154,592	2186,399	6690,380				
	D-D	0,000773	0,001159	12,24	9,18	1154,592	2186,399	6690,380				
	E-E	0,000533	0,000928	12,24	9,18	1674,484	2994,958	9164,571				
	F-F	0,000533	0,000928	12,24	9,18	1674,484	2994,958	9164,571				
3	A-A	0,000542	0,001704	15,30	12,24	2117,158	3100,637	9487,949	51530,038	7288,46	0,141	0,846
	B-B	0,000542	0,001704	15,30	12,24	2117,158	3100,637	9487,949				
	C-C	0,000787	0,002130	15,30	12,24	1458,068	2218,667	6789,121				
	D-D	0,000787	0,002130	15,30	12,24	1458,068	2218,667	6789,121				
	E-E	0,000542	0,001704	15,30	12,24	2117,158	3100,637	9487,949				
	F-F	0,000542	0,001704	15,30	12,24	2117,158	3100,637	9487,949				



# CHAPITRE IV

# Etude de contreventement

2	A-A	0,000542	0,001704	18,36	15,30	2587,638	3720,765	11385,540	61836,048	4649,44	0,075	0,450
	B-B	0,000542	0,001704	18,36	15,30	2587,638	3720,765	11385,540				
	C-C	0,000787	0,002130	18,36	15,30	1782,083	2662,400	8146,944				
	D-D	0,000787	0,002130	18,36	15,30	1782,083	2662,400	8146,944				
	E-E	0,000542	0,001704	18,36	15,30	2587,638	3720,765	11385,540				
	F-F	0,000542	0,001704	18,36	15,30	2587,638	3720,765	11385,540				
1	A-A	0,000542	0,001704	21,42	18,36	3058,118	3916,246	11983,712	67706,914	2931,60	0,043	0,258
	B-B	0,000542	0,001704	21,42	18,36	3058,118	3916,246	11983,712				
	C-C	0,000787	0,002130	21,42	18,36	2106,099	3230,730	9886,033				
	D-D	0,000787	0,002130	21,42	18,36	2106,099	3230,730	9886,033				
	E-E	0,000542	0,001704	21,42	18,36	3058,118	3916,246	11983,712				
	F-F	0,000542	0,001704	21,42	18,36	3058,118	3916,246	11983,712				
RDC	A-A	0,000551	0,002144	25,50	21,42	2679,305	2330,790	9509,623	57057,738	851,37	0,014	0,084
	B-B	0,000551	0,002144	25,50	21,42	2679,305	2330,790	9509,623				
	C-C	0,000551	0,002144	25,50	21,42	2679,305	2330,790	9509,623				
	D-D	0,000551	0,002144	25,50	21,42	2679,305	2330,790	9509,623				
	E-E	0,000551	0,002144	25,50	21,42	2679,305	2330,790	9509,623				
	F-F	0,000551	0,002144	25,50	21,42	2679,305	2330,790	9509,623				

## Résumé des inerties fictives des portiques

	RDC	1	2	3	4	5	6	Terrasse	moyenne
<b>Sens longitudinal</b>	<b>0.084</b>	<b>0.258</b>	<b>0.450</b>	<b>0.846</b>	<b>1.224</b>	<b>2.136</b>	<b>3.936</b>	<b>10.308</b>	<b>2.405</b>
<b>Sens transversal</b>	<b>0.180</b>	<b>0.275</b>	<b>0.370</b>	<b>0.695</b>	<b>1.040</b>	<b>1.820</b>	<b>3.350</b>	<b>4.656</b>	<b>1.55</b>

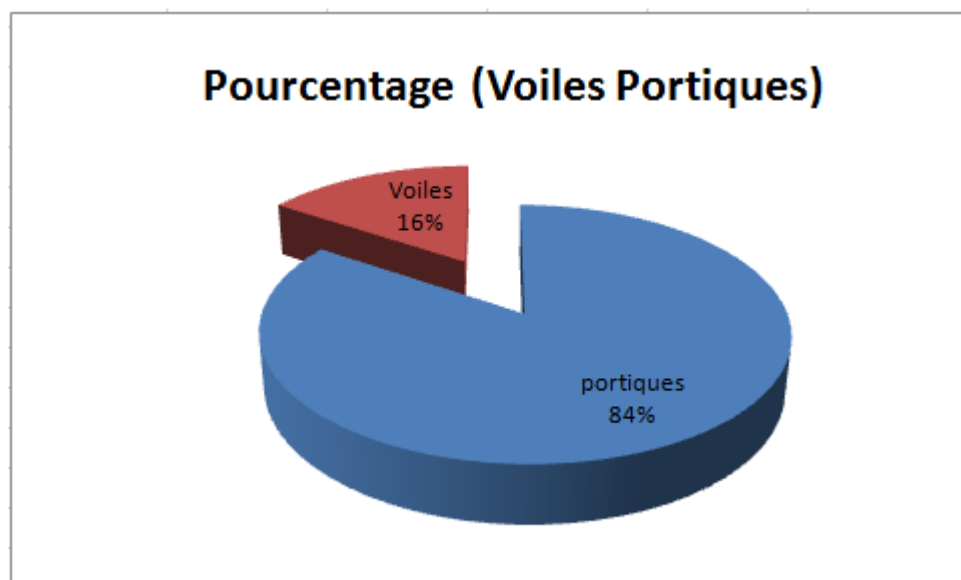
## Comparaison des inerties des voiles et des portiques

➤ Sous charges horizontales

**Sens longitudinal**

	<b>Inertie (m<sup>4</sup>)</b>	<b>Pourcentage (%)</b>
<b>portiques</b>	<b>2.405</b>	<b>84.38</b>
<b>Voiles</b>	<b>0.445</b>	<b>15.62</b>
<b>Portiques + voiles</b>	<b>2.850</b>	<b>100</b>

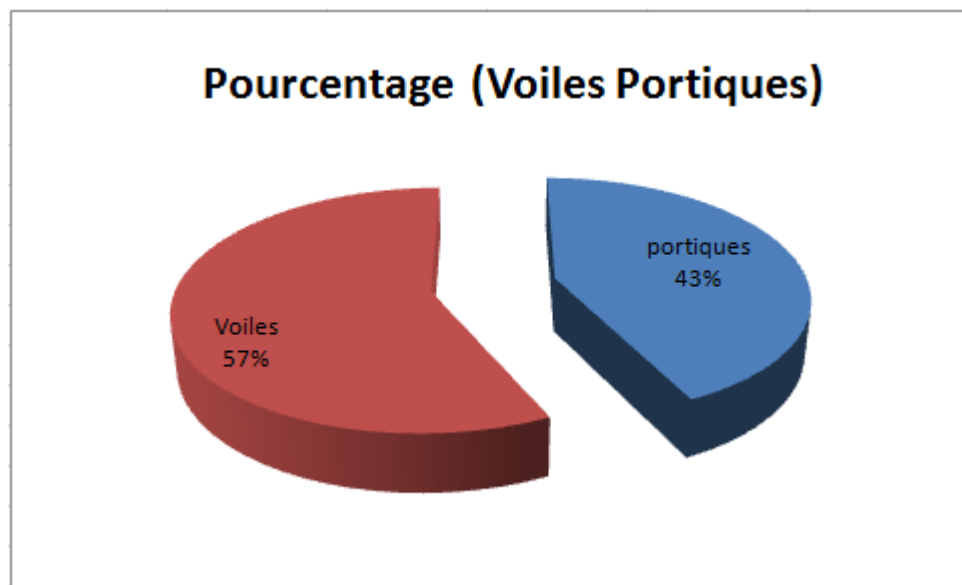
Tableau IV.15 : Comparaison des inerties de voiles et des portiques suivant le sens (X-X).



## Sens transversal

	Inertie (m <sup>4</sup> )	Pourcentage (%)
<b>portiques</b>	<b>1.55</b>	<b>42.87</b>
<b>Voiles</b>	<b>2.064</b>	<b>57.13</b>
<b>Portiques + voiles</b>	<b>3.614</b>	<b>100</b>

Tableau IV.16 : Comparaison des inerties de voiles et des portiques suivant le sens (Y-Y).



## ➤ Sous charges verticales

Niveau	Voile	Portique	(%) Voile	(%) Portique
	F (KN)	F (KN)	F (KN)	F (KN)
<b>Base</b>	<b>1058.5697</b>	<b>1608.4795</b>	<b>39.69 %</b>	<b>60.31 %</b>

Tableau IV.17 : Les charges verticales reprises par les voiles et par les portiques.

Avec :

F : La charge verticale reprise par l'élément.

## Conclusion

Dans notre cas les voiles reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales (tel que prévu par le RPA). On considère que les voiles reprennent la majorités des charges horizontales.

- Cela nous ramène a dire que la structure est contreventée par voile porteur.
- Le coefficient de comportement global de la structure  **$R=3.5$**  (RPA2003Art4.2.3 tableaux4.3).

# *Chapitre V*

## *Modélisation de la structure*

## V.1. INTRODUCTION

Dans cette partie, on présentera les différentes étapes de l'introduction des données dans l'application du logiciel ETABS V9.7 et une vérification de toutes les exigences du RPA.

## V.2 .Les étape de la modélisation

Les étapes de modélisation peuvent être résumées comme suit :

- Introduction de la géométrie de l'ouvrage.
- Spécification des propriétés mécaniques des matériaux.
- Spécification des propriétés géométriques des éléments (poteaux, poutres, voiles...).
- Définition des charges statiques (G, Q).
- Introduction du spectre de réponse (E) selon le RPA99/version 2003.
- Définition de la charge sismique E.
- Chargement des éléments.
- Introduction des combinaisons d'actions.
- Déroulement de l'analyse et visualisation des résultats.

### ➤ Manuel d'utilisation d'ETABS

Pour notre modélisation on a utilisé la version ETABS V.9.7.  
Pour choisir l'application ETABS, on clique sur l'icône suivante :



## Étapes de modélisation

### ➤ Première étape

La première étape consiste à spécifier la géométrie de la structure à modéliser.

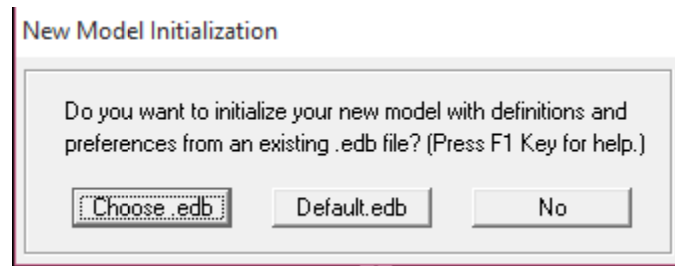
#### a) Choix des unités

On doit choisir un système d'unités pour la saisie de données dans L'ETABS. Au bas de l'écran, on sélectionne KN-m comme unités de base pour les forces et déplacements



#### b) Géométrie de base

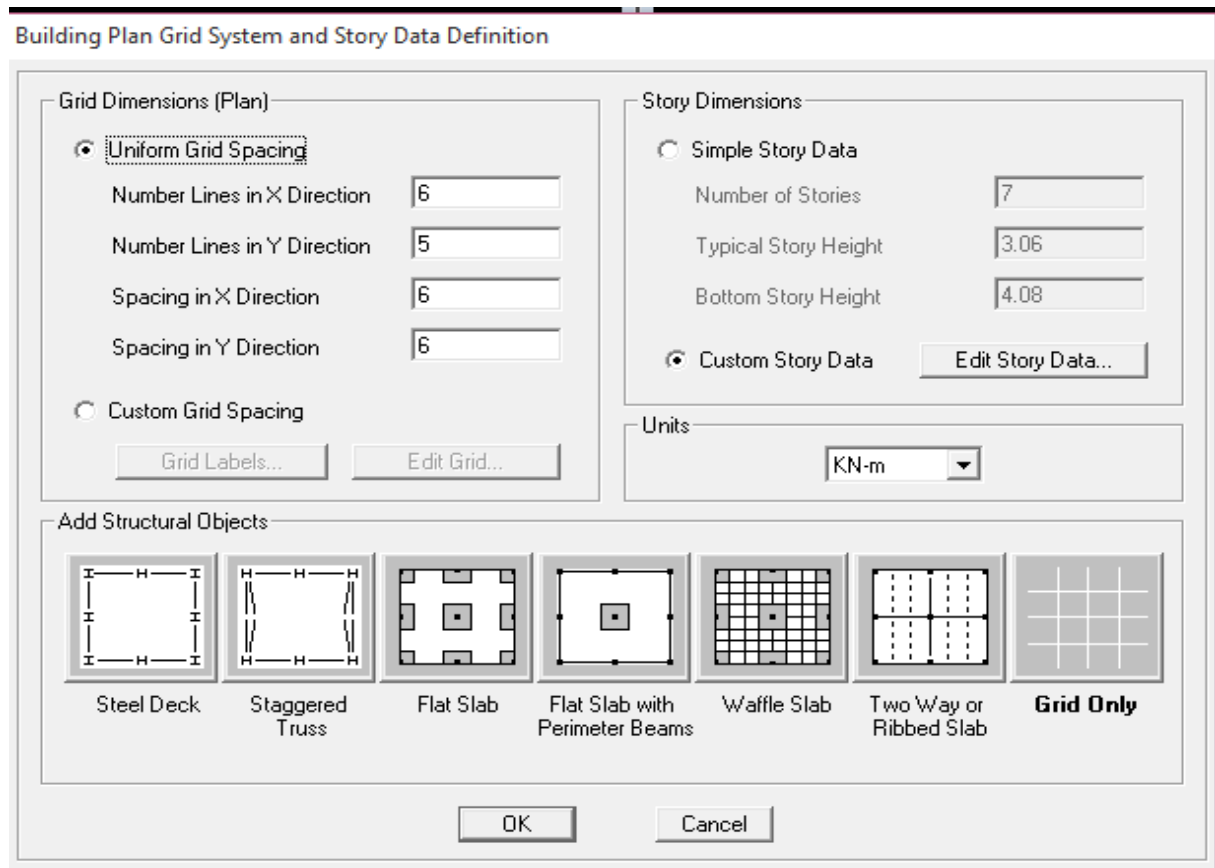
Dans le menu déroulant en haut de l'écran on sélectionne **file** ➡ **New model**



Cette option permet de créer rapidement un modèle régulier, en utilisant des exemples de structures prédéfinis dans la base de données. et consiste à définir

- Le nombre de portiques suivant x-x : 6
- Le nombre de portique suivant y-y : 5
- Le nombre des étages : 7 Niveaux.

En cliquant sur la case **Default .edb**, la fenêtre de dialogue apparaîtra.



Pour une construction Auto-Stable on choisit la première icône, dans la boîte de dialogue qui apparaît ; on aura à spécifier

Le nombre des lignes dans la direction X

(Number lines in X direction)

Le nombre des lignes dans la direction Y

(Number lines in Y direction)

➤ Nombre de travées dans le sens de Y

(Number of bays along Y)

➤ Hauteur d'étage

(story High)

➤ Longueur de travée dans le sens de X

(Spacing in X direction)

➤ Longueur de travée dans le sens de Y

(Spacing in Y direction)

➤ Le nombre d'étage

(Number of stories)

➤ la hauteur d'étage courant

(typical story High)

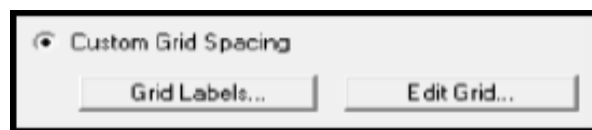
➤ La hauteur d'étage en bas (RDC)

(bottom story high)

### c) Modification de la géométrie de base

Nous allons procéder à la modification des longueurs des travées et des hauteurs d'étage.

Nous cliquons sur **Custom** ➡ **Grid Edit Grid**



Dans la fenêtre ci-après, nous cliquons sur **Spacing** puis, nous introduisons les distances des travées suivant X-X et Y-Y.



Par la suite nous cliquons sur **Ok**.



De même manière, si les hauteurs d'étages ne sont pas constantes, les options **Custum Story Data** et **Edit Story Data** permettent la correction des hauteurs d'étages introduites précédemment (fig.4).

Story Data

	Label	Height	Elevation	Master Story	Similar To	Splice Point	Splice Height
8	TERRASSE	3.06	22.44	Yes		No	0.
7	STORY6	3.06	19.38	No	TERRASSE	No	0.
6	STORY5	3.06	16.32	No	TERRASSE	No	0.
5	STORY4	3.06	13.26	No	TERRASSE	No	0.
4	STORY3	3.06	10.2	No	TERRASSE	No	0.
3	STORY2	3.06	7.14	No	TERRASSE	No	0.
2	STORY1	4.08	4.08	No	TERRASSE	No	0.
1	BASE		0.				

Reset Selected Rows

Height

3.06

Reset

Master Story

No

Reset

Similar To

NONE

Reset

Splice Point

No

Reset

Splice Height

0

Reset

Units

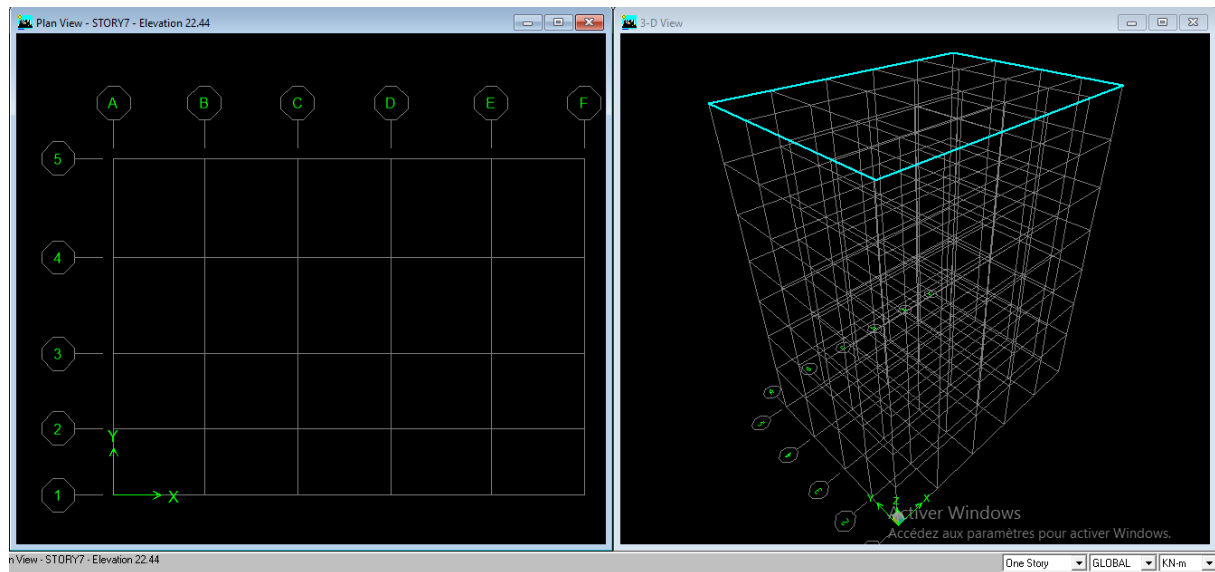
Change Units

KN-m

OK

Cancel

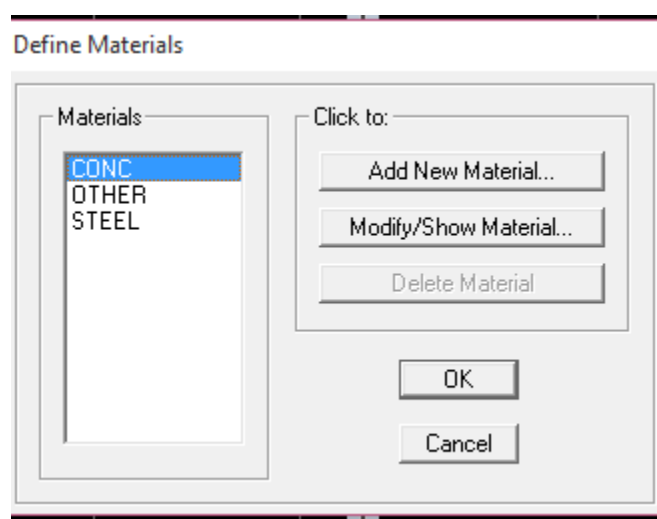
Après validations des étapes précédentes, nous obtenons deux fenêtres représentant la structure différemment l'une en 3D et l'autre en 2D comme indiqué sur la figure :



### ➤ Deuxième étape

La deuxième étape consiste la définition des **propriétés mécaniques** des matériaux en l'occurrence, l'acier et le béton.

On clique sur **Define** puis **Material proprietes** nous sélections le matériau **CONC** et on clique sur **Modify /Show Material**, et on apporte les modifications inscrites dans la figure suivante :



Le béton :

- Masse volumique béton :  $25 \text{ KN/m}^3$
- Poids volumique béton :  $25 \text{ KN/m}^3$
- Module de Young:  $32164200 \text{ KN/m}^2$
- Contrainte max du béton à la compression :  $25000 \text{ KN/m}^2$
- Contrainte max des aciers longitudinaux :  $400000 \text{ KN/m}^2$
- Contrainte max des aciers transversaux :  $400000 \text{ KN/m}^2$

The dialog box 'Material Property Data' is shown for the material 'BETON'. It contains the following fields and options:

- Material Name:** BETON
- Display Color:** Color (gray swatch)
- Type of Material:** ☒ Isotropic, ☐ Orthotropic
- Type of Design:** Design (Concrete dropdown)
- Analysis Property Data:**
  - Mass per unit Volume: 2.5
  - Weight per unit Volume: 25.
  - Modulus of Elasticity: 32164200.
  - Poisson's Ratio: 0.2
  - Coeff of Thermal Expansion: 9.900E-06
  - Shear Modulus: 16082100.
- Design Property Data (ACI 318-05/IBC 2003):**
  - Specified Conc Comp Strength, f'c: 25000.
  - Bending Reinf. Yield Stress, fy: 400000.
  - Shear Reinf. Yield Stress, fys: 400000.
  - ☐ Lightweight Concrete
  - Shear Strength Reduc. Factor: (empty field)
- Buttons:** OK, Cancel

Le matériau Other (autre) :

- Masse per unit volume (masse volumique béton) :  $0 \text{ KN/m}^3$
- Weight per unit volume (Poids volumique béton) :  $0 \text{ KN/m}^3$

The dialog box 'Material Property Data' is shown for the material 'OTHER'. It contains the following fields and options:

- Material Name:** OTHER
- Display Color:** Color (red swatch)
- Type of Material:** ☒ Isotropic, ☐ Orthotropic
- Type of Design:** Design (None dropdown)
- Analysis Property Data:**
  - Mass per unit Volume: 0.
  - Weight per unit Volume: 0.
  - Modulus of Elasticity: 1.999E+08
  - Poisson's Ratio: 0.2
  - Coeff of Thermal Expansion: 1.170E-05
  - Shear Modulus: 76884615.
- Design Property Data:** (empty section)
- Buttons:** OK, Cancel

### ➤ Troisième étape

La troisième étape consiste à affecter des **propriétés géométriques** des éléments (Poutres, poteaux, dalle, voile...)

#### **Poutres, Poteaux**

Nous commençons d'abord par affecter les sections des poutres principales(**PP**) ensuite les poutres secondaires (PS) et les poutres de chainages.

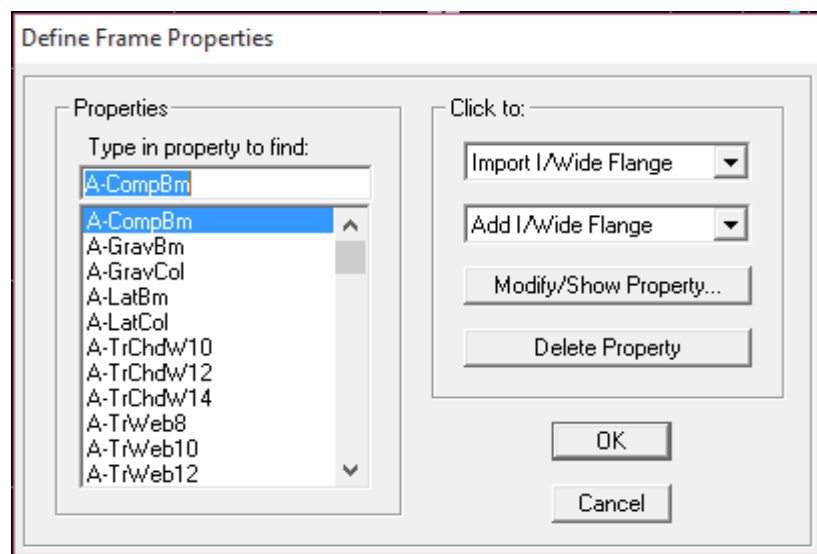
Nous procédons comme suit :

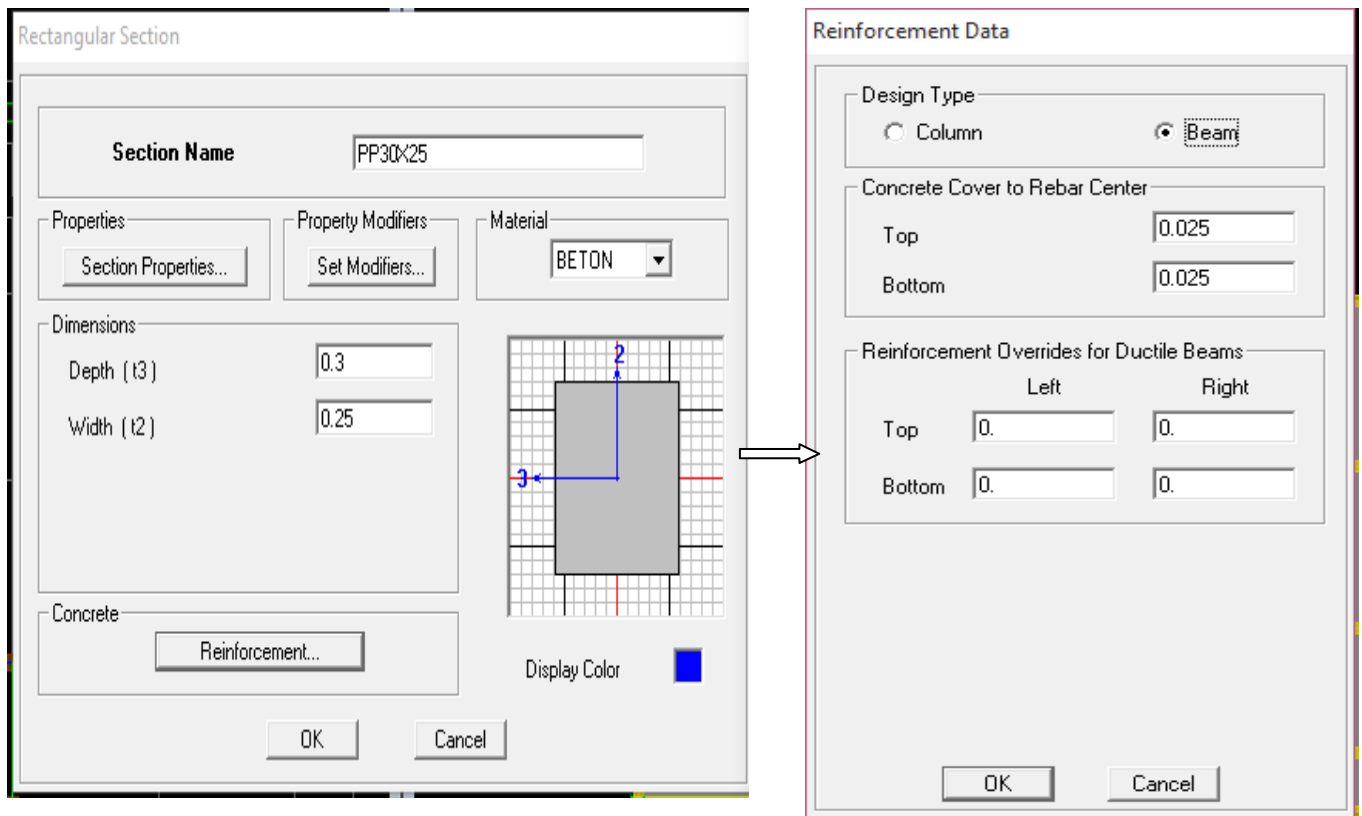
#### **Define puis Frame sections.**

Nous sélectionnons tous les coffrages donnés par défaut dans la colonne puis, nous cliquons sur **Delete Property**.

Ensuite nous cliquons sur : **Add I / Wide Flange Add rectangular.**

Dans la fenêtre qui s'affiche nous introduisons les dimensions de l'élément

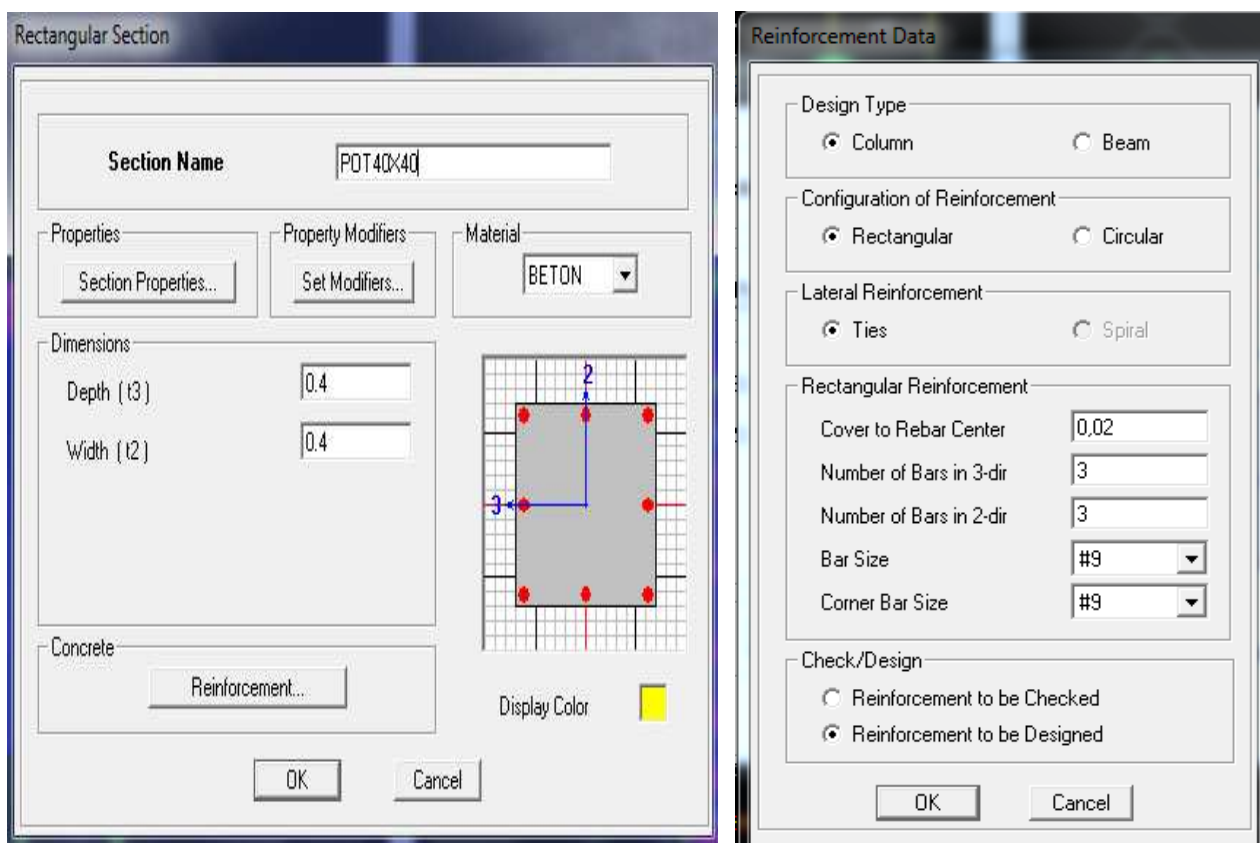




-Puis sur : **Reinforcement**  $\Rightarrow$  **Beam**.

-Nous validons avec **OK**

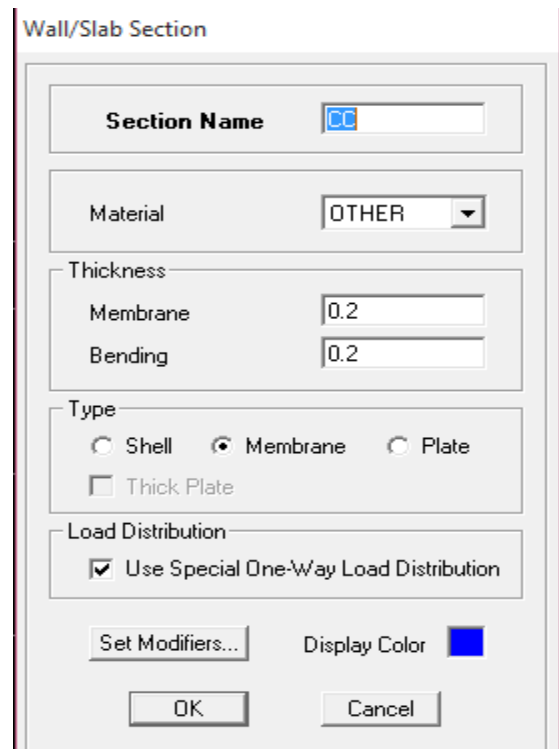
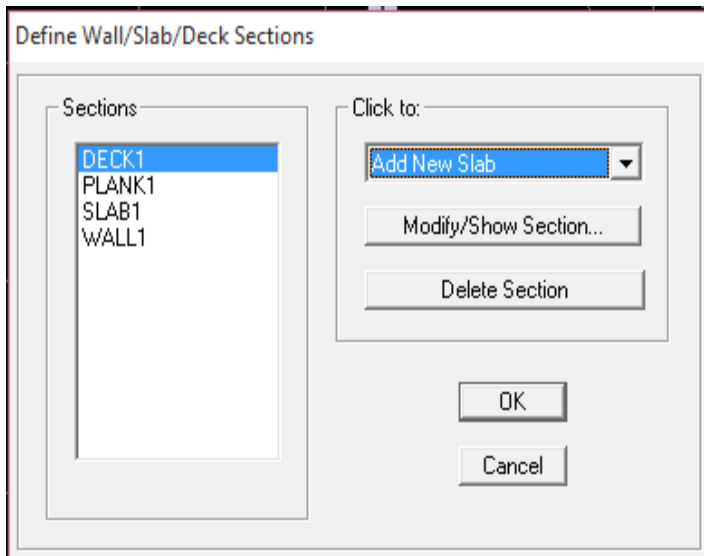
La procédure est la même pour les poteaux, nous devons seulement modifier le paramètre **Beam** et faire la sélection sur **Column**.



-Après avoir fini de modéliser les éléments barres (poutres, poteaux), nous allons passer aux éléments surfaciques (Planchers ; voiles et dalle pleine).

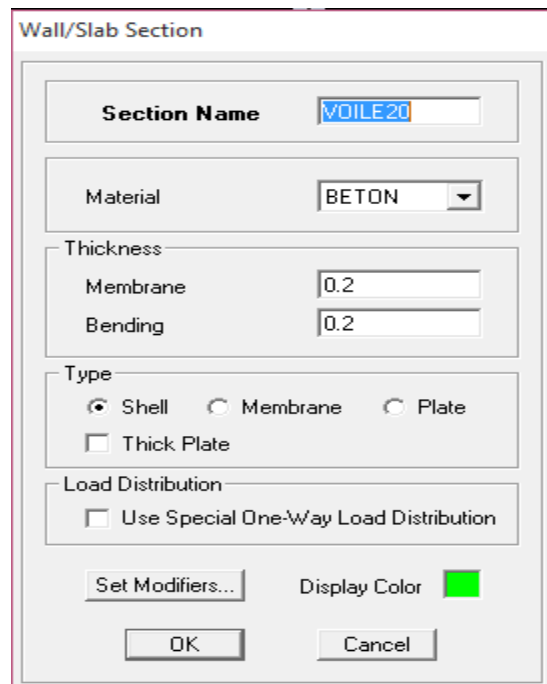
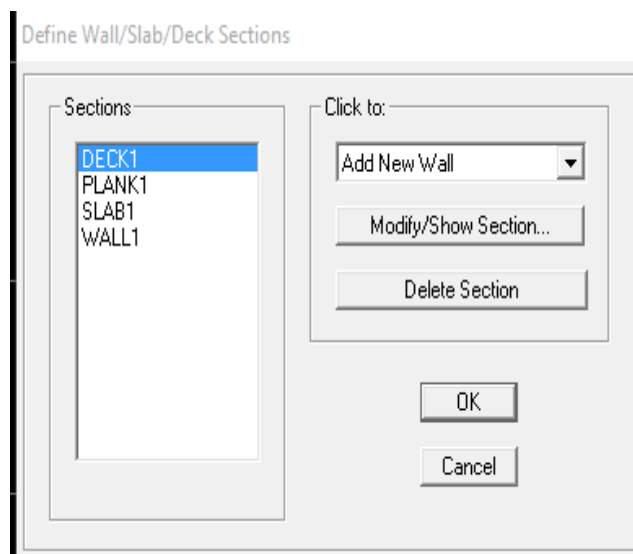
### Plancher

**Define** et **wall/slab**, on clique sur **Add new slab** et on spécifie le nom **CC** (plancher en corps creux) et l'épaisseur.



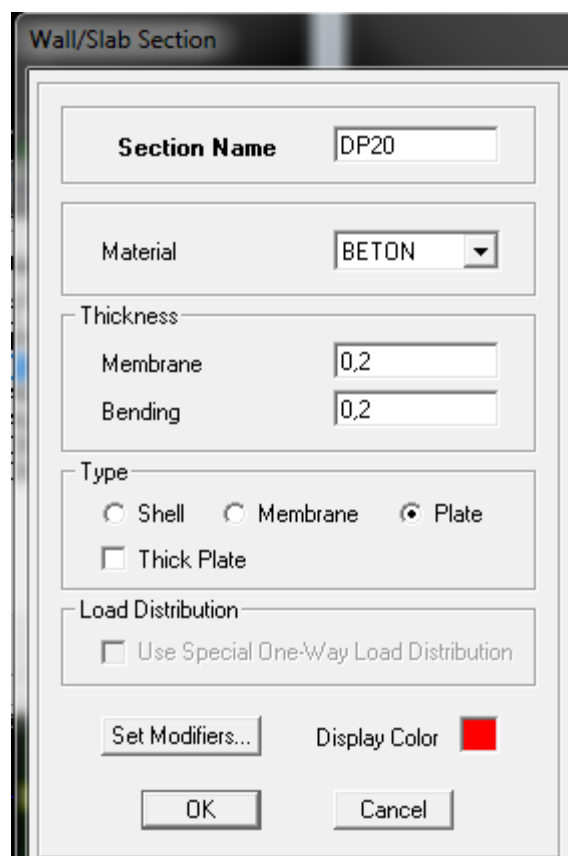
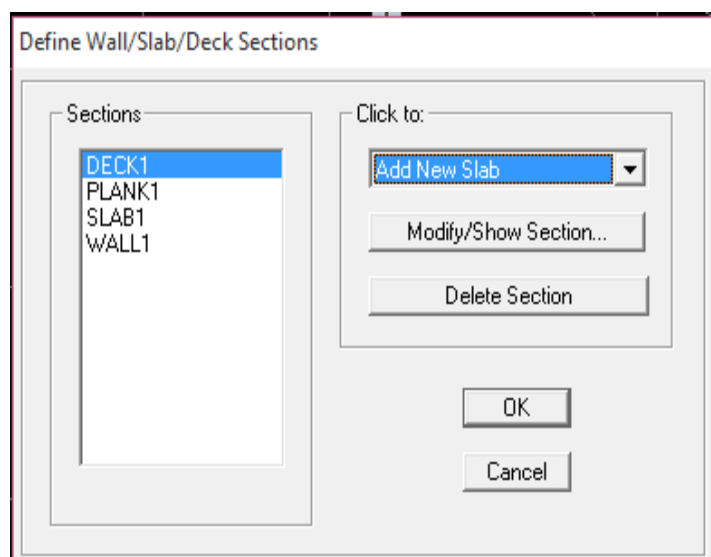
### Voiles

**Define** et **wall/slab**, on clique sur **Add new wall** et on spécifie le nom et l'épaisseur.



### Dalle pleine

**Define** et **wall/slab**, on clique sur **Add new slab** et on spécifie le nom et l'épaisseur.



### ➤ Quatrième étape

Avant de charger la structure il faut d'abord définir les charges appliquées à la structure modélisée

#### 1) Charges statiques (G et Q)

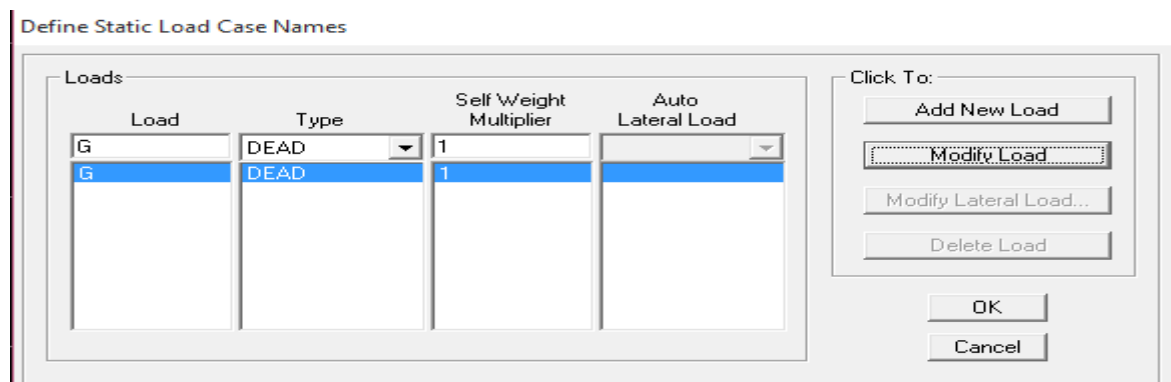
La structure est soumise à des charges permanentes (G), et à des charges d'exploitation (Q), pour les définir on clique sur **Define Load Cases**.

##### Charges permanentes

**Load Name** (Nom de la charge): **G**

**Type** : **DEAD** (permanente)

**Self weight multiplier** (Coefficient interne poids propre) : **1**



Load	Type	Self Weight Multiplier	Auto Lateral Load
G	DEAD	1	

Click To:

Add New Load

Modify Load

Modify Lateral Load...

Delete Load

OK

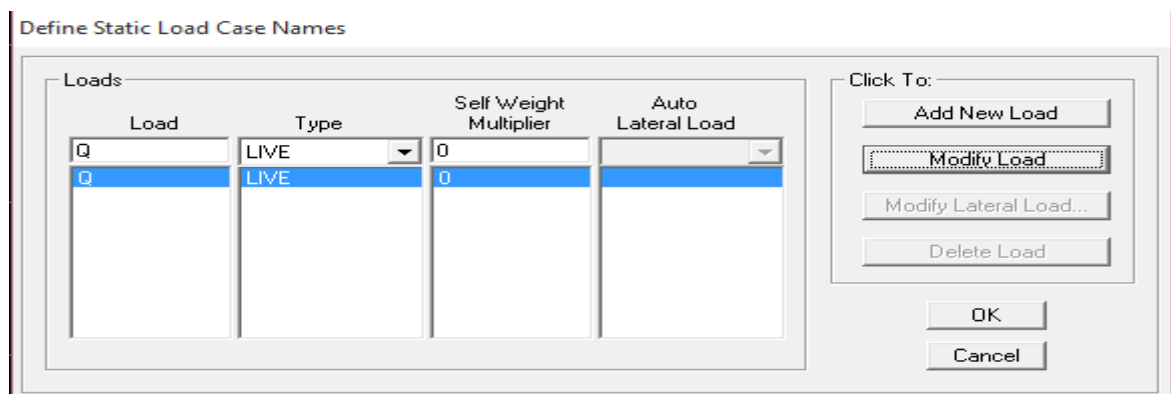
Cancel

##### Charges d'exploitation

**Load Name** (Nom de la charge): **Q**

**Type** : **LIVE** (exploitation)

**Self weight multiplier** (Coefficient interne poids propre) : **0**



Load	Type	Self Weight Multiplier	Auto Lateral Load
Q	LIVE	0	

Click To:

Add New Load

Modify Load

Modify Lateral Load...

Delete Load

OK

Cancel



## 2) Charge dynamique (E)

Pour le calcul dynamique de la structure on introduira un spectre de réponse conçu par le **CGS**.

Ce spectre est une courbe de réponse maximale d'accélération (**Sa/g**) pour un système à un degré de liberté soumis à une excitation donnée pour des valeurs successives de périodes propres **T**.

### - Données à introduire dans le logiciel :

**Zone** : IIa (Zone à sismicité moyenne, voir Annexe 1 du RPA 2003)

**Groupe d'usage** : 2 (bâtiments courants, voir chapitre 3.2 du RPA 2003)

**Coeff comportement** : R=3.5

**Remplissage** : Dense (Cloisons en maçonnerie)

**Site** : S3 (relevé du rapport de sol)

**Facteur de qualité (Q):**

$$Q=1.00$$



-On ouvre le logiciel en cliquant sur l'icône

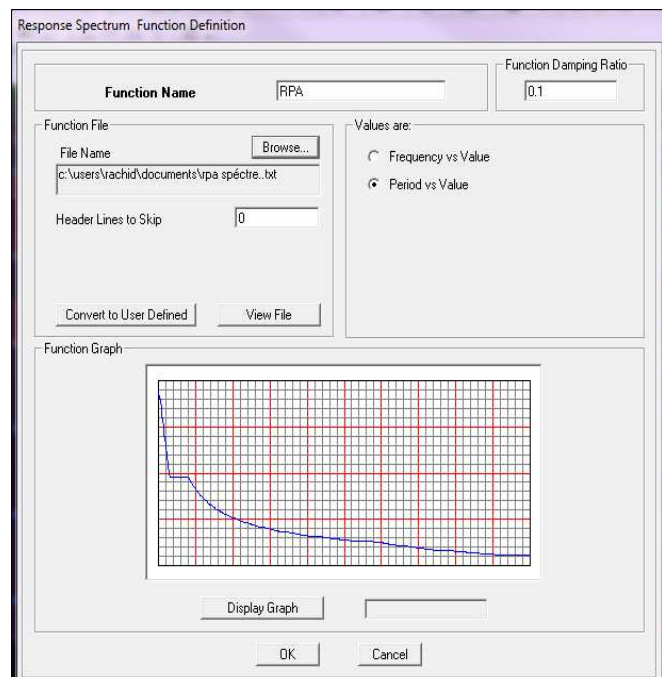
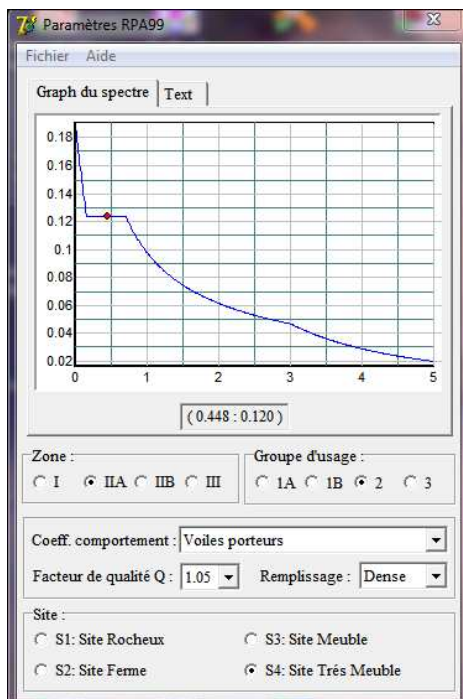
Après avoir introduit les données dans leurs cases respectives, on clique sur l'onglet enregistré.

Pour injecter le spectre dans le logiciel **ETABS** on clique sur :

**Define Response**  $\Rightarrow$  **Spectrum function**  $\Rightarrow$  **Spectrum from file**

**Function Name** (nom du spectre) : **RPA**.

On clique sur **OK** pour valider..



- Le spectre étant introduit, nous allons passer à la prochaine étape qui consiste en la définition du chargement **EX et EY** (séisme), pour cela on clique sur

**Define**  $\Rightarrow$  **Reponses spectrum cases**  $\Rightarrow$  **Add New Spectrum.**

**Response Spectrum Case Data**

**Spectrum Case Name** EX

**Structural and Function Damping**  
Damping 0,085

**Modal Combination**  
☒ CQC ☐ SRSS ☐ ABS ☐ GMC  
 f1  f2

**Directional Combination**  
☒ SRSS ☐ ABS ☐ Orthogonal SF   
☐ Modified SRSS (Chinese)

**Input Response Spectra**

Direction	Function	Scale Factor
U1	RPA	10,
U2		
UZ		

Excitation angle 0,

**Eccentricity**  
 Ecc. Ratio (All Diaph.) 0,05  
 Override Diaph. Eccen.

**Response Spectrum Case Data**

**Spectrum Case Name** EY

**Structural and Function Damping**  
Damping 0,085

**Modal Combination**  
☒ CQC ☐ SRSS ☐ ABS ☐ GMC  
 f1  f2

**Directional Combination**  
☒ SRSS ☐ ABS ☐ Orthogonal SF   
☐ Modified SRSS (Chinese)

**Input Response Spectra**

Direction	Function	Scale Factor
U1		
U2	RPA	10,
UZ		

Excitation angle 0,

**Eccentricity**  
 Ecc. Ratio (All Diaph.) 0,05  
 Override Diaph. Eccen.

Dans la partie **Input response spectra**, nous allons Introduire le spectre à prendre en compte dans les deux directions principales (**U1 et U2**).

### ➤ Cinquième étape : Chargement des éléments

L'affectation des charges se fait par trois méthodes soit on charge les planchers ou bien les poutrelles ou bien les portiques (poutres et poteaux).

L'ETABS nous permet de spécifier les charges surfaciques sur les éléments bidimensionnels. Les charges sont uniformément réparties par  $m^2$  selon les axes locaux ou globaux. Dans notre cas, ces charges surfaciques sont introduites pour les planchers en corps creux.

#### Charger les planchers et les poutres secondaires :

Pour affectation des charges :

On sélectionne les planchers définis en corps creux (**méthode de bardage**) on clique sur

**Assing**  $\implies$  **shell area load**  $\implies$  **uniform surface load**

Quand aux poutres secondaires on les sélectionne et on clique sur l'icône ou bien

**Aissing**  $\implies$  **Frame line /load**  $\implies$  **distribution**  $\implies$  **uniform load**



Dans la case Load Case Name on spécifie le type de chargement (G ou Q), ensuite le chargement linéaire est introduit dans la case Load.

	1	2	3	4
Distance	0.	0.25	0.75	1.
Load	0.	0.	0.	0.

➤ **Sixième étape : Introduction des combinaisons d'actions**

Les combinaisons d'actions à considérer pour la détermination des sollicitations et déformations sont

✚ **Combinaisons aux états limites**

**ELU** :  $1.35G + 1.5Q$

**ELS** :  $G + Q$


**Poids** :  $G + 0.2Q$

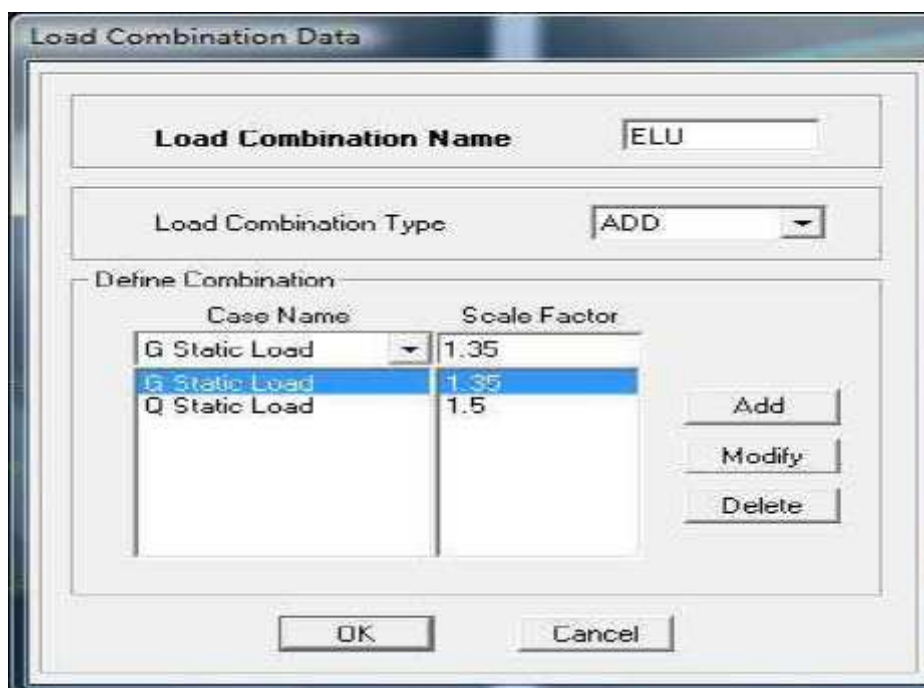
✚ **Combinaisons accidentelles du RPA**

**GQE** :  $G + Q \pm E$ .

**08GE** :  $0.8G \pm E$ .

Pour introduire les combinaisons dans le logiciel on clique sur :

**Define** → **load Combinations** ou bien  → **Add New Combo**






On reprend les mêmes opérations pour introduire les autres combinaisons d'actions.

### ➤ Septième étape

Cette étape consiste à spécifier les conditions aux limites (appuis, diaphragmes) pour la structure modélisée.

#### Appuis

On a admis que les poteaux sont encastrés au sol de fondation. Pour modéliser cet encastrement on sélectionne tous les nœuds d'appuis de la base puis on clique sur :

**Assign**  **Joint/ point** ou bien   **Restraints**




#### Mass-Source

La masse source est la masse revenant à chaque plancher ; dont la valeur est égale à

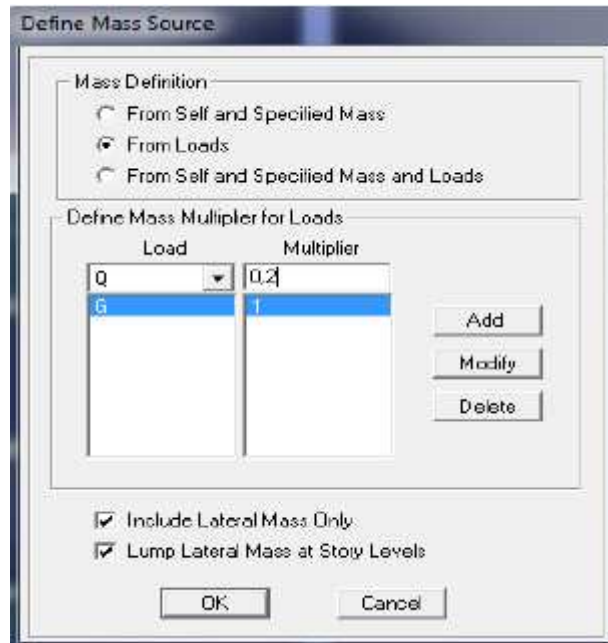
$W_{\text{plancher}} = G_{\text{plancher}} + \beta Q_{\text{plancher}}$

$\beta$  : Coefficient de pondération, d'après le RPA  $\rightarrow \beta=0.2$

L'instruction à suivre :

**Define**  **masse source** ou bien on clique sur cette icône





### Diaphragmes

Les planchers sont modélisés comme infiniment rigides, on doit relier tous les nœuds d'un même plancher à leurs nœuds maîtres de telle sorte qu'ils puissent former un **diaphragme**, ceci a pour effet de réduire le nombre d'équations à résoudre par le logiciel.

On sélectionne tout le premier plancher puis on clique sur :

Assign  $\implies$  Joint/ point  $\implies$  Diaphragm ou bien   $\implies$  Add New Diaphragm.

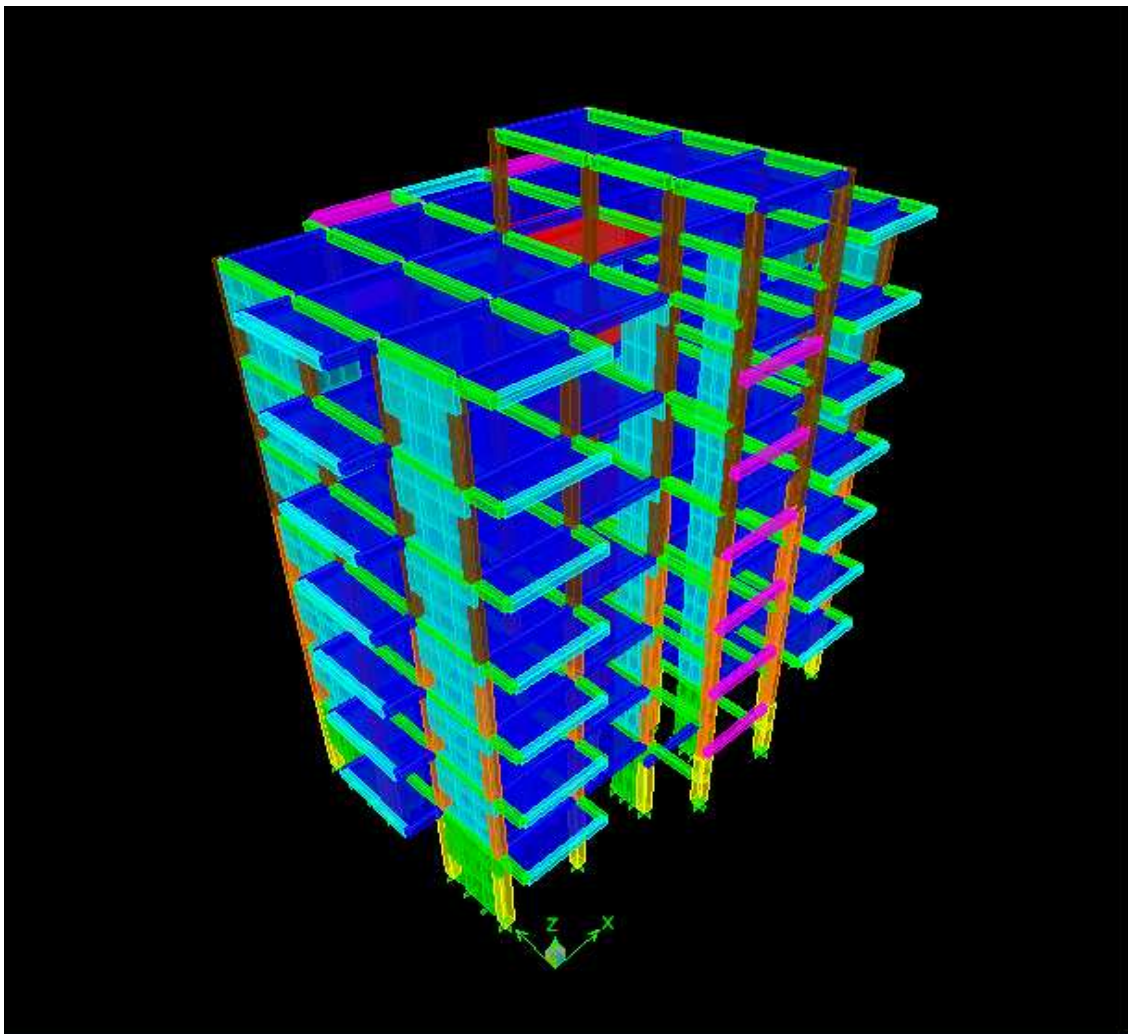


Après avoir introduit le nom du diaphragme dans la case **Diaphragm** on clique sur **OK** pour valider. On refait la même opération pour tous les autres planchers. Dans notre structure, nous avons Sept planchers ce qui nous donne Sept diaphragmes.

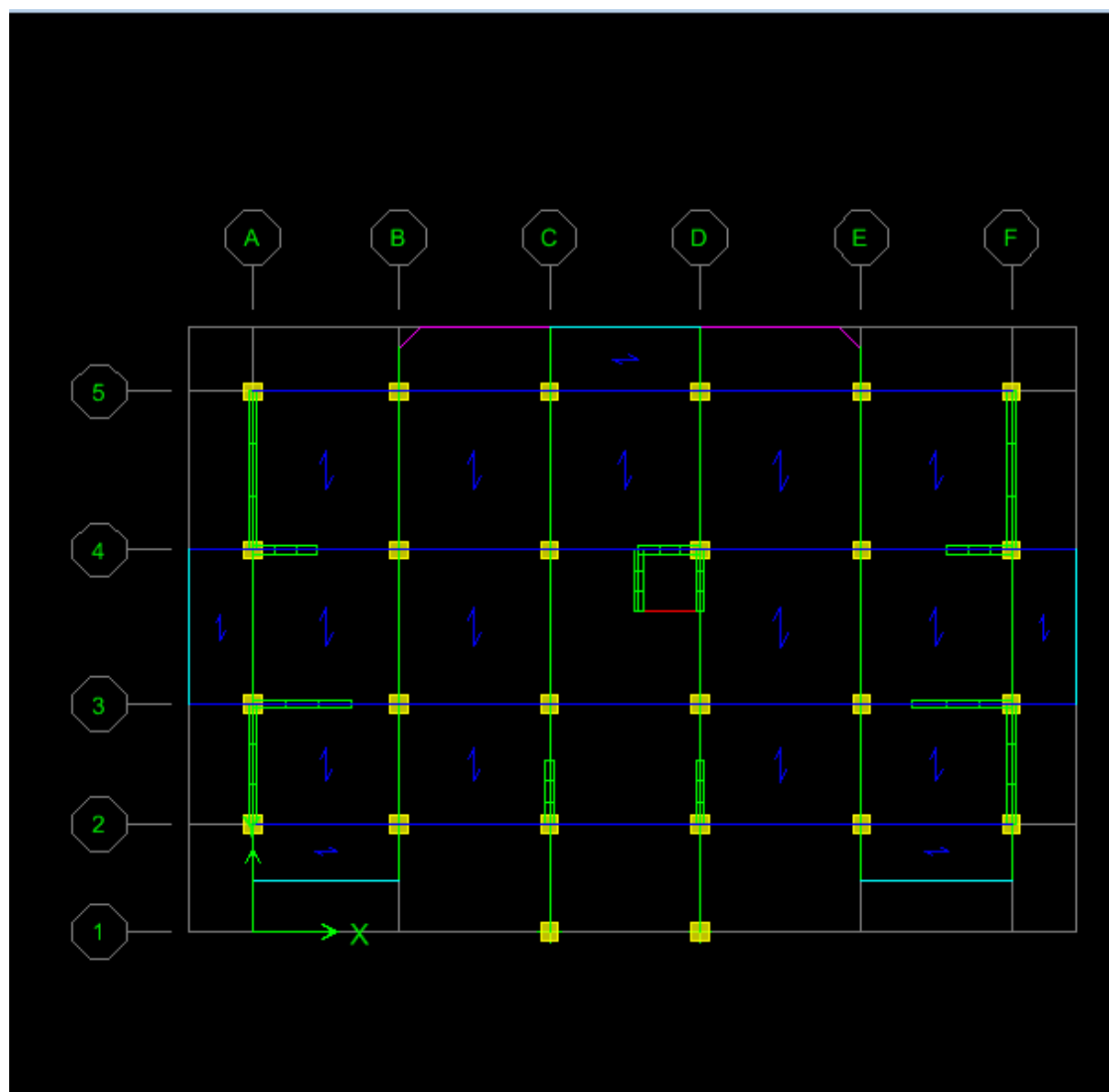
➤ **Huitième étape : Analyse et visualisation des résultats**

Pour lancer l'analyse de la structure, on se positionne sur l'onglet **Analyze** et on sélectionne **Run Analysis**

**Vue en 3D de la structure.**



## Vue en plan de la structure





***Chapitre VI***  
***Vérification des exigences***  
***à l'RPA***

## VI. Vérification des résultats du logiciel selon le RPA (2003)

Avant de passer au ferrailage de la structure le règlement parasismique algérien exige de faire les vérifications suivantes :

- Pourcentage de masse participante.
- Estimation de la période fondamentale.
- Vérification de l'excentricité.
- Vérification de l'effort tranchant à la base.
- Vérification de l'effort normal réduit.
- Vérification des déplacements inter étages.
- Vérification des effets du second ordre (l'effet P- $\Delta$ ).

### VI.1. Pourcentage de masse participante

Le nombre de modes de vibration à retenir dans chaque direction d'excitation est tel que la somme des masses effectuées soit égale à 90% au moins de la masse totale.

Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX
1	0,633373	69,7824	0,0008	0,0000	69,7824	0,0008	0,0000	0,0014
2	0,438015	0,0012	67,3257	0,0000	69,7836	67,3266	0,0000	97,2076
3	0,389644	0,0983	0,0232	0,0000	69,8819	67,3498	0,0000	0,0300
4	0,193986	6,4773	0,0000	0,0000	76,3592	67,3498	0,0000	0,0001
5	0,162953	0,0010	2,5422	0,0000	76,3603	69,8919	0,0000	0,4285
6	0,158729	0,0462	0,0430	0,0000	76,4064	69,9349	0,0000	0,0064
7	0,143597	12,8487	0,0002	0,0000	89,2551	69,9351	0,0000	0,0000
8	0,089322	0,0006	19,4305	0,0000	89,2557	89,3657	0,0000	1,9572
9	0,080022	0,0060	0,0001	0,0000	89,2617	89,3657	0,0000	0,0000
10	0,067296	6,3296	0,0001	0,0000	95,5913	89,3659	0,0000	0,0000
11	0,040386	2,7657	0,0035	0,0000	98,3570	89,3694	0,0000	0,0001
12	0,039377	0,0025	6,7074	0,0000	98,3595	96,0768	0,0000	0,2946

Comme on peut le constater dans le tableau ci-dessus dans notre cas le pourcentage de la masse participante est atteinte au **10 ème** mode dans le sens X-X et au **12ème** dans le sens Y-Y.

**VI.2.Vérification de la période RPA99 version2003 (Art 4.2.4).**

La valeur de la période empirique peut être calculée comme suit :

$$T = CT \cdot hN^{3/4} \dots\dots\dots \text{RPA99 version2003 (Formule 4.6).}$$

Avec :

**hN**: Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).

**CT** : Coefficient en fonction du système de contreventement et du type de remplissage.

**RPA99 version2003 (Tableau 4.6).**

Cas N°	Système de contreventement	$C_T$
1	Portiques auto stables en béton armé sans remplissage en maçonneries	0,075
2	Portiques auto stables en acier sans remplissage en maçonnerie	0,085
3	Portiques auto stables en béton armé ou en acier avec remplissage en maçonneries	0,05
4	Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en B.A	0,05

**Tableaux VI.1: Valeurs du coefficient  $C_T$ .**

$$T_{\text{emp}} = 0.05 \times 25.5^{0.75} = 0.567 \text{ s.}$$

La valeur de T calculée à partir des méthodes numériques ne doit pas dépasser celle estimée à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30 %.

$$\text{Autrement dit : } T_{\text{LOG}} < T_{\text{RPA}}$$

Après majoration de la période empirique de 30 % on aura :

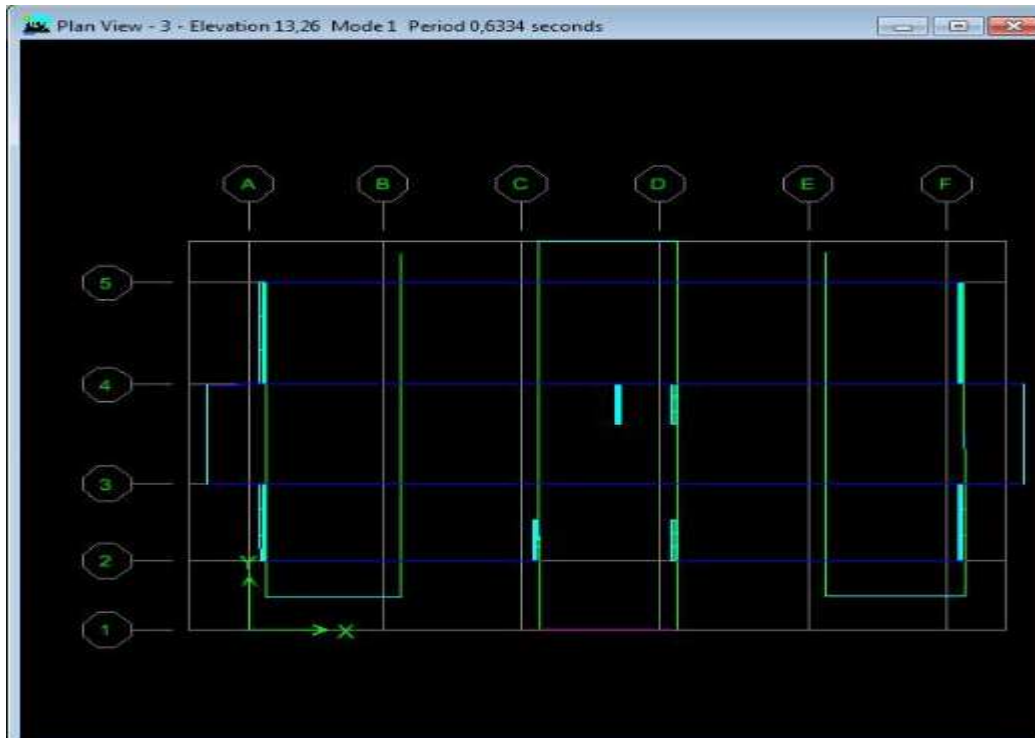
$$T_{\text{RPA}} = 0.567 \times 1.3 = 0.737 \text{ s.}$$

Du logicielle ETABS on tire  $T_{\text{LOG}}$  :  $T_{\text{LOG}} = 0.633 \text{ s.}$

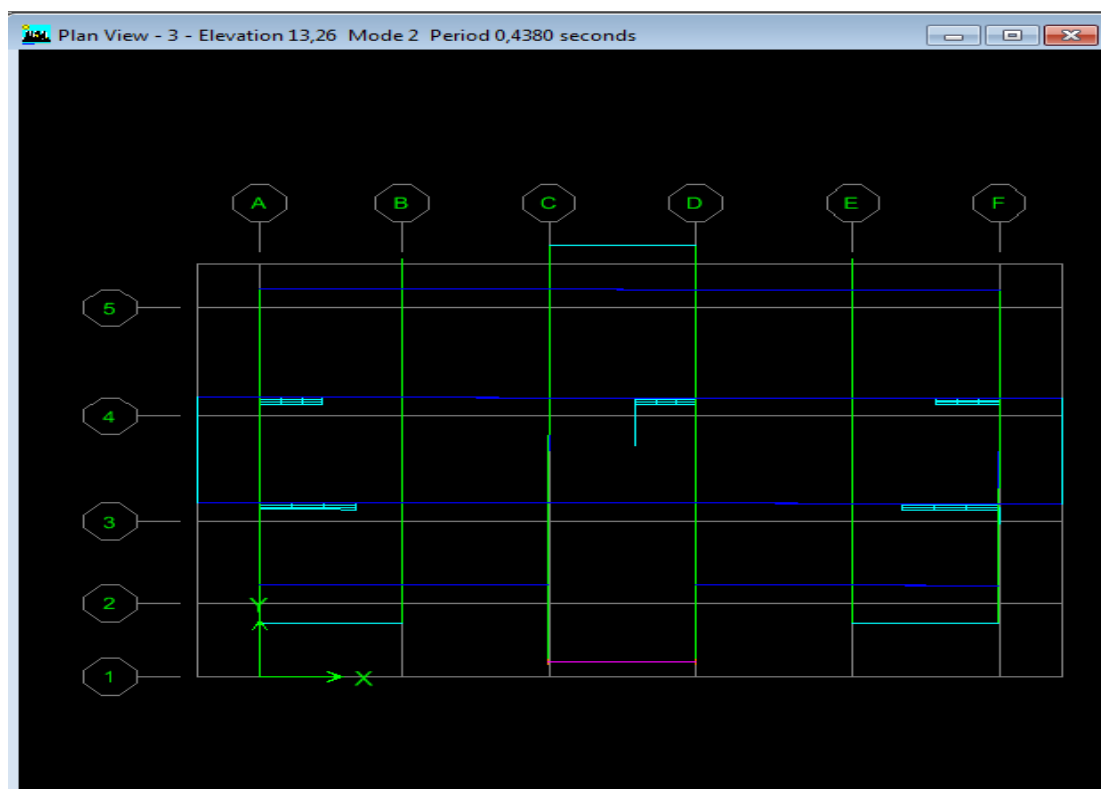
- Comparaison des résultats**

$$T_{\text{RPA}} = 0.737 \text{ s} > T_{\text{LOG}} = 0.633 \text{ s} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

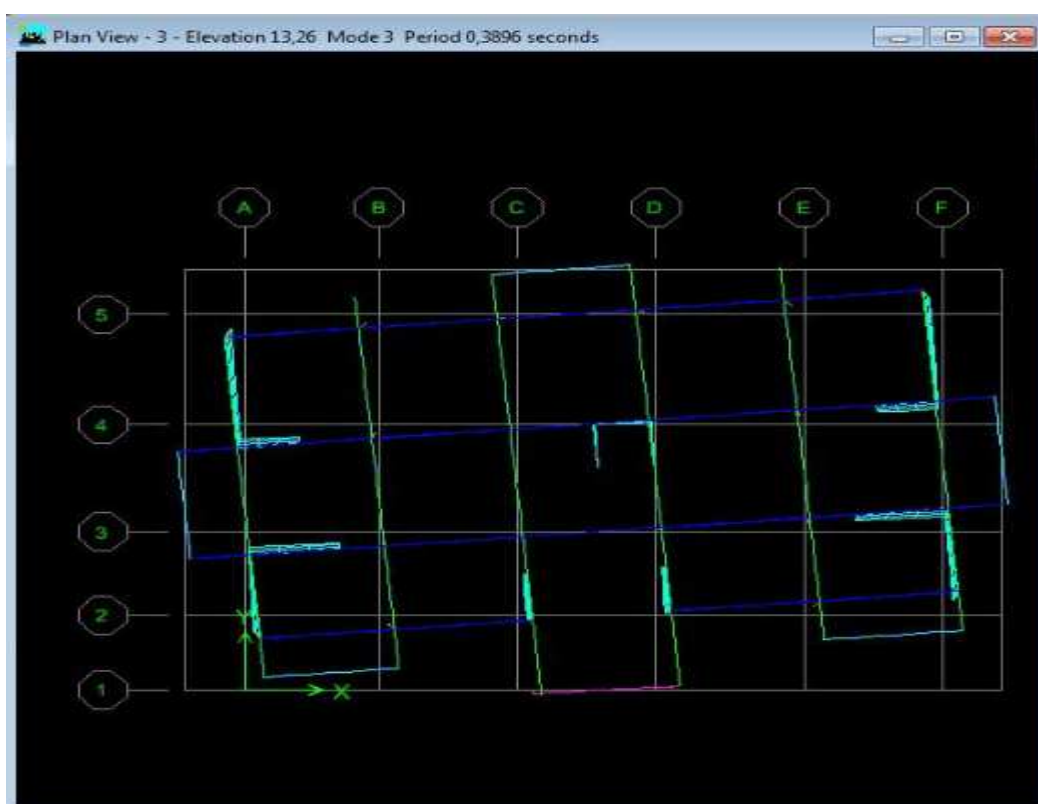
*1<sup>er</sup> mode de vibration*  
 $T = 0.6334s$  (Translation suivant OX).



*2<sup>er</sup> mode de vibration*  
 $T = 0,4380s$  (Translation suivant OY).



*3<sup>er</sup> mode de vibration*  
 $T = 0,3896 \text{ s}$  (Rotation suivant  $Oz$ ).



**VI.3.Vérification de l'effort tranchant à la base RPA99 version2003 (Art 4.3.6).**

La résultante des forces sismiques à la base obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente autrement dit  $V_{dyn} \geq 0.8 \times V_{stat}$

Avec :

$$V_{stat} = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W \quad \text{RPA99 version2003 (Art 4.2.3).}$$

**A** : coefficient d'accélération de zone.

**D** : facteur d'amplification dynamique.

**R** : coefficient de comportement global de la structure.

**Q** : facteur de qualité.

**W** : poids total de la structure.

**Calcul du coefficient d'accélération de zone**

**Tableau VI.4 : Coefficient d'accélération de zone "A".**

Groupe	Zone			
	I	IIa	IIb	III
1A	0.15	0.25	0.30	0.40
2B	0.12	0.20	0.25	0.30
2	0.10	<b>0.15</b>	0.20	0.25
3	0.07	0.10	0.14	0.18

**A = 0.15** (la zone IIa et Groupe d'usage 2).

On doit calculer le facteur d'amplification dynamique (**D**), et pour cela il faut d'abord calculer la période fondamentale qui correspond à la plus petite des valeurs obtenue par les formules 4-6 et 4-7(article 4.24 du RPA99version2003).

$$T_{emp} = \min \left\{ C_T h_n^{2/3} ; \frac{0.09 \times h_n}{\sqrt{D}} \right\}$$

D : est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

$$D_x = 25.5m \quad ; \quad D_y = 14.3m$$

**Sens x-x**

$$\left\{ \begin{array}{l} T_{\text{emp X-X}} = \min \left\{ C_T h_n^{2/3} ; \frac{0.09 \times h_n}{\sqrt{Dx}} \right\} \\ T_{\text{emp X-X}} = \min (0.567; 0.505) = \mathbf{0.505 \text{ s.}} \end{array} \right.$$

**Sens y-y**

$$\left\{ \begin{array}{l} T_{\text{emp X-X}} = \min \left\{ C_T h_n^{2/3} ; \frac{0.09 \times h_n}{\sqrt{Dy}} \right\} \\ T_{\text{emp X-X}} = \min (0.567; 0.606) = \mathbf{0.567 \text{ s.}} \end{array} \right.$$

**L'article 4.24 du RPA99version2003 postule que :**

« Les valeurs de T, calculées à partir des formules de Rayleigh ou des méthodes numériques ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30% ».

Pour mieux interpréter cet article, la période choisie pour le calcul du facteur D est déterminé suivant le tableau suivant :

Condition sur T	Période choisie
T analytique < T empirique	T = T empirique
T empirique < T analytique < 1,3T empirique	T = T analytique
1,3T empirique < T analytique	T = 1,3T empirique

**Sens x-x**

$$T_{\text{emp}} = 0.505 \text{ s} < T_{\text{analytique}} = 0.633 \text{ s} < 1.3 T_{\text{emp}} = 0.656 \text{ s} \implies \mathbf{T = T_{analytique} = 0.633 \text{ s}}$$

**Sens y-y**

$$T_{\text{emp}} = 0.567 \text{ s} < T_{\text{analytique}} = 0.633 \text{ s} < 1.3 T_{\text{emp}} = 0.737 \text{ s} \implies \mathbf{T = T_{analytique} = 0.633 \text{ s}}$$

Calcul du facteur d'amplification dynamique moyen (D) qui est fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement ( $\eta$ ) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5 \times \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \times (T_2/T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3 \text{ s} \\ 2.5 \times (T_2/3)^{2/3} (3/T)^{5/3} & T \geq 3 \text{ s} \end{cases} \quad \text{RPA99 version2003 (Art 4.2.3).}$$

**T1 et T2** : Périodes caractéristiques, associées à la catégorie du site données par le tableau suivant

**Tableau VI.5 : Périodes caractéristiques.**

Site	S1	S2	S3	S4
<b>T1</b>	0.15	0.15	<b>0.15</b>	0.15
<b>T2</b>	0.30	0.40	<b>0.50</b>	0.70

$$T1 = 0.15 \text{ s} \quad ; \quad T2 = 0.50 \text{ s}$$

$\eta$  : facteur de correction d'amortissement, donné par la relation suivante

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \quad (\text{formule 4.3})$$

Avec :  $\xi = 7\%$  (cas le plus défavorable).

$$\eta = 1.84$$

Nous avons :  $T2 = 0.50 \text{ s} \leq T = 0.633 \text{ s} \leq 3 \text{ s}$

$$\text{Donc : } D = 2.5 \times \eta \left(\frac{T2}{T}\right)^{2/3} \Rightarrow D = 1.63$$

#### Calcul du poids total de la structure

Le poids total de la structure est tiré du logiciel

$$W = 13501.93 \text{ (KN)}$$

Les valeurs des autres paramètres sont déterminées précédemment.

**Tableau VI.6 : Tableau récapitulatif des différents paramètres.**

	A	D	R	Q	W(KN)
Valeurs	<b>0.15</b>	<b>1.63</b>	<b>3.5</b>	<b>1</b>	<b>13501.93</b>

On aura donc

$$V_{\text{stat}} = 943.20 \text{ KN}$$

$$0.8 \times V_{\text{stat}} = 754.56 \text{ KN}$$

Les résultats des efforts tranchant à la base sont donnés par **ETABS** comme suit

- Effort tranchant donné par la Méthode Modale Spectrale

**Display** → **Show tables** → **building Output** → **Story Shears** → **Select Cases/combo** → **Ex et Ey.**

	V Dynamique(KN)	V Statique(KN)	0.8% V stat	0.8 V stat < V dyn
Sens X-X	<b>818.75</b>	<b>943.20</b>	<b>754.56</b>	<b>C.V</b>
Sens y-y	<b>1073.09</b>	<b>943.20</b>	<b>754.56</b>	<b>C.V</b>



**VI.4. Vérification de l'effort normal réduit****RPA99 version2003 (Art 7.4.3.1).**

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante

$$v = \frac{N_d}{B_c f_{c28}} \leq 0.3$$

Où :  $N_d$  : l'effort normal maximal.

$B_c$  : section du poteau.

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

Les résultats sont donnés par le tableau suivant

**Tableau VI.7 : vérification de l'effort normal.**

zone	Section	N (KN)	v	Observation
zone1	40x40	836.18	0.209	$\leq 0.3$ C.V
zone 2	35x35	682.08	0.222	$\leq 0.3$ C.V
zone 3	30x30	281.91	0.125	$\leq 0.3$ C.V

- Commentaire**

Toutes les conditions sont satisfaites donc on garde les mêmes sections des poteaux (pas d'augmentation des sections).

**VI.5. Vérification du déplacement inter-étages****RPA99 version2003 (Art 4.4.3).**

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage.

Le déplacement relatif au niveau "K" par rapport au niveau "K-1" est égal à :

$$\Delta_K = \delta_K - \delta_{K-1}$$

**RPA99 version2003 (Art 4.4.3)**

Avec :  $\delta_K = R \times \delta_{eK}$

$\delta_{eK}$  : Déplacement dû aux forces sismiques.

$R$  : Coefficient de comportement ( $R = 3.5$ ).

Les valeurs de  $\delta_{eK}$  seront tirées du logiciel ETABS.

Tableau VI.8 : Vérification des déplacements inter étages.

Niveaux	Sens x-x					Sens y-y				
	$\delta_{ek}[m]$	R	$\delta_k[m]$	$\Delta_k[m]$	$\bar{\Delta}_k[m]$	$\delta_{ek}[m]$	R	$\delta_k[m]$	$\Delta_k[m]$	$\bar{\Delta}_k[m]$
TERRASSE	0,0178	3.5	0,0623	0,0102	0.0306	0.0104	3.5	0.0364	0.0070	0.0306
Niv 6	0,0149	3.5	0,0521	0,0084	0.0306	0.0084	3.5	0.0294	0.0056	0.0306
Niv 5	0,0125	3.5	0,0437	0,0091	0.0306	0.0068	3.5	0.0238	0.0053	0.0306
Niv 4	0,0099	3.5	0,0346	0,0091	0.0306	0.0053	3.5	0.0185	0.0052	0.0306
Niv 3	0,0073	3.5	0,0255	0,0087	0.0306	0.0038	3.5	0.0133	0.0049	0.0306
Niv 2	0,0048	3.5	0,0168	0,0077	0.0306	0.0024	3.5	0.0084	0.0039	0.0306
Niv 1	0,0026	3.5	0,0091	0,0060	0.0306	0.0013	3.5	0.0045	0.0028	0.0306
RDC	0,0009	3.5	0,0031	0,0031	0.0408	0.0005	3.5	0.0017	0.0017	0.0408

VI.6. Vérification de l'effet  $P\Delta$ 

RPA90 version 2003 (Art 5.9).

D'après le RPA l'effet  $P\Delta$  peut être négligé, si à tous les niveaux  $\theta = \frac{P_K \times \Delta_K}{V_K \times h_K} \leq 0.10$

$P_k$  : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau "k"

$$\sum_{i=K}^n (W_{Gi} + 0.2W_{Qi})$$

$V_k$  : Effort tranchant d'étage au niveau "k"  $\Rightarrow V_k = \sum_{i=K}^n F_i$

$\Delta_k$  : Déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1".

$h_k$  : Hauteur de l'étage "k".

- L'effet  $P\Delta$  représente la stabilité d'ensemble c'est-à-dire la capacité d'une structure à conserver sa géométrie et sa position sous l'action des charges.

Tableau VI.9 : Vérification de l'effet  $P\Delta$ .

Niveaux	P[KN]	Sens x-x				Sens y-y			
		$\Delta_k[m]$	$V_k \cdot h_k$	$P_k \cdot \Delta_k$	$\theta_x$	$\Delta_k[m]$	$V_k \cdot h_k$	$P_k \cdot \Delta_k$	$\theta_y$
TERRASSE	342,89	0,0102	244,555	3,497	0,0143	0,0070	237,884	2,400	0,0100
Niv 6	2306,31	0,0084	1038,655	19,373	0,0186	0,0056	1241,380	12,915	0,0104
Niv 5	4100,90	0,0091	1684,224	37,318	0,0221	0,0053	1993,100	21,734	0,0109
Niv 4	5897,66	0,0091	2191,602	53,668	0,0244	0,0052	2534,995	30,667	0,0121
Niv 3	7756,89	0,0087	2584,782	67,484	0,0261	0,0049	2963,732	38,008	0,0128
Niv 2	9616,12	0,0077	2875,298	74,044	0,0257	0,0039	3291,397	37,502	0,0114
Niv 1	11477,85	0,0060	3069,210	68,867	0,0224	0,0028	3535,462	32,137	0,0091
RDC	13501,93	0,0031	3340,500	41,855	0,0125	0,0017	4378,207	22,953	0,0052

On constate que  $\theta_{KX}$  et  $\theta_{KY}$  sont inférieurs à **0.10**

Donc : l'effet **P-Delta** peut être négligé pour le cas de notre structure.

### Conclusion

D'après les résultats obtenus on déduit que :

- \*L'effort tranchant à la base est vérifié.
- \*Les déplacements latéraux inters étage sont vérifiés.
- \*L'excentricité est vérifiée.
- \*L'effet P-Delta est vérifié.
- \*Effort normal à la base est vérifiée.

-Les conditions exigées par le règlement parasismique algérien sont toutes vérifiées donc nous allons passer au ferrailage des éléments structuraux.

***Chapitre VII***  
***Ferraillage des éléments  
structuraux***

## VII-1.Ferrailage des poteaux

### VII.1.1. INTRODUCTION

Les poteaux sont calculés à l'état limite ultime et au séisme, selon la combinaison la plus défavorable puis vérifiés à L'ELS en flexion composée, le calcul est effectué en considérant les efforts et moments fléchissants suivants :

- Effort normal maximal ( $N_{\max}$ ) et moment correspondant ( $M_{\text{correspondant}}$ ).
- Effort normal minimal ( $N_{\min}$ ) et le moment correspondant ( $M_{\text{correspondant}}$ ).
- Moment fléchissant maximal ( $M_{\max}$ ) et l'effort normal correspondant ( $N_{\text{correspondant}}$ ).

Situation	Béton			Acier		
	$\gamma_b$	$f_{c28}$ (MPa)	$f_{bu}$ (MPa)	$\gamma_s$	Fe (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)
Durable	1.5	25	14.2	1.15	400	348
Accidentelle	1.15	25	18.48	1	400	400

Tableau VII.1.1 : caractéristiques mécaniques des matériaux.

#### a) Combinaisons des charges

##### Combinaisons de charges suivant le règlement BAEL91/modifiée99

D'après le règlement **BAEL91**, le ferrailage se calcule suivant des situations, auxquelles on fait correspondre des combinaisons de charges, nous citons

- À l'ELU :  $1.35G+1.5Q$
- À l'ELS :  $G+Q$

#### b) Combinaisons des charges suivant le règlement RPA99/ Version 2003.

L'action sismique est considérée comme une action accidentelle au sens de la philosophie de calcul aux états limite. Les combinaisons d'actions à considérer pour la détermination des sollicitations de calcul sont :

$$\left\{ \begin{array}{l} G + Q + E \\ 0.8G \pm E \end{array} \right.$$

### VII.1.2. Recommandation du RPA 99/Version 2003

#### ➤ Armatures longitudinales

D'après le RPA99/version 2003 (**Art 7.4.2**), les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets. Leur pourcentage en zone sismique **IIa** est limité à

- Le pourcentage minimal est de **0.8%** de la section du poteau.
- Le pourcentage maximal est de **3%** en zone courante et **6%** en zone de recouvrement.

Section des poteaux [cm <sup>2</sup> ]	% Minimal d'armatures $A_{min} = 0.8\% \cdot bh$ [cm <sup>2</sup> ]	% maximal d'armatures	
		Zone courante $A_{max} = 3\% \cdot bh$ [cm <sup>2</sup> ]	Zone de recouvrement $A_{max} = 6\% \cdot bh$ [cm <sup>2</sup> ]
40×40	12.8	48	96
35×35	9.8	36.75	73.5
30×30	7.2	27	54

Tableau VII.1.2 : Sections d'acier minimales et maximales recommandées par le RPA.

### VII.1.3. Calcul de la section d'armature à l'ELU

Chaque poteau est soumis à un effort normal **N** (de compression ou de traction) et à un moment fléchissant **M**, ce qui nous conduit à étudier les cas suivants :

- ❖ Section partiellement comprimée (SPC).
- ❖ Section entièrement comprimée (SEC).
- ❖ Section entièrement tendue (SET).

#### ➤ Calcul du centre de pression

$$e = \frac{M}{N} \implies \text{Deux cas peuvent se présenter}$$

#### a) Section partiellement comprimée (S.P.C).

La section est partiellement comprimée si l'une des deux conditions suivantes est satisfaite :

- $e_u > (\frac{h}{2} - C')$
- $N_u (d - C') - M_f \leq (0.337 h - 0.81 C') \cdot b \cdot h^2 \cdot f_{bc}$

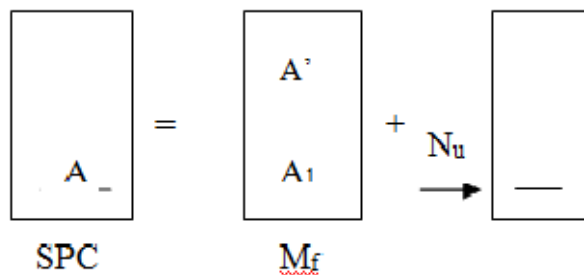


Figure VII.1.1: Section d'un poteau SPC.

Avec :

$$M_f = M + N_u \left( \frac{h}{2} - c' \right)$$

M : Moment fictif.

➤ **Détermination des armatures**

❖ **Calcul du moment fictif**

$$M_f = M + N_u \left( \frac{h}{2} - c' \right) = N \times g$$

❖ **Calcul du moment réduit**

$$\mu_f = \frac{M_f}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}}$$

Si  $\mu_f \leq \mu_l = 0.392 \implies$  SSA ( $A' = 0$ )

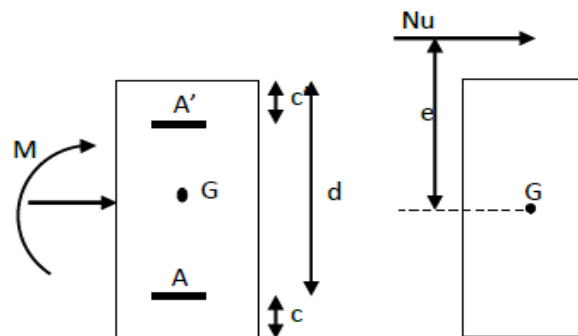


Figure VII.1.2: Les moments s'exerçant sur les poteaux.

❖ **Armatures fictives**

$$A_f = \frac{M_f}{\beta_f d \sigma_{st}}$$

❖ **Armatures réelles**

$$A = A_f \pm \frac{N}{\sigma_{st}} \quad \left\{ \begin{array}{l} (-) \text{ si } N: \text{ effort de compression.} \\ (+) \text{ si } N : \text{ effort de traction.} \end{array} \right.$$

Si  $\mu_f > \mu_l = 0.392 \implies$  SDA ( $A' \neq 0$ )

## ❖ Armatures en flexion simple

$$M_r = \mu_l \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{bc}$$

$$\Delta M = M_f - M_r$$

$$A_f = \frac{M_f}{\beta_f d \sigma_{st}} + \frac{\Delta M}{(d-c') \sigma_{st}} \quad ; \quad A'_f = \frac{\Delta M}{(d-c') \sigma_{st}}$$

Avec  $\sigma_{st} = 348 \text{ Mpa}$

$M_r$  : Moment ultime pour une section simplement armée.

La section réelle d'armature :  $A'_s = A'$  ;  $A = A_f - \frac{N}{\sigma_{st}}$

## b) Section entièrement comprimée (S.E.C)

La section est entièrement comprimée si la condition suivante est vérifiée :

- $e_u \leq (\frac{h}{2} - c')$
- $N_u(d - c') - M_f > (0.337h - 0.81c') \cdot b \cdot h^2 \cdot f_{bc}$

Deux cas peuvent se présenter :

**Si**  $(0.337h - 0.81c') \cdot b \cdot h \cdot f_{bc} < N_u(d - c') - M_f < (0.5h - c') \cdot b \cdot h \cdot f_{bc}$

Les sections d'armatures sont :

$$A_1 = \frac{N_u - \psi b h f_{bc}}{\sigma'_{st}} \quad ; \quad A_2 = 0$$

Avec

$$\psi = \frac{0.357 + \frac{N_u(d-c') - M_f}{b h^2 f_{bc}}}{0.857 - \frac{c'}{h}}$$

**Si**  $N(d - c') - M_f \geq (0.5h - c') \cdot b \cdot h \cdot f_{bc}$

Les sections d'armatures sont :

$$A_1 = \frac{M_f - (d - 0.5h) \cdot b \cdot h \cdot f_{bc}}{\sigma_{st}(d - c')}$$



$$A_2 = \frac{N_u - b h f_{bc}}{\sigma_{bc}} - A_1$$

**Remarque :** Si  $e_u = \frac{M}{N} = 0$  (excentricité nulle ; compression pure), le calcul se fera à l'état

limite de stabilité de forme et la section d'armature sera  $A = \frac{N_u - B f_{bc}}{\sigma_s}$

**Avec :**

**B :** Aire de la section du béton seul.

**$\sigma_s$ :** Contrainte de l'acier.

#### VII.1.4. Exemple de Calcul pour les poteaux 40x40 (calcul manuel).

N max= -845.05 KN

M cor= -5.858 KN.m (Effort de compression).

$$\left\{ \begin{array}{l} e_u = \frac{-5.858}{-845.05} = 0.0069 \text{ m} \\ (\frac{h}{2} - c') = (\frac{0.4}{2} - 0.03) = 0.17 \text{ m} \end{array} \right.$$

$$e_u = 0.0069 \text{ m} < (\frac{h}{2} - c') = 0.17 \text{ m}$$

##### ❖ Calcul de moment fictif à la flexion simple

$$M_f = M + N_u (\frac{h}{2} - c') = N \times g$$

$$M_f = -5.858 + (-845.05) (\frac{0.4}{2} - 0.03) = -149.489 \text{ KN.m}$$

$$(0.337h - 0.81c'). b. h^2. f_{bc} = (0.337 \times 0.4 - 0.81 \times 0.03) 0.4 \times 0.4 \times 14.2 \times 10^3 = 251.056 \text{ KN.m.}$$

$$N_u (d - c') - M_f = -845.05 (0.37 - 0.03) - (-149.489) = -137.828 \text{ KN.m.}$$

$$N_u (d - c') - M_f \leq (0.337 h - 0.81 c'). b. h^2. f_{bc} \implies \text{SPC}$$

Donc la section est partiellement comprimée :  $A_{sc} = 0 \text{ cm}^2$

##### ❖ Calcule $A_{st}$

$$\mu_f = \frac{M_f}{b. d^2 f_{bc}} = \mu_f = \frac{5.858 \times 10^6}{400 \times 370^2 \times 14.20} = 0.008$$

$$\text{Si } \mu_f = 0.008 \leq \mu_l = 0.392 \implies \text{SSA (A'=0)}$$

$$\beta = 0.996$$

## ❖ Armatures fictives

$$A_f = \frac{M_f}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{-5.858 \times 10^5}{0.996 \times 37 \times 348 \times 10^2} = 0.457 \text{ cm}^2$$

$$A_f = 0.457 \text{ cm}^2$$

## ❖ Armatures réelles

$$A = A_f - \frac{N}{\sigma_{st}} = 0.457 - \frac{845.05 \times 10^3}{348 \times 10^2} = -23.82 \text{ cm}^2$$

Donc :  $A_{sc} = 0$  et  $A_{st} = 0$ .

## VII.1.5. Calcul du ferrailage des poteaux avec SOCOTEC.

On introduit les caractéristiques de nos matériaux et nos efforts dans le logiciel

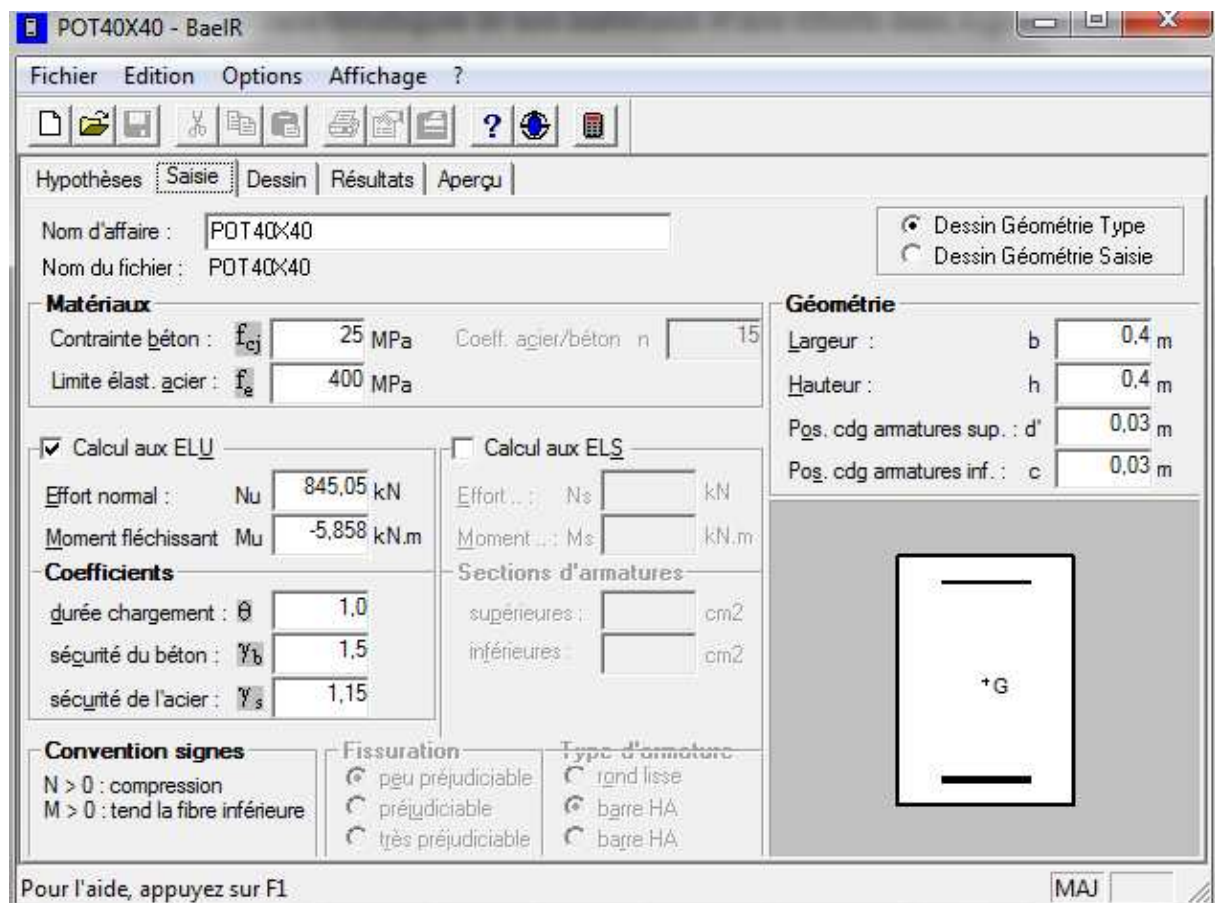
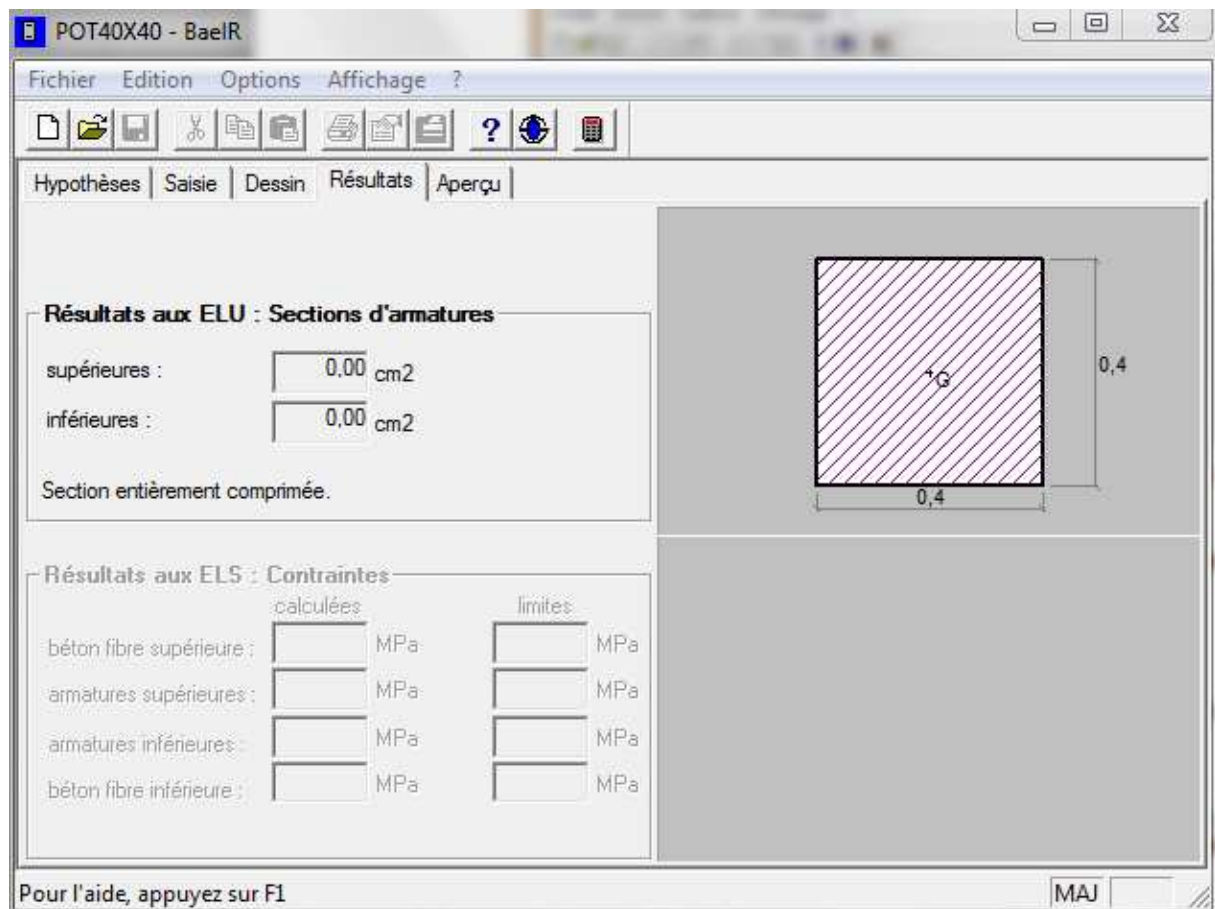


Figure VII.1.3 : Caractéristiques et sollicitation de la section.

Cliquons sur l'icône Résultats pour extraire nos résultats  
Puis la fenêtre suivante s'affiche.

Résultats



**Figure VII.1.4 : Affichage des résultats.**

**Note :**

Le ferrailage des poteaux se fait par zone tel que:

- Zone I : RDC
- Zone II : Du 1<sup>er</sup> au 3<sup>ème</sup> étage.
- Zone III : Du 4<sup>ème</sup> à l'étage terrasse.

Tableaux VII.1.3 : Ferrailage des poteaux à l'ELU dans le Sens longitudinal.

ZONE	Sollicitations	Combinaison	N (KN)	Mx (KN.m)	e (m)	h/2-c'	Mr	Nature	OBS	A <sub>sup</sub>	A <sub>inf</sub>	A <sub>min</sub> RPA	Choix	A <sub>s</sub> Adoptre
Zone I (40×40)	Nmax-Mcorr	ELU	-845,05	-5,858	0,0069	0,170	-149,489	SEC	SSA	0	0	12.8	4HA20 + 4HA14	18.71
	Nmin-Mcorr	0.8G+EY	546,58	0,885	0,0016	0,170	93,793	SEC	SSA	6.77	6.90			
	Ncorr-Mmax	G+Q+EY	-244,86	-68,673	0,2804	0,170	-110,284	SPC	SSA	0	1.72			
Zone II (35×35)	Nmax-Mcorr	ELU	-704,38	-12,843	0,0182	0,145	-114,954	SEC	SSA	0	0	9.8	4HA16 + 4HA12	12.56
	Nmin-Mcorr	0.8G+EY	397,75	0,682	0,0017	0,145	58,349	SEC	SSA	4.91	5.03			
	Ncorr-Mmax	G+Q+EY	-219,81	-28,569	0,1299	0,145	-60,425	SEC	SSA	0	0			
Zone III (30×30)	Nmax-Mcorr	ELU	-356,43	-9,57	0,0268	0,120	-52,323	SEC	SSA	0	0	7.2	8HA12	9.05
	Nmin-Mcorr	0.8G+EY	88,58	0,528	0,0059	0,120	11,152	SEC	SSA	1.05	1.16			
	Ncorr-Mmax	G+Q+EY	-84,36	26,17	-0,3102	0,120	16,045	SPC	SSA	0	1.39			

Tableaux VII.1.4 : Ferrailage des poteaux à l'ELU dans le Sens transversal.

ZONE	Sollicitations	Combinaison	N (KN)	Mx (KN.m)	e (m)	h/2-c'	Mr	Nature	OBS	A <sub>sup</sub>	A <sub>inf</sub>	A <sub>min</sub> RPA	Choix	A <sub>s</sub> Adoptre
Zone I (40×40)	Nmax-Mcorr	ELU	-845,05	-0,11	0,0001	0.170	143,74	SEC	SSA	0	0	12.8	4HA20 + 4HA14	18.71
	Nmin-Mcorr	0.8G+EY	546,58	0,456	0,0008	0.170	93,35	SEC	SSA	6.80	6.87			
	Ncorr-Mmax	G+Q+EX	-88,17	129,896	1,4732	0.170	144,88	SPC	SSA	0	7.40			
Zone II (35×35)	Nmax-Mcorr	ELU	-704,38	-0,548	0,0007	0.145	102,62	SEC	SSA	0	0	9.8	4HA16 + 4HA12	12.56
	Nmin-Mcorr	0.8G+EY	397,75	-0,499	0,0012	0.145	58,15	SEC	SSA	5.01	4.93			
	Ncorr-Mmax	G+Q+EX	17,25	56,175	3,2565	0.145	58,67	SPC	SSA	0	4.78			
Zone III (30×30)	Nmax-Mcorr	ELU	-356,43	-0,833	0,0023	0.120	43,59	SEC	SSA	0	0	7.2	8HA12	9.05
	Nmin-Mcorr	0.8G+EY	88,58	-0,053	0,0005	0.120	10,67	SEC	SSA	1.11	1.10			
	Ncorr-Mmax	G+Q+EX	-24,09	43,524	1,8067	0.120	46,41	SPC	SSA	0	3.30			

### ➤ Les armatures transversales

Les armatures transversales ont principalement le rôle de maintenir les armatures longitudinales, elles évitent ainsi le flambement.

Ces armatures sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho V_u}{h_1 f_e} \quad (\text{Article 7.4.2.2/RPA99 version 2003})$$

Avec :

$V_u$  : effort tranchant de calcul.

$h_1$  : hauteur totale de la section brute.

$f_e$  : Contrainte limite élastique de l'acier de l'armature transversale

$\rho$  : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant, il est pris égal à 2.5 si  $\lambda_g$  dans la direction considérée est supérieur ou égal à 5 et 3.75 dans le cas contraire.

### 1- Diamètres des armatures transversales

D'après les règles du BAEL91/modifié 99, le diamètre des armatures transversales est au moins égal à la valeur normalisée la plus proche du tiers du diamètre des armatures longitudinales qu'elles maintiennent.

$$\phi_t = \frac{1}{3} \phi_l^{max} = \frac{16}{3} = 5.33 \text{ mm}$$

Soit  $\phi_t = 8 \text{ mm}$

Avec  $\phi_l$  : le plus grand diamètre des armatures longitudinales.

Les armatures longitudinales des poteaux seront encadrées par deux cadres en  $\phi 8$ .

$$A_t = 2.01 \text{ cm}^2 = 4\text{HA}8$$

### 2-Espacement des armatures transversales.

Selon le BAEL 91 modifié 99 (Art A8.1.3)

$$St \leq \min (15\phi_l^{min} ; 40 \text{ cm}; (a+10) \text{ cm}) \quad St \leq \min (15 \times 1.2; 40 \text{ cm}; (35+10) \text{ cm})$$

Avec : a : la petite dimension transversale des poteaux

$$St \leq 18 \text{ cm} \quad \text{Soit: } St = 15 \text{ cm.}$$

Selon le **RPA99/version 2003 (Art.7.4.2.2)** la valeur maximale de l'espacement  $St$  des armatures transversales est fixée comme suite :

❖ **Dans la zone nodale**

$$St \leq \min (10\phi_l^{min} ; 15\text{cm}) = \min (10 \times 1.2; 15\text{cm}) = 12 \text{ cm.}$$

**St =10 cm.**

❖ **Dans la zone courante**

$$St \leq 15 \phi_l^{min} = 15 \times 1.2 = 18 \text{ cm.}$$

**St =15 cm.**

### 3- Vérification de la quantité d'armatures transversales

Si  $\lambda_g \geq 5$ ..... $At_{min} = 0.3\% St .b$

Si  $\lambda_g \leq 3$ .....  $At_{min} = 0.8 \% St .b$

Si  $3 < \lambda_g \leq 5$ .....interpoler entre les deux valeurs précédentes.

**Avec :**  $b$  : Dimension de la section droite du poteau dans la direction considérée.

$\lambda_g$  : Elancement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \frac{I_f}{b} ; \quad I_f = 0.7 h_e$$

**Poteau 40 × 40**

$$I_f = 0.7 (4.08) = 2.856 \text{ m.}$$

$$\lambda_g = \frac{2.856}{0.4} = 7.14 > 5$$

**Poteau 35 × 35**

$$I_f = 0.7 (3.06) = 2.142 \text{ m.}$$

$$\lambda_g = \frac{2.142}{0.35} = 6.12 > 5$$

**Poteau 30 × 30**

$$I_f = 0.7 (3.06) = 2.142 \text{ m.}$$

$$\lambda_g = \frac{2.142}{0.3} = 7.14 > 5$$

Les résultats se résument dans le tableau suivant :

Poteaux	At min[cm <sup>2</sup> ]		Aadoptée [cm <sup>2</sup> ]	Observation	
	Zone courante St = 15cm	Zone nodale St = 10cm		Zone courante	Zone nodale
40×40	1.8	1.2	2.01	CV	CV
35×35	1.57	1.05	2.01	CV	CV
30×30	1.35	0.9	2.01	CV	CV

Tableau.VII.1.5 : Quantité minimale d'armatures transversales.

#### 4-Détermination de la zone nodale

La zone nodale est constituée par le nœud poutre-poteaux proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent. Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure ci-dessous

$$h' = \max \left( \frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60\text{cm} \right)$$

h : hauteur de la poutre.

b<sub>1</sub> et h<sub>1</sub> : dimensions du poteau.

h<sub>e</sub> : hauteur entre nus des poutres.

$$L' = 2h$$

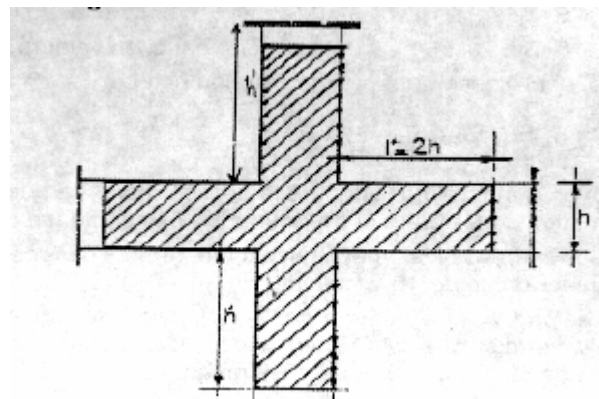


Figure VII.1.5 : Délimitation de la zone nodale.

Poteaux	h (m)	h' (cm)
40×40	4.08	$\max \left( \frac{408-30}{6}; 40; 40; 60 \right) = 63 \text{ cm}$
35×35	3.06	$\max \left( \frac{306-30}{6}; 35; 35; 60 \right) = 60 \text{ cm}$
30×30	3.06	$\max \left( \frac{306-30}{6}; 30; 30; 60 \right) = 60 \text{ cm}$

Tableau VII.1.6 : Détermination de la zone nodale.

### 5-Longueur minimale des recouvrements

**Selon le RPA** : la longueur minimale de recouvrement pour la zone II<sub>a</sub> est:  $L = 40 \times \phi$ .

Pour les 4 HA 16 :  $L_R = 40 \times \phi = 40 \times 1.6 = 64 \text{ cm} \Rightarrow$  soit :  $L_R = 65 \text{ cm}$ .

Pour les 8 HA 14 :  $L_R = 40 \times \phi = 40 \times 1.4 = 56 \text{ cm} \Rightarrow$  soit :  $L_R = 60 \text{ cm}$ .

Pour les 8 HA 12:  $L_R = 40 \times \phi = 40 \times 1.2 = 48 \text{ cm} \Rightarrow$  soit :  $L_R = 50 \text{ cm}$ .

### 6-Longueur d'ancrage

### BAEL91 modifié 99 (Art .A.6.1.221)

$$L_S = \frac{f_e}{4 \tau_s} \phi \quad \text{avec} \quad L_S : \text{longueur de scellement droit}$$

$$\overline{\tau_{su}} = 0.6 \times \Psi s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$\text{Pour } \phi = 1.6 \text{ cm} \Rightarrow L_S = \frac{1.6 \times 400}{4 \times 2.835} = 56.44 \text{ cm.}$$

$$\text{Pour } \phi = 1.4 \text{ cm} \Rightarrow L_S = \frac{1.4 \times 400}{4 \times 2.835} = 49.38 \text{ cm.}$$

$$\text{Pour } \phi = 1.2 \text{ cm} \Rightarrow L_S = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.33 \text{ cm.}$$

### 7-Vérification des contraintes tangentielles RPA99 version 2003 (Art.7.4.3.2)

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton  $\tau_u$  sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante:

$$\tau_u = \frac{T_u}{b d} \leq \overline{\tau_u} = \rho_d \cdot f_{c28}$$

$$\text{Avec } \rho_d = 0.075 \quad \text{Si } \lambda_g > 5 \Rightarrow \overline{\tau_u} = 1.875 \text{ MPa.}$$

Zones	Section	Tu (KN)	b (cm)	d (cm)	$\lambda_g$	$\rho_d$	$\tau_u$ (MPa)	$\overline{\tau_u}$ (MPa)	vérification
I	40×40	125.8	40	37	7.14	0.075	0.85	1.875	CV
II	35×35	37.75	35	32	6.12	0.075	0.34	1.875	CV
III	30×30	30.36	30	27	7.14	0.075	0.37	1.875	CV

### VII.1.6. Vérifications à l'ELS

#### a) Condition de non fragilité

La condition de non fragilité dans le cas de la flexion composée est:

$$A_s \geq A_{min} = \frac{0.23 f_{t28}}{f_e} \frac{e_s - 0.455 d}{e_s - 0.185 d} b d$$

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants



Tableau VII.1.7 : Vérification des ferrailages à l'ELS dans le sens longitudinal.

	Sollicitations	Ns (KN)	Ms (KN.m)	$e_s = Ms/Ns$ (m)	h/6 (m)	Nature	Amin (cm <sup>2</sup> )	Aadop (cm <sup>2</sup> )	Observation
<b>Zone I (40×40)</b>	Nmax-Mcorr	-614,38	-4,218	0,0068	0.0666	SEC	4,68	18.71	vérifiée
	Nmin-Mcorr	-129,54	-0,353	0,0027	0.0666	SEC	4,50		vérifiée
	Ncorr-Mmax	-598,97	8,005	0,0133	0.0666	SEC	5,03		vérifiée
<b>Zone II (35×35)</b>	Nmax-Mcorr	-614,38	-4,218	0,0068	0.0583	SEC	3,58	12.56	vérifiée
	Nmin-Mcorr	-77,01	-0,8	0,0103	0.0583	SEC	3,74		vérifiée
	Ncorr-Mmax	-341,24	-11,256	0,0329	0.0583	SEC	5,8		vérifiée
<b>Zone III (30×30)</b>	Nmax-Mcorr	-259,45	-69,59	0,2682	0.05	SPC	0,65	9.05	vérifiée
	Nmin-Mcorr	-10,91	0,299	0,0274	0.05	SEC	4,14		vérifiée
	Ncorr-Mmax	-89,8	18,239	0,2031	0.05	SPC	0,51		vérifiée

Tableaux VII.1.8 : Vérification des ferrailages à l'ELS dans le sens transversal.

	Sollicitations	Ns (KN)	Ms (KN.m)	$e_s = Ms/Ns$ (m)	h/6 (m)	Nature	Amin (cm <sup>2</sup> )	Aadop (cm <sup>2</sup> )	Observation
<b>Zone I (40×40)</b>	Nmax-Mcorr	-614,38	-0,085	0,0001	0.0666	SEC	4,40	18.71	vérifiée
	Nmin-Mcorr	-129,54	0,878	0,0067	0.0666	SEC	4,68		vérifiée
	Ncorr-Mmax	-372,67	-10,10	0,0271	0.0666	SEC	6,10		vérifiée
<b>Zone II (35×35)</b>	Nmax-Mcorr	-614,38	-0,085	0,0001	0.0583	SEC	3,33	12.56	vérifiée
	Nmin-Mcorr	-77,01	-1,108	0,0143	0.0583	SEC	3,95		vérifiée
	Ncorr-Mmax	--191,11	16,041	0,0839	0.0583	SPC	-3,37		vérifiée
<b>Zone III (30×30)</b>	Nmax-Mcorr	-259,45	-0,61	0,0023	0.05	SEC	2,47	9.05	vérifiée
	Nmin-Mcorr	-10,91	1,308	0,1198	0.05	SPC	-0,04		vérifiée
	Ncorr-Mmax	-49,04	16,706	0,3406	0.05	SPC	0,73		vérifiée

**b) État limite d'ouvertures des fissures**

Aucune vérification n'est nécessaire car la fissuration est peu nuisible.

**c) Etat limite de compression du béton**

**BAEL 91 modifié 99 (Art A.4.5.2)**

Les sections adoptées seront vérifiées à l'ELS ; pour cela on détermine les contraintes max du béton afin de les comparer aux contraintes admissibles.

**Remarque :**

Aucune vérification n'est nécessaire pour l'acier (fissuration peu nuisible).

Tableau récapitulatif des vérifications de contraintes calculées en utilisant le logiciel [SOCOTEC].

The screenshot shows the 'POT40X40 - BaelR' software window. The interface includes a menu bar (Fichier, Edition, Options, Affichage ?), a toolbar, and several tabs (Hypothèses, Saisie, Dessin, Résultats, Aperçu). The 'Saisie' tab is active, displaying input fields for material properties, geometry, and calculation parameters.

**Matériaux:**

- Contrainte béton :  $f_{cj}$  25 MPa
- Coeff. acier/béton :  $n$  15
- Limite élast. acier :  $f_e$  400 MPa

**Géométrie:**

- Largeur :  $b$  0,4 m
- Hauteur :  $h$  0,4 m
- Pos. cdg armatures sup. :  $d'$  0,03 m
- Pos. cdg armatures inf. :  $c$  0,03 m

**Calcul aux ELU:**

- Effort normal :  $N_u$  845,05 kN
- Moment fléchissant :  $M_u$  -5,858 kN.m

**Calcul aux ELS:**

- Effort ... :  $N_s$  614,38 kN
- Moment ... :  $M_s$  -4,218 kN.m

**Coefficients:**

- durée chargement :  $\theta$  1,0
- sécurité du béton :  $\gamma_b$  1,5
- sécurité de l'acier :  $\gamma_s$  1,15

**Sections d'armatures:**

- supérieures : 18,71 cm<sup>2</sup>
- inférieures : 18,71 cm<sup>2</sup>

**Convention signes:**

- $N > 0$  : compression
- $M > 0$  : tend la fibre inférieure

**Fissuration:**

- ☒ peu préjudiciable
- ☐ préjudiciable
- ☐ très préjudiciable

**Type d'armature:**

- ☐ rond lisse
- ☒ barre HA
- ☐ barre HA

A diagram of a square cross-section with width  $b$  and height  $h$  is shown on the right, with the center of gravity marked as 'G'.

At the bottom, there is a status bar with the text 'Pour l'aide, appuyez sur F1' and a 'MAJ' button.

**Figure VII.1.6 : Caractéristiques et sollicitation de la section.**

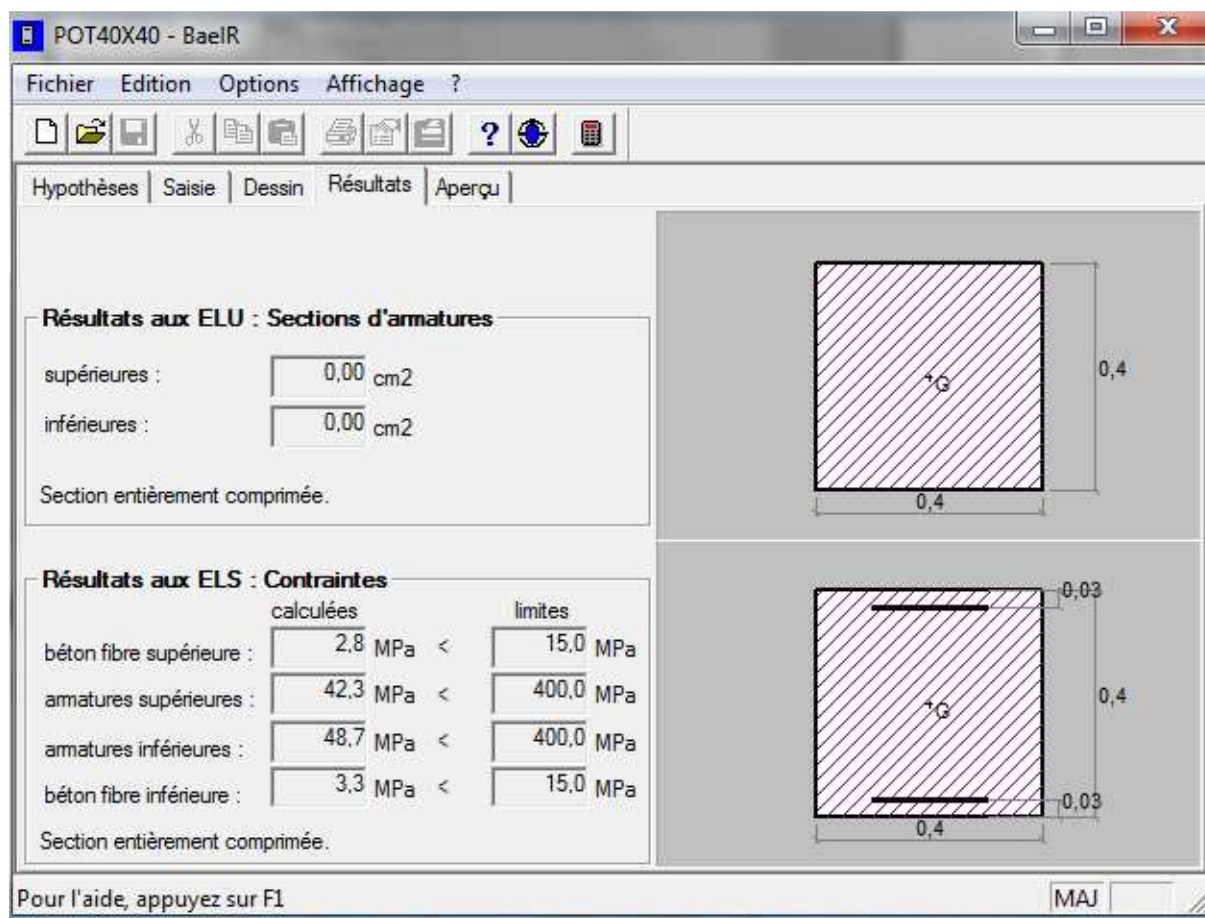


Figure VII.1.7 : Affichage des résultats.

Tableau VII.1.9 : Vérification des contraintes (X-X).

	Ns (KN)	Ms (KN.m)	Aadop (cm <sup>2</sup> )	$\sigma_{b\ sup}$	$\sigma_{b\ inf}$	$\sigma_b^{adm}$	OBS	$\sigma_{s\ sup}$	$\sigma_{s\ inf}$	$\overline{\sigma_{st}}$	OBS
<b>Zone I (40×40)</b>	-614,38	-4,218	18.71	2.6	3.1	15	CV	39.8	45.5	348	CV
	-129,54	-0,353		0.6	0.6	15	CV	8.8	9.2	348	CV
	-598,97	8,005		3.2	2.3	15	CV	47.0	36.1	348	CV
<b>Zone II (35×35)</b>	-614,38	-4,218	12.56	3.4	4.1	15	CV	51.6	60.1	348	CV
	-77,01	-0,8		0.4	0.5	15	CV	6.2	7.8	348	CV
	-341,24	-11,256		1.1	3.0	15	CV	19.6	42.4	348	CV
<b>Zone III (30×30)</b>	-259,45	-69,59	9.05	0.0	14	15	CV	-198.7	164.3	348	CV
	-10,91	0,299		0.1	0.1	15	CV	1.9	0.9	348	CV
	-89,8	18,239		3.8	0.0	15	CV	45.7	-42.9	348	CV

Tableau VII.1.10 : Vérification des contraintes (Y-Y).

	Ns (KN)	Ms (KN.m)	Aadop (cm <sup>2</sup> )	$\sigma_{b\ sup}$	$\sigma_{b\ inf}$	$\sigma_b^{adm}$	OBS	$\sigma_{s\ sup}$	$\sigma_{s\ inf}$	$\overline{\sigma_{st}}$	OBS
<b>Zone I (40×40)</b>	-614,38	-0,085	18.71	2.8	2.8	15	CV	42.6	42.7	348	CV
	-129,54	0,878		0.6	0.6	15	CV	9.6	8.4	348	CV
	-372,67	-10,10		3.2	2.3	15	CV	47.0	36.1	348	CV
<b>Zone II (35×35)</b>	-614,38	-0,085	12.56	3.4	3.4	15	CV	51.5	51.7	348	CV
	-77,01	-1,108		0.4	0.5	15	CV	5.5	7.5	348	CV
	--191,11	16,041		2.2	0.0	15	CV	30.4	1.6	348	CV
<b>Zone III (30×30)</b>	-259,45	-0,61	9.05	2.1	2.3	15	CV	32.2	34.3	348	CV
	-10,91	1,308		0.3	0.0	15	CV	3.8	-1.5	348	CV
	-49,04	16,706		3.3	0.0	15	CV	37.7	-53.6	348	CV

➤ **Conclusion**

Le ferraillage final adopté pour les poteaux est comme suit :

Niveaux	Section	A adopté (cm <sup>2</sup> )
RDC	40×40	4HA20+4HA14 = 18.71
1, 2 ,3	35×35	4HA16+4HA12 = 12.56
4 ,5 ,6 ,Terrasse	30×30	8HA12 = 9.05

Tableau VII.1.11 : Ferraillage finale des poteaux.

**Schéma de ferraillage des poteaux**➤ **Poteaux (40×40) :**

- Les armatures longitudinales :  $4HA20 + 4HA14 = 18.71 \text{ cm}^2$
- Les armatures transversales :  $4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$

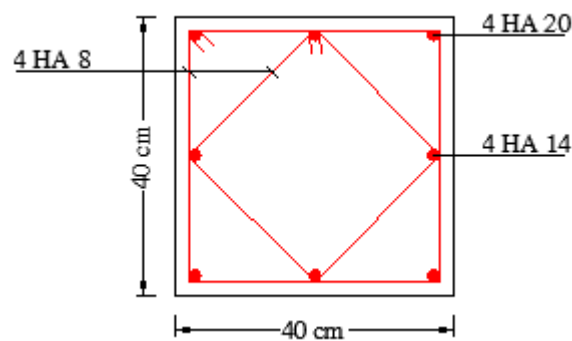
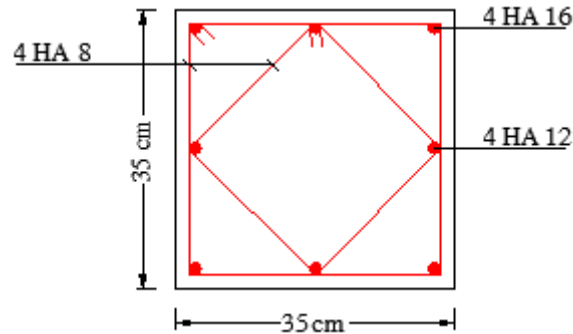


Figure VII.1.8 : Ferraillage Poteau 40 × 40.

➤ **Poteaux (35×35) :**

-Les armatures longitudinales :  $4\text{HA}16 + 4\text{HA}12 = 12.56 \text{ cm}^2$

-Les armatures transversales :  $4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$

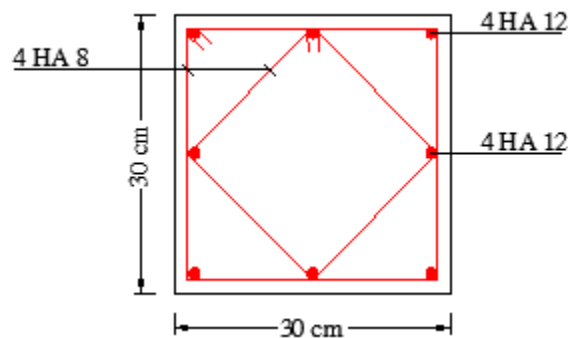


**Figure VII.1.9 : Ferrailage Poteau 35×35.**

➤ **Poteaux (30×30) :**

-Les armatures longitudinales :  $8\text{HA}12 = 9.05 \text{ cm}^2$

-Les armatures transversales :  $4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$



**Figure VII.1.10 : Ferrailage Poteau 30×30.**

## VII.2.Ferraillage des poutres

### VII.2.1. Introduction

Les poutres seront calculées en flexion simple à L'ELU et vérifiées à L'ELS, leur ferraillage sera fait en utilisant les moments les plus défavorables extraits du logiciel ETABS.

Situation	Béton			Acier		
	$\gamma_b$	$f_{c28}(\text{MPa})$	$f_{bu}(\text{MPa})$	$\gamma_s$	Fe (MPa)	$\sigma_{st}(\text{MPa})$
Durable	1.5	25	14.2	1.15	400	348
Accidentelle	1.15	25	18.48	1	400	400

#### ✓ Les combinaisons de calcul

Les sollicitations maximales sont déterminées par les combinaisons suivantes :

- $1.35G+1.5Q$  .....à l'ELU.
- $G+Q$ .....à l'ELS.
- $G+Q \pm E$ .....RPA 99 version 2003.
- $0.8G \pm E$ .....RPA 99version 2003.

### VII.2.2. Recommandations et exigences du RPA

#### a) Armatures longitudinales RPA 99/ version 2003 (Art 7.5.2.1).

Tableau VII.2.1 : Section minimales et maximales des armatures longitudinales.

	Amin 0.5% bh (cm <sup>2</sup> )	Amax zone courante 4%bh (cm <sup>2</sup> )	Amax zone de recouvrement 6%bh (cm <sup>2</sup> )
Poutre principale Et poutre secondaire (25× 30)	3.75	30	45

#### b) Armatures transversales RPA 99/ version 2003 (Art 7.5.2.2).

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par

$$A_t = 0.003 \times S_t \times b$$

L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit

$$S_t^{max} = \min \left( \frac{h}{4} ; 12\phi \right) : \text{En zone nodale.}$$

$S_t \leq \frac{h}{2}$  : En zone de recouvrement.

La valeur du diamètre  $\emptyset$  des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé, et dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées, c'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

### VII.2.3. Calcul des armatures longitudinales à l'ELU

#### 1/ Poutre principale

##### ✓ En travées

$$\mu_x = \frac{Mt}{bd^2 f_{bc}} = \frac{27.82 \times 10^3}{25 \times 27^2 \times 14.2} = 0.108$$

$\mu < \mu_l = 0.392 \Rightarrow$  La section est simplement armée.

$$\mu = 0.108 \Rightarrow \beta = 0.943$$

$$A_t = \frac{Mt}{\beta d f_e / \gamma_s} = \frac{27.82 \times 10^3}{0.943 \times 27 \times 348} = 3.14 \text{ cm}^2$$

##### ✓ Aux appuis

$$\mu_x = \frac{Ma}{bd^2 f_{bc}} = \frac{54.69 \times 10^3}{25 \times 27^2 \times 18.48} = 0.162$$

$\mu < \mu_l = 0.392 \Rightarrow$  La section est simplement armée.

$$\mu = 0.162 \Rightarrow \beta = 0.911$$

$$A_t = \frac{Ma}{\beta d f_e / \gamma_s} = \frac{54.69 \times 10^3}{0.911 \times 27 \times 400} = 5.86 \text{ cm}^2$$

#### 2/ Poutre Secondaire

##### ✓ En travées

$$\mu_x = \frac{Mt}{bd^2 f_{bc}} = \frac{23.08 \times 10^3}{25 \times 27^2 \times 18.48} = 0.068$$

$\mu < \mu_l = 0.392 \Rightarrow$  La section est simplement armée.



$$\mu = 0.068 \Rightarrow \beta = 0.965$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta d f_e / \gamma_s} = \frac{23.08 \times 10^3}{0.965 \times 27 \times 400} = 2.21 \text{ cm}^2$$

✓ **Aux appuis**

$$\mu_x = \frac{M_a}{b d^2 f_{bc}} = \frac{35.17 \times 10^3}{25 \times 27^2 \times 14.2} = 0.136$$

$\mu < \mu_l = 0.392 \Rightarrow$  La section est simplement armée.

$$\mu = 0.136 \Rightarrow \beta = 0.927$$

$$A_{st} = \frac{M_a}{\beta d f_e / \gamma_s} = \frac{35.17 \times 10^3}{0.936 \times 27 \times 348} = 3.99 \text{ cm}^2$$

• **Ferraillage des poutres principales (25×30)**

Localisation	M max (KN.m)	Combinaison	$\mu$	Obs	$\beta$	A st	Ferraillage	A adoptée (cm <sup>2</sup> )
en travée	27.82	ELU	0.108	SSA	0.943	3.14	<b>3HA14</b>	4.62
aux appuis	54.69	G+Q+EX	0.162	SSA	0.911	5.86	<b>3HA14+3HA12</b>	8.01

**Tableau VII.2.2 : ferraillage des poutres principales.**

• **Ferraillage des poutres secondaires (25×30)**

Localisation	M max (KN.m)	Combinaison	$\mu$	Obs	$\beta$	As	Ferraillage	A adoptée (cm <sup>2</sup> )
en travée	23.08	0.8G+EY	0.068	SSA	0.965	2.21	<b>3HA14</b>	4.62
aux appuis	35.17	ELU	0.136	SSA	0.927	3.99	<b>3HA14</b>	4.62

**Tableau VII.2.3 : ferraillage des poutres secondaires.**

## VII.2.4. Vérifications à l'ELU

### 1. Condition de non fragilité

**BAEL9 1 modifié 99 (Art A.4.2.1).**

Le ferrailage des poutres doit satisfaire la condition suivante  $A_{st} \geq A_{min}$

$$A_{min} = 0.23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times b \times d$$

#### ❖ Poutre principale

$$A_{min} = 0.23 \times \frac{2.1}{400} \times 25 \times 27 = 0.81 \text{ cm}^2$$

#### ❖ Poutre secondaire

$$A_{min} = 0.23 \times \frac{2.1}{400} \times 25 \times 27 = 0.81 \text{ cm}^2$$

Le résultat des vérifications sont résumés dans le tableau ci-dessous

**Tableau VII.2.8 : Condition de non fragilité du béton.**

Poutres		$A_{st} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{min} \text{ (cm}^2\text{)}$	vérifications
<b>Principales</b>	<b>En travée</b>	4.62	0.81	<b>Condition vérifiée</b>
	<b>Aux appuis</b>	8.01	0.81	<b>Condition vérifiée</b>
<b>Secondaires</b>	<b>En travée</b>	4.62	0.81	<b>Condition vérifiée</b>
	<b>Aux appuis</b>	4.62	0.81	<b>Condition vérifiée</b>

## 2. Armatures longitudinales

**RPA / version 2003 (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.

$$A_{min} = 0.5 \% (b \times h)$$

- **Poutre principale**  
✓ **En travées**

$$A_{st} = 9.23 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0.005 (25 \times 30) = 3.75 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 9.23 \text{ cm}^2 > A_{min} = 3.75 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

- ✓ **Aux appuis**

$$A_{st} = 12.62 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0.005 (25 \times 30) = 3.75 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 12.62 \text{ cm}^2 > A_{min} = 3.75 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **Poutre secondaire**  
✓ **En travées**

$$A_{st} = 9.23 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0.005 (25 \times 30) = 3.75 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 9.23 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 3.75 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

- ✓ **Aux appuis**

$$A_{st} = 9.23 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0.005 (25 \times 30) = 3.75 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 9.23 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 3.75 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

### 3. Armatures transversales

**RPA 99/ version 2003 (Art 7.5.2.2).**

**Tableau VII.2.4 : Armatures transversales.**

	Calcul de (cm)			$A_t = 0.003 \times S_t \times b$	Ferrailage [cm <sup>2</sup> ]
<b>Poutre principale</b>	Zone nodale $S_t \leq \min \left( \frac{h}{4} ; 12\phi \right)$	Min [15 ; 16.8]	<b><math>S_t = 10</math></b>	0.75	<b>4HA8=2.01</b>
	Zone courante $S_t \leq \frac{h}{2}$	$S_t \leq 15 \text{ cm}$	<b><math>S_t = 15</math></b>	1.125	
<b>Poutre secondaire</b>	Zone nodale $S_t \leq \min \left( \frac{h}{4} ; 12\phi \right)$	Min [15;16.8]	<b><math>S_t = 10</math></b>	0.75	<b>4HA8=2.01</b>
	Zone courante $S_t \leq \frac{h}{2}$	$S_t \leq 15 \text{ cm}$	<b><math>S_t = 15</math></b>	1.125	

### 4. Vérification aux cisaillements

**BAEL 91 modifiée 99 (Art**

**5.1.1).** Les poutres soumises à des efforts tranchants sont justifiées vis-à-vis de l'état limite ultime, cette justification est conduite à partir de la contrainte tangentielle  $\tau_u$  prise conventionnellement égale :

$$\tau_u = \frac{T_u \max}{b d}$$

Avec :  $T_{u \max}$  = Effort tranchant max à l'ELU

Dans le cas où la fissuration est peu nuisible la contrainte doit vérifier :

$$\tau_u \leq \overline{\tau_u} = \min \left\{ \frac{0.2}{\gamma_b} f_{c28} ; 5 \text{ MPa} \right\}$$

$$\overline{\tau_u} = \min \{ 3.33 ; 5 \text{ MPa} \} = \overline{\tau_u} = 3.33 \text{ MPa.}$$

**Tableau VII.2.5: Vérification au cisaillement.**

Poutres	Efforts tranchant (KN)		b (cm)	d (cm)	$\tau_u$ (MPa)	$\overline{\tau_u}$ (MPa)	observations
Principales	T max	71.85	25	27	1.06	3.33	Condition vérifiée
Secondaires	T max	40.47	25	27	0.59	3.33	Condition vérifiée

## 5. Influence de l'effort tranchant

- Influence sur le béton** **BAEL 91 modifiée 99 (Art A.5.1.313).**

Il faut vérifier que

$$T_{u \max} \leq \overline{T_u} = 0.4 \times b \times 0.9 \times d \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$T_{u \max} \leq 0.4 \times 0.25 \times 0.9 \times 0.27 \times \frac{25 \times 10^3}{1.5} = 405 \text{ KN}$$

**Tableau VII.2.6: Influence de l'effort tranchant sur le béton.**

Poutres	Efforts tranchant (KN)		b (cm)	d (cm)	fc28 (MPa)	$\overline{T_u}$ (KN)	observations
Principales	T max	71.85	25	27	25	405	Condition vérifiée
Secondaires	T max	40.47	25	27	25	405	Condition vérifiée

- Influence sur les armatures** **BAEL 91 modifiée 99 (Art A.5.1.312).**

On doit vérifier

$$A_a \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left( T_u - \frac{M_u}{0.9 d} \right)$$

$$\text{Si } \left( T_u - \frac{M_u}{0.9 d} \right) < 0 \implies \text{la vérification n'est pas nécessaire.}$$

$$\text{Si } \left( T_u - \frac{M_u}{0.9 d} \right) > 0 \implies \text{on doit prolonger au-delà de l'appareil de l'appui, une section d'armature pour équilibrer le moment.}$$

Poutres	Efforts tranchant (KN)		Moment Mu (KN.m)	d (cm)	Fe (MPa)	$(T_u - \frac{M_u}{0.9 d})$
Principales	T max	71.85	54.69	27	400	-153.21
Secondaires	T max	40.47	35.17	27	400	-104.26

**Tableau VII.2.7: Influence de l'effort tranchant sur les aciers.**

Poutres Principales :  $(T_u - \frac{M_u}{0.9 d}) = -153.21 \text{ KN} < 0$

Poutres Secondaires :  $(T_u - \frac{M_u}{0.9 d}) = -104.26 \text{ KN} < 0$

⇒ Les armatures supplémentaires ne sont pas nécessaires

## 6. Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres BAEL91 modifié 99 (Art A.6.1.3).

Il faut vérifier que  $\tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}} = \Psi_s f_{t28}$

$$\overline{\tau_{se}} = \Psi_s f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa.}$$

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

Avec :  $\sum u_i$  = Somme des périmètres utile des armatures

$$\sum u_i = n \pi \phi$$

n : nombre des barres

$\Psi_s = 1.5$  : Coefficient de scellement HA

### • Poutres principales

$$\sum u_i = n \pi \phi = 3 \times 3.14 \times 14 = 131.88 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{71.85 \times 10^3}{0.9 \times 270 \times 131.88} = 2.24 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 2.24 \text{ MPa} < \overline{\tau_{se}} = 3.15 \text{ MPa. .... Condition vérifiée.}$$

⇒ Pas de risque d'entraînement des barres longitudinales

- **Poutres Secondaires**

$$\sum u_i = n \pi \phi = 3 \times 3.14 \times 14 = 131.88 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{40.47 \times 10^3}{0.9 \times 270 \times 131.88} = 1.26 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1.26 \text{ MPa} < \overline{\tau_{se}} = 3.15 \text{ MPa. .... Condition vérifiée.}$$

⇒ Pas de risque d'entraînement des barres longitudinales.

## 7. Calcul de la longueur de scellement droit des barres

$$\overline{\tau_{su}} = 0.6 \times \Psi s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{f_e}{4 \tau_s} \phi \quad \text{avec} \quad L_s : \text{longueur de scellement droit}$$

Les barres que nous avons utilisées ont un diamètre de ( $\phi 12$ ,  $\phi 14$ ); donc leurs longueurs de scellements sont les suivantes

$$\text{Pour } \phi = 1.2 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad L_s = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.33 \text{ cm.}$$

$$\text{Pour } \phi = 1.4 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad L_s = \frac{1.4 \times 400}{4 \times 2.835} = 49.38 \text{ cm.}$$

Selon le (**BAEL91 modifié 99 Art A.6.1 ,21**), 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<sub>s</sub> » pour les barres à haute adhérence.

$$\text{Pour } \phi = 12 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad L_a = 16.93 \text{ cm.}$$

$$\text{Pour } \phi = 14 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad L_a = 19.75 \text{ cm.}$$

## VII.2.5. Vérifications à L'ELS

### 1. Etat limite d'ouverture des fissures

La fissuration dans le cas des poutres étant considéré peu nuisible, alors cette vérification n'est pas nécessaire.

### 2. Etat limite de déformation (la flèche) **BAEL9 1 modifié 99 (Art B.6.5).**

Les valeurs de la flèche seront extraites à partir du logiciel ETABS  $\overline{f} = \frac{1}{500}$

On prendra "l" la plus grande portée des poutres dans chacune des deux directions.

- **Poutres principales**

$$\left\{ \begin{array}{l} \bar{f} = \frac{1}{500} = \frac{375}{500} = 0.75 \text{ cm} \\ f_{\text{etabs}} = 0.002 \text{ m} \end{array} \right. \quad f_{\text{etabs}} = 0.2 \text{ cm} < \bar{f} = 0.75 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **Poutres secondaires**

$$\left\{ \begin{array}{l} \bar{f} = \frac{1}{500} = \frac{370}{500} = 0.74 \text{ cm} \\ f_{\text{etabs}} = 0.001 \text{ m} \end{array} \right. \quad f_{\text{etabs}} = 0.1 \text{ cm} < \bar{f} = 0.74 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

## Conclusion

La flèche est vérifiée pour les poutres dans les deux directions (principale et secondaire).

## 4. Vérification des contraintes

### ✓ Vérification de la contrainte dans les aciers

$$\sigma_{st} = \frac{M_{st}}{\beta_1 d A_t} \leq \overline{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$\rho = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} \implies \left\{ \begin{array}{l} K_1 \\ \beta_1 \end{array} \right\} \implies \text{à partir des tableaux, à l'ELS.}$$

$$\overline{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$$

### ✓ Vérification de la contrainte dans le béton

**BAEL9 1 modifié 99 (Art A.4.5.2).**

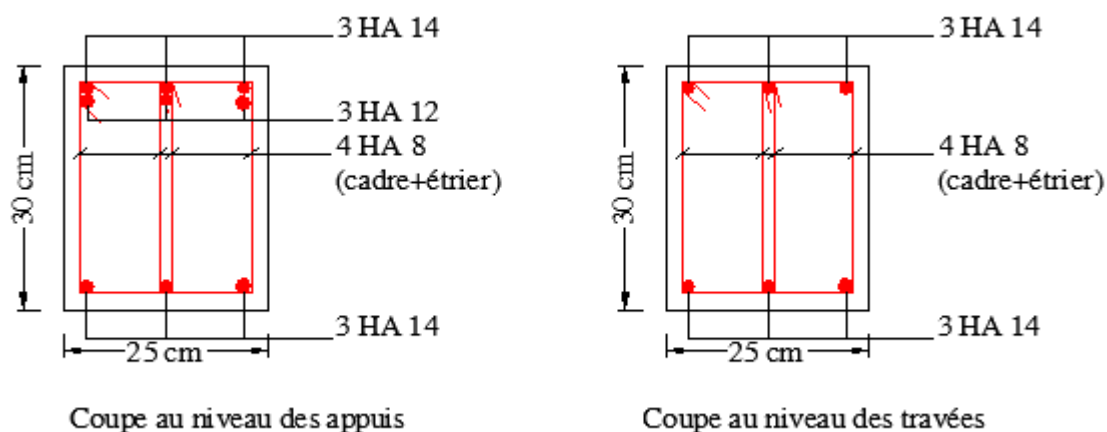
La contrainte de compression du béton ne doit pas dépasser la contrainte admissible.

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} < \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28}$$

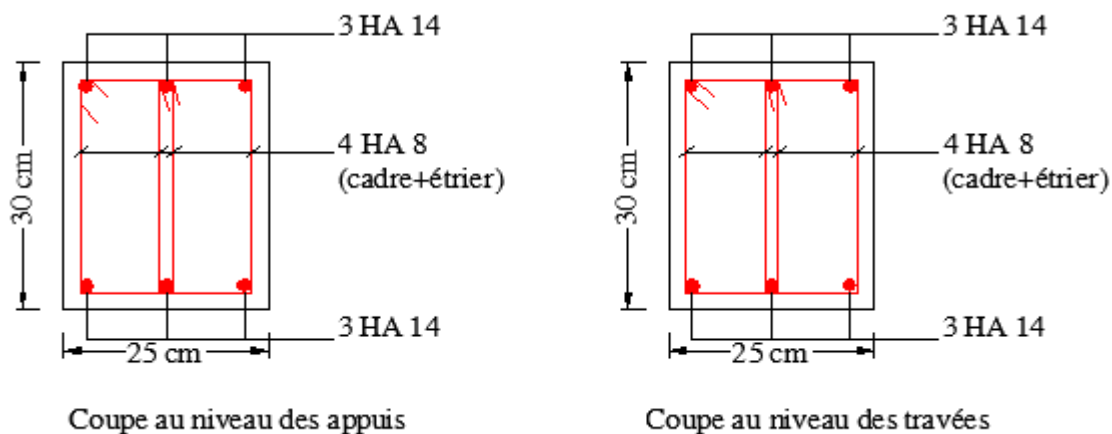
$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

Poutres		M à l'ELS (KN.m)	$\rho$	$\beta_1$	$K_1$	Ast (cm <sup>2</sup> )	d (cm)	$\sigma_{st}$ (MPa)	$\overline{\tau_{st}}$ (MPa)	Obs	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\overline{\sigma_{bc}}$ (MPa)	Obs
P.P	Travée	20.23	0.684	0.879	26.32	4.62	27	184.50	348	cv	7.00	15	cv
	Appui	30.82	1.186	0.852	18.78	8.01	27	167.26	348	cv	8.90	15	cv
P.S.	Travée	4.48	0.684	0.879	26.32	4.62	27	40.86	348	cv	1.55	15	cv
	Appui	25.50	0.684	0.879	26.32	4.62	27	232.56	348	cv	8.83	15	cv

**Tableau VII.2.9 : Vérifications des contraintes à L'ELS.**



**Figure VII.2.1 : Ferrailage des poutres principales.**



**Figure VII.2.2 : Ferrailage des poutres secondaires.**



### VII.3.Ferrailage des voiles

#### VII.3.1. Introduction

Le voile est un élément structural de contreventement, soumis à des forces verticales (charges permanente et d'exploitation) et des forces horizontales dues au séisme.

Le ferrailage des voiles se fera en flexion composée sous l'action des sollicitations, il sera composé d'armatures verticales, horizontales et d'armatures transversales.

Après avoir fait le calcul du ferrailage pour tous les voiles, nous avons constaté qu'il est possible d'adopter le même ferrailage pour un certain nombre de niveaux. Pour cela nous ferrillons nos voiles par zones :

- **Zone I** : RDC.
- **Zone II** : du 1<sup>er</sup> au 3<sup>ème</sup> niveau.
- **Zone III** : du 4<sup>ème</sup> au 6<sup>ème</sup> niveau.

Dans notre projet on a introduit les voiles dans les deux directions

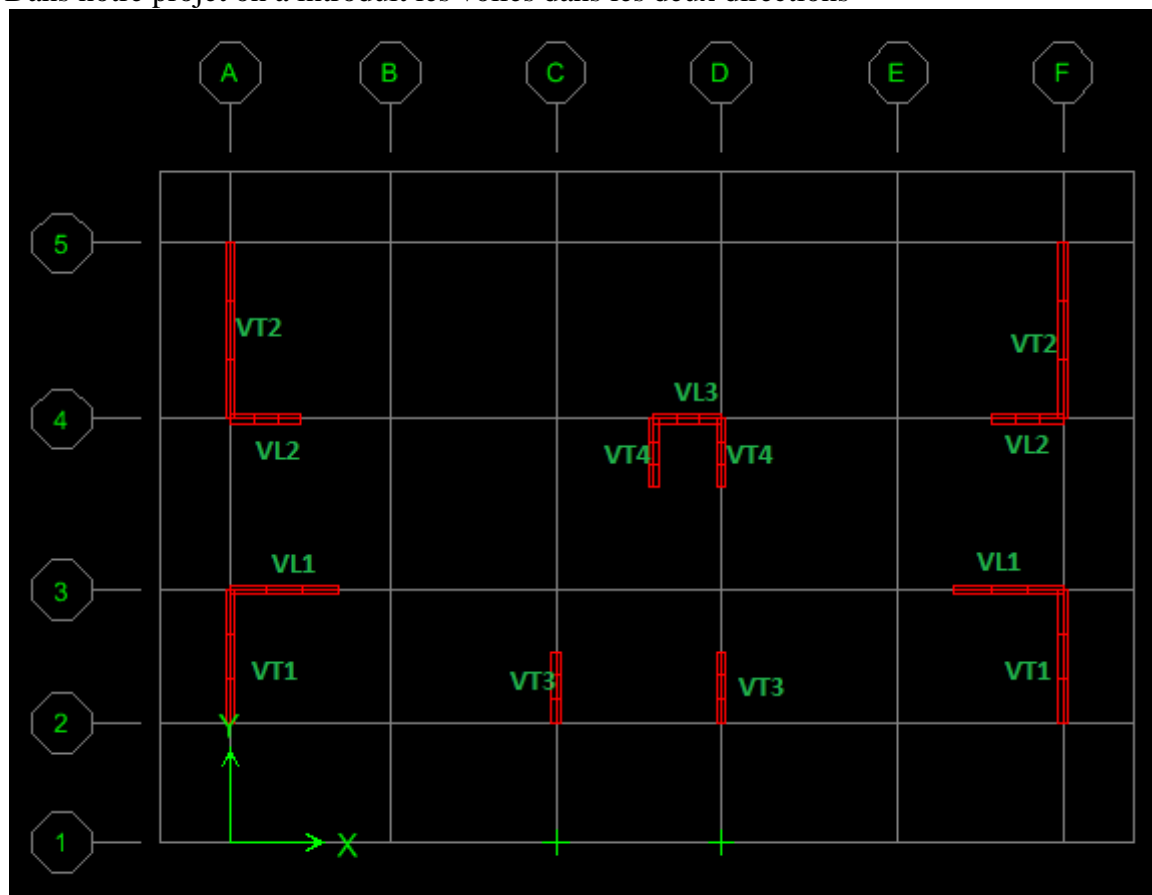


Figure VII.3.1 : La disposition des voiles.

#### VII.3.2. Combinaison d'action

Les combinaisons d'actions sismiques et celle due aux charges verticales à prendre sont données ci-dessous :

### 1. Selon le RPA99 / Version 2003

$$\begin{cases} G+Q+E \\ 0.8G \pm E \end{cases}$$

### 2. Selon le BAEL91 modifié 99

$$\begin{cases} 1.35G+1.5Q \\ G+Q \end{cases}$$

## VII.3.4. Exposé de la méthode

La méthode à utiliser pour le ferrailage des voiles est la méthode de **RDM**. Elle consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables. Les contraintes seront relevées du logiciel ETABS.

Le calcul se fera pour des bandes verticales de largeur (d) :

$$d \leq \min \left( \frac{h_e}{2} ; \frac{2}{3} L_c \right) \quad \text{RPA99/Version 2003 (Art 7.7.4).}$$

Avec:

$h_e$  : La hauteur entre nus des planchers du voile considéré.

$L_c$  : La longueur de la zone comprimée.

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \times L$$

$L$  : Longueur du voile

$L_t$  : La longueur de la zone tendue

$$L_t = L - L_c$$

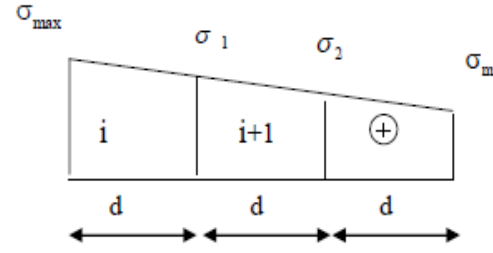
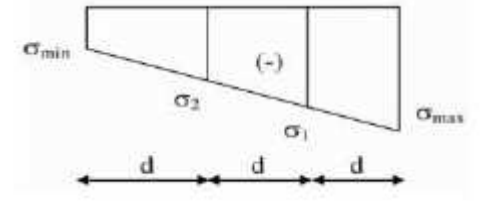
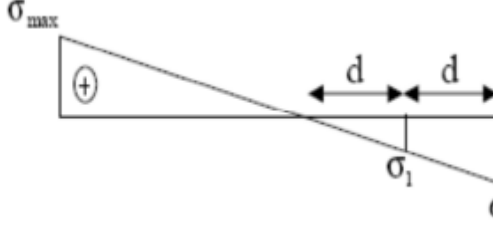
## VII.3.5. Détermination des diagrammes de contraintes

En fonction des contraintes agissant sur le voile, trois cas peuvent se présenter :

- ✓ Section entièrement comprimée (**S.E.C**)
- ✓ Section entièrement tendue (**S.E.T**)
- ✓ Section partiellement comprimée (**S.P.C**)

Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés en fonction des diagrammes des contraintes obtenues :

Section	Diagramme de la contrainte	L'effort normal $N_i$	L'effort normal $N_{i+1}$
---------	----------------------------	-----------------------	---------------------------

S.E.C		$N_i = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$	$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times d \times e$
S.E.T		$N_i = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$	$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times d \times e$
S.P.C		$N_i = \frac{\sigma_{min} + \sigma_1}{2} \times d \times e$	$N_{i+1} = \frac{\sigma_1}{2} \times d \times e$

Tableaux VII.3.1 : Tableau des efforts normaux.

### VII.3.6. Détermination des armatures

#### a). Armatures verticales

Section	Armatures verticales
S.E.C	$A_{vi} = \frac{N_i - B_i \times f_{t28}}{\sigma_s}$
S.E.T	$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$
S.P.C	$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$

Tableaux VI.3.2 : Tableau des armatures verticales.

Avec :

- $\sigma_s$  : contrainte de l'acier.
- en situation accidentelle :  $\sigma_s = 400$  MPA,
- en situation courante :  $\sigma_s = 348$  MPA.

#### b). Armatures horizontales

##### ➤ D'après le RPA

Les armatures horizontales doivent être munies des crochets à 135° ayant une longueur de  $10\emptyset$ . **RPA99/Version 2003 (Art 7.7.4.2).**

Les armatures horizontales sont disposées vers l'extérieur dans chaque nappe d'armatures.

- **Règles communes du RPA pour les armatures verticales et horizontales**  
**RPA99/ Version 2003 (Art 7.7.4.3).**

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales est donné comme suit :

- $A_v$  et  $A_H > 0.15\%B$ .....Globalement dans la section du voile.
- $A_v$  et  $A_H > 0.10\%B$ .....en zone courante.

Avec :

**B** : section du béton.

➤ **D'après le BAEL**

$$A_H = \frac{A_v}{4}$$

Avec :

**A<sub>v</sub>**: Section des armatures verticales.

**c). Armatures minimales**

- **Compression simple** **BAEL91 modifié 99 (Art A.8.1. 21).**
  - $A_{min} > 4\text{cm}^2/\text{ml}$ , par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à la direction de ces armatures.
  - $0.2\% \leq \frac{A_{min}}{B} \leq 0.5\%$

Avec :

**B** : section du béton comprimé.

- **Traction simple** **BAEL91 modifié 99 (Art A.4.2.1).**

$$A_{min} \geq \frac{B \times f_{t28}}{f_e}$$

Avec :

**B** : section du béton tendu

$$B = d \times e$$

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 **RPA 99/Version2003 (Art.7.7.4.1).**

$$A_{min} \geq 0.2 \%$$

**d). Armatures transversales**

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends, Elles retiennent les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles (au moins 4 épingles par m<sup>2</sup>), dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression, d'après l'article **(Art.7.7.4.3) RPA 99 /Version2003.**

**e). Armatures de coutures**

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de couture dont la section est donnée par la formule :

$$A_{vj} = \frac{1.1 \times T}{f_e}$$

Avec :

$$T = 1.4 V_U$$

$V_U$  : Effort tranchant calculé 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.

**f). Armatures des potelets**

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la section est  $\geq 4HA10$  ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

**g). Longueur de recouvrement**

**RPA99/Version 2003 (Art 7.7.4.3).**

Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

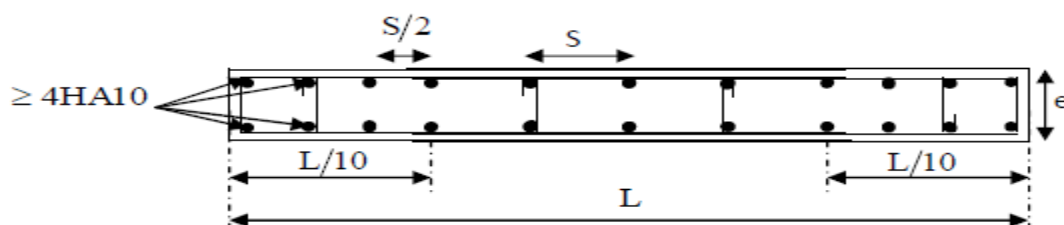
- 40  $\varnothing$  pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible ;
- 20  $\varnothing$  pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges

**h). Diamètre maximal**

**RPA99/ Version 2003 (Art 7.7.4.1).**

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 0.10 de l'épaisseur du voile.

$$\varnothing \leq 0.1 a$$



**Figure VII.3.1 : Disposition des armatures verticales dans les voiles.**

**i). Espacement**

D'après **RPA99/ Version 2003 (Art 7.7.4.3)** ; l'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$S_t \leq 1.5 \times e$$

$$S_t \leq 30\text{cm}$$

Avec :  $e$  = épaisseur du voile

Aux extrémités des voiles l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la longueur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm.

### VII.3.7. Les vérifications à l'ELS

- **Vérification de la contrainte dans le béton à l'ELS**

$$\sigma_b = \frac{N_s}{B+15 \times A} \leq \overline{\sigma}_b$$

$$N_s = G+Q$$

$$\overline{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28}$$

Avec :

$N_s$  : l'effort normal appliqué.

$B$  : section du béton.

$A$  : section des armatures adoptées (verticales).

$\overline{\sigma}_b$  : contrainte admissible.

- **Vérification de la contrainte limite de cisaillement**

➤ **D'après BAEL91 modifiées 99 (Art A.5.1.21).**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \overline{\tau}_u$$

Avec :

$$\overline{\tau}_u : \text{Contrainte limite de cisaillement} \quad \overline{\tau}_u = \min \left( 0.15 \frac{f_{ci}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right)$$

➤ **D'après RPA 99/Version2003 (Art 7.7.2).**

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d} \leq \overline{\tau}_u = 0.2 f_{c28}$$

Avec :

$$T = 1.4 V_u$$

$V_u$  : Effort tranchant calculé au niveau considéré.

$b$  : Epaisseur du voile.

$d$  : Hauteur utile ( $d = 0.9 h$ ).

$h$  : Hauteur totale de la section brute.

### VII.3.8. Exemple de calcul

Soit à calculer le ferrailage d'un voile VL1  $L = 2.30$  m sur la **zone I (RDC)**.

$$L = 2.30 \text{ m} ; e = 0.2 \text{ m} ; B = 0.46 \text{ m}^2$$

$$I = \frac{e \times l^3}{12} = 0.20 \text{ m}^4$$

$$V = V' = \frac{L}{2} = 1.15 \text{ m}$$

#### a. Caractéristiques géométriques

L(m)	e(m)	B (m <sup>2</sup> )	I (m <sup>4</sup> )
2.30	0,2	0,46	0.20

Tableaux VII.3.3 : Caractéristiques géométriques.

#### b. Sollicitations de calcul

On calcule les efforts (**Ni** et **Ni+1**) agissant sur le voile considéré pour tous les étages de la zone et on tire les contraintes les plus défavorables pour enfin calculer le ferrailage que l'on adoptera pour tous les étages de la zone.

Les contraintes les plus défavorables sont données par L'ETABS :

$$\sigma_{max} = 5420.81 \text{ KN/m}^2 \quad \Longrightarrow \quad \text{compression}$$

$$\sigma_{min} = -7534.96 \text{ KN/m}^2 \quad \Longrightarrow \quad \text{traction}$$

#### c. Largeur de la zone comprimée « $L_c$ » et de la zone tendue « $L_t$ »

$$L_c = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{max} + \sigma_{min}} \times L = \frac{5420.81}{5420.81 + 7534.96} \times 2.3 = 0.97 \text{ m}$$

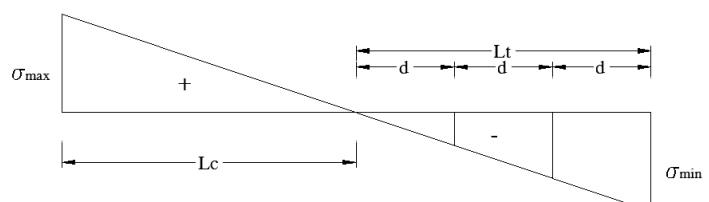
$$L_t = L - L_c = 2.3 - 0.97 = 1.33 \text{ m}$$

#### d. Calcul « d »

Le découpage du diagramme est en trois bandes de longueur (d):

$$d \leq \min \left( \frac{h_e}{2} ; \frac{2}{3} L_c \right) = \min \left( \frac{3.06}{2} ; \frac{2}{3} \times 0.97 \right) = \min (1.53 \text{ m} ; 0.65 \text{ m}) = 0.65 \text{ m}.$$

$$d = d_1 = d_2 = d_3 = \frac{L_t}{2} = \frac{1.33}{2} = 0.66 \text{ m}.$$



**Détermination de N**

Pour la zone tendue :

$$\frac{\sigma_{min}}{L_t} = \frac{\sigma_1}{L_t - d}$$

$$\sigma_1 = \frac{\sigma_{min}(L_t - d)}{L_t} = \frac{7534.96 (1.33 - 0.44)}{1.33} = 5042.19 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{\sigma_1 \times d}{L_t - 2d} = \frac{5042.19 \times 0.44}{1.33 - 2 \times 0.44} = 4930.14 \text{ KN/m}^2$$

$$N_1 = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} \times d \times e = \frac{5420.81 + 5042.19}{2} \times 0.44 \times 0.2 = 553.39 \text{ KN}$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times d \times e = \frac{5042.19 + 4930.14}{2} \times 0.44 \times 0.2 = 438.78 \text{ KN}$$

$$N_3 = \frac{\sigma_2}{2} \times d \times e = \frac{4930.14}{2} \times 0.44 \times 0.2 = 216.93 \text{ KN}$$

**e. Calcul des armatures verticales**

$$1^{\text{ere}} \text{ bande : } A_{v1} = \frac{N_1}{\sigma_s} = \frac{553.39}{348 \times 10^{-1}} = 15.90 \text{ cm}^2$$

$$2^{\text{eme}} \text{ bande : } A_{v2} = \frac{N_2}{\sigma_s} = \frac{438.78}{348 \times 10^{-1}} = 12.61 \text{ cm}^2$$

$$3^{\text{eme}} \text{ bande : } A_{v3} = \frac{N_3}{\sigma_s} = \frac{216.93}{348 \times 10^{-1}} = 6.23 \text{ cm}^2$$

**f. Les armatures de coutures**

$$A_{vj} = \frac{1.1 \times V_u}{f_e} = \frac{1.1 \times 217.96}{400 \times 10^{-1}} = 5.99 \text{ cm}^2$$

**g. Armatures minimales (BAEL 91 Modifiée 99)**

$$A_{min} \geq \max \left( \frac{d \times e \times f_{t28}}{f_e}; 0.2\% B \right)$$

$$A_{min} = \max \left( \frac{0.44 \times 0.2 \times 2.1}{400}; 0.002 \times 0.44 \times 0.2 \right)$$

$$A_{min} = 4.62 \text{ cm}^2$$

Calcul des sections totales :



$$A_1 = A_{V1} + \frac{A_{Vj}}{4} = 15.90 + \frac{5.99}{4} = 17.40 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = A_{V2} + \frac{A_{Vj}}{4} = 12.61 + \frac{5.99}{4} = 14.11 \text{ cm}^2$$

$$A_3 = A_{V3} + \frac{A_{Vj}}{4} = 6.23 + \frac{5.99}{4} = 7.73 \text{ cm}^2$$

### Ferraillage adopté

Tableaux VII.3.4 : Ferraillage adopté.

	Section totale	Ferraillage adopté	Espacement
<b>1<sup>er</sup> BANDE</b>	$A_1 = 20.10 \text{ cm}^2$	$2 \times 5\text{HA}16$	$St = 9 \text{ cm}$
<b>2<sup>ème</sup> BANDE</b>	$A_2 = 16.08 \text{ cm}^2$	$2 \times 4\text{HA}16$	$St = 11 \text{ cm}$
<b>3<sup>ème</sup> BANDE</b>	$A_3 = 9.24 \text{ cm}^2$	$2 \times 3\text{HA}14$	$St = 15 \text{ cm}$

### h. Armatures horizontales

- D'après le BAEL 91 :  $A_H = \frac{A_V}{4} = \frac{45.42}{4} = 11.35 \text{ cm}^2$
- D'après le RPA :  $A_H > 0.15\% B = 0.0015 \times 20 \times 230 = 6.9 \text{ cm}^2$

On prend : **AH = 11.35 cm<sup>2</sup>**.

Soit : **2 × 13HA8 = 13.04 cm<sup>2</sup>**; avec **S<sub>h</sub> = 30cm**.

### i. Armatures transversales

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées au minimum par (04) épingle au mètre carré soit avec **HA8. (4HA8)**.

### j. Les vérifications

- Vérification des espacements**

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$St \leq 1.5 e \quad \text{Avec : } e = 20 \text{ cm : épaisseur du voile.}$$

$$St \leq 30 \text{ cm}$$

Dans notre cas :

$$St \leq \min(30 \text{ cm}; 30 \text{ cm}) \Rightarrow St \leq 30 \text{ cm}$$

- Vérification de la contrainte dans le béton à l'ELS**

$$\sigma_b = \frac{N_s}{B+15 \times A_v} = \frac{593.6 \times 10^3}{0.46 \times 10^6 + 15 \times 20.10 \times 10^2} = 1.21 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 1.21 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **Vérification des contraintes de cisaillement :**

- **Selon le RPA 2003**

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b$$

$$\tau_b = \frac{T}{b \times d} = \frac{305.144 \times 10^3}{200 \times 0.9 \times 2300} = 0.74 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_b = 0.2 f_{c28} = 5 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 0.74 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_b = 5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **D'après le BAEL 91**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{217.96 \times 10^3}{200 \times 0.9 \times 2300} = 0.53 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left( 0.15 \frac{f_{ci}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right) = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.53 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **Vérification des armatures selon l'RPA 99 Version 2003**

- 1) **Armatures verticales**

- a) **Surface totale :**

$$S_{\text{tot}} = L \times e = 230 \times 20 = 4600 \text{ cm}^2$$

$$0.15\% 4600 = 6.9 \text{ cm}^2$$

$$A_{S \text{ tot}} = 4 \times 5 \text{HA}16 + 4 \times 4 \text{HA}16 + 2 \times 3 \text{HA}14 = 81.6 \text{ cm}^2$$

$$0.15\% 4600 = 6.9 \text{ cm}^2 \ll 81.6 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

- b) **Zone courante :**

$$S = L - (2 \times 10\% L) \times e = 184 \times 20 = 3680 \text{ cm}^2$$

$$0.10\% 3680 = 3.68 \text{ cm}^2$$

$$A_S = 4 \times 5HA16 + 4 \times 4HA16 + 2 \times 3HA14 - 2 \times 6HA16 = 57.48 \text{ cm}^2$$

$$0.10\% 3680 = 3.68 \text{ cm}^2 < 57.48 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

**c) Zone tendue :**

$$S = L_t \times e = 133 \times 20 = 2660 \text{ cm}^2$$

$$0.20\% 2660 = 5.32 \text{ cm}^2$$

$$A_S = 2 \times 5HA16 + 2 \times 4HA16 + 2 \times 3HA14 = 57.48 \text{ cm}^2$$

$$0.20\% 2660 = 5.32 \text{ cm}^2 < 57.48 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

**2) Armatures horizontales :**

**a) Surface totale :**

$$S_{\text{tot}} = L \times e = 408 \times 20 = 8160 \text{ cm}^2$$

$$0.15\% 8160 = 12.24 \text{ cm}^2$$

$$A_{S \text{ tot}} = 13HA8 = 13.04 \text{ cm}^2$$

$$0.15\% 8160 = 12.24 \text{ cm}^2 < 13.04 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

**b) Zone courante :**

$$S_{\text{tot}} = L - (2 \times 10\% L) \times e = 326.4 \times 20 = 6528 \text{ cm}^2$$

$$0.10\% 6528 = 6.528 \text{ cm}^2$$

$$A_{S \text{ tot}} = 13HA8 = 13.04 \text{ cm}^2$$

$$0.10\% 6528 = 6.528 \text{ cm}^2 < 13.04 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

**Conclusion**

Les conditions sont vérifiées excessivement donc ce n'est pas la peine de vérifier les autres voiles.

Tableaux VII.3.5 : Ferrailage des voiles longitudinales VL1

Caractéristiques géométriques	Zone		I	II	III
	hauteur étage (m)		4.08	3.06	3.06
	L (m)		2.30	2.30	2.30
	e (m)		0.2	0.15	0.15
	B (m <sup>2</sup> )		0.46	0.345	0.345
	He		4.08	3.06	3.06
	h		3.78	2.76	2.76
Solicitation de calcul	T (kN)		305.144	371.46	257.26
	Nser (kN)		593.6	489.53	255.87
	Vu (kN)		217.96	265.33	183.76
	$\sigma_{\max}$ (kN/m <sup>2</sup> )		5420.81	5061.85	1822.32
	$\sigma_{\min}$ (kN/m <sup>2</sup> )		7534.96	7237.87	2895.92
	$\sigma_s$ (kN/m <sup>2</sup> )		348.00	348.00	348.00
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	Lc (m)		0.97	0.95	0.89
	Lt (m)		1.33	1.35	1.41
	d (m)		0.44	0.45	0.47
	$\sigma_1$ (KN/m <sup>2</sup> )		5042,19	4825,25	1930,61
	$\sigma_2$ (KN/m <sup>2</sup> )		4930,14	4825,25	1930,61
	N1 (KN)		553,39	407,13	170,13
	N2 (KN)		438,78	325,70	136,11
	N3 (KN)		216,93	162,85	68,05
armatures verticales	Av1/bande (cm <sup>2</sup> )		15,90	11,70	4,89
	Av2/bande (cm <sup>2</sup> )		12,61	9,36	3,91
	Av3/bande (cm <sup>2</sup> )		6,23	4,68	1,95
	Av j (cm <sup>2</sup> )		5,99	7,30	5,05
	A1/bande 1		17,40	13,5	6,15
	A2/bande 2		14,11	11,18	5,17
	A3/bande3		7,73	6,50	3,22
armatures minimales	Amin/bande/nappe (cm <sup>2</sup> )		4.62	4.73	4.93
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	A1 adopté (cm <sup>2</sup> )		20.10	15.38	6.78
	A2 adopté (cm <sup>2</sup> )		16.08	12.30	4.52
	A3 adopté (cm <sup>2</sup> )		9.24	6.78	6.78
	Choix de A (cm <sup>2</sup> )	Bande 1	2 × 5HA16	2 × 5HA14	2 × 3HA12
	Choix de A (cm <sup>2</sup> )	Bande 2	2 × 4HA16	2 × 4HA14	2 × 2HA12
	Choix de A (cm <sup>2</sup> )	Bande 3	2 × 3HA14	2 × 3HA12	2 × 3HA12
	ST max		30	30	30
	Espacement (cm)	Bande 1	9	9	16
		Bande 2	11	11	25
		Bande 3	15	15	16
Armatures horizontales	AH /nappe (cm <sup>2</sup> )		11.35	8.61	4.52
	AH adopté (cm <sup>2</sup> )		13.04	10.04	6.78
	choix de la section		2 × 13HA8	2 × 10HA8	2 × 10HA8
	Espacement (cm)		30	30	30
Armatures transversales	At adoptées		4 épingles HA8 /m <sup>2</sup>		
Vérification des contraintes	$\tau_b = 5\text{MPa}$	$\tau_b$	0.74	1.20	0.83
	$\tau_u = 2,5\text{ Mpa}$	$\tau_u$	0.53	0.85	0.59
	$\sigma_b = 15\text{ MPa}$	$\sigma_{bc}$	1.21	1.33	0.72

Tableaux VII.3.6 : Ferrailage des voiles longitudinales VL2

Caractéristiques géométriques	Zone		I	II	III
	hauteur étage (m)		4.08	3.06	3.06
	L (m)		1.50	1.50	1.50
	e (m)		0.2	0.15	0.15
	B (m <sup>2</sup> )		0.30	0.225	0.225
	He		4.08	3.06	3.06
	h		3.78	2.76	2.76
Solicitation de calcul	T (kN)		115.95	145.61	118.52
	Nser (kN)		365.35	290.83	154.11
	Vu (kN)		82.82	104.01	84.66
	$\sigma_{\max}$ (kN/m <sup>2</sup> )		4048.23	3697.01	1502.65
	$\sigma_{\min}$ (kN/m <sup>2</sup> )		6064.65	5396.88	2986.85
	$\sigma_s$ (kN/m <sup>2</sup> )		348	348	348
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	Lc (m)		0,60	0,61	0,50
	Lt (m)		0,90	0,89	0,99
	D (m)		0,3	0,3	0,33
	$\sigma_1$ (kN/m <sup>2</sup> )		4043,1	3577,71	1991,23333
	$\sigma_2$ (kN/m <sup>2</sup> )		4043,1	3701,07	1991,23333
	N1 (kN)		303,23	201,93	123,207563
	N2 (kN)		242,59	163,77	98,56605
	N3 (kN)		121,29	83,27	49,283025
armatures verticales	Av1/bande (cm <sup>2</sup> )		8,71	5,80	3,5404472
	Av2/bande (cm <sup>2</sup> )		6,97	4,70	2,83235776
	Av3/bande (cm <sup>2</sup> )		3,48	2,39	1,41617888
	Av j (cm <sup>2</sup> )		2,28	2,86	2,32815
	A1/bande 1		9,28	6,52	4,1224847
	A2/bande 2		7,54	5,42	3,41439526
	A3/bande 3		4,05	3,11	1,99821638
armatures minimales	Amin/bande/nappe (cm <sup>2</sup> )		3.15	3.15	3.47
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	A1 adopté (cm <sup>2</sup> )		12.30	9.3	6.78
	A2 adopté (cm <sup>2</sup> )		9.24	6.78	6.78
	A3 adopté (cm <sup>2</sup> )		6.78	6.78	6.78
	Choix de A (cm <sup>2</sup> )	Bande 1	2 × 4HA14	2 × 3HA14	2 × 3HA12
	Choix de A (cm <sup>2</sup> )	Bande 2	2 × 3HA14	2 × 3HA12	2 × 3HA12
	Choix de A (cm <sup>2</sup> )	Bande 3	2 × 3HA12	2 × 3HA12	2 × 3HA12
	ST max		30	30	30
	Espacement (cm)	Bande 1	7.5	10	11
		Bande 2	10	10	11
		Bande 3	10	10	11
Armatures horizontales	AH /nappe (cm <sup>2</sup> )		7.08	5.72	5.09
	AH adopté (cm <sup>2</sup> )		13.04	10.04	10.04
	choix de la section		2 × 13HA8	2 × 10HA8	2 × 10HA8
	Espacement (cm)		30	30	30
Armatures transversales	At adoptées		4 épingles HA8 /m <sup>2</sup>		
Vérification des contraintes	$\tau_b = 5\text{MPa}$	$\tau_b$	0.43	0.72	0.58
	2,5 Mpa	$\tau_u$	0.31	0.51	0.42
	$\bar{\sigma}_b = 15\text{MPa}$	$\sigma_{bc}$	1.15	1.21	0.65

Tableaux VII.3.7 : Ferrailage des voiles longitudinales VL3

Caractéristiques géométriques	Zone		I	II	III
	hauteur étage (m)		4.08	3.06	3.06
	L (m)		1.43	1.43	1.43
	e (m)		0.2	0.15	0.15
	B (m <sup>2</sup> )		0.286	0.214	0.214
	He		4.08	3.06	3.06
	h		3.78	2.76	2.76
Solicitation de calcul	T (kN)		193.28	210.27	121.95
	Nser (kN)		360.03	308.94	180.12
	Vu (kN)		138.06	150.19	87.11
	$\sigma_{\max}$ (kN/m <sup>2</sup> )		2245.03	1880.36	597.97
	$\sigma_{\min}$ (kN/m <sup>2</sup> )		4359.05	4172.17	1593.21
	$\sigma_s$ (kN/m <sup>2</sup> )		348	348	348
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	Lc (m)		0,49	0,44	0,39
	Lt (m)		0,94	0,98	1,04
	d (m)		0,23	0,24	0,26
	$\sigma_1$ (kN/m <sup>2</sup> )		1159,32	1106,90	398,30
	$\sigma_2$ (kN/m <sup>2</sup> )		2225,89	2128,66	796,60
	$\sigma_3$ (kN/m <sup>2</sup> )		4941,86	4525,21	1531,93
	N1 (kN)		126,92	95,02	38,83
	N2 (kN)		77,86	58,24	23,30
	N3 (kN)		164,86	119,77	45,41
	N4 (kN)		113,66	81,45	29,87
armatures verticales	Av1/bande (cm <sup>2</sup> )		3,65	2,73	1,11
	Av2/bande (cm <sup>2</sup> )		2,24	1,67	0,67
	Av3/bande (cm <sup>2</sup> )		4,74	3,44	1,30
	Av4/bande (cm <sup>2</sup> )		3,26	2,34	0,86
	Av j (cm <sup>2</sup> )		3,79	4,13	2,39
	A1/bande 1		4,59	3,76	1,71
	A2/bande 2		3,19	2,71	1,27
	A3/bande 3		5,69	4,47	1,90
armatures minimales	A4/bande/nappe		4,21	3,37	1,46
	Amin/bande/nappe (cm <sup>2</sup> )		2.41	1.89	2.05
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	A1 adopté (cm <sup>2</sup> )		6.78	6.78	6.78
	A2 adopté (cm <sup>2</sup> )		6.78	6.78	6.78
	A3 adopté (cm <sup>2</sup> )		6.78	6.78	6.78
	A4 adopté (cm <sup>2</sup> )		6.78	6.78	6.78
	Choix de A (cm <sup>2</sup> )	Bande 1	2 × 3HA12	2 × 3HA12	2 × 3HA12
	Choix de A (cm <sup>2</sup> )	Bande 2	2 × 3HA12	2 × 3HA12	2 × 3HA12
	Choix de A (cm <sup>2</sup> )	Bande 3	2 × 3HA12	2 × 3HA12	2 × 3HA12
	Choix de A (cm <sup>2</sup> )	Bande 4	2 × 3HA12	2 × 3HA12	2 × 3HA12
	ST max		30	30	30
	Espacement (cm)	Bande 1	7.5	8	9
		Bande 2	7.5	8	9
		Bande 3	7.5	8	9
		Bande 4	7.5	8	9
Armatures horizontales	AH /nappe (cm <sup>2</sup> )		6.78	6.78	6.78
	AH adopté (cm <sup>2</sup> )		13.04	10.04	10.04
	choix de la section		2 × 13HA8	2 × 10HA8	2 × 10HA8
	Espacement (cm)		30	30	30
Armatures transversales	At adoptées		4 épingles HA8 /m <sup>2</sup>		
Vérification des contraintes	$\tau_b = 5\text{MPa}$	$\tau_b$	0.75	1.09	0.63
	2,5 Mpa	$\tau_u$	0.54	0.78	0.45
	$\bar{\sigma}_b = 15\text{MPa}$	$\sigma_{bc}$	1.21	1.38	0.80

Tableaux VII.3.8 : Ferrailage des voiles longitudinales VT1

Caractéristiques géométriques	Zone		I	II	III
	hauteur étage (m)		4.08	3.06	3.06
	L (m)		2.80	2.80	2.80
	e (m)		0.2	0.15	0.15
	B (m <sup>2</sup> )		0.56	0.42	0.42
	He		4.08	3.06	3.06
	h		3.78	2.76	2.76
Solicitation de calcul	T (kN)		389.36	402.14	270.27
	Nser (kN)		1459.94	1233.42	689.05
	Vu (kN)		353.96	365.58	245.7
	$\sigma_{\max}$ (kN/m <sup>2</sup> )		2779.72	2829.64	1873.82
	$\sigma_{\min}$ (kN/m <sup>2</sup> )		4952.86	5063.14	2939.35
	$\sigma_s$ (kN/m <sup>2</sup> )		348	348	348
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	Lc (m)		1,01	1,00	1,09
	Lt (m)		1,79	1,79	1,71
	D (m)		0,60	0,60	0,57
	$\sigma_1$ (kN/m <sup>2</sup> )		3292,68	3365,9	1959,57
	$\sigma_2$ (kN/m <sup>2</sup> )		3348,49	3423,05	1959,57
	N1 (kN)		494,73	379,31	209,43
	N2 (kN)		398,47	305,50	167,54
	N3 (kN)		200,91	154,03	83,77
armatures verticales	Av1/bande (cm <sup>2</sup> )		14,21	10,89	6,02
	Av2/bande (cm <sup>2</sup> )		11,45	8,78	4,81
	Av3/bande (cm <sup>2</sup> )		5,77	4,43	2,41
	Av j (cm <sup>2</sup> )		9,73	10,05	6,75
	A1/bande 1		16,65	13,41	7,71
	A2/bande 2		13,88	11,29	6,50
	A 3/bande 3		8,21	6,94	4,09
armatures minimales	Amin/bande/nappe (cm <sup>2</sup> )		6.3	6.3	5.99
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	A1 adopté (cm <sup>2</sup> )		20.10	15.38	9.05
	A2 adopté (cm <sup>2</sup> )		15.38	12.30	9.05
	A3 adopté (cm <sup>2</sup> )		9.05	9.05	9.05
	Choix de A (cm <sup>2</sup> )	Bande 1	2 × 5HA16	2 × 5HA14	2 × 4HA12
	Choix de A (cm <sup>2</sup> )	Bande 2	2 × 5HA14	2 × 4HA14	2 × 4HA12
	Choix de A (cm <sup>2</sup> )	Bande 3	2 × 4HA12	2 × 4HA12	2 × 4HA12
	ST max		30	30	30
	Espacement (cm)	Bande 1	12	12	14
		Bande 2	12	15	14
		Bande 3	15	15	14
Armatures horizontales	AH /nappe (cm <sup>2</sup> )		11.13	9.18	6.79
	AH adopté (cm <sup>2</sup> )		13.04	13.04	10.04
	choix de la section		2 × 13HA8	2 × 13HA8	2 × 10HA8
	Espacement (cm)		30	25	30
Armatures transversales	At adoptées		4 épingles HA8 /m <sup>2</sup>		
Vérification des contraintes	$\tau_b = 5\text{MPa}$	$\tau_b$	0.77	1.06	0.77
	2,5 Mpa	$\tau_u$	0.70	0.97	0.65
	$\bar{\sigma}_b = 15\text{MPa}$	$\bar{\sigma}_{bc}$	2.5	2.78	1.59

Tableaux VII.3.9 : Ferrailage des voiles longitudinales VT2

Caractéristiques géométriques	Zone		I	II	III
	hauteur étage (m)		4.08	3.06	3.06
	L (m)		3.70	3.70	3.70
	e (m)		0.20	0.15	0.15
	B (m <sup>2</sup> )		0.74	0.55	0.55
	He		4.08	3.06	3.06
	h		3.78	2.76	2.76
Solicitation de calcul	T(kN)		792.26	872.21	615.96
	Nser (kN)		1687.97	1410.67	774.26
	Vu (kN)		565.9	623.01	439.97
	$\sigma_{\max}$ (kN/m <sup>2</sup> )		3523.11	3631.62	2286.49
	$\sigma_{\min}$ (kN/m <sup>2</sup> )		5268.47	5498.11	2754.16
	$\sigma_s$ (kN/m <sup>2</sup> )		348	348	348
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	Lc (m)		1,48	1,47	1,67
	Lt (m)		2,22	2,23	2,02
	D (m)		0,74	0,74	0,67
	$\sigma_1$ (kN/m <sup>2</sup> )		3512,31	3673,63	1840,65
	$\sigma_2$ (kN/m <sup>2</sup> )		3512,31	3624,64	1813,58
	N1 (kN)		649,78	509,03	230,89
	N2 (kN)		519,82	405,05	183,62
	N3 (kN)		259,91	201,17	91,13
armatures verticales	Av1/bande (cm <sup>2</sup> )		18,67	14,63	6,63
	Av2/bande (cm <sup>2</sup> )		14,94	11,64	5,27
	Av3/bande (cm <sup>2</sup> )		7,47	5,78	2,62
	Av j (cm <sup>2</sup> )		15,56	17,13	12,09
	A1/bande 1		22,56	18,91	9,66
	A2/bande 2		18,83	15,92	8,30
	A3/bande 3		11,36	10,06	5,64
armatures minimales	Amin/bande/nappe (cm <sup>2</sup> )		7.77	5.83	5.28
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	A1 adopté (cm <sup>2</sup> )		24.12	20.10	12.30
	A2 adopté (cm <sup>2</sup> )		20.10	18.46	9.04
	A3 adopté (cm <sup>2</sup> )		12.06	12.06	6.78
	Choix de A (cm2)	Bande 1	2 × 6HA16	2 × 5HA16	2 × 4HA14
	Choix de A (cm2)	Bande 2	2 × 5HA16	2 × 6HA14	2 × 4HA12
	Choix de A (cm2)	Bande 3	2 × 3HA16	2 × 3HA16	2 × 3HA12
	ST max		30	30	30
	Espacement (cm)	Bande 1	12	15	17
		Bande 2	15	12	17
		Bande 2	25	25	22
Armatures horizontales	AH /nappe (cm <sup>2</sup> )		14.07	12.66	7.03
	AH adopté (cm <sup>2</sup> )		15.06	14.06	9.04
	choix de la section		2 × 15HA8	2 × 14HA8	2 × 10HA8
	Espacement (cm)		27	20	30
Armatures transversales	At adoptées		4 épingles HA8 /m <sup>2</sup>		
Vérification des contraintes	$\tau_b = 5\text{MPa}$	$\tau_b$	1.19	1.74	1.23
	2,5 Mpa	$\tau_u$	0.85	1.25	0.88
	$\bar{\sigma}_b = 15\text{MPa}$	$\bar{\sigma}_{bc}$	2.17	2.43	1.36



Tableaux VII.3.10 : Ferrailage des voiles longitudinales VT3

Caractéristiques géométriques	Zone		I	II	III
	hauteur étage (m)		4.08	3.06	3.06
	L (m)		1.50	1.50	1.50
	e (m)		0.2	0.15	0.15
	B (m <sup>2</sup> )		0.30	0.225	0.225
	He		4.08	3.06	3.06
Solicitation de calcul	h		3.78	2.76	2.76
	T(kN)		84.378	127.372	128.506
	Nser (kN)		747.51	633.96	394.54
	Vu (kN)		60.27	90.98	91.79
	$\sigma_{\max}$ (kN/m <sup>2</sup> )		941.17	887.21	1847.78
	$\sigma_{\min}$ (kN/m <sup>2</sup> )		2990.24	3200.37	3132.68
	$\sigma_s$ (kN/m <sup>2</sup> )		348	348	348
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	Lc (m)		0,36	0,32	0,55
	Lt (m)		1,14	1,17	0,94
	d (m)		0,22	0,23	0,19
	$\sigma_1$ (kN/m <sup>2</sup> )		681,98	683,84	599,87
	$\sigma_2$ (kN/m <sup>2</sup> )		1259,05	1312,97	1233,07
	$\sigma_3$ (kN/m <sup>2</sup> )		1836,11	1942,10	1866,27
	$\sigma_4$ (kN/m <sup>2</sup> )		2413,18	2571,23	2499,48
	N1 (kN)		80,79	67,01	53,18
	N2 (kN)		42,70	34,44	26,12
	N3 (kN)		68,09	56,15	44,16
	N4 (kN)		93,48	77,85	62,21
	N5 (kN)		53,09	44,35	35,61
armatures verticales	Av1/bande (cm <sup>2</sup> )		2,32	1,92	1,53
	Av2/bande (cm <sup>2</sup> )		1,22	0,99	0,75
	Av3/bande (cm <sup>2</sup> )		1,96	1,61	1,27
	Av4/bande (cm <sup>2</sup> )		2,68	2,23	1,79
	Av5/bande (cm <sup>2</sup> )		1,52	1,27	1,02
	Av j (cm <sup>2</sup> )		1,65	2,50	2,52
	A1/bande 1		2,74	2,55	2,16
	A2/bande 2		1,64	1,61	1,38
	A3/bande 3		2,37	2,24	1,90
	A4/bande 4		3,10	2,86	2,42
	A5/bande 5		1,94	1,90	1,65
Armatures minimales	Amin/bande/nappe (cm <sup>2</sup> )		2.31	1.81	1.50
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	A1 adopté (cm <sup>2</sup> )		6.78	6.78	6.78
	A2 adopté (cm <sup>2</sup> )		6.78	6.78	6.78
	A3 adopté (cm <sup>2</sup> )		6.78	6.78	6.78
	A4 adopté (cm <sup>2</sup> )		6.78	6.78	6.78
	A5 adopté (cm <sup>2</sup> )		6.78	6.78	6.78
	Choix de A (cm <sup>2</sup> )	Bande 1	2 × 3HA12	2 × 3HA12	2 × 3HA12
	Choix de A (cm <sup>2</sup> )	Bande 2	2 × 3HA12	2 × 3HA12	2 × 3HA12
	Choix de A (cm <sup>2</sup> )	Bande 3	2 × 3HA12	2 × 3HA12	2 × 3HA12
	Choix de A (cm <sup>2</sup> )	Bande 4	2 × 3HA12	2 × 3HA12	2 × 3HA12
	Choix de A (cm <sup>2</sup> )	Bande 5	2 × 3HA12	2 × 3HA12	2 × 3HA12
	ST max		30	30	30
	Espacement (cm)	Bande 1	7	7.5	6
		Bande 2	7	7.5	6
		Bande 3	7	7.5	6
		Bande 4	7	7.5	6
Armatures horizontales	AH/nappe (cm <sup>2</sup> )		8.48	8.48	8.48
	AH adopté (cm <sup>2</sup> )		13.04	10.04	10.04
	choix de la section		2 × 13HA8	2 × 10HA8	2 × 10HA8
	Espacement (cm)		30	30	30
Armatures transversales	At adoptées		4 épingles HA8 /m <sup>2</sup>		
Vérification des contraintes	$\tau_b = 5\text{MPa}$	$\tau_b$	0.31	0.62	0.63
	2,5 Mpa	$\tau_u$	0.22	0.45	0.45
	$\bar{\sigma}_b = 15\text{MPa}$	$\sigma_{bc}$	2.41	2.70	1.68

Tableaux VII.3.11 : Ferrailage des voiles longitudinales VT4

Caractéristiques géométriques	Zone		I	II	III
	hauteur étage (m)		4.08	3.06	3.06
	L (m)		1.43	1.43	1.43
	e (m)		0.2	0.15	0.15
	B (m <sup>2</sup> )		0.286	0.214	0.214
	He		4.08	3.06	3.06
	h		3.78	2.76	2.76
Solicitation de calcul	T (kN)		54.31	59.68	51.35
	Nser (kN)		374.51	311.55	175.16
	Vu (kN)		38.79	42.63	36.68
	$\sigma_{\max}$ (kN/m <sup>2</sup> )		2014.06	1787.84	1090.32
	$\sigma_{\min}$ (kN/m <sup>2</sup> )		4130.88	3673.06	2408.08
	$\sigma_s$ (kN/m <sup>2</sup> )		348	348	348
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	Lc (m)		0,47	0,47	0,44
	Lt (m)		0,96	0,96	0,99
	d (m)		0,24	0,24	0,25
	$\sigma_1$ (kN/m <sup>2</sup> )		1032,72	918,265	583,78
	$\sigma_2$ (kN/m <sup>2</sup> )		2065,44	1836,53	1191,88
	$\sigma_3$ (kN/m <sup>2</sup> )		4303	3826,10	2359,68
	N1 (kN)		123,93	82,64	56,09
	N2 (kN)		74,35	49,58	33,29
	N3 (kN)		152,84	101,93	66,59
	N4 (kN)		103,27	68,87	44,24
armatures verticales	Av1/bande (cm <sup>2</sup> )		3,56	2,37	1,61
	Av2/bande (cm <sup>2</sup> )		2,14	1,42	0,96
	Av3/bande (cm <sup>2</sup> )		4,39	2,93	1,91
	Av4/bande (cm <sup>2</sup> )		2,97	1,98	1,27
	Av j (cm <sup>2</sup> )		1,07	1,17	1,01
	A1/bande 1		3,83	2,67	1,86
	A2/bande 2		2,40	1,72	1,21
	A3/bande 3		4,66	3,22	2,16
	A4/bande 4		3,23	2,27	1,52
armatures minimales	Amin/bande/nappe (cm <sup>2</sup> )		2.52	1.89	1.97
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	A1 adopté (cm <sup>2</sup> )		6.78	6.78	6.78
	A2 adopté (cm <sup>2</sup> )		6.78	6.78	6.78
	A3 adopté (cm <sup>2</sup> )		6.78	6.78	6.78
	A4 adopté (cm <sup>2</sup> )		6.78	6.78	6.78
	Choix de A (cm <sup>2</sup> )	Bande 1	2 × 3HA12	2 × 3HA12	2 × 3HA12
	Choix de A (cm <sup>2</sup> )	Bande 2	2 × 3HA12	2 × 3HA12	2 × 3HA12
	Choix de A (cm <sup>2</sup> )	Bande 3	2 × 3HA12	2 × 3HA12	2 × 3HA12
	Choix de A (cm <sup>2</sup> )	Bande 4	2 × 3HA12	2 × 3HA12	2 × 3HA12
	ST max		30	30	30
	Espacement (cm)	Bande 1	8	8	8
		Bande 2	8	8	8
		Bande 3	8	8	8
		Bande 4	8	8	8
Armatures horizontales	AH /nappe (cm <sup>2</sup> )		6.78	6.78	6.78
	AH adopté (cm <sup>2</sup> )		13.04	10.04	10.04
	choix de la section		2 × 13HA8	2 × 10HA8	2 × 10HA8
	Espacement (cm)		30	30	30
Armatures transversales	At adoptées		4 épingles HA8 /m <sup>2</sup>		
Vérification des contraintes	$\tau_h = 5 \text{ MPa}$	$\tau_b$	0.21	0.31	0.27
	2,5 Mpa	$\tau_u$	0.15	0.22	0.19
	$\bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$	$\sigma_{bc}$	1.26	1.39	0.78

# *Chapitre VIII*

## *Etude de l'infrastructure*

### VIII.1. Introduction

La fondation est un élément de structure qui a pour objet de transmettre au sol les efforts apportés par la superstructure.

Ces efforts consistent en :

- **Un effort normal** : charges et surcharges verticales centrées ;
- **Une force horizontale** : résultante de l'action sismique ;
- **Un moment** qui peut être de valeur variable qui s'exerce dans des plans différents.

On distingue deux types de fondation selon leurs modes d'exécution et selon la résistance aux sollicitations extérieures.

#### 1) Les fondations superficielles

Elles sont utilisées pour les sols de bonne capacité portante. Elles permettent la transmission directe des efforts au sol.

Les principaux types de fondations superficielles que l'on rencontre dans la pratique sont :

- ✓ Les semelles continues sous mur.
- ✓ Les semelles continues sous poteaux.
- ✓ Les semelles isolées.
- ✓ Les radiers.

#### 2) Les fondations profondes

Elles sont utilisées dans le cas de sol ayant une faible capacité portante ou dans les cas où le bon sol se trouve à une grande profondeur, les principaux types de fondations profondes sont :

- ✓ Les pieux.
- ✓ Les puits.

### VIII.2.Étude du sol de la fondation

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur une étude détaillée du sol qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier. Les résultats de cette étude sont :

- La contrainte admissible du sol est  $\sigma_{\text{sol}} = 2$  bars à 1 m de profondeur.
- Absence de nappe phréatique, donc pas de risque de remontée des eaux.

### VIII.3.Choix de type de fondation

Le choix du type de fondation est en fonction du type de la superstructure ainsi que des caractéristiques topographiques et géologiques du terrain.

Ce choix est défini par :

- ✓ La stabilité de l'ouvrage.
- ✓ La facilité de l'exécution.
- ✓ La nature de l'ouvrage à fonder.
- ✓ La nature du terrain et sa résistance.

Pour le cas de la structure étudiée, nous avons le choix entre des semelles filantes et un radier général, en fonction des résultats du dimensionnement, on adoptera le type de semelle convenable.

#### VIII.4.Dimensionnement des semelles

##### ➤ Semelle isolée

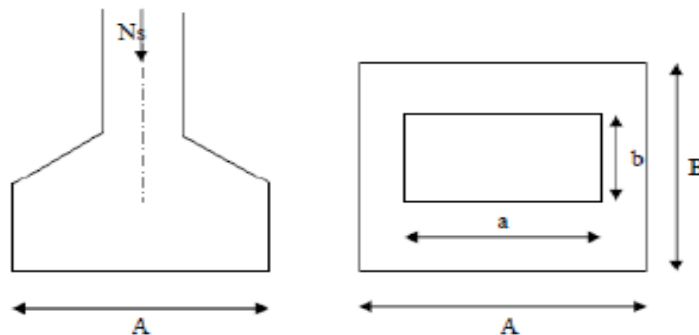
Pour le pré-dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal «  $N_{ser}$  » qui est obtenu à la base de tous les poteaux du RDC.

$$A B \geq \frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_{sol}}$$

**Homothétie des dimensions :**

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = 1 = K \implies A=B \text{ (Poteau carré)}$$

$$B \geq \sqrt{\frac{N_s}{\bar{\sigma}_{sol}}}$$



**Figure VIII.1 : Dimensions d'une fondation.**

#### Exemple de calcul

$$N_{ser} = 614.38 \text{ KN}$$

$$\bar{\sigma}_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2$$

$$A = B = 3.07 \text{ m}$$

#### Conclusion

L'importance des dimensions des semelles expose nos fondations au risque de chevauchement, alors on a opté pour des semelles filantes.

➤ **Semelle filantes****1. Semelle filante sous voile**

$$\sigma_{\text{sol}} \geq \frac{N_S}{S} = \frac{G+Q}{B \times L}$$

$\sigma_{\text{sol}}$  : Capacité portante du sol ( $\sigma_{\text{sol}} = 200 \text{ KN/m}^2 = 0.20 \text{ MPa}$ )

B : Largeur de la semelle.

G et Q : charge et surcharge à la base du voile.

L : longueur de la semelle sous voile.

$$B \geq \frac{N_S}{\sigma_{\text{sol}} \cdot L}$$

Les résultats de calcul sont récapitulés dans les tableaux ci-dessous :

✓ **Sens longitudinal**

Voiles	Ns (KN)	L (m)	B (m)	S (m <sup>2</sup> )
VL1	989.77	2,3	2.15	4.95
VL2	966.02	2,3	2.10	4.83
VL3	604.57	1,5	2.02	3.02
VL4	600.95	1,5	2.00	3.00
VL5	719.47	1,43	2.52	5.6
				$\Sigma = 21.40$

**Tableau VIII.1: La surface des voiles longitudinaux.**

✓ **Sens transversal**

Voiles	Ns (KN)	L (m)	B (m)	S (m <sup>2</sup> )
VT1	958.21	2,8	1.71	4.79
VT2	989.00	2,8	1.76	4.95
VT3	1119.89	3,7	1.51	5.60
VT4	1132.61	3,7	1.53	5.66
VT5	620.75	1,5	2.06	3.10
VT6	621.41	1,5	2.07	3.11
VT7	629.35	1,43	2.20	3.15
VT8	603.98	1,43	2.11	3.02
				$\Sigma = 33.38$

**Tableau VIII.2 : La surface des voiles transversaux.**

La surface des semelles filantes sous les voiles est :  $S_v = 54.78 \text{ m}^2$ .

## 2. Semelle filante sous poteaux

### ❖ Étapes de calcul

1-Détermination de la résultante des charges :  $R = \sum N_i$

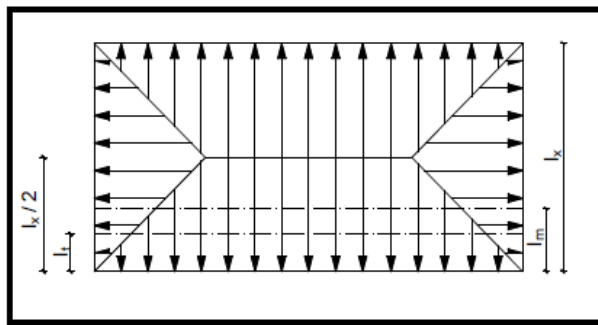
2-Détermination de la coordonnée de la résultante des forces.

$$e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum N_i}{R}$$

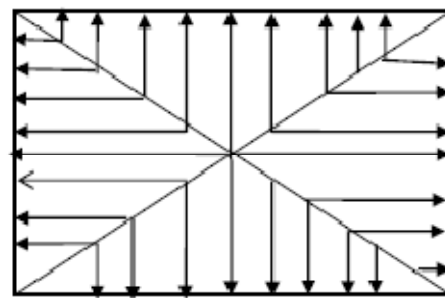
$e_i$  : Excentricité de la résultante des forces par rapport au centre de gravité.

3-Détermination de la distribution (par mètre linéaire) des sollicitations de la semelle :

$$\begin{cases} e < \frac{L}{6} \implies \text{Répartition trapézoïdale.} \\ e > \frac{L}{6} \implies \text{Répartition triangulaire.} \end{cases}$$



Répartition trapézoïdale.



Répartition triangulaire.

$$q_{\min} = \frac{R}{L} \left( 1 - \frac{6e}{L} \right)$$

$$q_{\max} = \frac{R}{L} \left( 1 + \frac{6e}{L} \right)$$

$$q \left( \frac{R}{L} \right) = \frac{R}{L} \left( 1 + \frac{3e}{L} \right)$$

4- Détermination de la largeur de la semelle :  $B \geq \frac{q \left( \frac{R}{L} \right)}{\bar{\sigma}_{sol}}$

5- Détermination de la hauteur de la semelle :

$$\frac{L}{9} \leq h_t \leq \frac{L}{6} \quad \text{Avec } L : \text{distance entre nus des poteaux}$$

6- Calcul de l'effort tranchant le long de la semelle.

7- Calcul du moment fléchissant le long de la semelle

8- Calcul de la semelle comme une poutre continue qui devrait résister aux efforts tranchants et aux moments fléchissants.

On fera le calcul pour le portique le plus sollicité dans le sens transversal.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Poteaux	Ns (KN)	M(KN.m)	ei	Ns × ei
1	496,90	3,088	-2,35	-1167,715
2	387,79	-5,644	-4,17	-1617,0843
3	529,08	-4,920	-3,62	-1915,2696
4	472,25	-0,918	-0,64	-302,24
Σ	1886,02	-8,394		-5002,3089

Tableau VIII.3 : Résultats des efforts revenant aux poteaux transversaux.

$$e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{R} = -2.66 \text{ m.}$$

On a:

$$e = -2.66 < \frac{L}{6} = \frac{14.30}{6} = 2.38 \text{ m.}$$

Nous avons une répartition trapézoïdale des contraintes sous la semelle

$$q\left(\frac{R}{L}\right) = \frac{1886.02}{14.30} \left(1 + \frac{3(2.66)}{14.30}\right) = 205.49 \text{ KN/m.}$$

$$B \geq \frac{q\left(\frac{R}{L}\right)}{\bar{\sigma}_{sol}}$$

$$B \geq \frac{205.49}{200} = 1.027$$

On prend  $B = 1.50 \text{ m.}$

Calcul de la surface de la semelle filante sous poteaux notée  $S_p$  :

$$S_p = 14.30 \times 1.50 = 21.45 \text{ m}^2$$

Surface totale des semelles (sous poteaux + sous voiles) :

$$S_t = n \times S_p + S_v = 6 \times 21.45 + 54.48 = 183.48 \text{ m}^2$$

Avec  $n$  : nombre de portique dans le sens considéré



Surface totale du bâtiment :

$$S_{\text{tot}} = L_x \times L_y = 20.65 \times 14.30 = 295.295 \text{ m}^2$$

Pourcentage de la surface des semelles :

$$\frac{S_t}{S_{\text{bat}}} = \frac{183.48 \times 100}{295.295} = 62.13 \%$$

**Remarque:** La surface totale des semelles représente 62.13 % de la surface du bâtiment.

## Conclusion

Le pré dimensionnement des semelles filantes a donné des largeurs importantes, ce qui induit leur chevauchement, de plus, la surface totale de ces dernières dépasse 50 % de la surface de la structure (l'assise). Donc, on opte pour un radier général qui offrira :

- Une facilité de coffrage ;
- Une rapidité d'exécution ;
- Présentera une grande rigidité.

## VIII.5.Étude du radier général

Un radier est défini comme étant une fondation travaillant comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux de l'ossature et qui est soumis à la réaction du sol diminuée du poids propre du radier.

### VIII.5.1.Pré dimensionnement du radier

#### a. La condition d'épaisseur minimale

Selon la condition d'épaisseur minimale, la hauteur du radier doit avoir au moins 25 cm.

$$(h_{\text{min}} = 25 \text{ cm})$$

#### b. Les conditions forfaitaires

$$\frac{L_{\text{max}}}{8} \leq h \leq \frac{L_{\text{max}}}{5}$$

$L_{\text{max}}$  : distance entre deux voiles successifs.

$h$  : épaisseur du radier.

$$L_{\text{max}} = 3.75 \text{ m}$$

$$\frac{375}{8} \leq h \leq \frac{375}{5} \implies 46.87 \text{ cm} \leq h \leq 75 \text{ cm}$$

D'après ces conditions, nous adopterons **h = 60cm**

- **Dalle :** la dalle du radier doit satisfaire la condition suivante :

$$h_d \geq \frac{L_{max}}{20} = \frac{375}{20} = 18.75 \text{ cm}$$

Soit **h<sub>d</sub> = 30 cm**

- **Nervure (poutre) :** La nervure du radier doit avoir une hauteur  $h_n$  tel-que

$$h_n \geq \frac{L_{max}}{10} = \frac{375}{10} = 37.5 \text{ cm}$$

Soit **h<sub>n</sub> = 40 cm**

- **Dalle flottante :**

$$\frac{L_{max}}{50} \leq h_t \leq \frac{L_{max}}{40}$$

$$\frac{375}{50} \leq h_t \leq \frac{375}{40} \implies 7.5 \text{ cm} \leq h_t \leq 9.37 \text{ cm}$$

Soit **h<sub>t</sub> = 10 cm**

### c. Condition de la longueur élastique

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 E I}{K b}} \geq \frac{2}{\pi} L_{max}$$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol, le radier est rigide s'il vérifie :

$$L_{max} \leq \frac{2}{\pi} L_e \implies \text{ce qui nous conduit à : } h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times L_{max}\right)^4 \times \frac{3 K}{E}}$$

Avec :

Le : Longueur élastique.

K : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface K= 40 MPa.

I : L'inertie de la section du radier (bande de 1 m).

E : Module de déformation longitudinale déferée  $E = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.86 \text{ MPa}$ .

$$D'o\grave{u} : h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times 3.75\right)^4 \times \frac{340}{10818.86}} = 0.71 \text{ m}$$

Soit :  **$h_n = 100 \text{ cm}$** .

#### d. La largeur de la nervure

$$0.4 \times h_n \leq b_n \leq 0.7 \times h_n$$

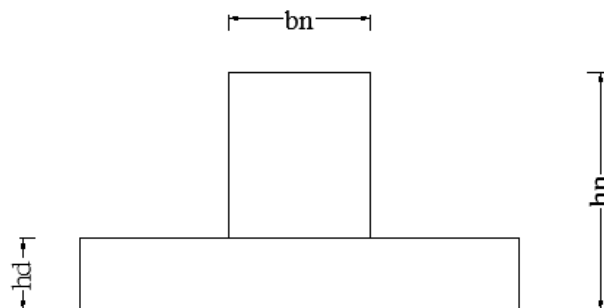
$$0.4 \times 100 \leq b_n \leq 0.7 \times 100$$

$$40 \text{ cm} \leq b_n \leq 70 \text{ cm} \quad \text{on opte pour } \mathbf{b_n = 60 \text{ cm.}}$$

### Conclusion

Le choix définitif des dimensions du radier est le suivant :

- ✓ Hauteur des nervures suivant les deux sens :  **$h_n = 100 \text{ cm}$** .
- ✓ Largeur de la nervure :  **$b_n = 60 \text{ cm}$** .
- ✓ Hauteur de la dalle du radier :  **$h_d = 30 \text{ cm}$** .
- ✓ Dalle flottante :  **$h = 10 \text{ cm}$** .



### VIII.5.2.Calcul des charges nécessaires au radier

#### a. Le poids de la structure

- Charge permanente :  **$G_t : 13082.48 \text{ KN}$**
- Charge d'exploitation :  **$Q_t : 2113 \text{ KN}$**

#### b. Combinaison d'action

$$\mathbf{ELU : Nu = 1.35 G + 1.5 Q = 1.35 \times 13082.48 + 1.5 \times 2113 = 20830.85 \text{ KN}}$$

$$\mathbf{ELS : N_s = G + Q = 13082.48 + 2113 = 15195.48 \text{ KN}}$$

### VIII.5.3.Détermination de la surface du radier

$$\text{A l'ELU: } S_{\text{radier}} \geq \frac{N_u}{1.33 \times \sigma_{\text{sol}}} = \frac{20830.85}{1.33 \times 200} = 78.31 \text{ m}^2$$

$$\text{A l'ELS: } S_{\text{radier}} \geq \frac{N_s}{200} = \frac{15195.48}{200} = 75.98 \text{ m}^2$$

$$\text{D'où: } S_{\text{bat}} > \max (S_1, S_2) = \max (78.31; 75.98) = 78.31 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{bat}} = 227.43 \text{ m}^2 > S_{\text{radier}} = 75.98 \text{ m}^2$$

#### Remarque

On remarque que la surface totale du bâtiment est supérieure à la surface nécessaire du radier, dans ce cas on opte juste pour un débord minimal que nous impose les règles de BEAL, et il sera calculé comme suit :

$$L_{\text{déb}} \geq \left( \frac{h_n}{2} ; 30 \text{ cm} \right) = \max \left( \frac{100}{2} ; 30 \text{ cm} \right) = \max (50 \text{ cm} ; 30 \text{ cm})$$

Soit un débord de :  $L_{\text{deb}} = 50 \text{ cm}$ .

Donc on aura une surface totale du radier :  $S_{\text{rad}} = S_{\text{bat}} + S_{\text{deb}}$

Avec :

$$S_{\text{deb}} = (20.65 \times 0.5) \times 2 + (14.3 \times 0.5) \times 2 = 34.95 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{rad}} = 227.43 + 34.95 = 262.38 \text{ m}^2$$

### VIII.5.4.Détermination des efforts à la base du radier

#### a. Charges permanentes

- **Poids du radier**

$G_{\text{rad}} = \text{Poids de la dalle} + \text{poids de la nervure} + \text{poids de (T.V.O)} + \text{poids de la dalle flottante} + \text{poids du mur plaque}$

- **Poids de la dalle**

$$\text{Poids de la dalle} = S_{\text{radier}} \times h_d \times \rho_b = 262.38 \times 0.3 \times 25 = 1967.85 \text{ KN}$$

- **Poids des nervures**

$$\text{Poids des nervures} = b_n \times (h_n - h_d) \times (L_x \times n + L_y \times m) \times \rho_b$$

$$P_n = 0.6 \times (1 - 0.3) \times (18.05 \times 6 + 12.6 \times 5) \times 25 = 1798.65 \text{ KN.}$$

- **Poids de T.V.O**

$$P_{TVO} = (S_{rad} - S_{ner}) \times (h_n - h_d) \times \rho_{TVO}$$

$$P_{TVO} = (262.38 - 102.78) \times (1.00 - 0.3) \times 17 = 1899.24 \text{ KN}$$

Avec :

Poids volumique du TVO :  $\rho_{TVO} = 17 \text{ KN / m}^3$

La surface des nervures :

$$S_{ner} = b_n \sum (L_x \cdot n + L_y \cdot m)$$

$$S_{ner} = 0.6 \times (18.05 \times 5 + 12.6 \times 6) = 102.78 \text{ m}^2$$

- **Poids de la dalle flottante**

$$P_{dalle \text{ flottante}} = S_{radier} \times e_p \times \rho_{beton}$$

$$e_{dalle \text{ flottante}} = 10 \text{ cm.}$$

$$P_{dalle \text{ flottante}} = 262.38 \times 0.1 \times 25 = 655.95 \text{ KN.}$$

- **Poids du mur plaque**

$$P_{mur \text{ plaque}} = h_{mur} \times L_{mur} \times e_p \times \rho_{beton}$$

$$P_{mur \text{ plaque}} = 3.06 \times 15.65 \times 0.2 \times 25 = 239.44 \text{ KN}$$

$$D'o\grave{u} : \text{Gradier} = P_{dalle} + P_{ner} + P_{TVO} + P_{dalle \text{ flottante}} + P_{mur}$$

$$\text{Gradier} = 1967.85 + 1798.65 + 1899.24 + 655.95 + 239.44$$

$$\text{Gradier} = 6561.13 \text{ KN.}$$

### b. Surcharge du bâtiment et du radier

$$Q_{bat} = 2113 \text{ KN.}$$

$$Q_{rad} = 5 \times 262.38 = 1311.9 \text{ KN.}$$

### c. Poids total de la structure

$$G_{total} = G_{b\grave{a}timent} + \text{Gradier} = 13082.48 + 6561.13 = 19404.17 \text{ KN.}$$

$$Q_{total} = Q_{bat} + Q_{rad} = 2113 + 1311.9 = 3424.9 \text{ KN.}$$

### d. Combinaison d'actions

$$ELU : N_u = 1.35 G + 1.5 Q = 1.35 \times 19404.17 + 1.5 \times 3424.9 = 31332.98 \text{ KN.}$$

$$ELS : N_s = G + Q = 19404.17 + 3424.9 = 22829.07 \text{ KN.}$$

## VIII.5.5. Vérifications

## a. Vérification de la contrainte de cisaillement

Il faut vérifier que :  $\tau_u \leq \overline{\tau_u}$

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b d} \leq \overline{\tau_u} = \min \left\{ \frac{0.15}{\gamma_b} f_{c28} ; 4 MPa \right\}$$

$$b = 100 \text{ cm} ; d = 0.9 h_d = 0.9 \times 30 = 27 \text{ cm}$$

$$T_u^{max} = q_u \times \frac{L_{max}}{2} = \frac{N_u^{tot} \times b}{S_{radier}} \times \frac{L_{max}}{2}$$

$$T_u^{max} = \frac{31332.98 \times 1}{262.38} \times \frac{3.75}{2} = 223.91 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{223.91 \times 10^3}{1000 \times 270} = 0.83 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau_u} = \min \left\{ \frac{0.15}{1.5} \times 25 ; 4 MPa \right\} = \min \{ 2.5 MPa ; 4 MPa \} = 2.5 MPa.$$

$$\tau_u = 0.83 \text{ MPa} \leq \overline{\tau_u} = 2.5 MPa \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

## b. Vérification de la stabilité du radier

- Calcul du centre de gravité du radier

$$X_G = \frac{\sum S_i X_i}{\sum S_i} = 9.03 \text{ m} \quad ; \quad Y_G = \frac{\sum S_i Y_i}{\sum S_i} = 6.3 \text{ m}$$

Avec :

Si : Aire du panneau considéré.

Xi, Yi : Centre de gravité du panneau considéré.

- Moment d'inertie du radier

$$I_{xx} = \frac{b h^3}{12} = 6174.77 \text{ m}^4.$$

$$I_{yy} = \frac{h b^3}{12} = 3008.90 \text{ m}^4.$$

La stabilité du radier consiste en la vérification des contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants :

- Effort normal (**N**) dû aux charges verticales.
- Moment de renversement (**M**) dû au séisme dans le sens considéré

$$\mathbf{M} = \mathbf{M}_0 + \mathbf{T}_0 \times \mathbf{h}$$

Avec :

**M** : Moment sismique à la base du bâtiment.

**T** : Effort tranchant à la base du bâtiment

**I<sub>xx</sub>**; **I<sub>yy</sub>**: Moment d'inertie du panneau considéré dans le sens considéré.

**h** : profondeur de l'infrastructure.

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne :



Figure VIII.2.: Diagramme des contraintes.

Sollicitations		M <sub>0</sub> [KN. m]	T <sub>0</sub> [KN]	h [m]	M[KN. m]
Sens	X-X	105.34	818.75	1	924.09
	Y-Y	1781.60	1073.09	1	2854.69

$$\sigma_m = \frac{3 \sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

On doit vérifier les conditions suivantes

$$\text{L'ELU : } \sigma_m = \frac{3 \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1.33 \sigma_{sol}$$

$$\text{L'ELS : } \sigma_m = \frac{3 \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{sol}$$

$$\text{Avec : } \sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{radier}} \mp \frac{M}{I} V$$

Avec **Nu=31332.98 KN** , **Ns=22829.07 KN**

## ➤ Sens longitudinal

## Á l'ELU :

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{radier}} + \frac{M_x}{I_{xx}} X_G = \frac{31332.98}{262.38} + \frac{105.34}{6174.77} \times 9.03 = 119.57 \text{ KN/ m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{radier}} - \frac{M_x}{I_{xx}} X_G = \frac{31332.98}{262.38} - \frac{105.34}{6174.77} \times 9.03 = 119.27 \text{ KN/ m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{3 \sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3 \times 119.57 + 119.27}{4} = 119.50 \text{ KN/ m}^2$$

## Á l'ELS:

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{radier}} + \frac{M_x}{I_{xx}} X_G = \frac{22829.07}{262.38} + \frac{105.34}{6174.77} \times 9.03 = 87.15 \text{ KN/ m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{radier}} - \frac{M_x}{I_{xx}} X_G = \frac{22829.07}{262.38} - \frac{105.34}{6174.77} \times 9.03 = 86.86 \text{ KN/ m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{3 \sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3 \times 87.15 + 86.86}{4} = 87.08 \text{ KN/ m}^2$$

## ➤ Sens transversal

## Á l'ELU :

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{radier}} + \frac{M_y}{I_{yy}} Y_G = \frac{31332.98}{262.38} + \frac{1781.60}{3008.90} \times 6.3 = 123.15 \text{ KN/ m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{radier}} - \frac{M_y}{I_{yy}} Y_G = \frac{31332.98}{262.38} - \frac{1781.60}{3008.90} \times 6.3 = 115.69 \text{ KN/ m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{3 \sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3 \times 123.15 + 115.69}{4} = 121.29 \text{ KN/ m}^2$$

## Á l'ELS:

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{radier}} + \frac{M_y}{I_{yy}} Y_G = \frac{22829.07}{262.38} + \frac{1781.60}{3008.90} \times 6.3 = 90.73 \text{ KN/ m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{radier}} - \frac{M_y}{I_{yy}} Y_G = \frac{22829.07}{262.38} - \frac{1781.60}{3008.90} \times 6.3 = 83.27 \text{ KN/ m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{3 \sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3 \times 90.73 + 83.27}{4} = 88.86 \text{ KN/ m}^2$$



		ELU			ELS		
Contraintes		$\sigma_1$ [KN/m <sup>2</sup> ]	$\sigma_2$ [KN/m <sup>2</sup> ]	$\sigma_m$ [KN/m <sup>2</sup> ]	$\sigma_1$ [KN/m <sup>2</sup> ]	$\sigma_2$ [KN/m <sup>2</sup> ]	$\sigma_m$ [KN/m <sup>2</sup> ]
sens	X-X	119.42	119.27	119.50	87.15	86.86	87.08
	Y-Y	123.15	115.69	121.29	90.73	83.27	88.86

L'ELU :  $\sigma_m < 1.33 \sigma_{sol} = 266 \text{ KN/ m}^2$

L'ELS :  $\sigma_m < \sigma_{sol} = 200 \text{ KN/ m}^2$

	Contraintes	ELU	ELS	Condition
Sens	X-X ( $\sigma_m$ )	119.50	87.08	CV
	Y-Y ( $\sigma_m$ )	121.29	88.86	CV

### c. Vérification au poinçonnement BAEL90modifié 99 (Art. A.5.2.42).

Aucun calcul ne sera exigé si la condition suivante est satisfaite :

$$N_u \leq \frac{0.045 \times \mu_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

**N<sub>u</sub>** : Charge de calcul à L'ELU pour le poteau.

**μ<sub>c</sub>** : Périmètre du contour cisailé sur le plan du feuillet moyen du radier.

**a** : Epaisseur du voile ou du poteau.

**b** : Largeur du poteau ou du voile (une bande de 1m).

**h** : Hauteur de la nervure égale à 1 m.

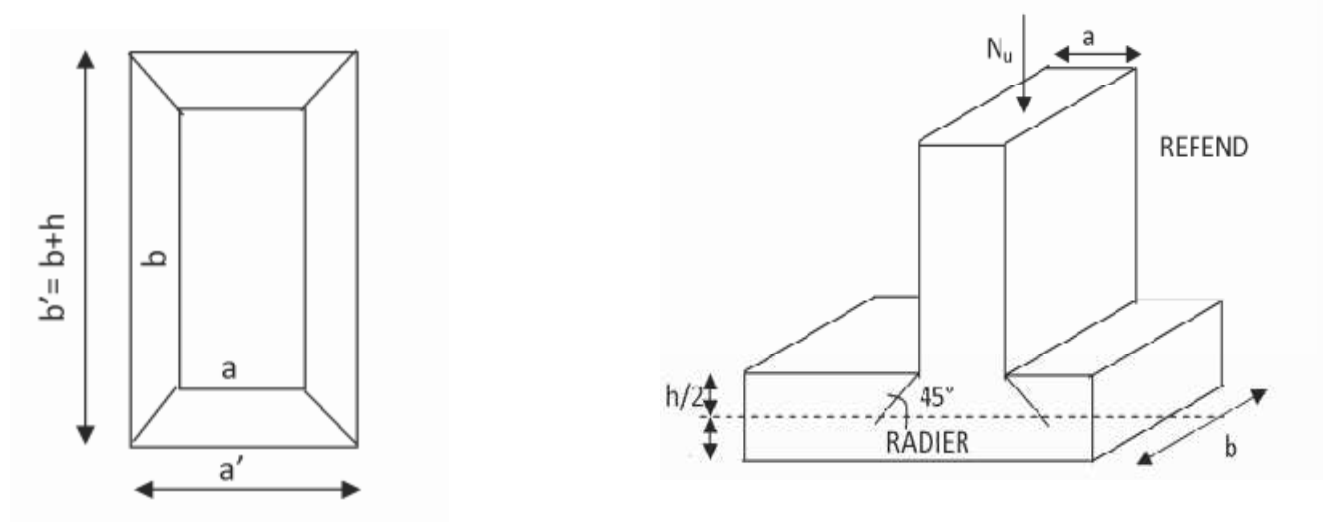


Figure VIII.3 : Périmètre utile des voiles et des poteaux.

**d. Calcul du périmètre utile  $\mu_c$** 

- **Poteau (le poteau le plus sollicité)**

$$\mu_c = 2(a' + b') = 2(a + b + 2h) = 2(0.4 + 0.4 + 2 \times 1) = 5.6 \text{ m.}$$

$$N_u = 31332.98 \text{ KN.}$$

$$N_u \leq \frac{0.045 \times 5.6 \times 1 \times 25000}{1.5} = 4200 \text{ KN..... Condition vérifiée.}$$

- **Voile (le voile le plus sollicité)**

$$\mu_c = 2(a' + b') = 2(a + b + 2h) = 2(0.2 + 3.7 + 2 \times 1) = 11.8 \text{ m.}$$

$$N_u = 31332.98 \text{ KN.}$$

$$N_u \leq \frac{0.045 \times 11.8 \times 1 \times 25000}{1.5} = 8850 \text{ KN..... Condition vérifiée.}$$

**e. Vérification de la stabilité au renversement**

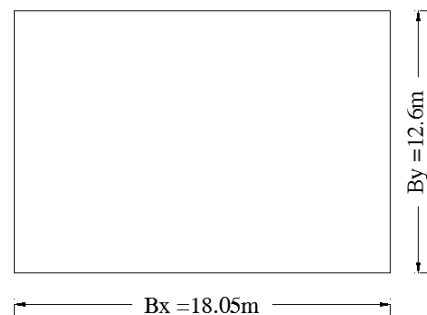
**RPA99/Version 2003 (Art 10.1.5).**

Quel que soit le type de fondations (superficielles ou profondes), on doit vérifier que l'excentrement de la résultante des forces verticales gravitaires et des forces sismiques reste à l'intérieur de la moitié centrale de la base des éléments de fondation résistant au renversement.

$$(e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4})$$

$$e_x = \frac{M_x}{N_s} = \frac{105.34}{22829.07} = 0.0046 \text{ m} < \frac{18.05}{4} = 4.51 \text{ m..... Condition vérifiée.}$$

$$e_y = \frac{M_y}{N_s} = \frac{1781.60}{22829.07} = 0.078 \text{ m} < \frac{12.6}{4} = 3.15 \text{ m..... Condition vérifiée.}$$



**Figure VIII.4 : Longueur et largeur du radier.**

### VIII.5.6.Ferraillage du radier

Le ferraillage d'un radier est particulier, les aciers tendus en travées se situent en partie haute de la dalle du radier qui sera étudiée comme un plancher renversé soumis à une charge uniformément répartie prenant appuis sur les voiles et les poteaux.

Pour le calcul du ferraillage du radier, on utilise les méthodes exposées dans le **B.E.A.L 91 modifié 99**.

#### ➤ Ferraillage des panneaux encastrés sur 4 appuis

On distingue deux cas :

**1<sup>er</sup> cas :** Si  $\rho < 0.4$  le panneau travaille suivant la petite portée.

$$M_0^x = q_u \times \frac{L_x^2}{8}$$

$$M_0^y = 0$$

**2<sup>ème</sup> cas :** Si  $0.4 \leq \rho \leq 1$  le panneau travaille dans les deux directions, les moments développés au centre de panneau pour des bandes de largeur d'unité valent :

Dans le sens de la plus petite portée  $L_x$  :  $M_0^x = \mu_x \times q_u \times L_x^2$

Dans le sens de la grande portée  $L_y$  :  $M_0^y = \mu_y \times M_0^x$

Les coefficients  $\mu_x$  ;  $\mu_y$  sont donnés par les tables PIGEAUD.

Avec :  $\rho = \frac{L_x}{L_y}$

#### • Remarque

Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement voisins, et afin d'homogénéiser le ferraillage et de faciliter la mise en pratique, on adopte la même section d'armatures, en considérant pour les calculs le panneau le plus sollicité.

#### a. Identification du panneau le plus sollicité

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3.7}{3.75} = 0.99 \implies \begin{cases} \mu_x = 0.0377 \\ \mu_y = 0.978 \end{cases}$$

$0.4 \leq \rho \leq 1 \implies$  la dalle travaille dans les deux directions.

Pour le calcul du ferrailage, nous soustrairons de la contrainte maximale  $\sigma_m^{max}$ , la contrainte due au poids propre du radier, ce dernier étant directement repris par le sol.

**À L'ELU :**

$$q_m^u = \sigma_m (\text{ELU}) - \frac{G_{\text{radier}}}{S_{\text{radier}}} = (121.29 - \frac{6321.69 \times 1.35}{262.38}) \times 1 = 88.76 \text{ KN/m.}$$

**À L'ELS :**

$$q_m^s = \sigma_m (\text{ELS}) - \frac{G_{\text{radier}}}{S_{\text{radier}}} = (88.86 - \frac{6321.69}{262.38}) \times 1 = 64.77 \text{ KN/m.}$$

### b. Calcul des moments isostatiques à l'ELU

$$M_x = 0.0377 \times 88.76 \times 3.7^2 = 45.81 \text{ KN.m.}$$

$$M_y = 0.978 \times 45.81 = 44.80 \text{ KN.m.}$$

#### ❖ Remarque

Comme le panneau étudié est un panneau intermédiaire et afin de tenir compte de l'encastrement de la dalle au niveau des nervures, nous allons affecter aux moments isostatiques les coefficients réducteurs suivants :

- **0,75** : pour les moments en travées,
- **0,50** : pour les moments sur appuis intermédiaires,

#### ➤ Moment aux appuis

$$M_x^a = M_y^a = 0.5 \times 45.81 = 22.91 \text{ KN.m.}$$

#### ➤ Moment en travées

$$M_x^t = 0.75 \times 45.81 = 34.36 \text{ KN.m.}$$

$$M_y^t = 0.75 \times 44.80 = 33.6 \text{ KN.m.}$$

### c. Ferrailage à ELU

#### ❖ Sens longitudinal (X-X)

##### – Aux appuis

$$\mu_t = \frac{M_x^a}{B d^2 f_{bu}} = \frac{22.91 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14.2} = 0.022$$

$$\mu_t = 0.022 < \mu_l = 0.392$$

$$\mu_t < \mu_l \rightarrow \text{SSA}$$

$$\beta = 0.989 \quad \alpha = 0.0279$$

$$A_t = \frac{M_x^a}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{22.91 \times 10^3}{0.989 \times 27 \times 348} = 2.47 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } \mathbf{4HA12 = 4.52 \text{ cm}^2}$$

#### – En travées

$$\mu_t = \frac{M_x^t}{B d^2 f_{bu}} = \frac{34.36 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14.2} = 0.090$$

$$\mu_t = 0.090 < \mu_l = 0.392$$

$$\mu_t < \mu_l \rightarrow \text{SSA}$$

$$\beta = 0.953 \quad \alpha = 0.1181$$

$$A_t = \frac{M_x^a}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{34.36 \times 10^3}{0.953 \times 27 \times 348} = 3.84 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } \mathbf{4HA12 = 4.52 \text{ cm}^2}$$

### ❖ Sens transversal (Y-Y)

#### – Aux appuis

$$\mu_t = \frac{M_x^a}{B d^2 f_{bu}} = \frac{22.91 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14.2} = 0.022$$

$$\mu_t = 0.022 < \mu_l = 0.392$$

$$\mu_t < \mu_l \rightarrow \text{SSA}$$

$$\beta = 0.989 \quad \alpha = 0.0279$$

$$A_t = \frac{M_x^a}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{22.91 \times 10^3}{0.989 \times 27 \times 348} = 2.47 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } \mathbf{4HA12 = 4.52 \text{ cm}^2}$$

#### – En travées

$$\mu_t = \frac{M_y^t}{B d^2 f_{bu}} = \frac{33.6 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14.2} = 0.032$$

$$\mu_t = 0.032 < \mu_l = 0.392$$

$$\mu_t < \mu_l \rightarrow \text{SSA}$$

$$\beta = 0.984 \quad \alpha = 0.0406$$

$$A_t = \frac{M_y^t}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{33.6 \times 10^3}{0.984 \times 27 \times 348} = 3.63 \text{ cm}^2$$

Soit :  $4HA12 = 4.52 \text{ cm}^2$

Sens	zone	M (KN.m)	$\mu$	$\beta$	Ferraillage	St (cm)	Section (cm <sup>2</sup> )
Longitudinal	Aux appuis	22.91	0.022	0.989	4HA12	25	4.52
	En travée	34.36	0.090	0.953	4HA12	25	4.52
Transversal	Aux appuis	22.91	0.022	0.989	4HA12	25	4.52
	En travée	33.6	0.032	0.984	4HA12	25	4.52

Tableaux VIII.4 : Récapitulatif des résultats dans les deux sens.

### VIII.5.7.Vérification à L'ELU

#### a. Condition du non fragilité du béton

$\omega_0$ : Pourcentage d'acier minimal est égal à 0.8 ‰ pour les HA FeE400

##### Sens (X-X)

$$\omega_x \geq \omega_0 \frac{(3-\rho)}{2} \quad ; \text{ avec } \omega_x = \frac{A_{min}}{bh} \quad ; \rho = \frac{l_x}{l_y}$$

$$A_{min} \geq \omega_0 \left( \frac{1}{2} \right) \left[ 3 - \frac{l_x}{l_y} \right] bh$$

$$A_{min}^x \geq 0.0008 \left( \frac{1}{2} \right) [3 - 0.99] 100 \times 30 = 2.41 \text{ cm}^2$$

##### Sens (Y-Y)

$$\omega_y \geq \omega_0 \quad ; \text{ avec } \omega_y = \frac{A_{min}}{bh} \quad ; \rho = \frac{l_x}{l_y}$$

$$A_{min}^y \geq \omega_0 bh = 0.0008 \times 100 \times 30 = 2.4 \text{ cm}^2$$

Les sections choisies que ce soit en travée ou en appui dans les deux sens sont nettement supérieur à la condition minimale.

➤ **Aux appuis**

$$A_{ad}^x = 4.52 \text{ cm}^2 > A_{min}^x = 2.41 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$A_{ad}^y = 4.52 \text{ cm}^2 > A_{min}^y = 2.41 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **En travées**

$$A_{ad}^x = 4.52 \text{ cm}^2 > A_{min}^x = 2.41 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$A_{ad}^y = 4.52 \text{ cm}^2 > A_{min}^y = 2.41 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

**b. Espacement des armatures****BAEL 91 modifiée 99 (Art A.8.2, 42).**

L'écartement des armatures d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs ci-dessous, dans lesquels  $h$  désigne l'épaisseur totale de la dalle.

**Sens X-X**

$$S_t \leq \min (3h; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm.}$$

$$S_t = 25 \text{ cm} < 33 \text{ cm.}$$

**Sens (Y-Y)**

$$S_t \leq \min (4h; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm.}$$

$$S_t = 25 \text{ cm} < 45 \text{ cm.}$$

**VIII.5.8.Vérification à L'ELS****a. Evaluation des moments  $M_x$  ;  $M_y$** ❖ **Sens longitudinal (X-X)**

$$M_0^x = \mu_x \times q_s \times L_x^2$$

$$M_0^x = 0.0451 \times 64.77 \times 3.7^2 = 39.4 \text{ KN.m.}$$

$$\Rightarrow \text{Moment aux appuis: } M_{ax} = 0.5 \times 39.4 = 19.7 \text{ KN.m.}$$

$$\Rightarrow \text{Moment en travées: } M_{tx} = 0.75 \times 39.4 = 29.55 \text{ KN.m.}$$

## ❖ Sens transversal (Y-Y)

$$M_0^y = \mu_y \times M_0^x$$

$$M_0^y = 0.985 \times 39.4 = 38.8 \text{ KN.m.}$$

$$\Rightarrow \text{Moment aux appuis: } M_{a_y} = 0.5 \times 38.8 = 19.4 \text{ KN.m.}$$

$$\Rightarrow \text{Moment en travées: } M_{t_y} = 0.75 \times 38.8 = 29.1 \text{ KN.m.}$$

**b. Vérification des contraintes dans le béton**

On vérifie la condition suivante

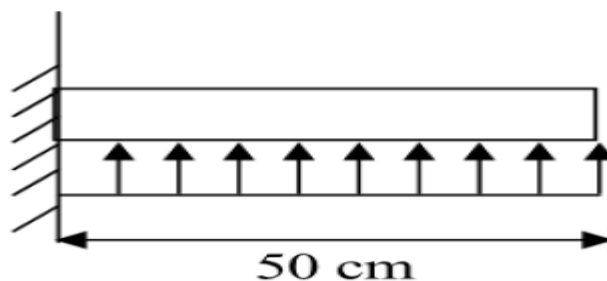
$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}, \text{ avec } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

Sens	zone	$M_u$	$M_s$	$\gamma = \frac{M_u}{M_s}$	$\mu$	$\alpha$	$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$	Observation
<b>X-X</b>	<b>Appuis</b>	22.91	19.7	1.16	0.019	0.024	0.33	CV
	<b>Travée</b>	34.36	29.55	1.16	0.029	0.037	0.33	CV
<b>Y-Y</b>	<b>Appuis</b>	22.91	19.4	1.18	0.018	0.023	0.34	CV
	<b>Travée</b>	33.6	29.1	1.15	0.028	0.035	0.325	CV

**Tableau VIII.5 : Vérification des contraintes dans le béton.**

**VIII.6. Ferrailage des débords**

Le débord est assimilé à une console courte encastrée dans le radier de longueur **L = 50 cm**, soumise à une charge uniformément répartie ; comme illustré dans la figure ci-dessous. Le calcul se fera pour une bande de 1 mètre de longueur.



**Figure VIII.5 : Schéma statique du débord.**



**a. Sollicitation de calculs****❖ Á l'ELU**

$$q_u = 88.76 \text{ KN/m.}$$

$$M_u = \frac{-q_u \times L^2}{2} = \frac{-88.76 \times 0.5^2}{2} = -11.095 \text{ KN.m.}$$

**❖ Á l'ELS**

$$q_s = 64.77 \text{ KN/m.}$$

$$M_s = \frac{-q_s \times L^2}{2} = \frac{-64.77 \times 0.5^2}{2} = -8.096 \text{ KN.m.}$$

**b. Calcul des armatures****1) Armatures principales**

$$b = 1 \text{ m} ; d = 27 \text{ cm} ; f_{bc} = 25 \text{ MPa} ; \sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{B d^2 f_{bu}} = \frac{11.095 \times 10^6}{1000 \times 270^2 \times 14.2} = 0.010$$

$$\mu_u = 0.010 < \mu_l = 0.392$$

$$\mu_u < \mu_l \rightarrow \text{SSA}$$

$$\beta = 0.995 \quad \alpha = 0.0126$$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{11.095 \times 10^6}{0.995 \times 270 \times 348} = 1.19 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 4\text{HA}12 = 4.52 \text{ cm}^2$$

**2) Armatures de répartition**

$$A_r = \frac{A_u}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 4\text{HA}10 = 3.14 \text{ cm}^2$$

**VII.6.1. Vérification à l'ELU****➤ Vérification de la condition de non fragilité**

$$A_{\min} = 0.23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times b \times d$$

$$A_{\min} = 0.23 \times \frac{2.1}{400} \times 100 \times 27 = 3.26 \text{ cm}^2$$

$$A_u = 4.52 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 3.26 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

### VIII.6.2. Vérification à l'ELS

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{11.095}{8.096} = 1.37$$

$$\mu_s = 0.008 \quad \Rightarrow \quad \alpha = 0.01$$

$$\alpha = 0.01 < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.37-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.435 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

⇒ Il n'y a pas lieu de faire la vérification des contraintes à l'ELS.

### Remarque

Les armatures du radier sont supérieures à celles du débord.  
Le ferrailage du débord sera la continuité de celui de radier.

### VII.7. Ferrailage des nervures

La nervure sera calculée comme une poutre continue sur plusieurs appuis.

- Les réactions du sol sont transmises aux nervures sous forme de charges triangulaires et trapézoïdales.
- Pour le calcul des efforts internes maximums, on ramènera ces types de chargement à des répartitions simplifiées constituant des charges uniformément réparties.
- Cela consiste à trouver la largeur de dalle correspondant à un diagramme rectangulaire qui donnerait le même moment ( $L_m$ ) et le même effort tranchant ( $L_t$ ) que le diagramme trapézoïdal, dans ce cas le calcul devient classique.

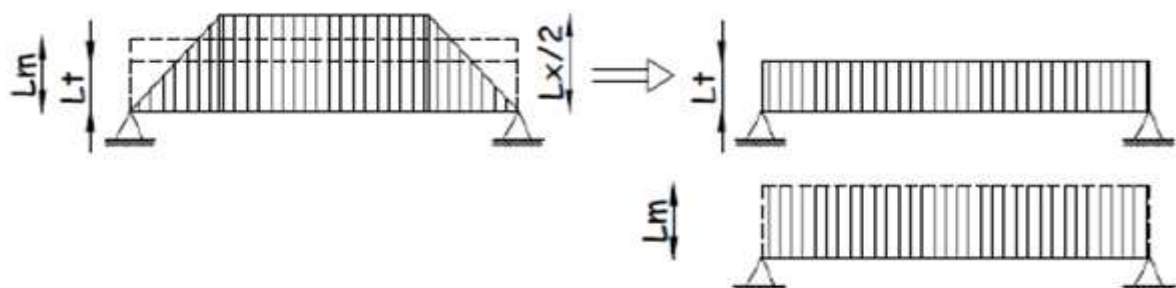


Figure VIII.6 : Présentation du chargement simplifié.

Deux cas de chargement peuvent se présenter

➤ Cas de chargement trapézoïdal

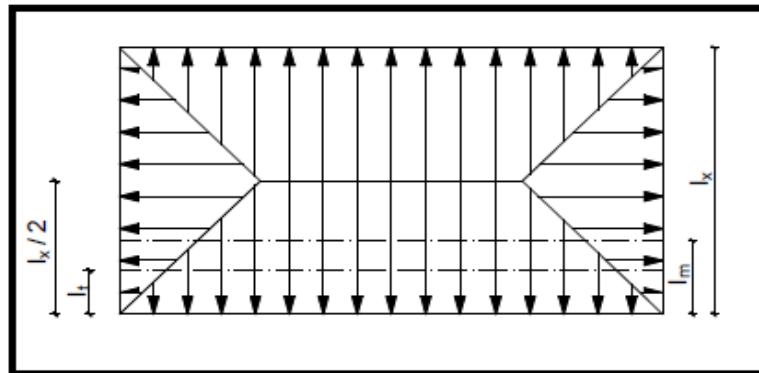


Figure VIII.7: Répartition trapézoïdale.

Pour l'effort tranchant (charge rectangulaire de largeur  $L_t$ )

$$L_t = L_x \left( 0.5 - \frac{\rho^2}{4} \right)$$

Pour le moment fléchissant (charge rectangulaire de largeur  $L_m$ )

$$L_m = L_x \left( 0.5 - \frac{\rho^2}{6} \right)$$

➤ Cas de chargement triangulaire

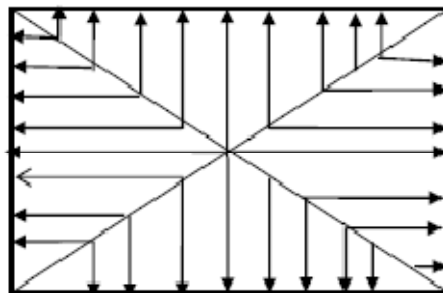


Figure VIII.8: Répartition triangulaire.

Pour l'effort tranchant (charge rectangulaire de largeur  $L_t$ )

$$L_t = 0.25 \times L_x$$

Pour le moment fléchissant (charge rectangulaire de largeur  $L_m$ )

$$L_m = 0.33 \times L_x$$

**Remarque**

- ❖ Pour calculer ces poutres, on va choisir la file la plus sollicitée dans les deux sens.
- ❖ Pour tous les panneaux :  $0.4 \leq \rho \leq 1 \Rightarrow$  le chargement se répartit sur la nervure sous une forme trapézoïdale.

### 1. Charge à considérer

#### Sens longitudinal

$$q_{Mu} = q_u \times L_m = 88.76 \times 1.23 \times 2 = 218.35 \quad \text{KN/ml.}$$

$$q_{Ms} = q_s \times L_m = 64.77 \times 1.23 \times 2 = 159.33 \quad \text{KN/ml.}$$

$$q_{Tu} = q_u \times L_t = 88.76 \times 0.92 \times 2 = 163.32 \quad \text{KN/ml.}$$

$$q_{Ts} = q_s \times L_t = 64.77 \times 0.92 \times 2 = 119.18 \quad \text{KN/ml.}$$

#### Sens transversal

$$q_{Mu} = q_u \times L_m = 88.76 \times 1.25 \times 2 = 221.90 \quad \text{KN/ml.}$$

$$q_{Ms} = q_s \times L_m = 64.77 \times 1.25 \times 2 = 161.93 \quad \text{KN/ml.}$$

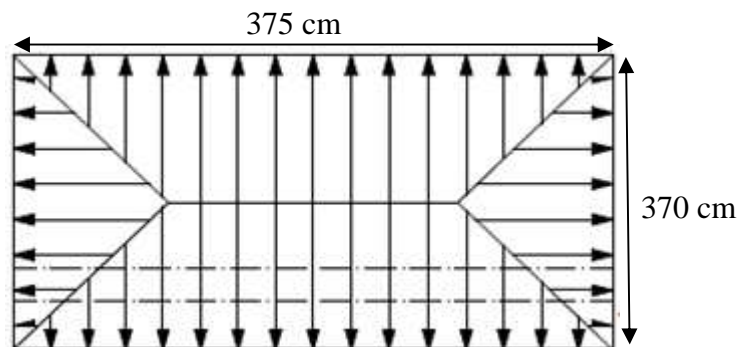
$$q_{Tu} = q_u \times L_t = 88.76 \times 0.95 \times 2 = 168.64 \quad \text{KN/ml.}$$

$$q_{Ts} = q_s \times L_t = 64.77 \times 0.95 \times 2 = 123.06 \quad \text{KN/ml.}$$

Afin de déterminer les efforts internes nous avons utilisé le logiciel ETABS.

$$H_{\text{nerv}} = 1\text{m}$$

$$B_{\text{nerv}} = 0.6\text{m}$$



## Sens longitudinal

## ➤ ELU

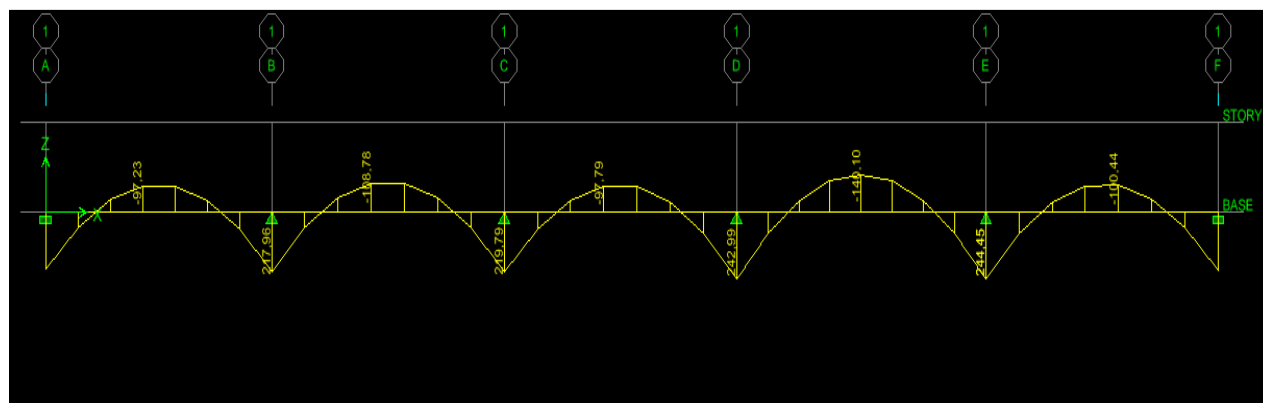


Figure VIII.9 : Diagrammes des moments fléchissant à l'ELU (sens x-x).

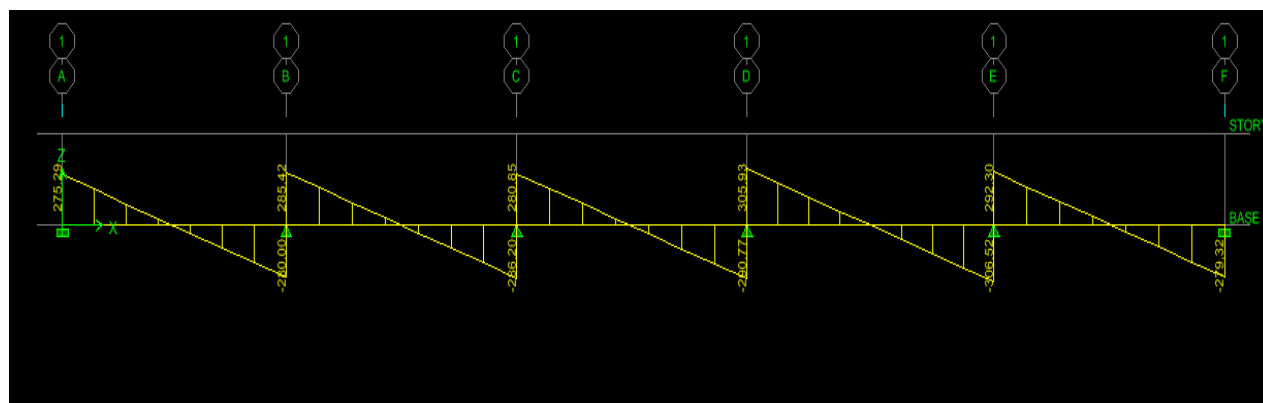


Figure VIII.10: Diagrammes des efforts tranchant à l'ELU (sens x-x).

## ➤ ELS

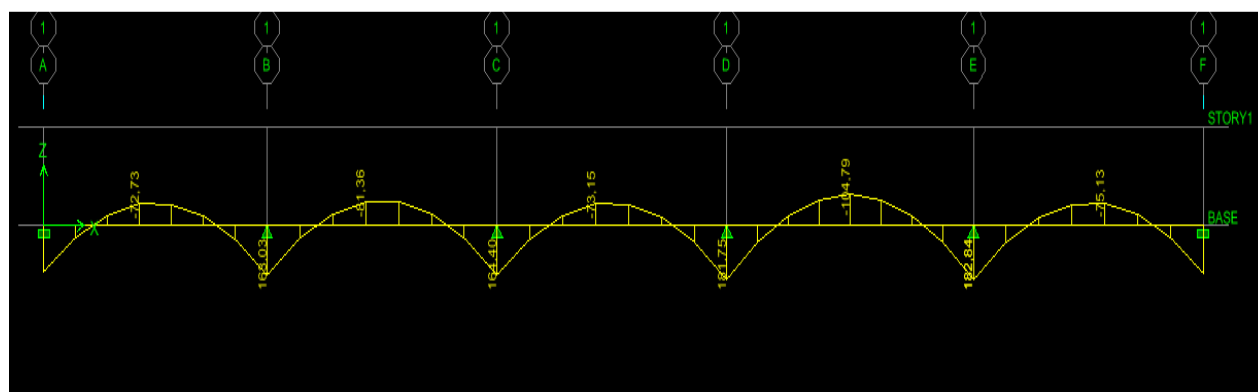


Figure VIII.11 : Diagrammes des moments fléchissant à l'ELS (sens x-x).

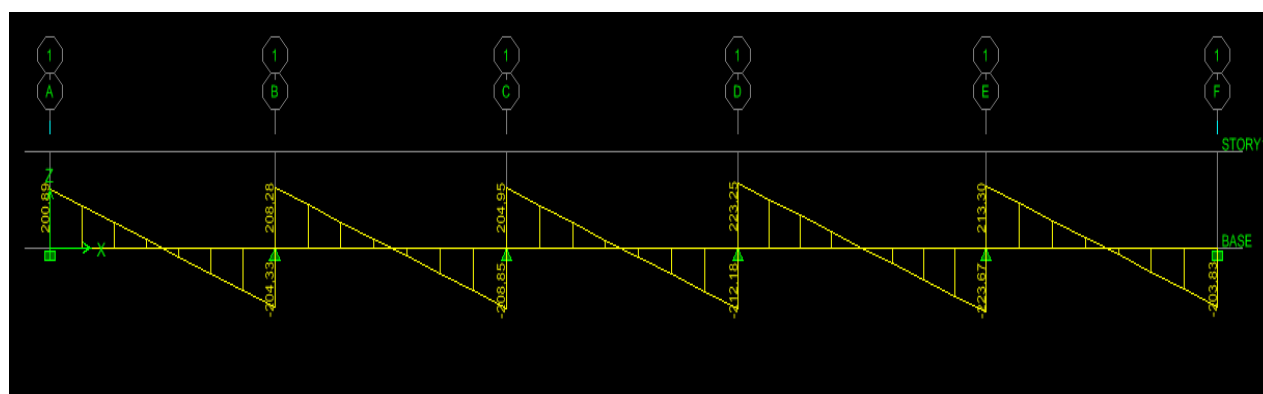


Figure VIII.12 : Diagrammes des efforts tranchant à l'ELS (sens x-x).

Sens transversal

➤ ELU

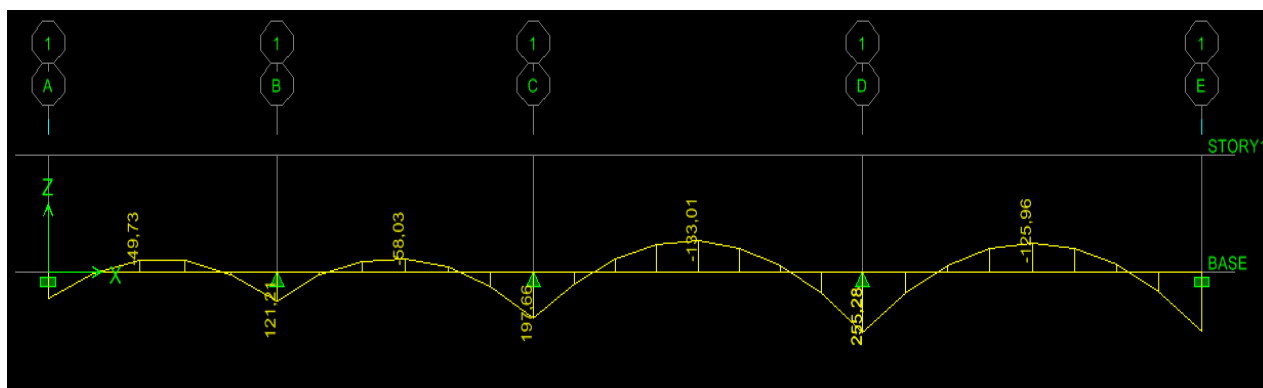


Figure VIII.13 : Diagrammes des moments fléchissant à l'ELU (sens y-y).

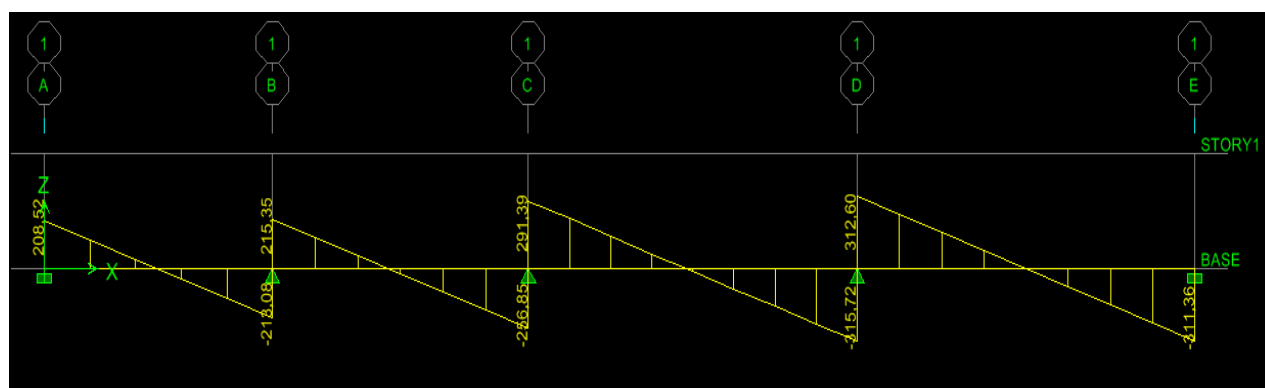


Figure VIII.14 : Diagrammes des efforts tranchant à l'ELU (sens y-y).

## ➤ ELS

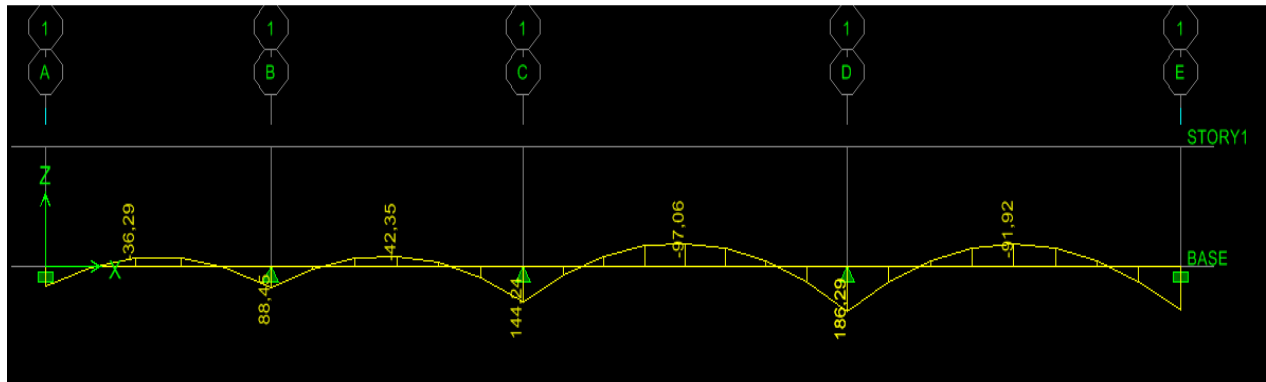


Figure VIII.15 : Diagrammes des moments fléchissant à l'ELS (sens y-y).

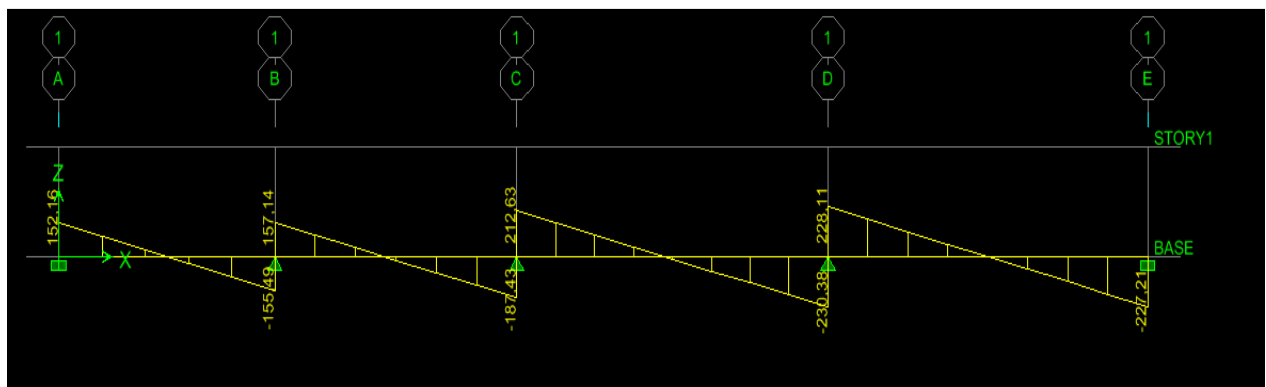


Figure VIII.16 : Diagrammes des efforts tranchant à l'ELS (sens y-y).

Les résultats obtenus sont résumés dans les tableaux suivants :

	Sens longitudinal (X-X)		Sens transversal (Y-Y)	
	ELU	ELS	ELU	ELS
$M_{max}$ (KN.m)	244.45	182.84	255.28	186.29
$M_{tmax}$ (KN.m)	140.10	104.79	133.01	97.06
$T_{max}$ (KN)	306.52	223.67	315.72	230.38

## 2. Calcul des Armatures

a. Armatures longitudinales :  $b=60$  cm    $h=100$  cm    $f_{bu}=14,2$  MPa    $\sigma_{st}=348$  MPa



$$\mu_u = \frac{M_u}{B d^2 f_{bu}} ; A_u = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}}$$

Le ferrailage adopté pour la nervure dans les deux sens est donné dans le tableau ci-dessous

Sens	zone	M <sub>u</sub> (KN.m)	μ <sub>u</sub>	β	Section	A (cm <sup>2</sup> )	A adoptée (cm <sup>2</sup> )
x-x	Appuis	244.45	0.030	0.985	SSA	7.35	4HA16 + 4HA14 =14.19
	Travée	140.10	0.018	0.991	SSA	4.19	4HA16 + 4HA14 =14.19
y-y	Appuis	255.28	0.032	0.984	SSA	7.68	4HA16 + 4HA14 =14.19
	Travée	133.01	0.016	0.992	SSA	3.97	4HA16 + 4HA14 =14.19

Tableau VIII.6 : Le ferrailage adopté pour la nervure.

#### b. Armatures transversales

BAEL 91 modifiée 99 (Art A.7.2.2).

##### - Diamètre des armatures transversales

$$\phi_t = \frac{\phi_{lmax}}{3} = \frac{16}{3} = 5.33 \text{ mm} \quad \text{Soit : } \phi = 8 \text{ mm}$$

##### - Espacement des armatures

###### ➤ En zone nodale

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{2} ; 12 \phi_{lmax}\right) = \min\left(\frac{100}{2} ; 12 \times 1.6\right) = \min(50 ; 19.2) = 10 \text{ cm.}$$

###### ➤ En zone courante

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{100}{2} = 50 \text{ cm} \quad \text{Soit : } S_t = 15 \text{ cm}$$

#### d. Armatures transversales minimales

RPA 99/ version 2003 (Art 7.5.2.2).

###### ➤ En zone nodale

$$A_{min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 10 \times 60 = 1.8 \text{ cm}^2$$

###### ➤ En zone courante

$$A_{min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 60 = 2.7 \text{ cm}^2$$

**e. Armatures de peau****BAEL 91 modifiée 99 (Art 4.5.34).**

Les armatures de peau sont réparties et disposées parallèlement à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur ; leur section est d'au moins ( $3\text{cm}^2/\text{ml}$ ) par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction. En l'absence de ces armatures, on risquerait d'avoir des fissures relativement ouvertes en dehors des zones armées.

Dans notre cas, la hauteur de la poutre est de 100cm, la quantité d'armatures de peau nécessaire est donc

$$A_p = 3 \text{ cm}^2 / \text{ml} \times 1 = 3 \text{ cm}^2$$

$$\text{On opte pour : } 2\text{HA14} = 3.08 \text{ cm}^2$$

**VIII.7.1.Vérification à l'ELU****a. Condition de non fragilité****BAEL91 modifiées 99 (Art. A.4.2.1).**

$$A_{\min} = 0.23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times b \times d$$

$$A_{\min} = 0.23 \times \frac{2.1}{400} \times 60 \times 97 = 7.03 \text{ cm}^2$$

**❖ Sens X-X****Aux appuis**

$$A_a = 14.19 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 7.03 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

**En travées**

$$A_t = 14.19 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 7.03 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

## ❖ Sens Y-Y

**Aux appuis**

$$A_a = 14.19 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 7.03 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

**En travées**

$$A_t = 14.19 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 7.03 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

**b. Vérification de la contrainte de cisaillement : (Effort tranchant)**

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b d} \leq \overline{\tau_u} = \min \left\{ \frac{0.15}{\gamma_b} f_{c28} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa}$$

**Sens longitudinale :**  $T_u^{max} = 306.52 \text{ KN.}$

$$\tau_u = \frac{306.52 \times 10^3}{600 \times 970} = 0.53 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.53 \text{ MPa} \leq \overline{\tau_u} = 2.5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

**Sens transversal :**  $T_u^{max} = 315.72 \text{ KN.}$

$$\tau_u = \frac{315.72 \times 10^3}{600 \times 970} = 0.54 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.54 \text{ MPa} \leq \overline{\tau_u} = 2.5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

**VIII.7.2.Vérification à L'ELS****a. Vérification des contraintes dans le béton et l'acier**

On doit vérifier que :  $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_a^t}{A_{st} \times \beta \times d}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K}$$

Sens	Zone	A (cm <sup>2</sup> )	M <sub>s</sub> (KN.m)	$\rho_1$	$\beta$	K <sub>1</sub>	$\sigma_{st}$	$\bar{\sigma}_{st}$	$\sigma_b$	$\bar{\sigma}_{bc}$	Obs
X-X	Aux appuis	14.19	182.84	0.243	0.921	48.29	141.46	348	2.92	15	CV
	En travée	14.19	104.79	0.243	0.921	48.29	81.07	348	1.67	15	CV
Y-Y	Aux appuis	14.19	186.29	0.243	0.921	48.29	144.13	348	2.98	15	CV
	En travée	14.19	97.06	0.243	0.921	48.29	75.09	348	1.55	15	CV

Tableau VIII.7 : Vérification des contraintes à l'ELS.

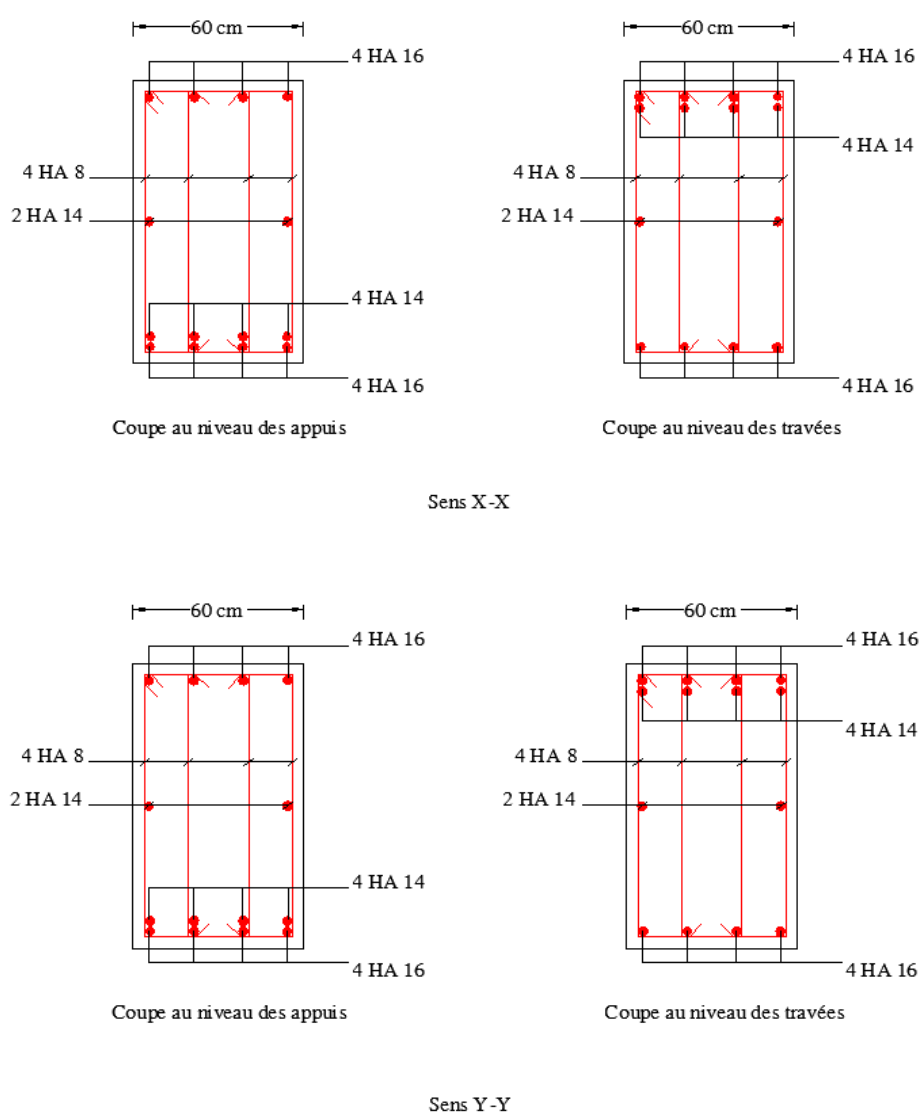
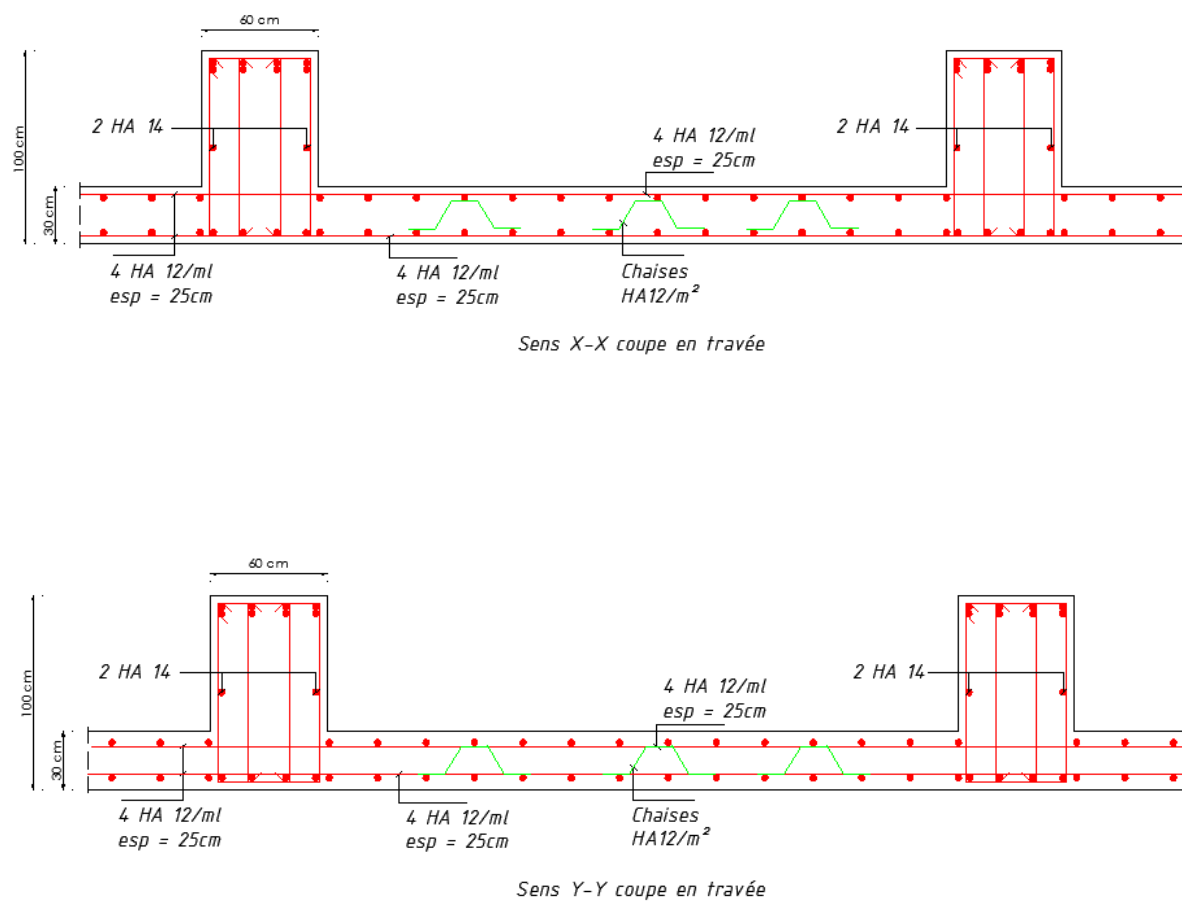


Figure VIII.17 : Ferrailage des nervures du radier.



**Figure VIII.18 : Ferrailage du radier.**

# *Chapitre IX*

## *Etude du mur plaque*

### IX.1.Introduction

Pour assurer la stabilité de talus derrière notre structure, et pour faire face aux poussées des terres dues au remblai, ainsi qu'aux charges d'exploitation éventuelles supportées par le remblai, il est nécessaire de prévoir un mur plaque en béton armé.

Un joint de 2cm d'épaisseur, qui sera occupé par une feuille de polyane, est prévu entre le mur et le verso des poteaux.

### IX.2.Pré-dimensionnement du mur plaque

L'épaisseur minimale imposée par le RPA 99/version 2003 (Art 10.1.2) pour le mur plaque est de 15 cm, on opte pour une épaisseur de **20 cm**.

### IX.3.Détermination des sollicitations

Les contraintes qui s'exercent sur la face du voile sont  $\sigma_H$  et  $\sigma_V$  tel que :  $\sigma_H = K_0 \sigma_V$

Avec

**$K_0$**  : Coefficient des poussées de terres au repos

**$\sigma_H$**  : Contraintes horizontales.

**$\sigma_V$**  : Contrainte verticales.

**$\varphi$**  : Angle de frottement interne

➤ **Données de calcul :**

Surcharge éventuelle :  **$q = 10 \text{ KN /ml}$**

➤ **Caractéristiques du sol :**

Poids volumique des terres :  **$\gamma = 17 \text{ KN /m}^3$**

Angle de frottement:  **$\varphi = 35^\circ$**

Cohésion :  **$C = 0$**

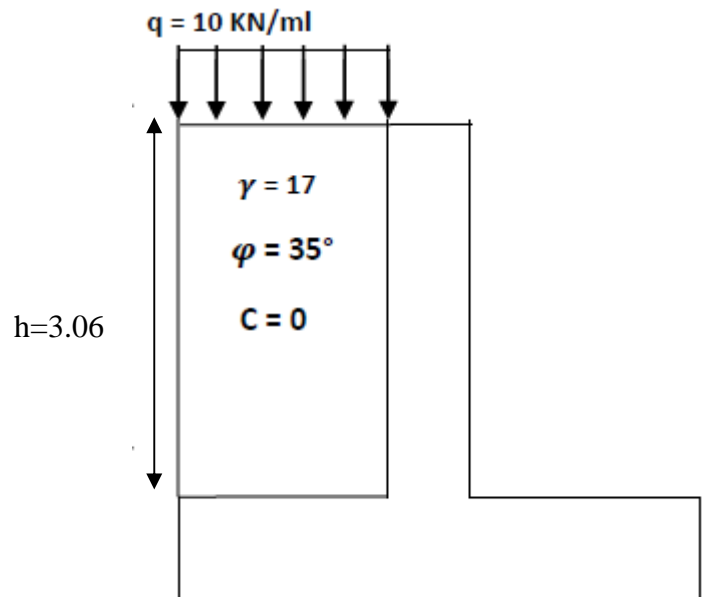


Figure IX.1: Schéma statique du Mur de soutènement.

### IX.4.Calcul des sollicitations

$$K_0 = \frac{1 - \sin \varphi}{\cos \varphi} = \frac{1 - \sin 35}{\cos 35} = 0.52$$

$$\sigma_V = q + \gamma h \longrightarrow 0 < h < 3.06 \text{ m}$$

➤ **ELU**

$$\sigma_H = K_0 \sigma_V = K_0 (1.35 \gamma h + 1.5 q)$$

$$h=0 \longrightarrow \sigma_{H1} = 0.52 (1.35 \times 17 (0) + 1.5 \times 10) = 7.8 \text{ KN/ m}^2$$

$$h=3.06 \text{ m} \longrightarrow \sigma_{H2} = 0.52 (1.35 \times 17 (3.06) + 1.5 \times 10) = 44.32 \text{ KN/ m}^2$$

➤ **ELS**

$$\sigma_H = K_0 \sigma_V = K_0 (\gamma h + q)$$

$$h=0 \longrightarrow \sigma_{H1} = 0.52 (17 \times 0 + 10) = 5.2 \text{ KN/ m}^2$$

$$h=3.06 \text{ m} \longrightarrow \sigma_{H2} = 0.52 (17 \times 3.06 + 10) = 32.25 \text{ KN/ m}^2$$

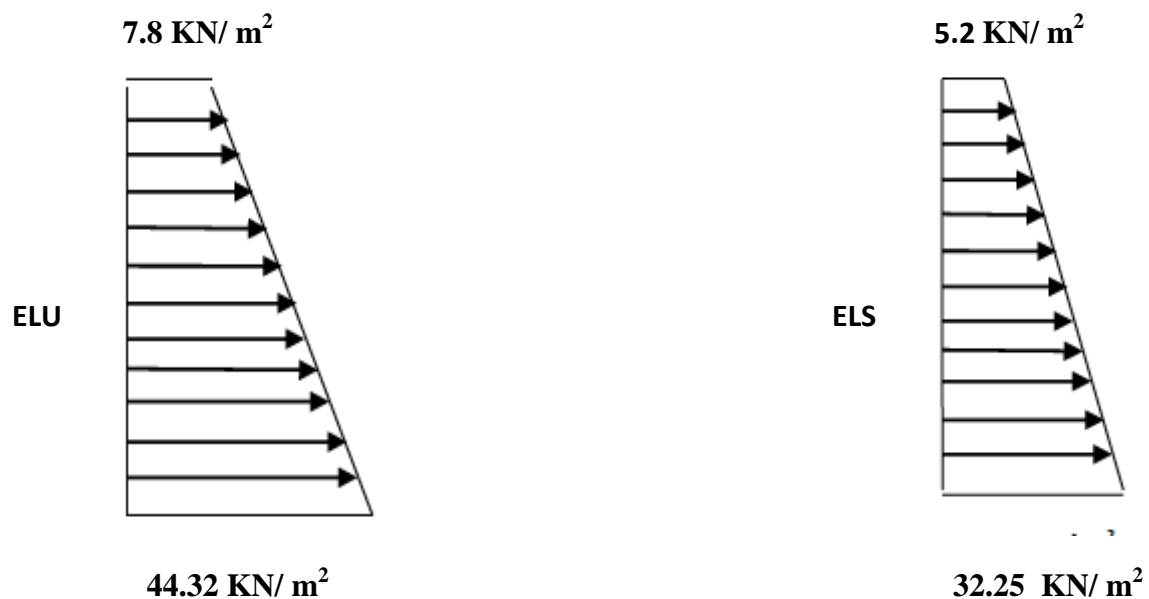


Figure IX.2 : Diagramme des contraintes mur.



**Charges moyennes****➤ ELU**

$$q_u = \frac{3 \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} \times 1 \text{ m} = \frac{3 \times 44.32 + 7.8}{4} \times 1 \text{ m} = 35.19 \text{ KN/ml}$$

**➤ ELS**

$$q_s = \frac{3 \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} \times 1 \text{ m} = \frac{3 \times 32.25 + 5.2}{4} \times 1 \text{ m} = 25.49 \text{ KN/ml}$$

**IX.5.Ferrailage du mur plaque**

Le mur plaque sera considéré comme un ensemble de dalles continues appuyé des quarts cotés (au niveau des nervures, des poteaux).

**IX.5.1.Détermination des moments**

La détermination des moments de flexion se fera à partir de la méthode des panneaux appuyé sur 4 appuis.

Le panneau considéré est un panneau intermédiaire, dont l'appui peut assurer un encastrement partiel et pour tenir compte de la continuité de la dalle, les moments seront affectés des coefficients suivants :

- Moment en travée : 0.75
- Moment en appui: 0.5

**1. Identification de mur de soutènement**

$$L_x = 3.06 \text{ m et } L_y = 3.75 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3.06}{3.75} = 0.82 > 0.4 \implies \text{le mur travaille dans les deux directions}$$

**❖ ELU :**

$$\rho = 0.82 \begin{cases} \mu_x = 0.0542 \\ \mu_y = 0.631 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_x = \mu_x \cdot q \cdot l_x^2 = 0.0542 \times 35.19 \times 3.06^2 = 17.86 \text{ KN.m} \\ M_y = \mu_y \cdot M_x = 0.631 \times 17.86 = 11.27 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- **Correction des moments**

**Sens x-x :**

Aux appuis  $M_a = 0,5 M_x = 0,5 \times 17.86 = 8.93 \text{ KN.m}$   
 En travée :  $M_t = 0,75 M_x = 0,75 \times 17.86 = 13.40 \text{ KN.m}$

**Sens y-y :**

Aux appuis :  $M_a = 0,5 M_y = 0,5 \times 11.27 = 5.63 \text{ KN.m}$   
 En travée :  $M_t = 0,75 M_y = 0,75 \times 11.27 = 8.45 \text{ KN.m}$

❖ **ELS :**

$$\rho = 0.82 \begin{cases} \mu_x = 0.0610 \\ \mu_y = 0.737 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_x = \mu_x \cdot q \cdot l_x^2 = 0.0610 \times 25.49 \times 3.06^2 = 14.56 \text{ KN.m} \\ M_y = \mu_y \cdot M_x = 0.737 \times 14.56 = 10.73 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- **Correction des moments**

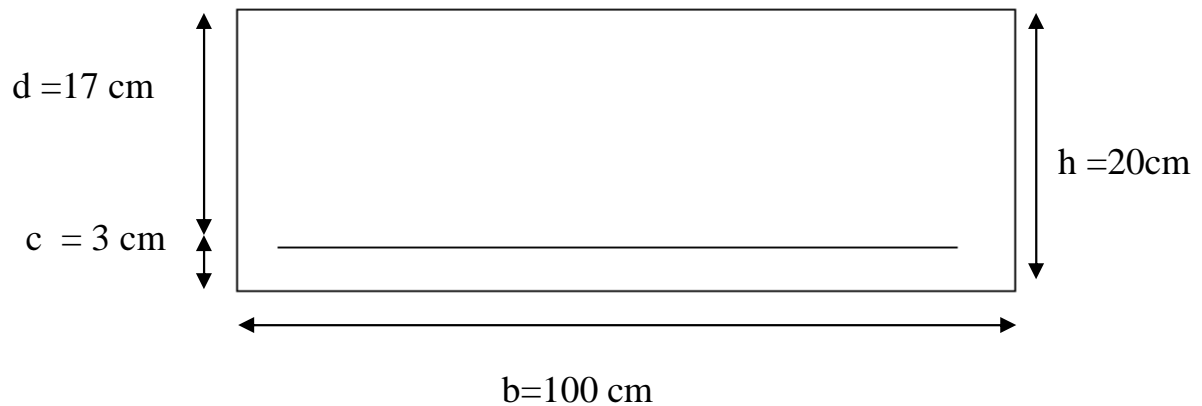
**Sens x-x :**

Aux appuis  $M_a = 0,5 M_x = 0,5 \times 14.56 = 7.28 \text{ KN.m}$   
 En travée :  $M_t = 0,75 M_x = 0,75 \times 14.56 = 10.92 \text{ KN.m}$

**Sens y-y :**

Aux appuis :  $M_a = 0,5 M_y = 0,5 \times 10.73 = 5.36 \text{ KN.m}$   
 En travée :  $M_t = 0,75 M_y = 0,75 \times 10.73 = 8.05 \text{ KN.m}$

## 2. Calcul des sections d'armatures



On a :

$$\mu_t = \frac{M_t}{B d^2 f_{bu}} ; \quad f_{bu} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_{st}}$$

$$A_{\min}^x = W_0 \left( \frac{1}{2} \right) \left[ 3 - \frac{l_x}{l_y} \right] b h$$

$$W_0 = 0,0008 \text{ pour } F_c \text{ E400.}$$

$$A_{\min}^y = W_0 b h$$

Sens	Zone	M (KN.m)	$\mu$	section	$\beta$	A (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	Ferraillage	Section (cm <sup>2</sup> )	S <sub>t</sub> (cm)
X-X	Aux appuis	8.93	0.022	SSA	0.989	1.53	1.75	<b>4HA12</b>	4.52	25
	En travée	13.40	0.032	SSA	0.984	2.30	1.75	<b>4HA12</b>	4.52	25
Y-Y	Aux appuis	5.63	0.014	SSA	0.993	0.96	1.6	<b>4HA12</b>	4.52	25
	En travée	8.45	0.020	SSA	0.990	1.44	1.6	<b>4HA12</b>	4.52	25

Tableau IX.1 : Ferraillage du mur.

**IX.6. Les exigences du RPA99 / Version 2003 (Art 10.1.2)**

- L'épaisseur minimale imposée par le RPA pour le voile périphérique doit être supérieure ou égale à 15 cm.

On opte pour une épaisseur de **20 cm**.

- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimum des armatures est de 0,10%B dans les deux sens (horizontal et vertical).  **$A_{min} = 0,10\% \cdot b \cdot h = 2 \text{ cm}^2$**

**IX.7. Vérifications à ELU****a/ Espacements des armatures**

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

Armatures principales

Sens (X-X) :  $S_t < \min(3h ; 33\text{cm})$

Sens (Y-Y) :  $S_t < \min(4h ; 45\text{cm})$

Sens XX  $\rightarrow S_t = \frac{b}{8} = \frac{100}{8} = 12 \text{ cm} < 33\text{cm} \dots\dots\dots$  **Condition Vérifiée.**

Sens YY  $\rightarrow S_t = \frac{b}{6} = \frac{100}{6} = 16 \text{ cm} < 45\text{cm} \dots\dots\dots$  **Condition Vérifiée.**

**b / Calcul de la 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

$$L_s = \frac{f_e}{4 \tau_{su}} \phi \quad \text{avec} \quad L_s : \text{longueur de scellement droit}$$

$$\overline{\tau_{su}} = 0.6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$\text{Pour } \phi = 1.2 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad L_s = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.32 \text{ cm} \quad \text{On prend } L_s = 40 \text{ cm}$$

Pour l'ancrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochet est au moins égale à « **0.4** » pour les barres à haute adhérence selon le **BAEL91 modifiée 99 (Art A.6.1, 21)**  $\rightarrow$  Pour  $\phi 12$  :  $L_a = 16.93 \text{ cm} \Rightarrow L_a = 17\text{cm}$ .

## IX.8.Vérification à l'ELS

- **Vérification de la contrainte dans le béton**

Le mur plaque étant exposé aux eaux emmagasinées dans le sol, de ce fait elles constituent un état de fissuration préjudiciable, les contraintes sont limitées alors :

- **Dans les aciers**

On doit vérifier que :  $\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st}$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min\left\{\frac{2}{3} f_e ; 110\sqrt{n f_{tj}}\right\}$$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min\left\{\frac{2}{3} \times 400 ; 110\sqrt{1.6 \times 2.1}\right\} = \min\{266.67 ; 201.63\} = 201.63 \text{ MPa.}$$

- **Dans le béton**

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

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

$$\sigma_{st} = \frac{M_a^t}{A_{st} \times \beta \times d}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K}$$

Sens	Zone	A (cm <sup>2</sup> )	M (KN.m)	$\rho_1$	$\beta$	K <sub>1</sub>	$\sigma_{st}$	$\overline{\sigma}_{st}$	$\sigma_b$	$\overline{\sigma}_{bc}$	Obs
X-X	Aux appuis	4.52	7.28	0.266	0.918	45.98	103.20	201.63	2.24	15	CV
	En travée	4.52	10.92	0.266	0.918	45.98	154.81	201.63	3.36	15	CV
Y-Y	Aux appuis	4.52	5.36	0.266	0.918	45.98	75.98	201.63	1.65	15	CV
	En travée	4.52	8.05	0.266	0.918	45.98	114.12	201.63	2.48	15	CV

**Tableaux IX.2 : Vérification des contraintes à l'ELS du mur.**

**Résultats**

- L'épaisseur du voile plaque est de **20cm**.
- Le ferrailage du mur plaque est comme suit :

**Sens x-x :**

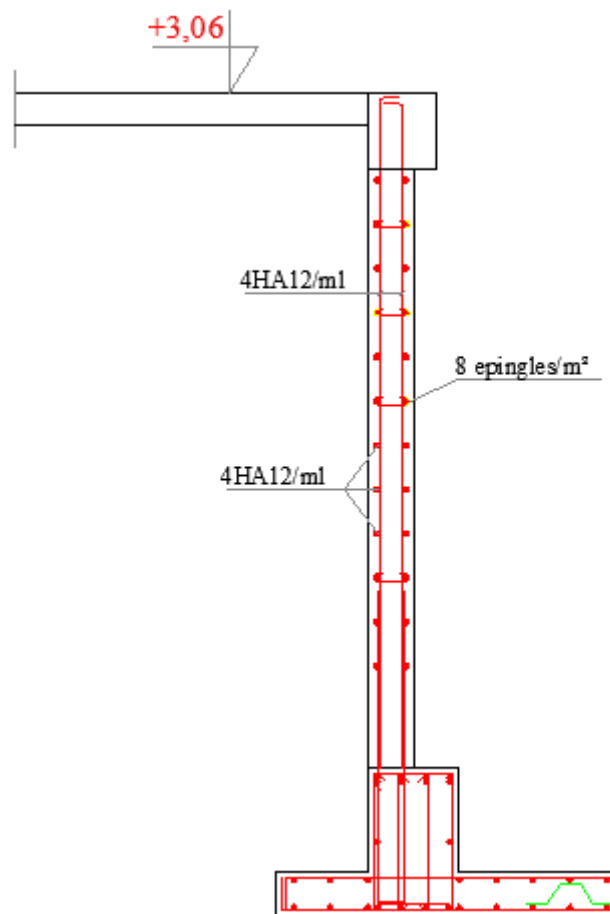
En travée : **4HA12/ml** avec un espacement de **25 cm**.

Aux appuis : **4HA12/ml** avec un espacement de **25 cm**.

**Sens y-y :**

En travée : **4HA12/ml** avec un espacement de **25 cm**.

Aux appuis : **4HA12/ml** avec un espacement de **25 cm**.

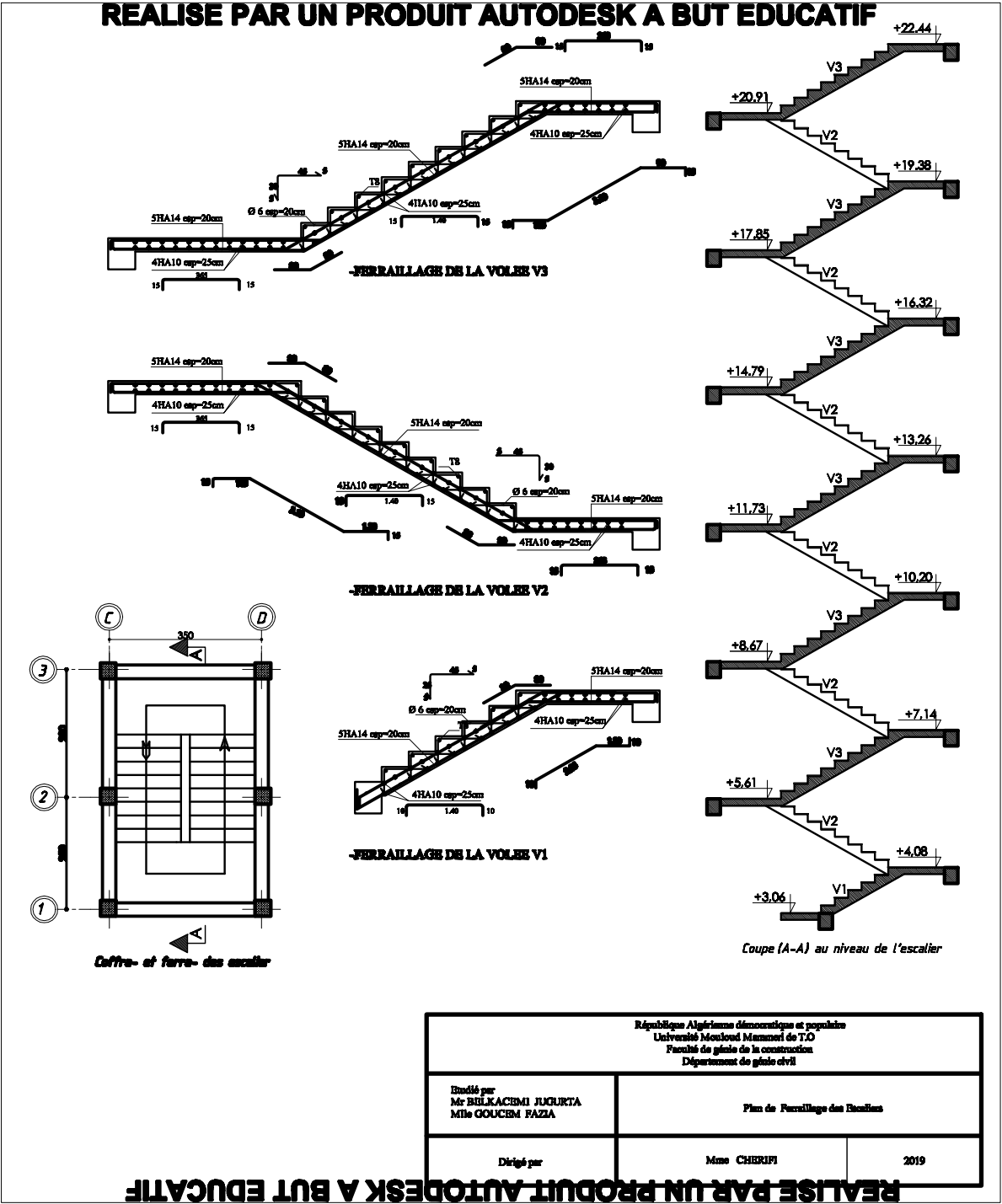


**Figure IX.3 : Ferrailage de mur plaque.**

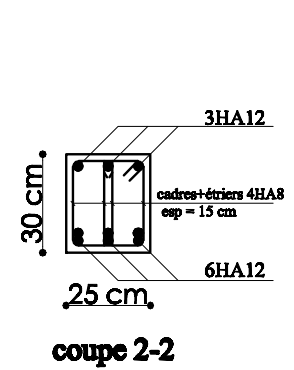
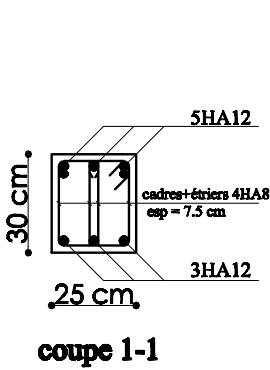
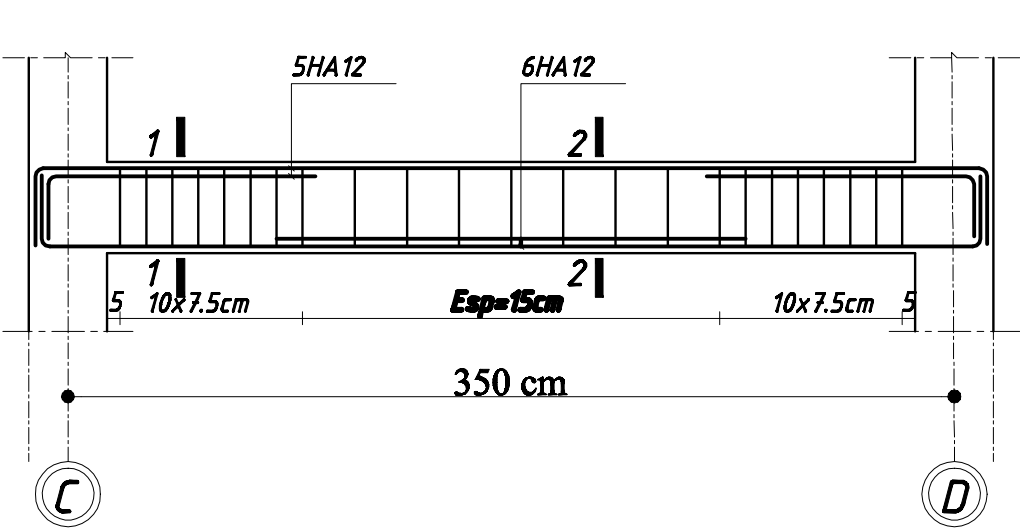
<i>Symboles</i>	<i>Notations</i>
<b><i>A', Aser</i></b>	Section d'aciers comprimés et sections d'aciers à l'ELS respectivement.
<b><i>At</i></b>	Section d'un cours d'armature transversale.
<b><i>A</i></b>	Coefficient d'accélération de zone.
<b><i>α</i></b>	Coefficient de la fibre neutre
<b><i>B</i></b>	Aire d'une section de béton
<b><i>Br</i></b>	Section réduite
<b><i>b</i></b>	La largeur en générale.
<b><i>c</i></b>	Cohésion du sol
<b><i>D</i></b>	Facteur d'amplification dynamique
<b><i>E</i></b>	Module d'élasticité longitudinale
<b><i>Ei</i></b>	Module de Yong instantané
<b><i>Ev</i></b>	Module de Yong différé.
<b><i>Es</i></b>	Module d'élasticité de l'acier
<b><i>ELU</i></b>	Etat limite ultime.
<b><i>ELS</i></b>	Etat limite de service.
<b><i>f<sub>bu</sub></i></b>	Contrainte de compression du béton.
<b><i>f<sub>e</sub></i></b>	Limite d'élasticité de l'acier.
<b><i>f<sub>c28</sub></i></b>	Résistance à la compression du béton à l'âge de 28 jours.
<b><i>f<sub>t28</sub></i></b>	Résistance à la traction du béton à l'âge de 28 jours.
<b><i>f<sub>ji</sub></i></b>	Flèche instantanée due aux charges permanentes sans revêtement
<b><i>f<sub>gi</sub></i></b>	Flèche instantanée due aux charges permanentes
<b><i>f<sub>qi</sub></i></b>	Flèche instantanée due aux charges permanentes et d'exploitations.
<b><i>f<sub>gv</sub></i></b>	Flèche différée due aux charges permanentes.
<b><i>Δf</i></b>	Fleche totale
<b><i>Δf<sub>adm</sub></i></b>	Fleche admissible
<b><i>G</i></b>	Charges permanentes.
<b><i>H</i></b>	Hauteur.
<b><i>ht</i></b>	Hauteur totale du plancher à corps creux / Hauteur des nervures du radier
<b><i>hcc</i></b>	Hauteur du corps creux
<b><i>hr</i></b>	Hauteur de la dalle du radier.
<b><i>hdc</i></b>	Hauteur de la dalle de compression
<b><i>he</i></b>	Hauteur libre d'étage.

<b><math>I</math></b>	Moment d'inertie
<b><math>I_f</math></b>	Moment d'inertie fissuré
<b><math>Q</math></b>	Charge d'exploitation / facteur de qualité
<b><math>L</math></b>	Portée d'un élément.
<b><math>L_{max}</math></b>	Longueur maximale entre deux éléments porteurs.
<b><math>L_x</math></b>	Distance entre de deux poutrelles
<b><math>L_y</math></b>	Distance entre nus d'appuis dans le sens de disposition des poutrelles.
<b><math>M</math></b>	Moment en générale.
<b><math>Ma</math></b>	Moment en appui.
<b><math>Mt</math></b>	Moment en travée.
<b><math>Mo</math></b>	Moment isostatique
<b><math>N</math></b>	Effort normal
<b><math>n</math></b>	Nombre de contre marche sur la volée / Coefficient d'équivalence Acier-Béton.
<b><math>R</math></b>	Coefficient de comportement global.
<b><math>S</math></b>	Section d'un élément.
<b><math>S_{rad}</math></b>	Surface du radier.
<b><math>S_t</math></b>	Espacement des armatures.
<b><math>T1, T2</math></b>	Périodes caractéristiques associées à la catégorie du site
<b><math>V</math></b>	Effort tranchant
<b><math>W</math></b>	Poids de la structure.
<b><math>\sigma_{bc}</math></b>	Contrainte de compression du béton.
<b><math>\sigma_{st}</math></b>	Contrainte de traction dans l'acier.
<b><math>\gamma_b</math></b>	Coefficient de sécurité concernant le béton.
<b><math>\gamma_w</math></b>	Poids volumique de l'eau.
<b><math>\gamma_s</math></b>	Coefficient de sécurité concernant l'acier
<b><math>\sigma_{adm}</math></b>	Contrainte admissible.
<b><math>\tau</math></b>	Contrainte de cisaillement
<b><math>\xi</math></b>	Pourcentage d'amortissement critique.
<b><math>Ct</math></b>	Coefficient qui dépend du système de contreventement
<b><math>\beta</math></b>	Coefficient de pondération
<b><math>\lambda_i</math></b>	Coefficient instantané
<b><math>\lambda_v</math></b>	Coefficient différé.





REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

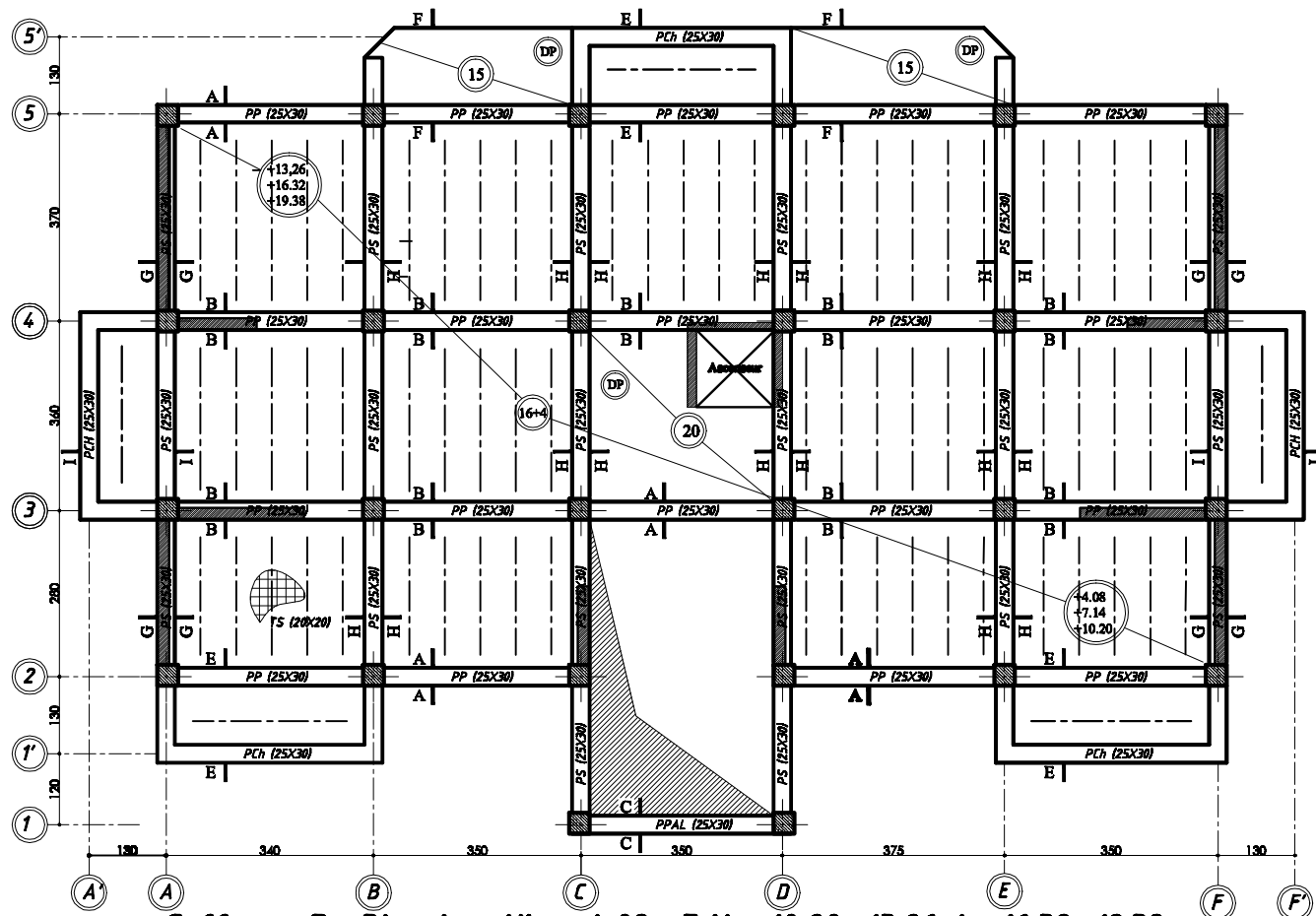


Coff- Et Ferr- Des Poutres Palières (25X30) Axe (1) Niv: +5.61 +8.67 +11.73 et +14.82,+17.85,+20.91

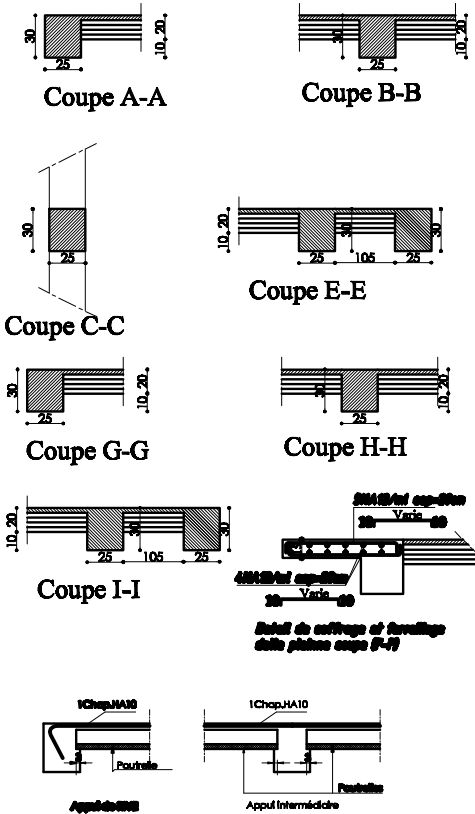
République Algérienne démocratique et populaire Université Mouloud Mammeri de T.O Faculté de génie de la construction Département de génie civil		
Etudié par Mr BELKACEMI JUGURTA Mlle GOUCEM FAZIA	Plan de Ferrailage des Poutres Palières	
Dirigé par	Mme CHERIFI	2019

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

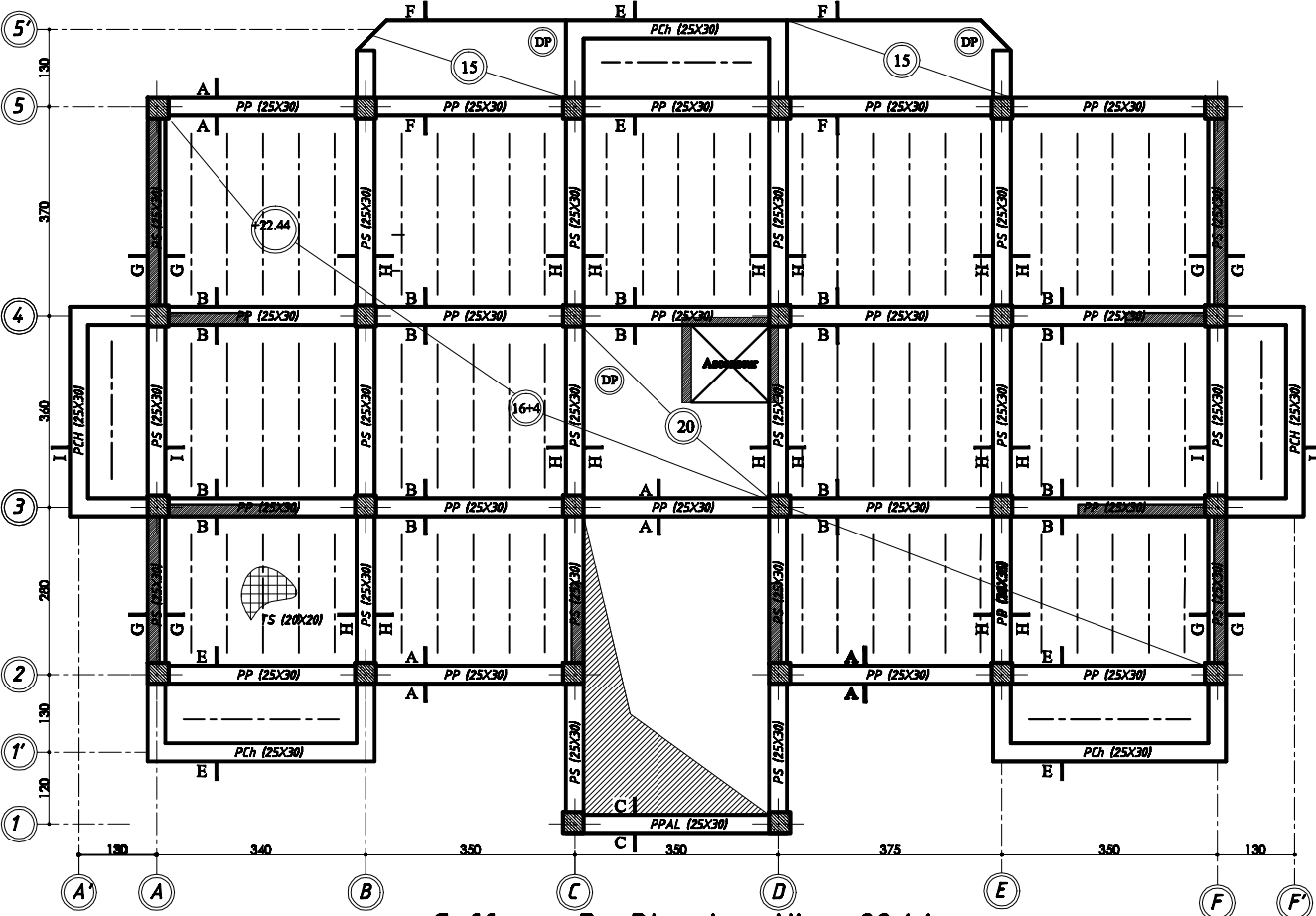
# REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF



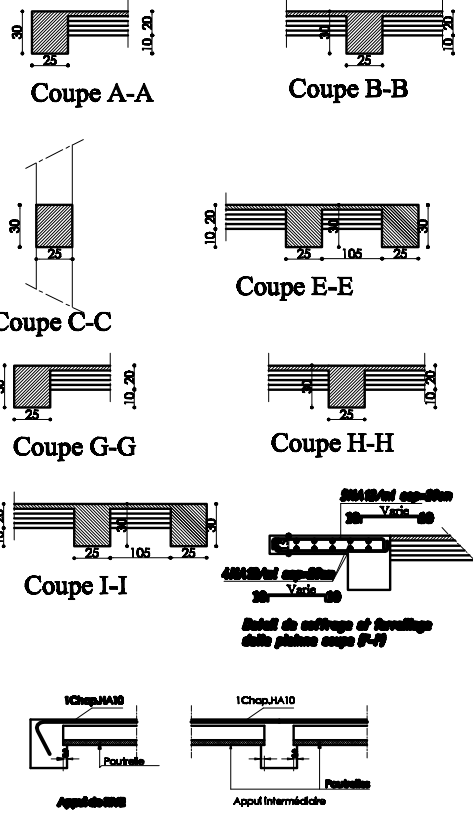
Coffrage Du Plancher Niv: +4.08 +7.14 +10.20,+13.26et +16.32,+19.38



République Algérienne démocratique et populaire Université Mouloud Mammeri de T.O Faculté de génie de la construction Département de génie civil		
Studé par Mr BELKACEMI JIGURTA Mlle GOUCHEM FAIZA	Plan de Coffrage du Plancher d'étage Courant	
Dirigé par	Mme CHERIFI	2019



Coffrage Du Plancher Niv: +22.44



République Algérienne démocratique et populaire Université Mouloud Mammeri de T.O Faculté de génie de la construction Département de génie civil		
Etudié par Mr BELKACEMI JIGURTA Mlle GOUCHER FAIZA	Plan de Coffrage du Plancher Terrasse	
Dessiné par	Mme CHERIFI	2019

5

4

3

2

1

A

B

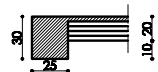
C

D

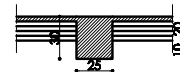
E

F

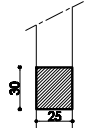
Coffrage Du Plancher Niv: +25.5



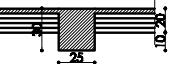
Coupe A-A



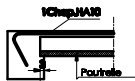
Coupe B-B



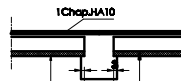
Coupe C-C



Coupe H-H



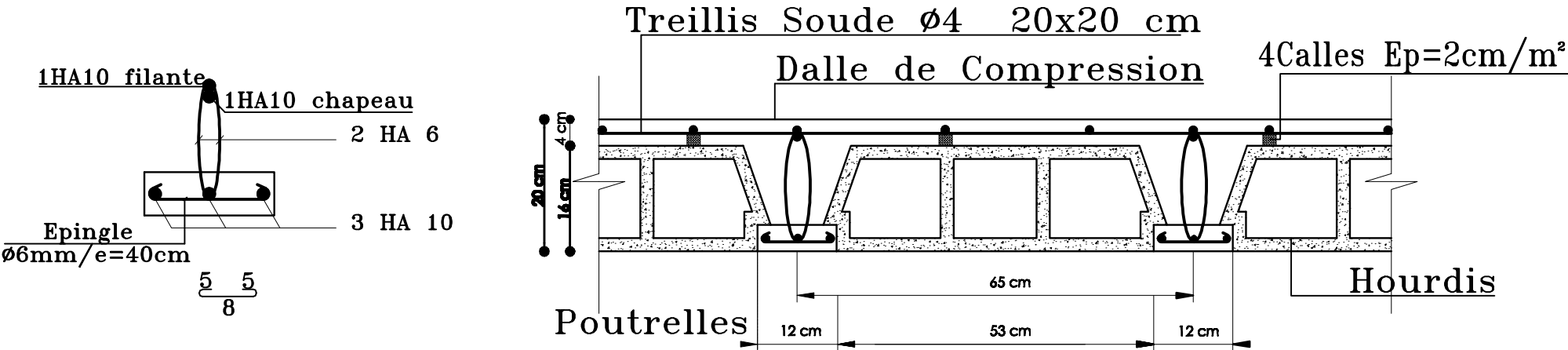
Appui de RDC



Appui intermédiaire

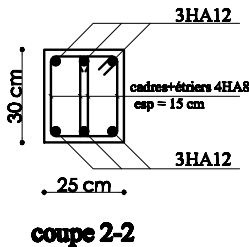
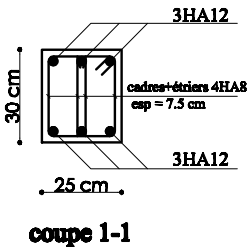
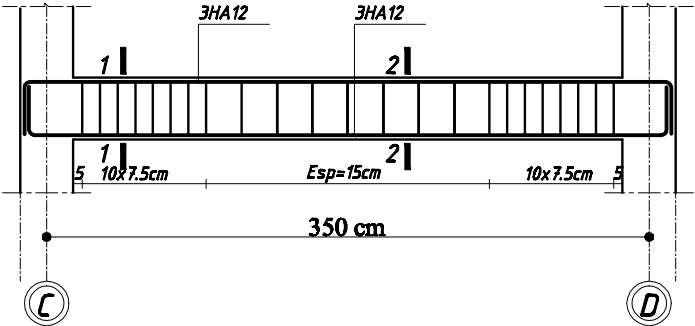
République Algérienne démocratique et populaire Université Mouloud Mammeri de T.O Faculté de génie de la construction Département de génie civil		
Etudié par Mr BELKACEMI JIGURTA Mlle GOUCHEM FAIZA	Plan de Coffrage du Plancher Terrasse de la Cage d'escalier	
Dessiné par	Mme CHERAÏF	2019

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

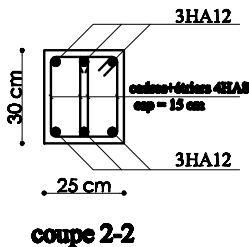
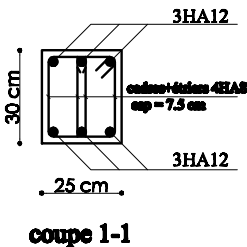
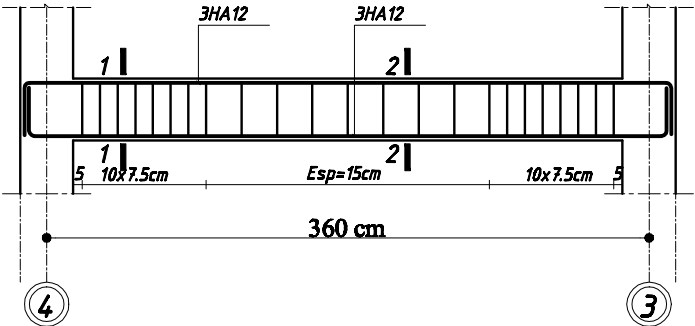


République Algérienne démocratique et populaire Université Mouloud Mammeri de T.O Faculté de génie de la construction Département de génie civil		
Étudié par Mr BELKACEMI JUGURTA Mlle GOUCEM FAZIA	Plan de Ferrailage du Plancher	
Dirigé par	Mme CHERIFI	2019

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF



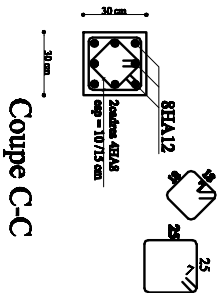
Coff- Et Ferr- Des Poutres de Chainages (25X30) Axe (5') Niv: +4.08 +7.14 +10,20 et +13,26,+16.32,+19.38,+22.44



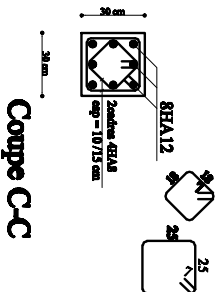
Coff- Et Ferr- Des Poutres de Chainages (25X30) Axe (A'-F') Niv: +4.08 +7.14 +10,20 et +13,26,+16.32,+19.38,+22.44

République Algérienne démocratique et populaire Université Mouloud Mammeri de T.O Faculté de génie de la construction Département de génie civil		
Etudié par Mr BELKACEMI JUGURTA Mlle GOUCEM FAZIA	Plan de Ferrailage des Poutres de Chainages	
Dirigé par	Mme CHERIFI	2019

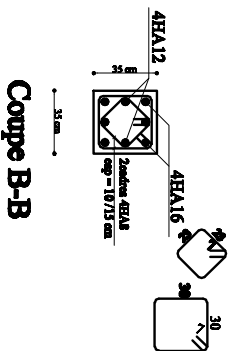
**REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF**



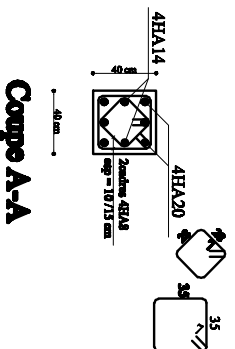
## Coupe C-C



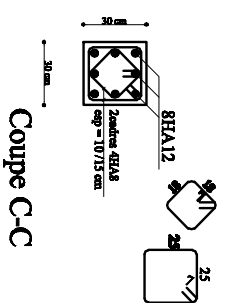
## Coupe C-C



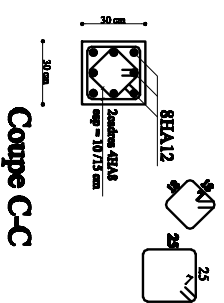
## Coupe B-B



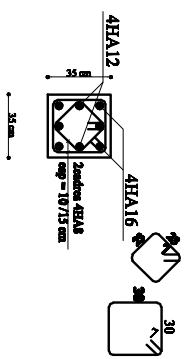
## Coupe A-A



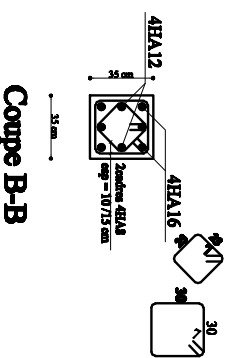
## Coupe C-C



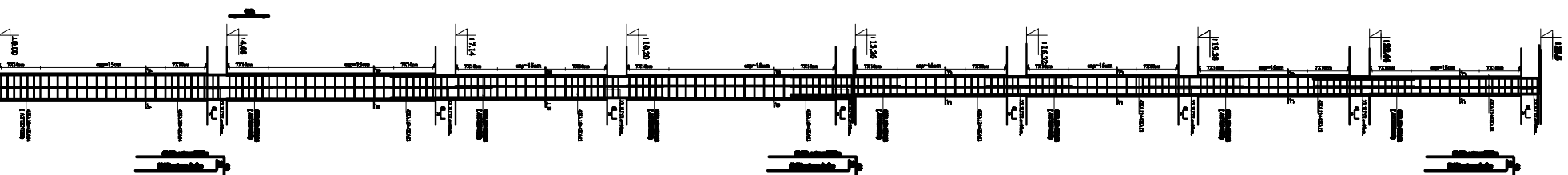
## Coupe C-C



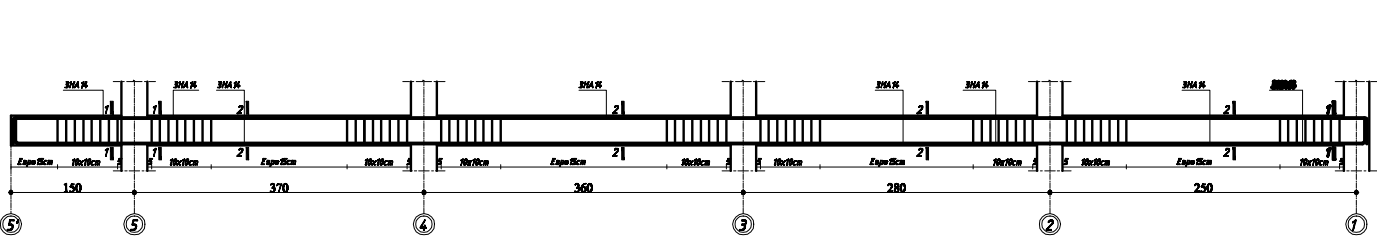
## Coupe B-B



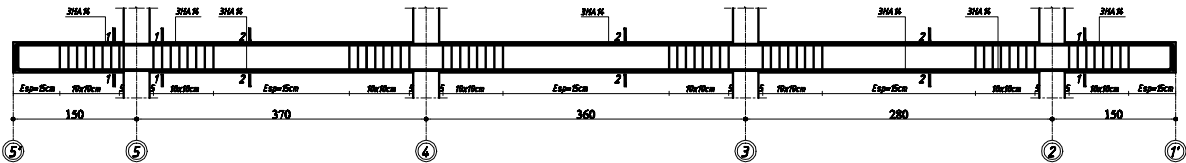
## Coupe B-B

[illegible]

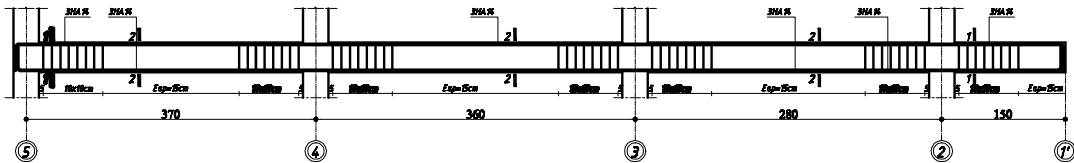




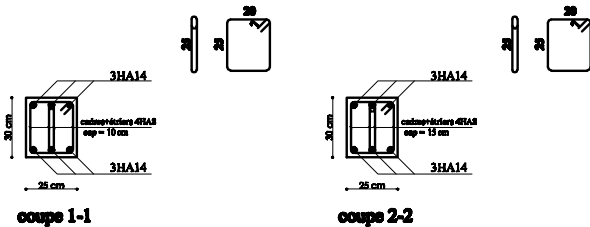
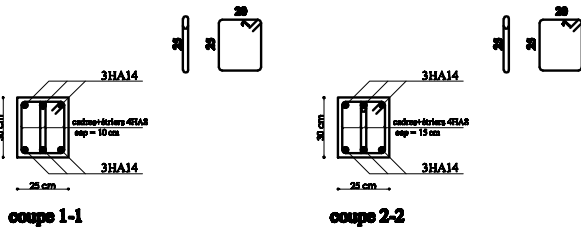
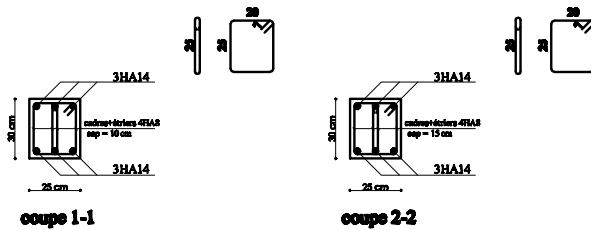
Coff- Et Ferr- Des Poutres Secondaires (25X30) Axe (C-D) Niv: +4.08 +7.14 +10,20 et +13,26,+16.32,+19.38,+22.44



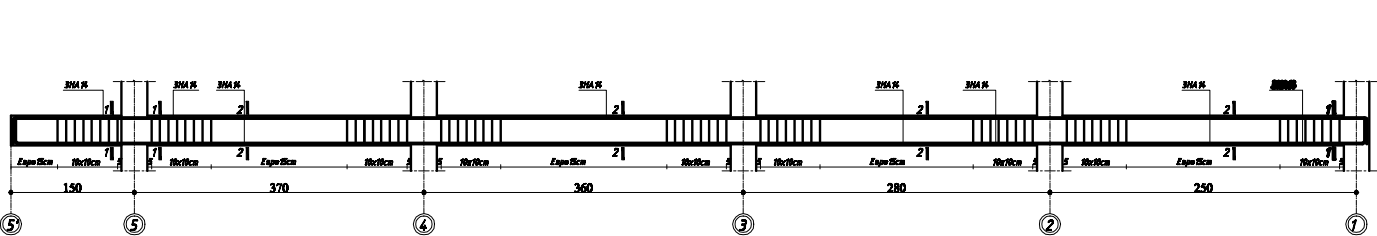
Coff- Et Ferr- Des Poutres Secondaires (25X30) Axe (B-E) Niv: +4.08 +7.14 +10,20 et +13,26,+16.32,+19.38,+22.44



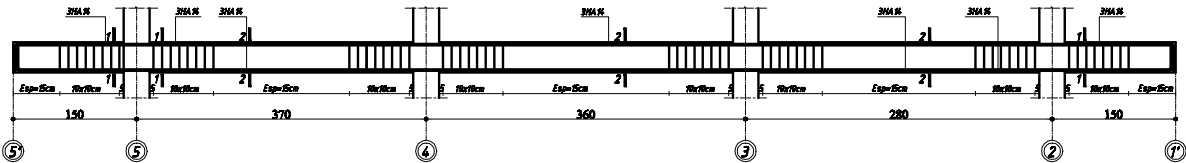
Coff- Et Ferr- Des Poutres Secondaires (25X30) Axe (A-F) Niv: +4.08 +7.14 +10,20 et +13,26,+16.32,+19.38,+22.44



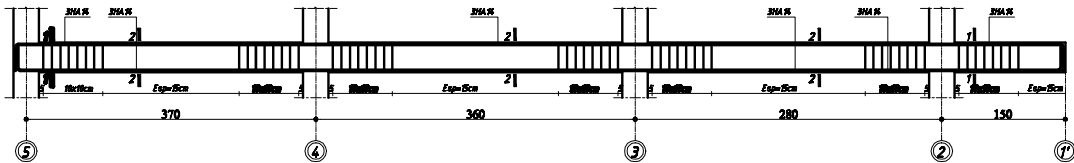
République Algérienne démocratique et populaire Université Mouloud Mammeri de T.O Faculté de génie de la construction Département de génie civil		
Etudié par Mr BELKACEMI JUGURTA Mlle GOUCHEM FAZIA	Plan de Ferrailage des Poutres Secondaires	
Dirigé par	Mme CHERRIF	2019



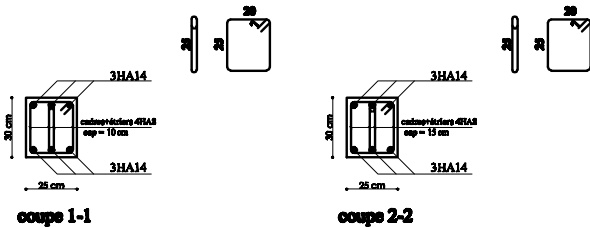
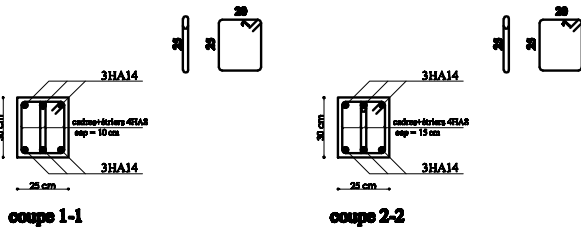
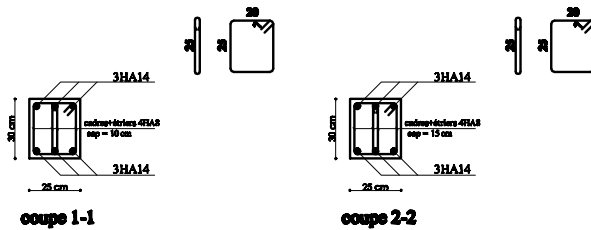
Coff- Et Ferr- Des Poutres Secondaires (25X30) Axe (C-D) Niv: +4.08 +7.14 +10,20 et +13,26,+16.32,+19.38,+22.44



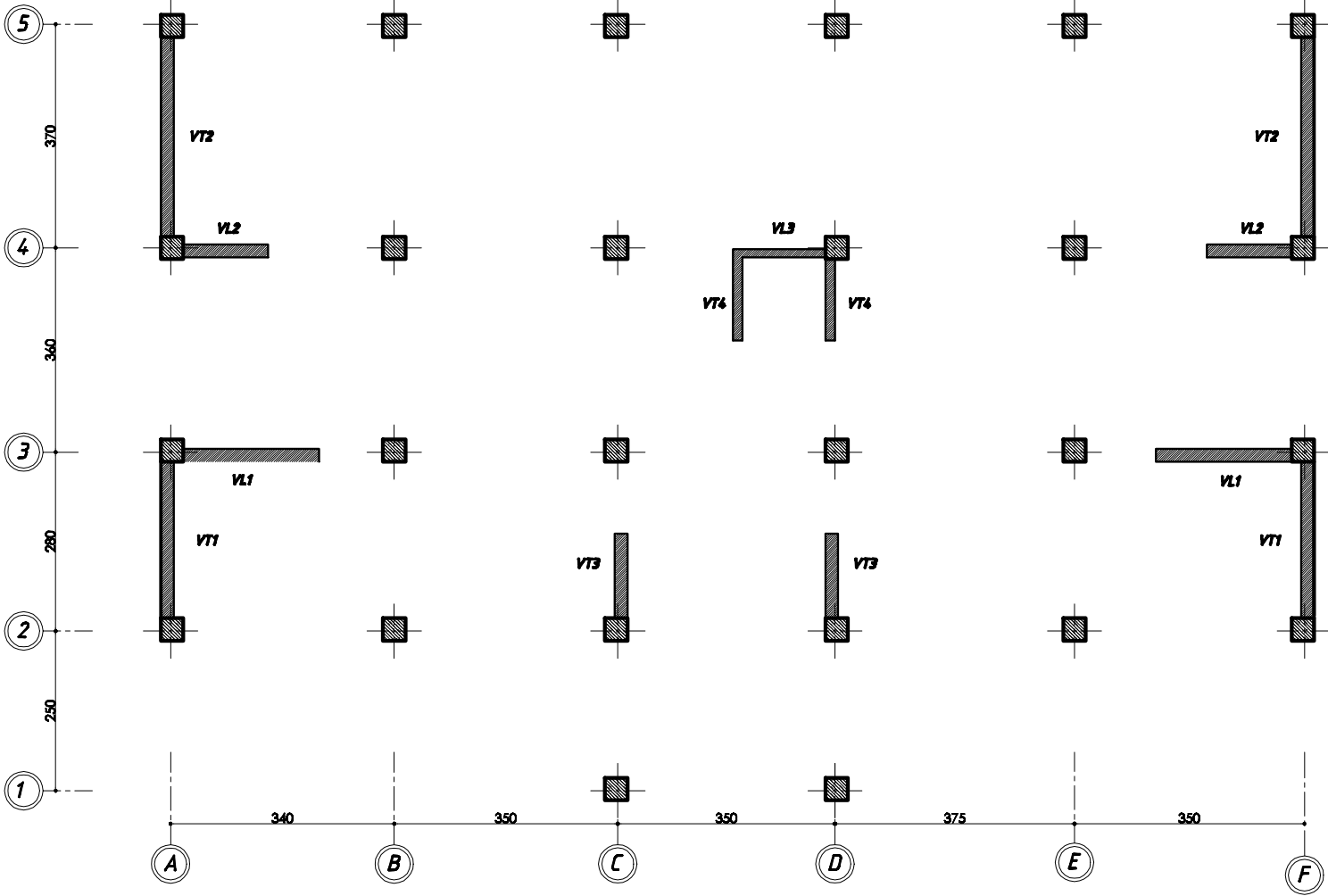
Coff- Et Ferr- Des Poutres Secondaires (25X30) Axe (B-E) Niv: +4.08 +7.14 +10,20 et +13,26,+16.32,+19.38,+22.44



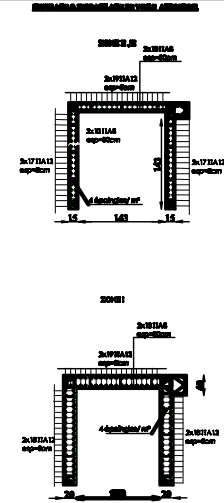
Coff- Et Ferr- Des Poutres Secondaires (25X30) Axe (A-F) Niv: +4.08 +7.14 +10,20 et +13,26,+16.32,+19.38,+22.44



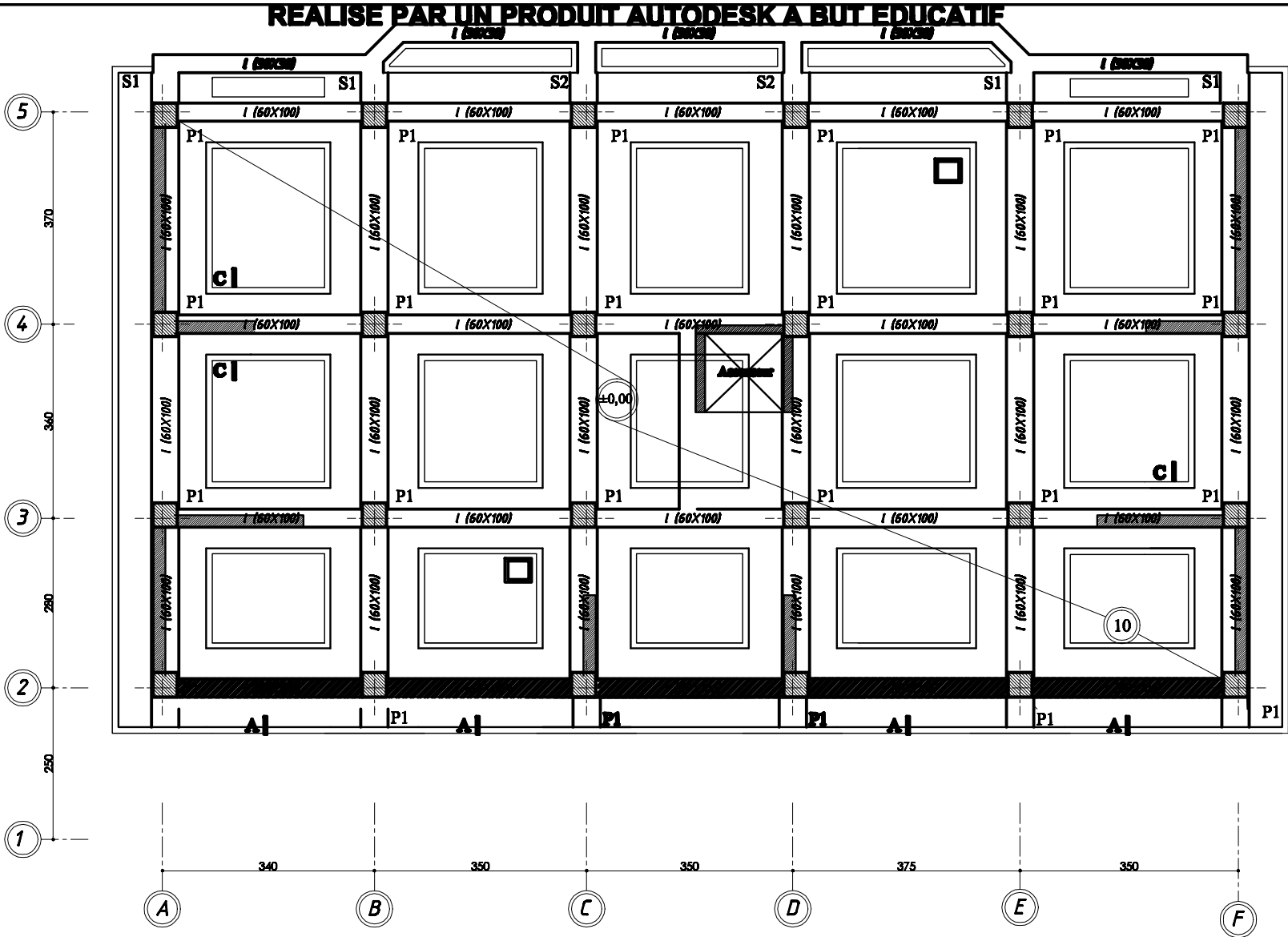
République Algérienne démocratique et populaire Université Mouloud Mammeri de T.O Faculté de génie de la construction Département de génie civil		
Etudié par Mr BELKACEMI JUGURTA Mlle GOUCHEM FAZIA	Plan de Ferrailage des Poutres Secondaires	
Dirigé par	Mme CHERRIET	2019



République Algérienne démocratique et populaire Université Mouloud Mammeri de T.O Faculté de génie de la construction Département de génie civil		
Etudié par Mr BELKACEMI JUGURTA Mlle GOUCEM FAZIA	Plan des voiles	
Dirigé par	Mme CHERIFI	2019

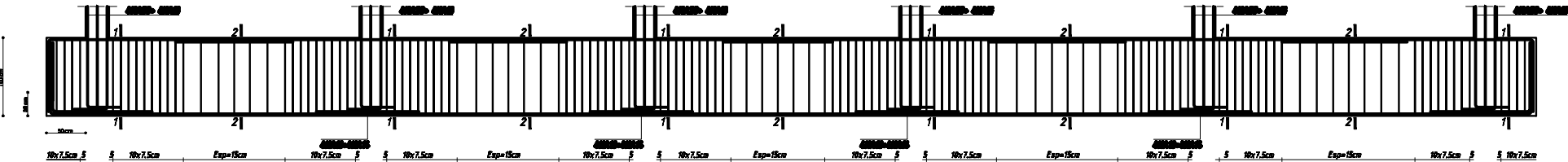


<p align="center"><b>République togolaise démocratique et populaire</b>  <b>Université Médical Islamique de T.O</b>  <b>Faculté de médecine de la communauté</b>  <b>Département de médecine dentaire</b></p>		
<p><b>Évalué par</b>  <b>Mr BERKACEM AIGUETA</b>  <b>Mlle GOUICEM FARA</b></p>	<p align="center"><b>Plan de Passologie des Villes</b></p>	
<p><b>Déposé par</b></p>	<p align="center"><b>Mme CHIRRI</b></p>	<p align="center"><b>2019</b></p>

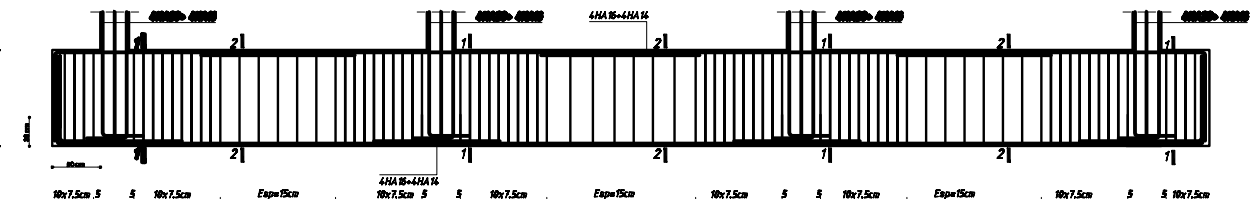
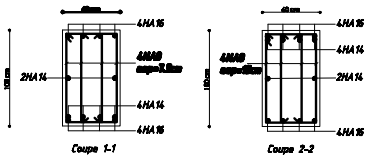


République Algérienne Démocratique et populaire Université Moudoud Mammeri de T.D Faculté de génie de la construction Département de génie civil		
Etudié par Mr BELKACEMI JOURTA Mlle OUCHEM FAZIA	Plan de Collage de Radier	
Déigné par	Mme CHERUN	2019

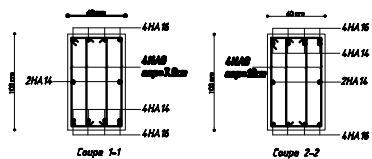
REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF



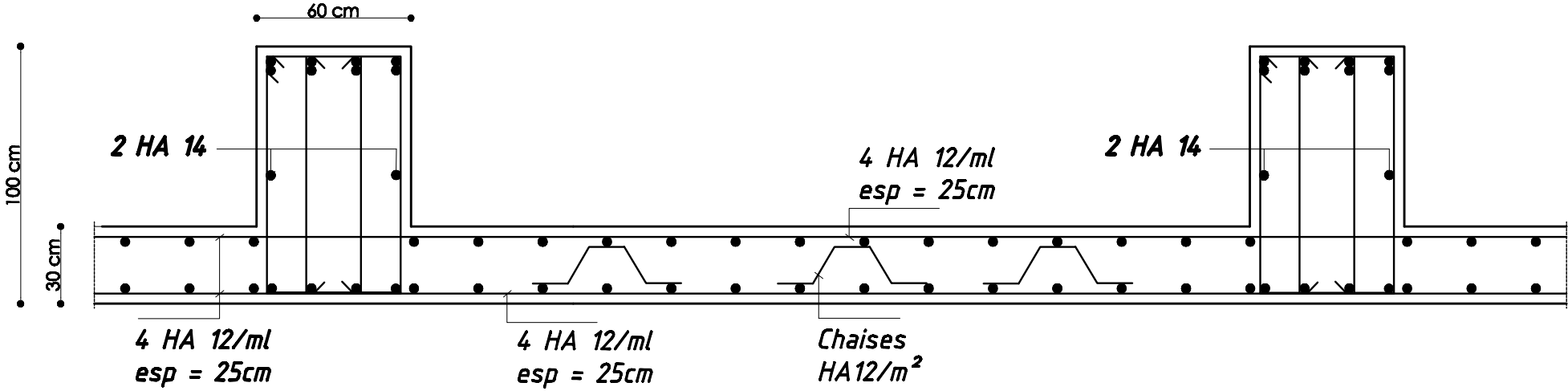
Ferrailage de la Nervure du Radier sens X-X



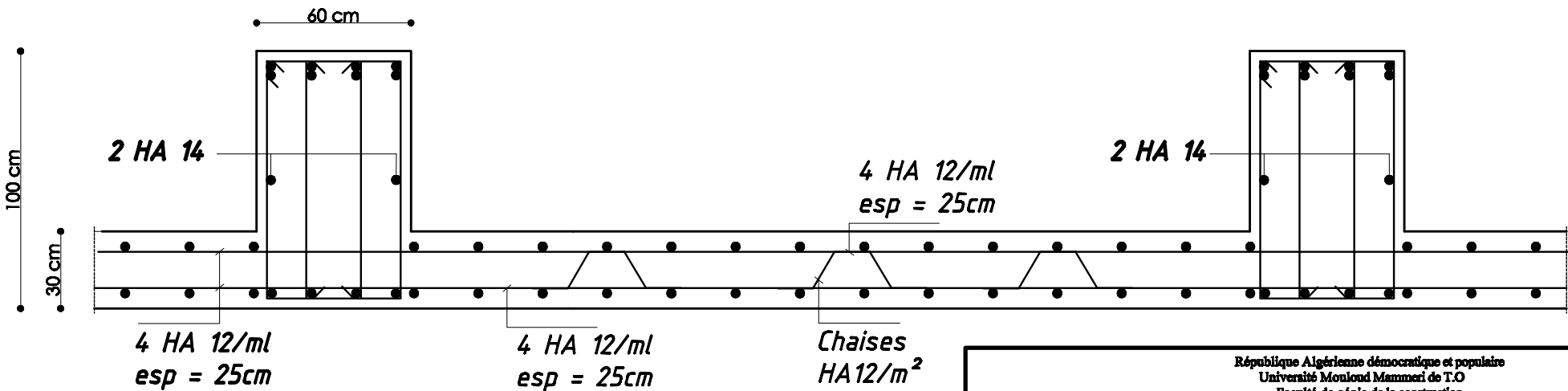
Ferrailage de la Nervure du Radier sens Y-Y



République Algérienne démocratique et populaire Université Mouloud Mammeri de T.O Faculté de génie de la construction Département de génie civil		
Etudié par Mr BELKACEMI JUGURTA Mlle GOUCEM FAZIA	Plan de Ferrailage de la Nervure du Radier	
Dirigé par	Mme CHERIFI	2019

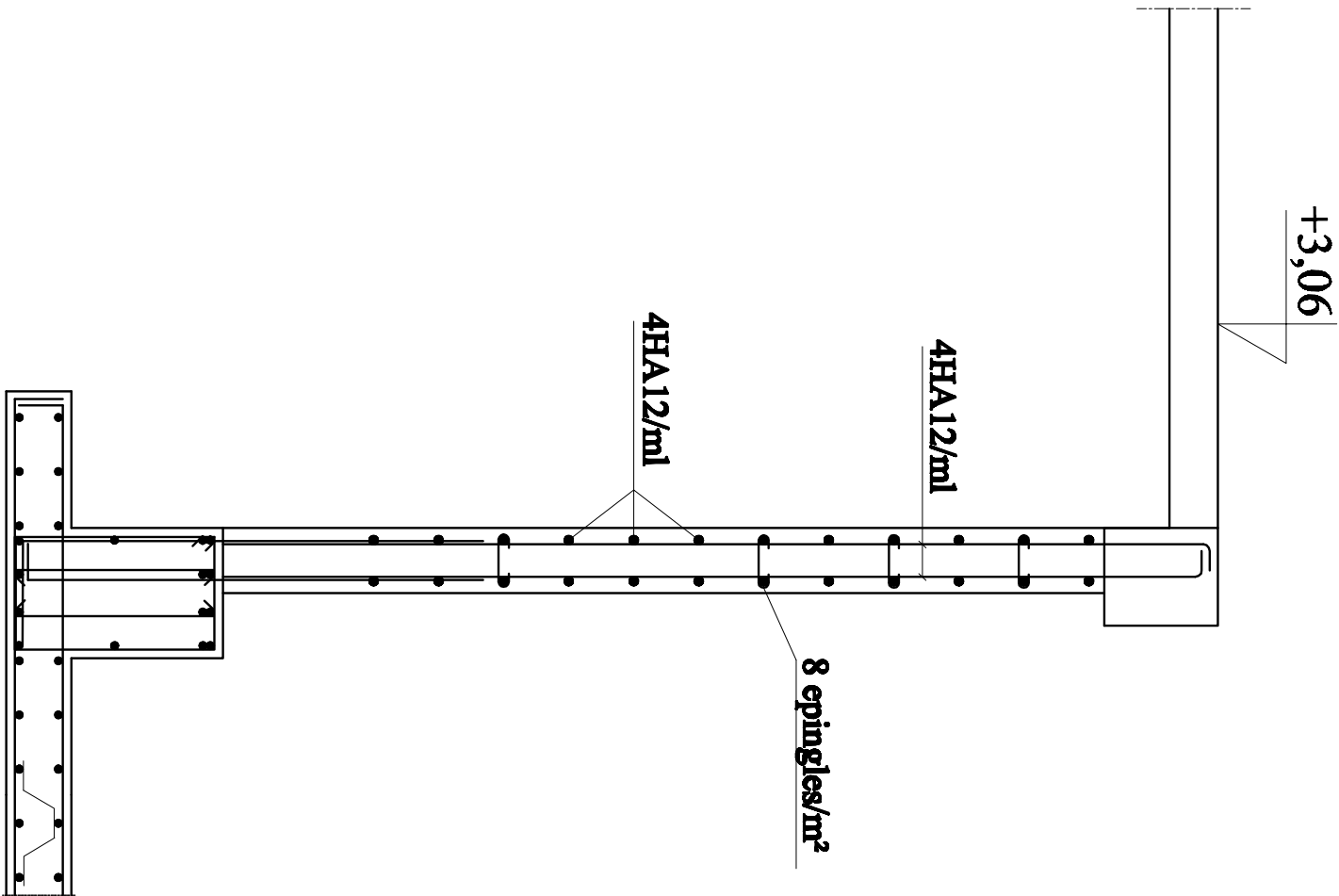


Ferraillage de la Dalle du Radier sens X-X coupe en travée



Ferraillage de la Dalle du Radier sens Y-Y coupe en travée

République Algérienne démocratique et populaire Université Mouloud Mammeri de T.O Faculté de génie de la construction Département de génie civil		
Etudié par Mr BELKACEMI JUGURTA Mlle GOUCEM FAZIA	Plan de Ferraillage de la Dalle du Radier	
Dirigé par	Mme CHERIFI	2019



REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

République Algérienne démocratique et populaire Université Mohamed Mammeri de T/O Faculté de génie de la construction Département de génie civil		
Etudié par Mr BELKACEM JIGOURTA Mlle GOUCEM FAZIA	Plan de Ferrailage du mur plaque	
Dirigé par	Mme CHERIFI	2019



# *Bibliographie*

## ➤ *RÈGLEMENTS*

- ❖ *Règles parasismique algérienne RPA 99 / version 2003.*
- ❖ *Document technique réglementaire (DTR B.C.2.2) charges permanentes.*
- ❖ *Règles de conception et de calcul des structures en béton armé C.B.A.93.*
- ❖ *Règles BAEL 91 modifiées 99, règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et construction en béton armé suivant la méthode des états limites.*