

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Ministère De L'enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique



Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou
Faculté du Génie de la Construction
Département de Génie Civil



Mémoire de fin d'étude

En vue de l'obtention du Diplôme de Master en Génie Civil
Option : Constructions Civiles et Industrielles

Thème

**Etude d'un Bâtiment (R+6) à usage d'habitation et
commercial**
Modéliser par le Logiciel ETABS

Etudié par :

- Mr Ait Gherbi Nabil
- Mr Rahoui Karim

Dirigé par :

Mme Larabi Sonia

Promotion : 2021 /2022

Remerciements

Toute notre gratitude, grâce et remerciements vont à Dieu le tout puissant qui nous adonné la force, la patience, le courage et la volonté de mener à terme ce projet.

*Nous voudrions adresser aussi toute notre gratitude à notre promotrice, **Madame Larabi Sonia**, pour sa patience, sa disponibilité aussi bien en présentiel qu'à distance et surtout ses judicieux conseils et orientations qui ont contribué à alimenter notre réflexion.*

Nous tenons à remercier également les membres de jury qui nous ferons l'honneur d'évaluer ce modeste travail.

Nos remerciements vont ensuite, à toute la communauté universitaire de l'UMMTO particulièrement le personnel du département de génie civil dont toute son équipe pédagogique pour leur contribution et accompagnement.

Enfin, nous remercions tout particulièrement nos familles et nos amis pour leur soutien constant et leurs encouragements.

DÉDICACE

Je dédie ce travail

A ma mère qui m'a toujours pousser à travailler et a réussir pendant tout mon parcours scolaire . Pour son amour et sa tendresse .

A mon père , pour le gout à l'effort qu'il a suscité en moi .

A mes sœurs qui m'ont toujours encourager.

A toute ma famille .

A mes amis que j'ai rencontrés au sein de mon parcours , ou ailleurs .

Karim

DÉDICACES

Je tiens à dédier ce travail aux personnes qui me sont chères.

*A ma mère qui m'a toujours soutenu, je lui témoigne de mon amour
et ma reconnaissance.*

*A la mémoire de mon père, parti trop tôt, j'espère que tu sera fier de
ce que j'ai accompli .*

*Je dédie mon travail, à mes oncles Farid et Arezki, qui m'a toujours
pousser à avancer et en arriver là aujourd'hui.*

A mon frère et ma sœur qui m'ont toujours encourager.

A toute ma famille .

A tous mes amis qui sauront se reconnaître .

NABIL

Sommaire

Introduction

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

Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments.....11

Chapitre III : Calcul des éléments.....25

III-1. Plancher à corps creux25

III-2. Acrotère42

III-3. Balcons49

III-4. Escaliers55

III-5. Poutre palière67

III-6. Salle machine 76

Chapitre IV : Modélisation et présentation du logiciel ETABS.....86

Chapitre V : Vérification des exigences RPA.....102

Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux.....114

VI-1. Ferrailage des poteaux.....115

VI-2. Ferrailage des poutres.....127

VI-3. Ferrailage des voiles137

Chapitre VII : Etude de l'infrastructure.....149

Conclusion

Table des matières :

Introduction générale1

Chapitre 1 : Présentation de l'ouvrage.

1-Introduction	2
2-Reglementation	2
3-Characteristiques géométriques du bâtiment	2
4-Les éléments constatifs de l'ouvrage	3
4-1-La super structure	3
4-2-L'infrastructure	4
5-Characteristiques mécaniques des matériaux	5
5-1-Le béton	5
5-1-1-Characteristique physique et mécanique du béton.....	5
5-1-2-Module de déformation longitudinale du béton	6
5-2-L'acier	9
6-Conclusion	11

Chapitre 2 :_Pré-dimension des éléments.

1-Introduction	12
2-Pre-dimension des éléments	12
2-1-Les planches en corps creux	12
2-2-Plancher en dalle pleine	13
2-2-1-Condition de résistance au feu	13
2-2-2-L'isolation acoustique (la loi de masse)	13
2-2-3-Condition de résistance à la flexion	13
2-3-Les poutres	14
2-3-1-Les poutres principales	14
2-3-2-Les poutres secondaires	14
2-4-Les voiles	15

2-5-Les poteaux	16
3-Determination des charges permanentes et surcharges d'exploitation	17
3-1-Les charges permanentes "G"	17
3-2-Les charges d'exploitation "Q"	20
4-Descente de charges	20
5-Verification	24
6-Conclusion	25

Chapitre 3 : Calcul des éléments.

1-Introduction	26
2-Planches à corps creux	26
2-1-Etude de la dalle de compression	26
2-2-Etude des poutrelles	27
2-3-Application de la méthode de Forfitaine a l'ELU	32
2-4-Le ferrailage	37
2-5-Verification a l'ELU	38
2-6- Application de la méthode de Forfitaine a l'ELS	39
2-7-Verification a l'ELS	40
2-8-Conclusion	42
3-Etude de l'acrotère	43
3-1-Definition	43
3-2-Hypothese de calcul	43
3-3-Dimensionnement de l'acrotère	43
3-4-Calcul des efforts internes	43
3-5-Combinaison des charges	44
3-6-Ferrailage de l'acrotère	44
3-7-Verification	46
3-7-1-Verification a l'ELU	46
3-7-2-Verification a l'ELS	48
3-8-Conclusion	49
4-Calcul des balcons	50

4-1-Introduction	50
4-2-Dimensionnement du balcon	50
4-3-Determination des charges et surcharges du balcon	50
4-4-Calcul a l'état limite de service (ELS)	51
4-5-Ferraillage du balcon	51
4-6-Verification a l'ELU	52
4-7-Calcul a l'état limite de service	53
4-8-Verification a l'ELS	53
5-Calcul des escaliers	56
5-1-Définition	56
5-2-Etude de l'escalier	57
5-2-1-Pré-dimensionnement	57
5-2-2-Determination des sollicitations de calcul	58
5-2-3-Determination des charges de calcul	58
5-2-4-Calcul a l'ELU	58
5-2-5-Ferraillage de l'escalier	60
5-2-6-Verification a l'ELU	61
5-2-7-Calcul a l'ELS	63
5-2-8-Verification a l'ELS	65
5-3-Conclusion	67
6-Etude de la poutre palière	68
6-1-Etude de la poutre palière horizontale	68
6-1-1-Pre-dimensionnement	68
6-1-2-Determination des charges	68
6-1-3-Calcul a l'ELU	69
6-1-4-Ferraillage	70
6-1-5-Verification a l'ELU	71
6-1-6-Calcul des armateurs transversales	72
6-1-7-Calcul a l'ELS	73
6-1-8-Verification a l'ELS	74
7-Calcul de la salle machine	77

7-1-Introduction	77
7-2-Calcul de la dalle pleine	77
7-2-1-Dimensionnement	77
7-2-2-Determination des sollicitations	78
7-2-3-Calcul a l'état limite ultime (ELU)	78
7-3-Ferailage	80
7-4-Verification a l'ELU	81
7-5-Calcul a l'état limite de service (ELS)	83
7-6-Verification a l'ELS	84
8-Conclusion	86

Chapitre 4 : Modélisation et présentation du logiciel ETABS.

1-Introduction	87
2-Generalites sur le logiciel	87
2-1-Description du logiciel ETABS	87
2-2-Version d'ETABS utilisée	88
3-Etapes de modélisation	88
3-1-Première étape	88
3-2-Deuxième étape	91
3-3-Troisième étape	91
3-4-Quatrième étape	95
3-5-Cinquième étape	97
3-6-Sixième étape	99
3-7-Septième étape	100
3-8-Huitième étape	101
3-9-Neuvième étape	102

Chapitre 5 : Vérification des exigences RPA.

1-Introduction	103
2-Choix de la méthode de calcul	103
2-1-La méthode statique équivalent	103

2-2-La méthode d'analyse modale spectrale	103
2-3-Conclusion	103
3-Principe de la méthode d'analyse spectrale	103
3-1-Estimation de la période fondamentale de la structure	104
3-1-1-Calcul de la période empirique	104
3-1-2-Calcul de la période empirique majorée	104
3-1-3-Determination de la période par logiciel ETABS.....	104
3-2-Nombre de mode a considéré	105
3-3-Verification de l'excentricité	107
3-4-Justification vis-à-vis des déformations	108
3-5- Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ	109
3-6- Justification vis-à-vis des sollicitations normales	110
3-7-Stabilite au renversement	111
4-Analyse des résultats	114

Chapitre 6 : Ferrailage des éléments structuraux.

1-Introduction	115
2-Ferrailage des poteaux	116
2-1-Introduction	116
2-2-Recommandation du RPA 2003	116
2-3-Calcul du ferrailage	118
2-4-Ferrailage avec logiciel SOCOTEC	120
2-5-Verification a l'ELU	123
2-5-1-Armateurs transversales	123
2-6-Verification a l'ELS	125
3-Ferrailage des poutres	128
3-1-Introduction	128
3-2-Recommandation du RPA 99/2003 pour le ferrailage des poutres..	128
3-2-1-Armateurs longitudinales (Art 7.5.2.1)	128
3-2-2-Armateurs transversales (Art 7.5.2.2)	129
3-2-3- Armateurs transversales (Art 7.5.2.2 99/version 2003).	129

3-3-Etape de calcul du ferrailage a l'ELU	129
3-4-Calcul du moment réduit	130
3-5-Ferrailage des poutres	131
3-5-1-Poutres principales	131
3-5-2-Poutres secondaires	132
3-6-Verification a l'ELU	133
3-7-Verification a l'ELS	136
4-Ferrailage des voiles	138
4-1-Introduction	138
4-2-Combinaisons d'actions	139
4-3-Exposé de la méthode	139
4-4-Determination des diagrammes de contraintes	140
4-5-Calcul des armateurs	140
4-6-Les vérifications	143
4-7-Exemple de calcul	144

Chapitre 7 : Etude de l'infrastructure.

1-Introduction	151
2-Choix du type de fondations	151
3-Pre-dimensionnement des semelles	152
3-1-Semelles isolées	152
3-2-Semelles filantes	152
3-2-1-Dimensionnement des semelles filantes sous voiles	152
3-2-2-Dimensionnement des semelles filantes sous poteaux	153
3-2-2-1-Hypothese de calcul	153
3-2-2-2-Etape de calcul	153
3-2-2-3-Hauteur des semelles	156
3-2-3-Etude de la poutre de rigidité	156
3-2-3-1-Le ferrailage de la poutre (ELU)	157
3-2-3-2-Les armateurs transversales	158
3-3-4-Ferrailage de longrine	159

Conclusion Générale161

Introduction Générale :

L'Algérie est parmi les pays qui sont soumis à de grandes activités et risques sismiques. Les récents tremblements de terre qui ont secoué l'Algérie au cours de ces trois dernières décennies, ont causé d'énormes pertes humaines et matériaux importants. Elle a connu à travers son histoire plusieurs séismes majeurs, tels que le tremblement de terre de Boumerdes en 2003.

Pour répondre à cette catastrophe un amendement a été ajouté au précédent règlement donnant le RPA 99/2003. L'objectif de ce dernier, est de préserver les vies humaines et réduire les dégâts sur les constructions.

Chaque étude de projet du bâtiment doit assurer :

- La sécurité : la stabilité et la résistance de l'ouvrage.
- L'économie : sert à diminuer les couts du projet.
- Le confort.
- L'esthétique.

Le projet qui nous a été confié porte sur l'étude d'un bâtiment bi-fonctionnel (habitation et commerce) en R+6 contreventé par un système (voiles-porteurs).

Nous procéderons au dimensionnement d'une structure en béton armé présentant une forme irrégulière en plan, puis au calcul de cette dernière. Dans un premier temps le pré-dimensionnement sera effectué puis nous passerons au calcul des éléments secondaires grâce aux différentes méthodes de la RDM. Puis pour assurer la stabilité de notre structure, nous allons passer aux vérifications des exigences du RPA 99/2003. Suite à cela nous entamerons le ferraillement des différents éléments structuraux. Puis vers la fin nous nous pencherons sur l'étude des infrastructures, en passant du choix du type d'infrastructure vers le ferraillement de ces dernières.

I- Présentation de l'ouvrage :

I-1- Introduction :

Le projet à étudier, comme tout ouvrage en Génie Civil doit être calculé de façon à assurer sa stabilité qui est fonction de la résistance des différents éléments structuraux (poteaux, poutres, voiles...) aux différentes sollicitations (compression, flexion...) dont la résistance de ces éléments en fonction du type de matériaux utilisés et de leurs dimensions et caractéristiques ; et d'assurer la sécurité des usagers pendant et après la réalisation avec un cout optimal. Pour le calcul des éléments constituant un ouvrage, nous nous baserons sur des règlements (**BAEL91, RPA99/modifié 2003 et le CBA93**) et les méthodes connues qui s'appuient sur la connaissance des matériaux (béton et acier) et le dimensionnement et ferrailage des éléments résistants de la structure.

Notre projet consiste à l'étude d'un ouvrage (**R+06**) à usage d'habitation et commercial. Le projet sera implanté à wilaya **Tizi-Ouzou** une région classée selon le règlement parasismique algérien (RPA99 modifiée 2003) comme étant une zone de moyen sismicité (**zone II-a**). La structure est en ossature mixte (poteaux-poutre) avec des voiles de contreventement.

Le bâtiment est composé de :

- Un Rez-de-chaussée (locaux commerciaux).
- De (06) niveaux à usage d'habitation.
- Terrasse inaccessible.
- Cages d'escaliers.
- Cage d'ascenseur.

I-2- Réglementation :

Afin de garantir la stabilité de notre ouvrage ainsi que la sécurité des usagers nos calculs seront conformes aux règlements en vigueur en Algérie à savoir :

- Règles de calcul du béton armé aux états limites (B.A.E.L 91, Révisé 99).
- Le règlement parasismique Algérien (RPA 99 version 2003).
- Documentation technique réglementaire (DTR).
- CBA 93 (Code du Béton Armé).

I-3- Caractéristiques géométriques du bâtiment :

- Hauteur total 22,44m
- Longueur total 27,10m
- Largeur total..... 13,90m

- Hauteur du RCD..... 4,08m
- Hauteur de l'étage courant..... 3,06m

I-4- Les éléments constitutifs de l'ouvrage :

D'une manière générale on distingue dans une construction la partie qui se trouve dans le sol appelé < infrastructure > et la partie qui se trouve au-dessus du sol appelé << structure ou superstructure >>.

I-4-1- La superstructure : est composée de :

1. **L'ossature** : Le bâtiment est constitué par des portiques en béton armé et des voiles (structure mixte), d'après le (RPA 99 version 2003) pour toute structure dépassent une hauteur de 14m en zone II-a, son contreventement est assuré par de types :
 - **Contreventement par portique** : c'est une ossature constituée de poteaux et poutres.
 - **Contreventement par voiles** : compose des éléments verticaux <voiles > en béton armé, dispose dans des deux sens transversale et verticale.
2. **Les planchers** : sont des éléments horizontaux délimitant les étages. Ils assurent deux fonctions principales :

Fonction de résistance mécanique : ils supportent et transmettent les charges et les surcharges aux éléments porteurs de la structure.

Fonction d'isolation : ils isolent thermiquement et acoustiquement les différents étages. Dans notre bâtiment nous avons deux types de planchers :

- **Plancher en corps creux** : porté par des poutrelles qui assurent la transmission des charges aux éléments horizontaux (poutres) et ensuite aux éléments verticaux (poteaux).
 - **Plancher en dalle pleine** : réalisé en béton armé, ils sont généralement coulés sur place. Dans notre structure, ils sont destinés pour les balcons et la cage d'ascenseur.
3. **Les escaliers** : ce sont des éléments en béton armé coulé sur place qui assurent l'accès d'un niveau à un autre.
 - **La cage d'ascenseur** : notre bâtiment est muni d'une cage d'ascenseur qui sera réalisée en voiles.
 4. **Balcons** : Les balcons sont réalisés en dalles pleines.
 5. **Terrasse** : notre bâtiment est muni d'une terrasse non accessible.
 6. **Maçonnerie** :
 - **Murs extérieurs** : Ils sont réalisés en doubles cloisons de briques creuses de 10 cm d'épaisseur avec une lame d'air de 5cm.

- **Murs intérieurs** : Ils sont réalisés en simple cloison de briques creuses de 10 cm d'épaisseur.

7. Revêtements :

- Carrelage pour les planchers et les escaliers (épaisseur de 2 cm).
- Céramique pour les salles d'eau et les cuisines.
- Enduit en ciment pour les murs de façade et les cages d'escaliers.
- Plâtre pour les cloisons intérieures et les plafonds.

8. Les voiles :

Les voiles sont des murs en béton armé, appelés couramment refends. Un voile est un élément qui a une importance prépondérante dans les résistances et l'équilibre de la structure, disposés dans les deux sens (longitudinal et transversal) ils reprennent essentiellement les charges horizontales et verticales (séismes, vent... etc.). Ils minimisent également les efforts de torsion.

I-4-2- Infrastructure : est composé de :

1. Les fondations :

Les fondations sont les éléments qui sont situés à la base de la structure, elles assurent la transmission des charges et surcharges au sol. Le type de fondation est choisi selon l'importance du bâtiment et des caractéristiques mécaniques et physiques du sol.

Il existe deux types de fondations :

- **Les fondations superficielles** :

Lorsque les couches de terrains capables de supporter l'ouvrage sont à faible profondeur $D < 3\text{m}$: semelles isolées sous poteaux, semelles filantes sous murs, radiers.

- **Les fondations profondes** :

Lorsque les couches de terrain capable de supporter l'ouvrage sont à une grande profondeur $D/B > 6$ et $D > 3\text{m}$: puits, pieux

D : longueur de fondation enterrée dans le sol.

B : largeur de la fondation ou diamètre.

2. Etude géotechnique du sol :

Les essais réalisés par le laboratoire géotechnique spécialisé ont évalué :

- Contrainte admissible de $\sigma_{\text{sol}} = 2.00$ bars situés à une profondeur de 2m.
- Site meuble.

I-5- Caractéristiques mécanique des matériaux :

Dans notre ouvrage nous allons utiliser deux matériaux essentiels : le béton et l'acier qui doivent satisfaire les règles parasismiques algériennes (**RPA99 VERSION 2003**) ainsi que les règles de béton armé aux états limite (**BAEL 91 modifiée 99**).

I-5-1- Le béton :

Le béton est un matériau de construction constitué d'un mélange de ciment, de granulats (gravier et sable) et d'eau, qui après sa mise en œuvre, durcit avec le temps grâce aux liants qu'il contient. Il est défini du point de vue mécanique par sa résistance à la compression qui varie avec la granulométrie, le dosage et l'âge du béton.

Sa composition dépend de l'ouvrage à construire et des moyens utilisés pour le mettre en œuvre, elle sera tablée par un laboratoire en tenant compte des caractéristiques des matériaux et de leurs provenances.

Il est nécessaire de fixer les trois critères suivants :

- La résistance que devra atteindre le béton en service.
- L'ouvrabilité qu'il devra avoir au moment du coulage.
- La dimension maximale des granulats (D).

A- Caractéristiques physiques et mécaniques du béton :

- **Masse volumique** : Pour les bétons courants, elle est comprise entre : 2300 à 2400 kg/m³ s'il n'est pas armé et 2500kg/m³ s'il est armé.
- **Coefficient de dilatation** : Le coefficient de dilatation du béton est le même que celui de l'acier et il est de 5 à 10.
- **Retrait hygrométrique** : au cours de sa vie, le béton subit une variation de volume. Lorsque le béton est conservé dans une atmosphère sèche, il diminue de volume, ses dimensions se raccourcissent : <<c'est le retrait>>. Lorsque le béton est conservé dans l'eau, le retrait est beaucoup plus faible.
- **Fluage de béton** : sous chargement constant, la déformation du béton augmente continuellement avec le temps. Pour le béton, les déformations de fluage sont loin d'être négligeables puisqu'elles peuvent représenter jusqu'à trois fois les déformations instantanées.
- **Résistances caractéristiques à la compression** : Le béton est défini par sa résistance caractéristique à la compression à 28 jours d'âges noté f_{c28} .

La résistance à la compression varie avec l'âge du béton pour $j \leq 28$ jours, elle est calculée comme suit :

$$f_{cj} = \frac{j}{(4.76+0.83Xj)} \times f_{c28} \text{ pour : } f_{c28} \leq 40\text{MPa}$$

$$f_{cj} = \frac{j}{(1.40+0.95Xj)} \times f_{c28} \text{ pour : } f_{c28} \geq 40\text{MPa (BAEL91/99 A.2.1, 11)}$$

Dans les calculs de notre ouvrage, nous adopterons une valeur de $f_{c28}=25\text{Mpa}$

- **Résistance caractéristique à la traction** : la résistance caractéristique du béton à la traction à j jours ; noté f_{tj} ; est donnée conventionnellement en fonction de la résistance caractéristique à la compression par la relation suivante :

$$f_{tj}=0.6+0.06Xf_{cj} \rightarrow \text{(BAEL91/Art.2.1,12)}$$

Dans notre cas : $f_{c28}=25\text{Mpa} \rightarrow f_{t28}= 2.1\text{MPa}$ Cette formule est valable pour les valeurs de $f_{cj} \leq 60\text{Mpa}$.

B- Module de déformation longitudinale du béton :

➤ Module de déformation longitudinale instantanée du béton :

Il est utilisé pour les calculs sous chargement vertical de durée inférieure à 24 heures.

$$E_{ij}=1100^3 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ (Art A.2.1.21/BAEL 91)}$$

Pour $f_{c28}=25\text{Mpa}$

Nous avons : $E_{i28}=32164.2 \text{ Mpa}$

➤ Module de déformation longitudinal différé du béton :

Il est utilisé pour les chargements de longue durée, nous utilisons le module différé qui prend en compte les déformations du fluage du béton.

Le module de Young du béton dépend de sa résistance caractéristique à la compression, nous prenons un module égal à :

$$E_{vj}=3700^3 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ [Mpa]}$$

Pour notre cas : $f_{c28}=25 \text{ [Mpa]} \rightarrow E_{v28}=10819\text{[Mpa]}$

➤ Module de déformation transversale :

Qui est noté G, il caractérise la déformation du matériau sous l'effet de l'effort tranchant. Il est donné par la relation suivante :

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

Avec : E : module de Young

ν : coefficient de poisson $\nu = (\Delta d/d) / (\Delta L/L)$

$\Delta d/d$: déformation relative transversale

$\Delta L/L$: déformation relative longitudinale

➤ **Coefficient de poisson :**

C'est le rapport entre la déformation relative transversale et longitudinale : $\nu = \frac{\Delta d/d}{\Delta L/L}$

$\nu = 0$ à l'ELU, pour le calcul des sollicitations.

$\nu = 0.2$ à l'ELS, pour le calcul des déformations. (Art A.2.1.3BAEL 91)

➤ **Etat limite de contrainte de béton :**

Tous les calculs qui vont suivre au cours de cette étude seront basés sur la théorie des états limites. Un état limite est un état au-delà duquel une structure ou un de ses éléments constitutifs cesseront de remplir les fonctions pour lesquelles ils sont conçus. On les a donc classés en état limite (ELU) et état limite de service (ELS).

1) Etats limites ultimes (E.L.U) :

Sont associés à l'effondrement de la bâtisse. Cet état de ruine de la structure peut mettre en danger la sécurité de la population.

La valeur de calcul de la résistance à la compression du béton est donnée par :

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{cj}}{\theta \cdot \gamma_b} \quad (\text{Art A.4.3,41/BAEL 91})$$

γ_b : Coefficient de sécurité $\gamma_b = 1.5 \rightarrow$ situation courante

$\gamma_b = 1.15 \rightarrow$ situation accidentelle.

θ : coefficient de durée d'application des actions considérées

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

$\theta = 0.9$: si la durée d'application est entre 1h et 24h

$\theta = 0.85$: si la durée d'application est inférieure à une heure (1h)

- Pour $\gamma_b = 1.5$ et $\theta = 1$, nous aurons $f_{bu} = 14.2$ [Mpa]
- Pour $\gamma_b = 1.15$ et $\theta = 1$, nous aurons $f_{bu} = 18.48$ [Mpa]

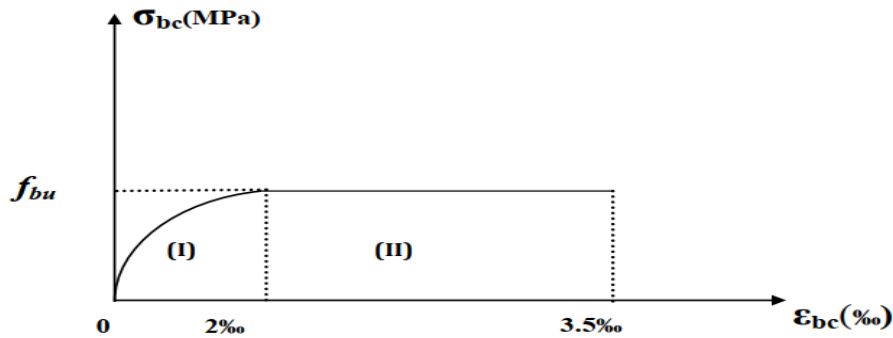


Figure I-1 : Diagramme contrainte déformation du béton

2) Etats limites de services (E.L.S) :

Ils correspondent aux états au-delà desquels les conditions normales d'exploitation et de durabilité qui comprennent les états limites de fissuration ne sont plus satisfaites.

La contrainte admissible du béton à la compression donnée par :

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0.6 f_{c28} \text{ [Mpa] Art (A.4.5, 2/BAEL 91)}$$

Pour $f_{c28}=25 \text{ Mpa} \rightarrow \sigma_{bc}=15 \text{ Mpa}$ à l'ELS.

La contrainte de cisaillement ultime :

$$\tau_u = \min \{ (0.2 f_{c28}) / \gamma_b, 5 \text{ Mpa} \} \rightarrow \text{fissuration peu nuisible}$$

$$\tau_u = \min \{ (0.15 f_{c28}) / \gamma_b, 4 \text{ Mpa} \} \rightarrow \text{fissuration préjudiciable ou très préjudiciable.}$$

(Art 5.1 ,2.11/BAEL 91)

-La masse volumique du béton est égale à 25 KN/m^3

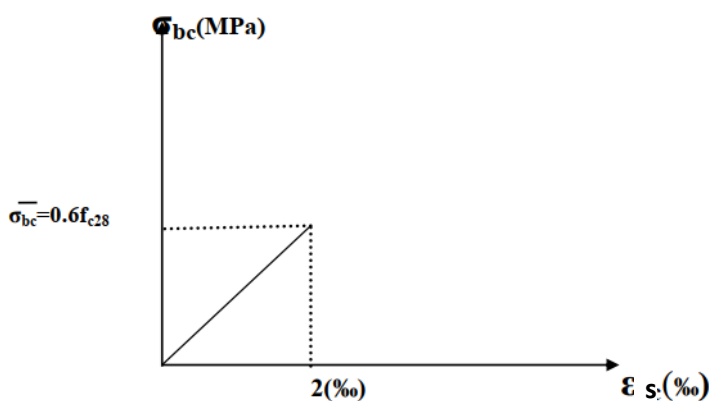


Figure I-2 : Diagramme de contrainte à l'ELS .

I-5-2- l'Acier :

L'acier est un matériau qui présente une très bonne résistance à la traction (et aussi à la compression pour des structures faiblement élancées), de l'ordre de 500 Mpa. Les aciers sont souvent associés au béton pour reprendre les efforts de tractions auxquels ce dernier ne résiste pas. Ils se distinguent par leurs nuances et leurs états de surfaces extérieures à savoir :

- Barres à haute adhérence (HA).
- Treillis soudé.

Dans le présent ouvrage, nous aurons à utiliser les deux types d'armatures :

Aciers à haute adhérence [feE400]fe=400 Mpa

Treillis soudés [TL 520]fe=520 Mpa

Tel que :

fe : est la limite d'élasticité de l'acier.

Nous définissons les aciers par :

- **Module d'élasticité longitudinale :**

A l'ELS, nous supposons que les aciers travaillent dans le domaine élastique. Tous les types d'aciers ont le même comportement élastique, donc le même module de Young :

$E_s=2.10^5$ Mpa. Art (A.2.2,1 BAEL 91).

La déformation à la limite élastique est voisine de 2 % et cela en fonction de la limite d'élasticité.

- **Contrainte limite ultime des aciers :**

Elle est définie par la formule suivante : $\overline{\sigma_{st}} = \frac{f_e}{\gamma_s}$

$\overline{\sigma_{st}}$: Contrainte admissible d'élasticité de l'acier

fe : limite d'élasticité garantie.

γ_s : coefficient de sécurité

$\gamma_s=1.15$ pour les situations durables

$\gamma_s=1$ pour les situations accidentelles

Nuance de l'acier	Situation courante	Situation accidentelle
Fe =400 MPa	$\overline{\sigma_{st}}=348$ MPa	$\overline{\sigma_{st}}=400$ MPa
Fe =500 MPa	$\overline{\sigma_{st}}=452$ MPa	$\overline{\sigma_{st}}=500$ MPa

Tableau I-1 : Limites d'élasticité des aciers utilisés

- **Contrainte limite de service des aciers** : afin de limiter l'apparition des fissures dans le béton et donc, d'éviter la corrosion des armatures, on doit limiter les contraintes dans les aciers. Nous distinguons trois (03) cas de fissurations :
- **Fissuration peu nuisible** : dans ce cas l'élément se trouve dans les locaux couverts, il n'est soumis à aucune condensation il n'est pas nécessaire de limiter les contraintes dans les aciers.

$$\overline{\sigma}_{st} = f_e \quad \text{Art. (A.4.5, 32 BAEL91)}$$

- **Fissuration préjudiciable** : lorsque les éléments en cause sont soumis à des condensations et exposés aux intempéries, la contrainte admissible de la traction dans les aciers est égale à :

$$\overline{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3}f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}}\right) \quad \text{Art. (A.4.5, 34 BAEL91/99)}$$

- **Fissuration très préjudiciable** : cas des éléments exposés à un milieu agressif (eau de mer)

$$\overline{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{1}{2}f_e ; 90 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}}\right) \quad \text{Art. (A.4.5, 34 BAEL91/99)}$$

Avec :

F_{tj} : résistance caractéristique du béton à la traction

η : coefficient de fissuration

$\eta=1$ pour les ronds lisses

$\eta=1,6$ pour les HA ($\varphi \geq 6$ mm)

$\eta=1,6$ pour les HA ($\varphi < 6$ mm)

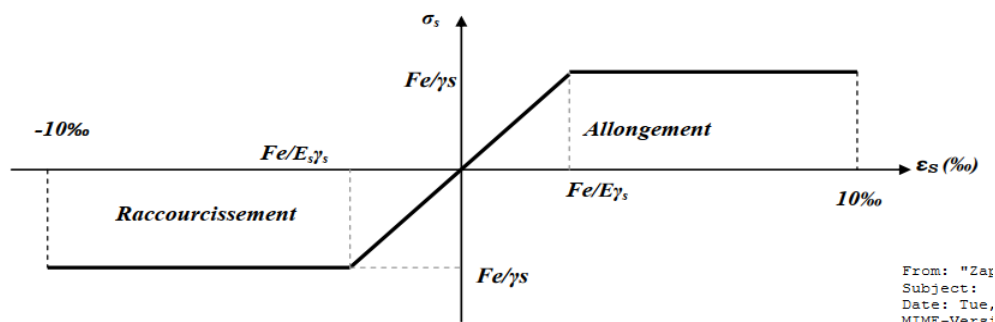


Figure I-3 : Diagramme contrainte-déformation de l'acier.

- **Protection des armatures (Art A.7.1/BAEL91)**

Afin d'éviter des problèmes de corrosion des aciers ; il est nécessaire de les enrober par une épaisseur de béton suffisante qui dépend des conditions d'exploitations de l'ouvrage.

Nous devons donc respecter les prescriptions suivantes :

C=5cm : pour des ouvrages exposés à la mer, aux embruns ou aux toutes autres atmosphères très agressives tel les industries chimiques ;

C=3cm : pour des parois soumises à des actions agressives ; des intempéries ou à des condensations ;

C=1cm : pour les parois situées dans un local et clos et qui ne sont pas exposées aux condensations.

I-6- Conclusion :

A ce niveau, nous avons défini tous les éléments que contient notre ouvrage, et les caractéristiques mécaniques et massiques des matériaux que nous allons utiliser lors de la construction, en respectant les règles du (BAEL91/ modifiées.99), et les règles parasismiques Algériennes (RPA99/version 2003).

II- Pré-dimensionnement des éléments :

II- 1- Introduction :

Après avoir déterminé les caractéristiques de l'ouvrage ainsi que les matériaux constituant nous passons au pré-dimensionnement des éléments qui a pour but de définir des sections de différents éléments résistants (planchers, poutres, poteaux, voiles...) pour arriver à déterminer des dimensions économiques afin d'éviter un sur plus d'aciers et de béton. Ce pré-dimensionnement se fait en respectant la recommandation en vigueur à savoir :

- Le RPA 99 V 2003
- Le CBA 93
- B.A.E.L 91 modifié 99

II-2- Pré dimensionnement des éléments :

II-2-1- Les planchers en corps creux :(Art B.6.8.424 BAEL 91/99):

Il se décompose en un corps creux et une dalle de compression ferrillée de treillis soude, reposant sur des poutrelles préfabriquées en béton armé placées dans le sens de la petite portée. La hauteur totale du plancher doit vérifier la condition suivante :

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{22.5}$$

Avec : L : porte libre maximale dans le sens des poutrelles (petite porte).
 h_t : la hauteur total du plancher.

✓ Remarque :

Pour le pré dimensionnement des poteaux on se référera dans un premier temps **au RPA 99/2003, Zone II_a**, la section minimale des poteaux doit être supérieure ou égale à **(25 X25) cm²**.

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

$$h_t \geq \frac{365}{22.5} = 16,22 \text{ cm}$$

On optera pour un plancher de **(16+4) = 20 cm**

- Epaisseur de corps creux est de **16 cm**
- Epaisseur de la dalle de compression est de **4cm**

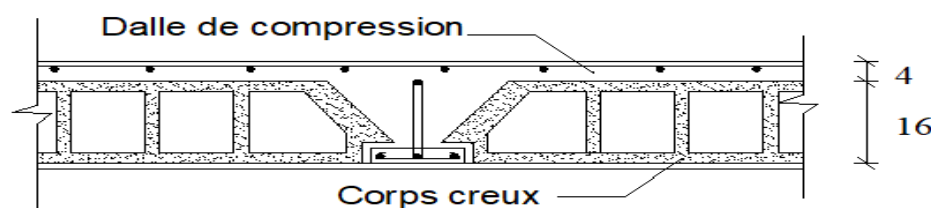


Figure II-1 : Coupe d'un plancher à corps creux.

II-2-2- Plancher en dalle pleine :

Ce sont des plancher minces dont l'épaisseur (e) est moins importante comparée aux autres dimensions et qui peuvent reposer sur 3 ou 4 appuis, ce type d'élément travailler essentiellement en flexion. Leurs épaisseurs sont déterminées selon leurs portées ainsi que les conditions suivantes :

- La résistance au feu
- La résistance à la flexion
- L'isolation acoustique

II-2-2-1- Condition de résistance au feu :

- $e = 7 \text{ cm}$: pour une heure de résistance au feu.
- $e = 11 \text{ cm}$: pour deux heures de résistance au feu.
- $e = 17,5 \text{ cm}$: pour quatre-heures de résistance au feu.

On opte pour un plancher qui devrait largement résister à deux heures de feu : $e = 15 \text{ cm}$

II-2-2-2-l'isolation acoustique (la loi de masse) :

Selon les règles techniques « **CBA 93** » en vigueur, l'épaisseur du plancher doit être supérieur ou égale à **14 cm** pour obtenir une bonne isolation acoustique.

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

D'où l'épaisseur minimal de la dalle est définie par :

M : la masse de plancher ($M = 350 \text{ kg/m}^2$)

V : volume du plancher

ρ : la masse volumique de béton ($\rho = 2500 \text{ kg/m}^3$)

$$e_2 = \frac{350}{2500} = 0,14 \quad \Rightarrow \quad e = 14 \text{ cm}$$

On prend : $e = 15 \text{ cm}$

II-2-2-3-Condition de résistance à la flexion :

L'épaisseur de la dalle des balcons est donnée par la formule : $e \geq L_0/10$

Avec : L_0 : portée libre

$$e \geq \frac{150}{10} = 15 \text{ cm}$$

On prend: $e = 15 \text{ cm}$

Pour satisfaire les trois conditions nous allons opter pour des dalles pleines de **15cm**.

II-2-3- Les poutres :

Les poutres sont des éléments en béton armé coulé sur place, elles assurent la transmission des charges et surcharges des dimensions des poutres isostat (Règlement B.A.E.L 91 modifié 99) ux, voiles). Les portées « L », telles

$$\text{que : } \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$$

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

Avec : **h** : Hauteur de la poutre

b : Largeur de la poutre

L : Longueur maximum entre nu d'appuis

II-2-3-1- Les poutres principales :

Elles sont disposées perpendiculairement aux poutrelles.

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

- La hauteur des poutres est donnée par :

$$\frac{365}{15} \leq h_{pp} \leq \frac{365}{10} \Rightarrow 24,33 \leq h_{pp} \leq 36,5 \text{ cm}$$

Soit : **$h_{pp} = 35 \text{ cm}$**

- La largeur des poutres est donnée par :

$$0,4h \leq h_{pp} \leq 0.7h \Rightarrow 14 \leq b_{pp} \leq 24,5 \text{ cm}$$

Soit : **$b_{pp} = 25 \text{ cm}$**

II-2-3-2- Les poutres secondaires :

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

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

- La hauteur des poutres est donnée par :

$$\frac{365}{15} \leq h_{ps} \leq \frac{365}{10} \Rightarrow 24,33 \leq h_{ps} \leq 36,5 \text{ cm}$$

Soit : **$h_{ps} = 35 \text{ cm}$**

- La largeur des poutres est donnée par :

$$0,4h \leq h_{ps} \leq 0.7h \Rightarrow 14 \leq b_{ps} \leq 24,5 \text{ cm}$$

Soit : **$b_{ps} = 25 \text{ cm}$**

✚ Vérification selon le RPA 99/ version 2003 :

- Poutre Principale :

$b \geq 20 \text{ cm}$ On a $b = 25 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm}$ Condition vérifiée

$h \geq 30 \text{ cm}$ On a $h = 35 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm}$ Condition vérifiée

$\frac{h}{b} \leq 4 \text{ cm}$ On a $\frac{h}{b} = \frac{35}{25} = 1,4 \leq 4 \text{ cm}$ Condition vérifiée

▪ **Poutre Secondaire :**

$b \geq 20 \text{ cm}$ On a $b = 25 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm}$ Condition vérifiée

$h \geq 30 \text{ cm}$ On a $h = 35 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm}$ Condition vérifiée

$\frac{h}{b} \leq 4 \text{ cm}$ On a $\frac{h}{b} = \frac{35}{25} = 1,4 \leq 4 \text{ cm}$ condition vérifiée

Poutre Principales : (25×35) cm²

Poutre secondaire : (25 × 35) cm²

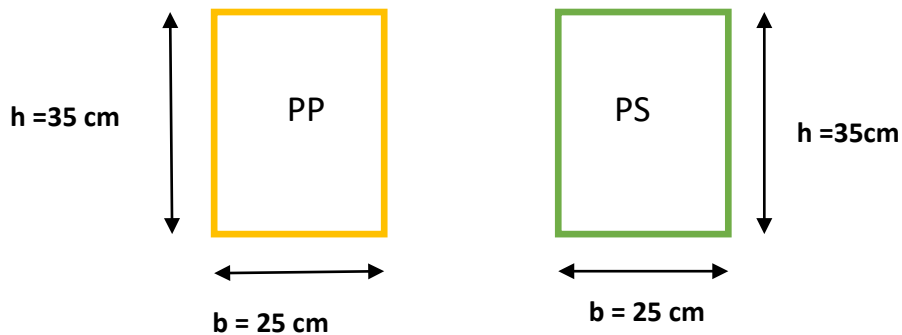


Figure II-2 : Dimensions des poutres.

II-2-4- Les voiles :

Ce sont les éléments rigides en béton arme coule sur place destinée à reprendre une partie des charges verticales et assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des charges horizontales, ils sont pré-dimensionnement par le **RPA 99/version 2003** tel que :

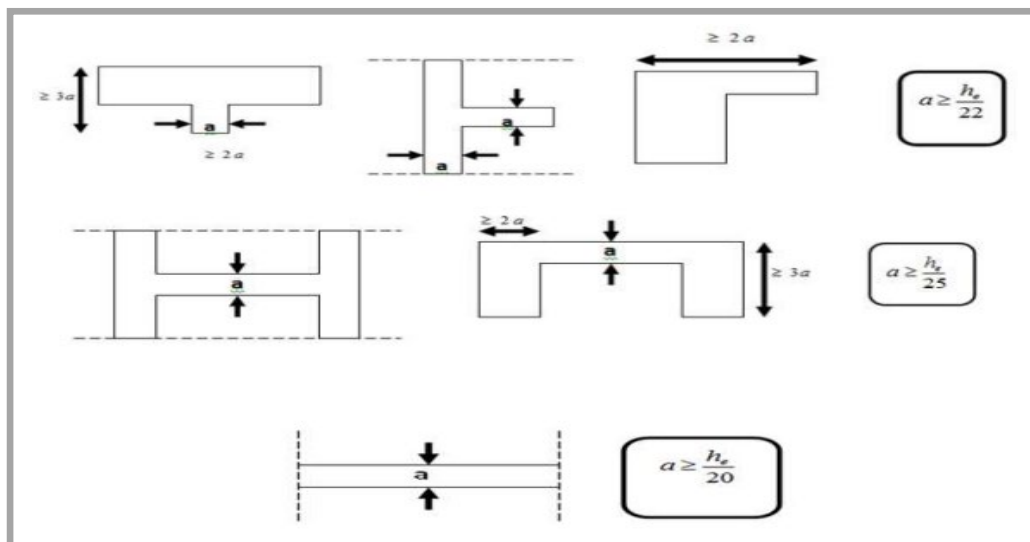


Figure II-3 : différents types de voiles.

➤ Pour notre cas on prend :

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

Avec $h_e = h - e_p$

a : épaisseur du voile

h_e : hauteur libre d'un étage

h : hauteur d'étagé

e_p : épaisseur du plancher

• **Rez des chaussées :**

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

$$a = \frac{408}{20} = 19,4 \text{ cm} ; \text{ soit } a = 20 \text{ cm}$$

• **Les étages courants :**

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

$$a = \frac{286}{20} = 14,3 \text{ cm} ; \text{ soit } a = 15 \text{ cm}$$

Pour la sécurité et la faciliter de la mise en œuvre, on opte une épaisseur $a = \max(15 \text{ cm} ; 20 \text{ cm}) = 20 \text{ cm}$

On opte pour les voiles d'épaisseur $a = 20 \text{ cm}$

- Selon le RPA99 /2003 ART.7.71 ; sont considères comme voiles les éléments satisfaisant la condition suivante : $l \geq 4a$

$$l = 120 \text{ cm} \geq 4 \times 20 = 80 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

II-2-5- Les poteaux :

Ce sont les éléments verticaux qui composent le squelette d'un bâtiment, destine stabiliser la structure et transmettre les charges verticales et horizontale aux fondations. Ils sont pré-dimensionnement s'effectuer à l'ELS en compression simple en supposant que seul le béton repend l'effort normal : $N_s = G + Q$; $S = \frac{N_s}{\sigma_{bc}}$

Avec : S : section transversale du poteau

N_s : effort normal de compression a la base du poteau

G : charge permanente

Q : surcharge d'exploitation

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

Selon le (RPA 99 version 2003 article 7.4.1), les dimensions transversales des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq 25\text{cm}$ en zone I et II_a
- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq 30\text{cm}$ en zone III et II_b
- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq \frac{he}{20}$ cm
- $\frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} < 4$

✓ **Remarque :**

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

II-3- Détermination des charges permanente et surcharge d'exploitation :

Elles sont données par document technique réglementaire **DTR B.C2.2** (charges et surcharge d'exploitation).

II-3-1- Les charges permanentes « G » :

a) Plancher de l'étage courant (corps creux) :

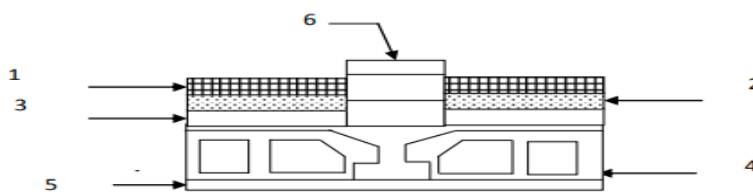


Figure II-4 : Élément constituant les plancher d'étage courant.

	Désignation	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN / m ³)	Charge G (KN / m ²)
1	Revêtement carrelage	0,02	20	0,4
2	Mortier de pose	0,02	20	0,4
3	Couche de sable	0,02	18	0,36
4	Plancher en corps creux (16 +4)	0,2	/	2,8
5	Enduit de plâtre	0,02	10	0,15
6	Maçonnerie en brique creuse	0,1	12	1,2
G Totale =				5,31

Tableau II-1 : Poids des différents éléments constituant le plancher d'étages courant.

b) Plancher terrasse inaccessible :

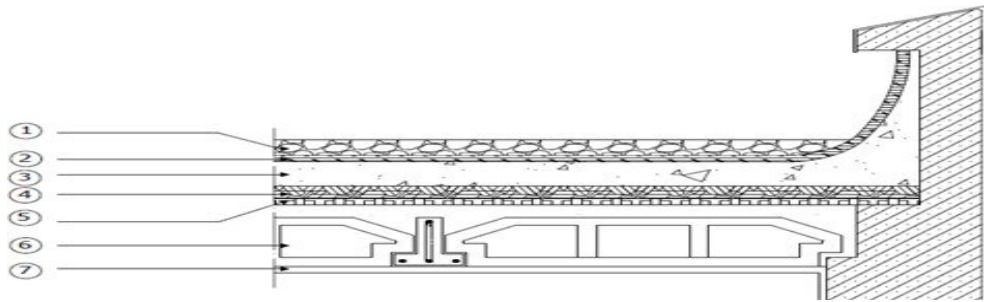


Figure II-5 : Plancher type terrasse inaccessible.

	Désignation	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/ m ³)	Charge G (KN / m ²)
1	Couche de gravillon	0.05	20	1.00
2	Etanchéité multi couche	0.02	6	0.12
3	Béton en forme de pente	0.07	22	1.54
4	Feuille de polyane	/	/	0.01
5	Isolation thermique	0.04	4	0.16
6	Plancher en corps creux	0.2	14	2.8
7	Enduit plâtre	0.02	10	0.2
G Totale =				5,83

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

c) Maçonnerie :

- **Murs extérieurs :**

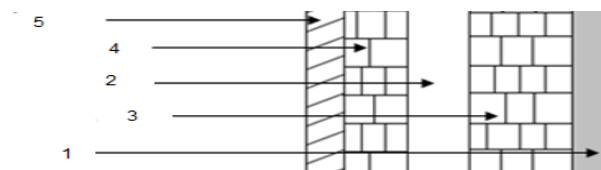


Figure II-6 : Coupe transversale du mur extérieur.

	Désignation	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Charge G (KN/ m ²)
1	Enduit en ciment	0,02	20	0,40
2	Lame d'air	0,05	/	/
3	Maçonnerie en brique creuse extérieure	0.15	9	1,35
4	Maçonnerie en brique intérieure	0.1	12	1,2
5	Enduit de plâtre	0,02	10	0,2
G Totale =				3,15

Tableau II-3 : Poids des différents éléments constituant le mur extérieur.

• **Murs intérieurs :**

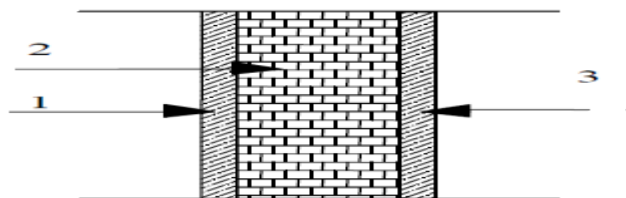


Figure II-7 : Coupe transversale du mur en simple cloison.

	Désignation	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN / m ³)	Charge G (KN / m ²)
1	Enduit en plâtre	0,02	10	0,2
2	Maçonnerie en brique creuse	0.1	9	0,9
3	Enduit de plâtre	0,02	10	0,2
G Totale =				1,30

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

d) Plancher de Dalle pleine :

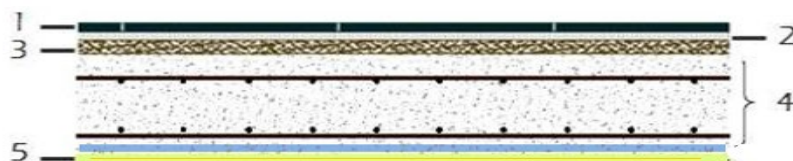


Figure II-8 : Coupe d'un plancher d'étage courant en dalle pleine.

	Désignation	Épaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Charge G (KN / m ²)
1	Revêtement carrelage	0.02	20	0.40
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Couche de sable	0.02	18	0.36
4	Dalle en béton armé	0.15	25	3.75
5	Enduit ciment	0.02	20	0.40
G Totale =				5,31

Tableau II-5 : Poids des différents éléments constituant le plancher en dalle pleine.

II-3-2- Les charges d’exploitation « Q » :

De la même manière que pour les charges permanentes, nous déterminons les surcharges d’exploitation relatives aux différents éléments précités.

Elles sont données par le **DTR B.C.2.2** :

- Toiture inaccessible **1 KN/m²**
- Plancher étage courant á usage habitation **1,5 KN/m²**
- Plancher RDC usage commercial..... **3,5 KN/m²**
- Escalier..... **2,5 KN/m²**
- Balcon **3,5 KN/m²**

II-4- Descente de charges :

La descente des charges est obtenue en déterminant des efforts verticaux dans la structure depuis leur point d’application jusqu’aux fondations.

❖ **Calcul des charges et surcharges revenant au poteau le plus sollicité :**

Dans notre cas le poteau ayant la plus grande surface d’influence est (**G3**), ce dernier est représenté ici dessous :

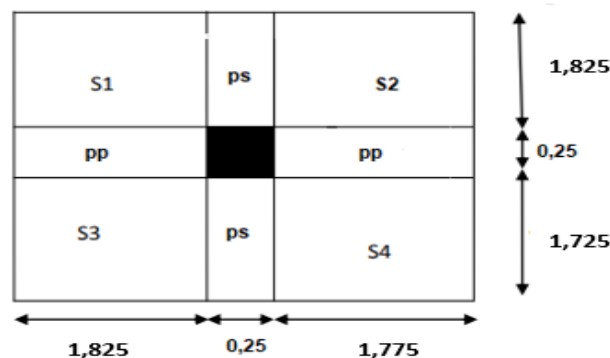


Figure II-9 : surface d’influence.

❖ La surface d'influence :

Section nette :

$$S_{\text{nette}} = S_1 + S_2 + S_3 + S_4 = (1,825 \times 1,825) + (1,825 \times 1,775) + (1,725 \times 1,825) + (1,725 \times 1,775)$$

$$S_{\text{nette}} = 13,09 \text{ m}^2$$

Section brute :

$$S_{\text{brute}} = 3,85 \times 3,8 = 14,63 \text{ m}^2$$

❖ Calcule des poids propres des éléments :

A) Les Poteaux : $P = S \times \rho \times h_e$

Avec : S : section des poteaux en zone IIa $\geq 25\text{cm}$ (RPA 99/version 2003)

ρ : Poids volumique du béton 25 kn/m^3

h_e : hauteur d'étage

- Pour RDC :

$$P = S \times \rho \times h_e = 0,25 \times 0,25 \times 25 \times 4,08 = 6,375 \text{ KN}$$

- Les étages courants :

$$P = S \times \rho \times h_e = 0,25 \times 0,25 \times 25 \times 3,06 = 4,78 \text{ KN}$$

B) Les poutres : $P_{\text{poutre}} = (b \times h \times \rho) \times L$

Avec : L : longueur de la poutre

1. Les poutres principales (25 x 35) cm² :

$$P_{\text{PP}} = (b \times h \times \rho) \times L = 0,25 \times 0,35 \times 25 \times 3,90 = 8,531 \text{ KN}$$

2. Les poutres secondaires (25 x 35) cm² :

$$P_{\text{PS}} = (b \times h \times \rho) \times L = 0,25 \times 0,35 \times 25 \times 3,90 = 8,531 \text{ KN}$$

$$\text{D'où le poids total : } P = P_{\text{ps}} + P_{\text{PP}} = 8,531 + 8,531 = 17,062 \text{ KN}$$

C) Planchers : $P_{\text{Plancher}} = G_{\text{Plancher}} \times S$

- Etage courant et RDC :

$$P_{\text{Plancher}} = G_{\text{Plancher}} \times S = 5,31 \times 13,09 = 69,51 \text{ KN}$$

- Terrasse inaccessible :

$$P_{\text{Plancher}} = G_{\text{Plancher}} \times S = 5,83 \times 13,09 = 76,31 \text{ KN}$$

❖ **Les surcharges D'exploitation:**

- **Terrasse inaccessible:**

$$Q = 1,00 \times 14,63 = 14,63 \text{ KN}$$

- **Etage courant :**

$$Q = 1,5 \times 14,63 = 19,17 \text{ KN}$$

- **RDC (local):**

$$Q = 3,5 \times 14,63 = 44,73 \text{ KN}$$

❖ **Dégression vertical des surcharges d'exploitation :**

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

D'après le **D.T.R.B.C.2.2**, cette loi s'applique aux bâtiments a grand nombre de **niveaux (n ≥ 5 niveaux)** ou les occupations des divers peuvent être considérées comme indépendantes.

Le nombre minimum de niveaux pour tenir compte de la loi de dégression est de cinq niveaux ce qui est le cas de notre bâtiment.

La loi dégression est :

$$Q_n = Q_0 + \frac{3+n}{2n} \sum_{i=1}^n Q_i \quad \text{pour } n \geq 5$$

Avec : Q_0 : surcharge d'exploitation de la terrasse.

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

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

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

- **Coefficients de dégression de surcharges :**

Niveau	06	05	04	03	02	01	RDC
Coef	1	1	0.95	0.90	0.85	0.80	0.75

Tableau II-6 : Coefficients de dégression de surcharges.

❖ Surcharge cumulées d'après la loi de dégression des charges « Q_c » :

Niveau	Opérations	Résultats (KN)
Terrasse	$Q_0 = 14,63$	14,63
5	$Q_0 + Q_1 = 14,63 + (19,17 \times 1)$	33,80
4	$Q_0 + (Q_1 + Q_2) \times 0,95 = 14,63 + 0,95 (19,17 \times 2)$	51,05
3	$Q_0 + (Q_1 + Q_2 + Q_3) \times 0,90 = 14,63 + 0,90 (19,17 \times 3)$	66,39
2	$Q_0 + (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) \times 0,85 = 14,63 + 0,85 (19,17 \times 4)$	79,81
1	$Q_0 + (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5) \times 0,80 = 14,63 + 0,80 (19,17 \times 5)$	91,31
RDC	$Q_0 + (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6) \times 0,75 = 14,63 + 0,75 (19,17 \times 5 + 44,73)$	120,07

Tableau II-7 : Dégression des charges d'exploitation.

✓ **Remarque :**

D'après les dégâts constatés lors du séisme du **Mai 2003 à Boumerdes**, il est recommandé de concevoir des poteaux forts et des poutres faibles afin de privilégier la rupture au niveau de la poutre et non pas au niveau du poteau. Ceci nous a conduit à augmenter la section de nos poteaux afin de respecter les recommandations des experts lors du séisme dernier.

Nous préconisons les mêmes sections pour l'ensemble des poteaux de chaque niveau, nous préconisons ainsi la nécessité d'augmenter la section du béton pour éviter les risques d'éclatement de ce dernier sous l'effet du sur ferrailage.

Niv	Charges permanentes (KN)					Surcharges d'exploitation (KN)		Effort normal (KN) $N_s = G_c + Q_c$	Section du poteau (cm ²)	
	Poids des planchers	Poids des poutres	Poids des poteaux	G_{totale}	$G_{cumulée}$	Q_i	Q_c		Section trouvée $S \geq N_s / \sigma_{bc}$	Section adoptée
T	76,31	17,062	0	93,372	93,372	14,63	14,63	108,002	72,001	35x35
5	69,51	17,062	4,468	91,04	184,412	19,17	33,80	218,212	145,47	35x35
4	69,51	17,062	4,468	91,04	275,452	19,17	52,97	328,422	218,948	35x35
3	69,51	17,062	4,468	91,04	366,492	19,17	72,14	438,632	292,421	35x35
2	69,51	17,062	4,468	91,04	457,532	19,17	91,31	548,842	354,091	40x40
1	69,51	17,062	4,468	91,04	548,572	19,17	110,48	659,052	439,368	40x40
RDC	69,51	17,062	6,062	92,634	641,206	19,17	155,21	796,416	530,944	40x40

Tableau II-8 : Récapitulatif de la descente des charges.

II-5- Vérification :

♦ **Vérification des sections des poteaux aux recommandations du RPA :**

Selon l'article (Art 7.4.1) du RPA99/2003 : les dimensions de la section transversale

Des poteaux en zone II_a doivent satisfaire les conditions de tableau ci –dessous :

Poteaux	Conditions exigées par RPA	Valeur calculée et vérification	Observation
3 ^{ème} au 6 ^{ème} étage	Min(b,h)≥ 25cm	Min(b,h)=35cm ≥ 25cm	Condition vérifiée
	Min (b,h)≥ $\frac{h_e}{20}$	Min (b,h)= 35 ≥ $\frac{306}{20}$ = 15,3cm	Condition vérifiée
	$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4$	$\frac{1}{4} < \frac{35}{35} = 1 < 4$	Condition vérifiée
RDC au 2 ^{ème} étage	Min(b,h)≥ 25cm	Min(b,h)=40cm ≥ 25cm	Condition vérifiée
	Min (b,h)≥ $\frac{h_e}{20}$	Min (b,h)=40cm ≥ $\frac{408}{20}$ =20,4cm	Condition vérifiée
	$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4$	$\frac{1}{4} < \frac{40}{40} = 1 < 4$	Condition vérifiée

Tableau II-9 : Vérification des sections des poteaux aux recommandations du RPA 99(art7.4.1).

♦ **Vérification des poteaux au flambement :**

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

Il faut vérifier l'élanement λ des poteaux : $\lambda = \frac{L_f}{i} \leq 50$

Avec L_f : longueur de flambement ($L_f = 0,7 L_0$).

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

L_0 : hauteur libre du poteau.

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

I : moment d'inertie de poteau ($I = bh^3/12$).

$$\text{D'où : } \lambda = \frac{l_f}{i} = \frac{l_f}{\sqrt{\frac{I_{yy}}{s}}} = \frac{0,7 L_0}{\sqrt{\frac{b^2}{12}}} = 0,7 L_0 \frac{\sqrt{12}}{b}$$

Niveau	b (cm)	h (cm)	I (cm ⁴)	S(cm ²)	i(cm)	L ₀ (cm)	L _f (cm)	λ	Condition
T	35	35	125052,083	1225	10,10	286	200,2	19,81	Condition vérifiée
5	35	35	125052,083	1225	10,10	286	200,2	19,81	Condition vérifiée
4	35	35	125052,083	1225	10,10	286	200,2	19,81	Condition vérifiée
3	35	35	125052,083	1225	10,10	286	200,2	19,81	Condition vérifiée
2	40	40	213333,333	1600	11,54	286	200,2	19,81	Condition vérifiée
1	40	40	213333,333	1600	11,54	286	200,2	19,81	Condition vérifiée
RDC	40	40	213333,333	1600	11,54	388	271,6	23,52	Condition vérifiée

Tableau II-10 : Vérification au flambement des poteaux.

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

II-6- Conclusion :

Les différentes règles, lois de documents techniques nous ont permis de pré dimensionner les éléments de notre structure comme suit :

- ✓ Hauteur de plancher en corps creux : **$h_t = 20$ cm**
- ✓ Epaisseur de dalle pleine : **$e = 15$ cm**
- ✓ Epaisseur des voiles : **$a = 20$ cm**
- Sections des poutres :
 - ✓ Poutres principales : **(25×35) cm²**
 - ✓ Poutres secondaires : **(25×35) cm²**
- Sections des poteaux :
 - ✓ Poteaux du RDC au 2^{eme} étage : **(40×40) cm²**
 - ✓ Poteaux du 3^{eme} au 6^{eme} étage : **(35×35) cm²**

Ces résultats nous servirons de base dans la suite de nos calculs dans les chapitres suivants.

III-1- Introduction :

Ce chapitre portera sur l'étude complète et spécifique pour chaque élément structural secondaire (ne fait pas partie du système de contreventement) ; ces éléments ont une influence plus ou moins directe sur la structure globale. L'étude sera basée sur le dimensionnement, le ferrailage, et les différentes vérifications. Le calcul se fera conformément aux règles (**BAEL91 modifié 99** et **RPA 91 modifié 2003**)

III-2- Planchers à corps creux :

Notre structure dispose d'un seul type de plancher qui est en corps creux, il est constitué de :

- Poutrelles préfabriquées de section en T ; elles sont disposées suivant la petite portée, avec une distance de 65cm entre axes de deux poutrelles voisines, elles assurent la fonction de portance.
- Corps creux qui se repose sur les poutrelles, est utilisé comme coffrage perdu qui sert aussi à l'isolation thermique et phonique.
- Une dalle de compression en béton armé.

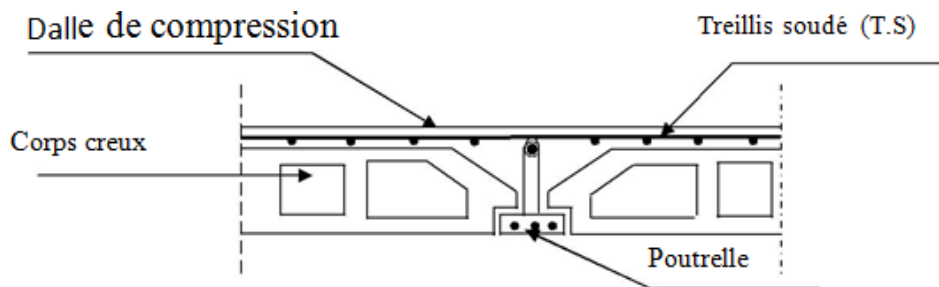


Figure III-1-1: coupe transversale d'un plancher en corps creux.

III-2-1- Etude de la dalle de compression :

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

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

Les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser les valeurs indiquées par le BAEL 91 modifié 99 (article B.6.8.423) :

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

▪ **Calcul des armatures :**

➤ **Pour les armatures perpendiculaires aux poutrelles :**

Les sections d'armatures doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$\begin{cases} A_{\perp} \left(\frac{\text{cm}^2}{\text{ml}} \right) \geq \frac{200}{f_e} & \text{lorsque } L' \leq 50\text{cm} \\ A_{\perp} \left(\frac{\text{cm}^2}{\text{ml}} \right) \geq \frac{4L'}{f_e} & \text{lorsque } 50\text{cm} < L' \leq 80\text{cm} \end{cases}$$

L' : entre axe des poutrelles ; égal à 65cm ($50\text{cm} \leq L' \leq 80\text{cm}$).

A_{\perp} : Section d'armatures (cm^2/ml)

f_e : limite d'élasticité de l'acier utilisé.

$$A_{\perp} = \frac{4 \times L'}{f_e} = \frac{4 \times 65}{520} = 0,5 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adoptera : $A_{\perp} = 5T5 = 0,98 \text{ cm}^2$ avec $S_t = 20 \text{ cm}$

➤ **Pour les armatures parallèles aux poutrelles :**

$$A_{\parallel} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{0,98}{2} = 0,49 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adoptera : $A_{\parallel} = 5T5 = 0,98 \text{ cm}^2$ avec $S_t = 20 \text{ cm}$

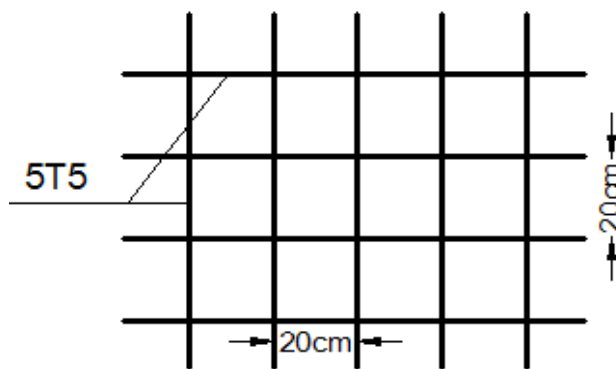


Figure III-1-2 : ferrailage de la dalle de compression.

✚ **Conclusion :**

Pour le ferrailage de la dalle de compression, nous adopterons un treillis soudé de (TLE520). Le diamètre des aciers est de 4 mm soit une section de $0,63 \text{ cm}^2$.

III-2-2- Etude des poutrelles :

1) Disposition des poutrelles :

La disposition des poutrelles se fait suivant deux critères :

➤ **Critère de la petite portée :**

Les poutrelles sont disposées parallèlement à la petite portée.

➤ **Critère de continuité :**

Si les deux sens ont les mêmes dimensions, les poutrelles seront disposées parallèlement aux sens de plus grand nombre d'appuis.

Pour notre projet, les poutrelles sont disposées parallèlement à la petite portée suivant le sens Y-Y.

Les poutrelles sont sollicitées par une charge uniformément répartie et le calcul se fera en **deux étapes** :

1^{ère} étape : Avant coulage de la dalle de compression :

La poutrelle préfabriquée est considérée comme étant simplement appuyée sur ses deux extrémités et elle travaille en flexion simple. Elle supporte son poids propre, le poids de corps creux et le poids de l'ouvrier.

➤ **Chargement**

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

Poids propre de corps creux : $G_c = 0.95 \times 0.65 = \mathbf{0.62 \text{ KN/ml}}$.

Poids propre total : $G_t = G_p + G_c = 0.12 + 0.62 = \mathbf{0.74 \text{ KN/ml}}$.

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

➤ **Combinaison des charges :**

$$q_u = 1.35G + 1.5Q$$

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

➤ **Ferraillage à l'état limite ultime (ELU) :**

- Moment en travée :

$$M_t = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{2.5 \times (3.9)^2}{8} = \mathbf{4.75 \text{ KN.m}}$$

- Effort tranchant :

$$T_u = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{2.5 \times 3.9}{2} = \mathbf{4.87 \text{ KN}}$$

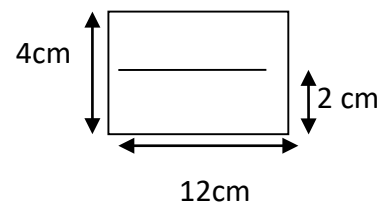
➤ **Calcul des armatures :**

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

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

$$\mu = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}}$$

$$\mu = \frac{4.75 \times 10^3}{12 \times 2^2 \times 14.2} = 6.96 > \mu_l = 0.392 \rightarrow \text{Section doublement armée (SDA)}.$$



✓ **Conclusion :**

Comme la section de la poutrelle est très faible il est impossible de réaliser de nappes d'armatures donc on est obligé de prévoir des étais intermédiaires pour l'aider à supporter les charges avant coulage de la dalle de compression.

2^{ème} étape : Après coulage de la dalle de compression :

Après le coulage, la poutrelle travaille comme une poutre continue en **Té** reposant sur plusieurs appuis. Les appuis de rive sont considérés comme partiellement encastrés, soumis à des charges (son poids propre, le poids du corps creux et de la dalle de compression) et des surcharges revenant au plancher ; elle travaille en flexion simple.

A. Détermination de la largeur de la table de compression (BAEL91 modifié 99/Art.4.1.3) :

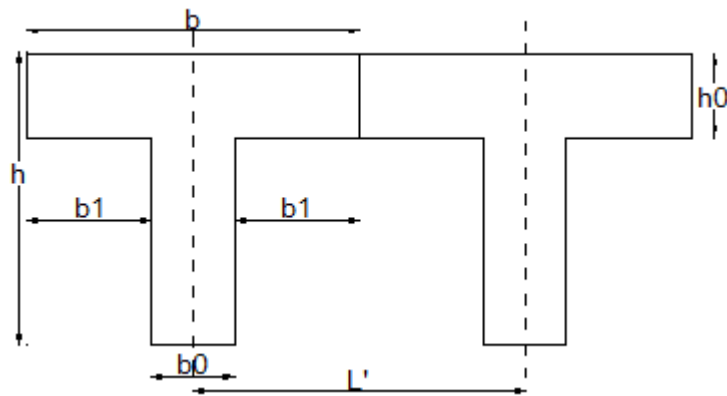


Figure III-1-4 : schématisation de la section des poutrelles.

h : hauteur de la poutrelle ; $h=16+4 = 20\text{cm}$

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

b : largeur de la dalle de compression ; $b = 65\text{ cm}$

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

L' : entre axes des poutrelles ; $L' = 65\text{cm}$

b_1 : le débord ; $b_1 \leq \min \left\{ \frac{L_0}{2} ; \frac{L}{10} ; 8h_0 \right\}$

L : longueur de la plus grande travée ; $L = 3,9\text{m}$

$L_0 = L' - b_0 = 65 - 12 = 52\text{cm}$

D'où : $b_1 \leq \min \left\{ \frac{53}{2} ; \frac{390}{10} ; 8 \times 4 \right\} = \min \{26.5 ; 39 ; 32\} \Rightarrow b_1 = 26.5\text{cm}$

Calcul de chargement :➤ **Plancher étage courant :**

Charges permanentes : $G = 5.31 \times 0.65 = 3.451 \text{ KN/ml}$.

Charges d'exploitation : $Q = 1.5 \times 0.65 = 0.975 \text{ KN/ml}$.

➤ **Plancher RDC (commerciale) :**

Charges permanentes : $G = 5.31 \times 0.65 = 3.451 \text{ KN/ml}$.

Charges d'exploitation : $Q = 3.5 \times 0.65 = 2.275 \text{ KN/ml}$.

➤ **Plancher terrasse inaccessible :**

Charges permanentes : $G = 5.83 \times 0.65 = 3.789 \text{ KN/ml}$.

Charges d'exploitation : $Q = 1 \times 0.65 = 0.65 \text{ KN/ml}$.

3/ Combinaison des charges :➤ **Plancher étage courant :**

ELU : $q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 3.451 + 1.5 \times 0.975 = 6.121 \text{ KN/ml}$.

ELS : $q_s = G + Q = 3.451 + 0.975 = 4.426 \text{ KN/ml}$.

➤ **Plancher RDC (commerciale) :**

ELU : $q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 3.451 + 1.5 \times 2.275 = 8.071 \text{ KN/ml}$.

ELS : $q_s = G + Q = 3.451 + 2.275 = 5.816 \text{ KN/ml}$.

➤ **Plancher étage terrasse inaccessible :**

ELU : $q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 3.789 + 1.5 \times 0.65 = 6.09 \text{ KN/ml}$.

ELS : $q_s = G + Q = 3.789 + 0.65 = 4.439 \text{ KN/ml}$.

Remarque :

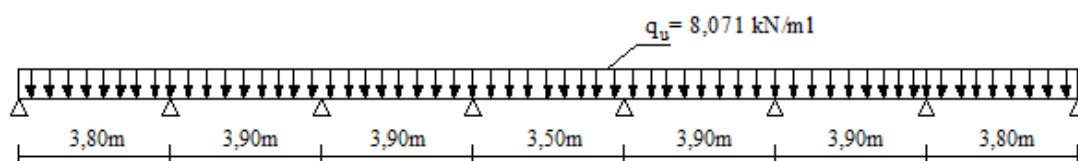
Nous considérons pour nos calculs le chargement du plancher le plus défavorable ; dans notre cas c'est le plancher **RDC** a usage commerciale, donc on utilisera pour le calcul du ferrailage :

$$\text{ELU : } q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 3.451 + 1.5 \times 2.275 = \mathbf{8.071 \text{ KN/ml}}$$

$$\text{ELS : } q_s = G + Q = 3.451 + 2.275 = \mathbf{5.816 \text{ KN/ml}}$$

B. Détermination des poutres à étudier :

Nous avons un seul type de poutre à calculer.



C. Choix de la méthode de calcul :

Les moments en travées et aux appuis peuvent être déterminés par l'une des trois méthodes suivantes :

1. Méthode forfaitaire.
2. Méthode des trois moments.
3. Méthode de Caquot.

➤ **Conditions d'application de la méthode forfaitaire :**

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

➤ **Principe de la méthode : (BAEL91/ (modifié 99) Art B.2.11) :**

- La valeur de la surcharge respecte la condition suivante : $Q \leq 2G$ ou 5 KN/m^2 .
- La fissuration est non préjudiciable.
- Toutes les travées ont un même moment d'inertie.
- Le rapport de deux travées successives est compris entre 0.8 et 1.25

➤ **Domaine d'application de la méthode : (BAEL91/Art B.6.2.210) :**

La méthode forfaitaire s'applique aux constructions courantes dont les charges d'exploitation restent modérées c'est-à-dire : $Q \leq \max \{2G, 5\text{KN}\}$

➤ **Vérification des conditions de la méthode forfaitaire (article : B.6.2.210) :**

Nous considérons pour nos calculs, les planchers qui présentent le cas le plus Défavorable (Plancher de RDC à usage commercial)

a) $Q \leq \max \{2G, 5\text{KN}\}$

$$2 \times G = 2 \times 5.31 = 10.62 \text{ KN/ml}$$

$$Q = 3.5 \leq \max (10.62 ; 5) = 10.62 \text{ KN/ml} \dots\dots \text{Condition est vérifiée}$$

b) Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes pour les différentes travées **Condition est vérifiée**

c) Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0.8 et 1.25

$$0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25$$

$$\text{Type1: } \left\{ \begin{array}{l} \frac{L1}{L2} = \frac{3.8}{3.9} = 0.97 \leq 1.25 \\ \frac{L2}{L3} = \frac{3.9}{3.9} = 1.00 \leq 1.25 \\ \frac{L3}{L4} = \frac{3.9}{3.5} = 1.11 \leq 1.25 \\ \frac{L4}{L5} = \frac{3.5}{3.9} = 0.89 \leq 1.25 \\ \frac{L4}{L5} = \frac{3.9}{3.9} = 1.00 \leq 1.25 \\ \frac{L4}{L5} = \frac{3.9}{3.8} = 1.02 \leq 1.25 \end{array} \right. \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

d) La fissuration est non préjudiciableCondition vérifiée

❖ **Conclusion :**

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

➤ **Exposé de la méthode :**

α : rapport des charges d’exploitation sur la somme des charges permanentes et d’exploitation .(avec : $\alpha = \frac{Q}{G+Q}$).

M_t : moment Max en travée dans la travée considérée.

M₀ : moment Max dans la travée indépendante de même portée que la travée considérée soumise aux mêmes charges. ($M_0 = \frac{quL^2}{8}$; Avec L : la longueur entre nus d’appuis).

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

Les valeurs de M_w, M_e et M_t doivent vérifiées les conditions suivantes :

- $M_t + \frac{1}{2}(M_w + M_e) \geq \max \{ (1 + 0.3\alpha)M_0 ; 1.05 M_0 \}$
- $M_t \geq \frac{1}{2}(1.2+0.3\alpha)M_0$...dans le cas d’une travée de rive .
- $M_t \geq \frac{1}{2}(1+0.3\alpha)M_0$ dans le cas d’une travée intermédiaire.

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

- **0.3M₀** : pour les appuis de rive.
- **0.5M₀** : pour les appuis voisins des appuis de rive d’une poutre à plus de deux travées.
- **0.4M₀** : pour les autres appuis intermédiaires d’une poutre à plus de trois travées.

III-2-3- Application de la méthode forfaitaire à l’ELU :

- **Calcul α :**

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{3.5}{3.5+5.31} = 0.397$$

$$\frac{1}{2}(1+0.3\alpha) = \frac{1}{2}(1+0.3 \times 0.397) = 0.56$$

$$\frac{1}{2}(1.2+0.3\alpha) = \frac{1}{2}(1.2+0.3 \times 0.397) = 0.66$$

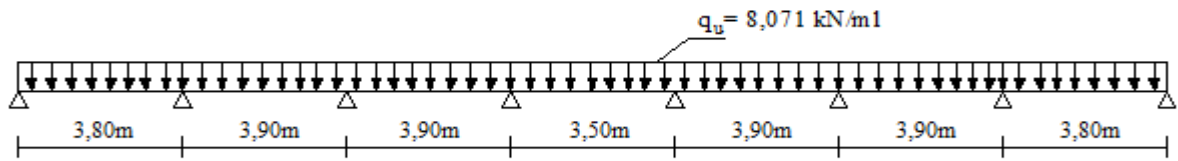


Figure III-1-5 : schéma statique de la poutre reposant sur six appuis.

➤ **Calcul des moments isostatique M_{0i} :** $M_0 = \frac{q_u L^2}{8}$

$$M_{01} = \frac{8.071 \times 3.80^2}{8} = 14.56 \text{ KN.m}$$

$$M_{02} = \frac{8.071 \times 3.90^2}{8} = 15.34 \text{ KN.m}$$

$$M_{03} = \frac{8.071 \times 3.90^2}{8} = 15.34 \text{ KN.m}$$

$$M_{04} = \frac{8.071 \times 3.50^2}{8} = 12.35 \text{ KN.m}$$

$$M_{05} = \frac{8.071 \times 3.90^2}{8} = 15.34 \text{ KN.m}$$

$$M_{06} = \frac{8.071 \times 3.90^2}{8} = 15.34 \text{ KN.m}$$

$$M_{07} = \frac{8.071 \times 3.80^2}{8} = 14.56 \text{ KN.m}$$

➤ **Calcul des moments sur appuis :**

$$M_A = 0.3 M_{01} = 0.3 \times 14.56 = \mathbf{4.36 \text{ KN.m}}$$

$$M_B = 0.5 \text{ Max } (M_{01}, M_{02}) = \max 0.5(14.56 ; 15.34) = \mathbf{7.67 \text{ KN.m}}$$

$$M_C = 0.4 \text{ Max } (M_{02}, M_{03}) = \max 0.4(15.34 ; 15.34) = \mathbf{6.13 \text{ KN.m}}$$

$$M_D = 0.4 \text{ Max } (M_{03}, M_{04}) = \max 0.4(15.34 ; 12.35) = \mathbf{6.13 \text{ KN.m}}$$

$$M_E = 0.4 \text{ Max } (M_{04}, M_{05}) = \max 0.4(12.35 ; 15.35) = \mathbf{6.13 \text{ KN.m}}$$

$$M_F = 0.4 \text{ Max } (M_{05}, M_{06}) = \max 0.4(15.34 ; 15.34) = \mathbf{6.13 \text{ KN.m}}$$

$$M_G = 0.5 \text{ Max } (M_{06}, M_{07}) = \max 0.5(15.34 ; 14.56) = \mathbf{7.67 \text{ KN.m}}$$

$$M_H = 0.3 M_{07} = 0.3 \times 14.56 = \mathbf{4.36 \text{ KN.m}}$$

➤ **Calcul des moments en travée :**

Travée de rive (AB) :

$$\begin{cases} M_{tAB} \geq \{\max(1 + 0.3\alpha)M_{01}; 1.05M_{01}\} - \frac{1}{2}(M_A + M_B) \\ M_{tAB} \geq \frac{1}{2}(1.2 + 0.3\alpha)M_{01} \end{cases}$$

- $M_t^{AB} \geq \max\{(1+0.3 \times 0.397)14.56 ; 1.05(14.56)\} - \frac{1}{2}(4.36+ 7.67) = 9.265 \text{ KN.m}$
- $M_t^{AB} \geq \frac{1}{2}(1.2+0.3 \times 0.397) \times 14.56 = 9.61 \text{ KN.m}$

On prend : $M_t^{AB} = 9.61 \text{ KN.m}$

Travée intermédiaire (BC) :

$$\begin{cases} M_{tBC} \geq \max\{(1 + 0.3\alpha)M_{02}; 1.05M_{02}\} - \frac{1}{2}(M_B + M_C) = 9.207 \text{ KN.m} \\ M_{tBC} \geq \frac{1}{2}(1.2 + 0.3\alpha)M_{02} = 10.12 \text{ KN.m} \end{cases}$$

On prend : $M_t^{BC} = 10.12 \text{ KN.m}$

Travée intermédiaire (CD) :

$$\begin{cases} M_{tCD} \geq \max\{(1 + 0.3\alpha) M_{03}; 1.05M_{03}\} - \frac{1}{2}(M_C + M_D) = 9.207 \text{ KN.m} \\ M_{tCD} \geq \frac{1}{2}(1.2 + 0.3\alpha) M_{03} = 10.12 \text{ KN.m} \end{cases}$$

On prend : $M_t^{CD} = 10.12 \text{ KN.m}$

Travée intermédiaire (DE) :

$$\begin{cases} M_{tDE} \geq \max\{(1 + 0.3\alpha)M_{04}; 1.05M_{04}\} - \frac{1}{2}(M_D + M_E) = 6.83 \text{ KN.m} \\ M_{tDE} \geq \frac{1}{2}(1.2 + 0.3\alpha) M_{04} = 8.15 \text{ KN.m} \end{cases}$$

On prend : $M_t^{DE} = 8,15 \text{ KN.m}$

Travée intermédiaire (EF) :

$$\begin{cases} M_{tEF} \geq \max\{(1 + 0.3\alpha)M_{05}; 1.05M_{05}\} - \frac{1}{2}(M_E + M_F) = 9.27 \text{ KN.m} \\ M_{tEF} \geq \frac{1}{2}(1.2 + 0.3\alpha) M_{05} = 10.12 \text{ KN.m} \end{cases}$$

On prend : $M_t^{EF} = 10.12 \text{ KN.m}$

Travée intermédiaire (FG) :

$$\begin{cases} M_{tFG} \geq \max\{(1 + 0.3\alpha)M_{06}; 1.05M_{06}\} - \frac{1}{2}(M_F + M_G) = 9.27\text{KN.m} \\ M_{tFG} \geq \frac{1}{2}(1.2 + 0.3\alpha)M_{06} = 10.12\text{KN.m} \end{cases}$$

On prend : $M_t^{FG} = 10.12 \text{ KN.m}$

Travée de rive(GH) :

$$\begin{cases} M_{tGH} \geq \max\{(1 + 0.3\alpha)M_{07}; 1.05M_{07}\} - \frac{1}{2}(M_G + M_H) = 9.265\text{KN.m} \\ M_{tGH} \geq \frac{1}{2}(1.2 + 0.3\alpha)M_{07} = 9.61 \text{ KN.m} \end{cases}$$

On prend : $M_t^{GH} = 9.61 \text{ KN.m}$

➤ **Calcul des efforts tranchants :**

$$\begin{cases} \theta(x) + \frac{M_i^{+1} - M_i}{L} \\ \text{avec: } (x = 0) = \frac{qu.L}{2} \\ \text{et } \theta(x = L) = \mp \frac{qu.L}{2} \end{cases} \implies \begin{cases} T_w = \frac{M_w - M_e}{L} + \frac{qu.L}{2} \\ T_e = \frac{M_w - M_e}{L} - \frac{qu.L}{2} \end{cases}$$

Travée AB :

$$T_A = \left[\frac{qu \times LAB}{2} \right] + \left[\frac{MB - MA}{LAB} \right] = \left[\frac{8.071 \times 3.80}{2} \right] + \left[\frac{-7.67 - (-4.36)}{3.80} \right]$$

$T_A = 14.46 \text{ KN}$

$$T_B = \left[\frac{-qu \times LAB}{2} \right] + \left[\frac{MB - MA}{LAB} \right] = \left[\frac{-8.071 \times 3.80}{2} \right] + \left[\frac{-7.67 - (-4.36)}{3.80} \right]$$

$T_B = -16.21 \text{ KN}$

Travée BC :

$$T_B = \left[\frac{qu \times LBC}{2} \right] + \left[\frac{MC - MB}{LBC} \right] = \left[\frac{8.071 \times 3.90}{2} \right] + \left[\frac{-6.13 - (-7.67)}{3.90} \right]$$

$T_B = 16.13 \text{ KN}$

$$T_c = \left[\frac{-qu \times LBC}{2} \right] + \left[\frac{MC - MB}{LBC} \right] = \left[\frac{-8.071 \times 3.90}{2} \right] + \left[\frac{-6.13 - (-7.67)}{3.90} \right]$$

$T_c = -15.34 \text{ KN}$

Travée CD :

$$T_c = \left[\frac{qu \times LCD}{2} \right] + \left[\frac{MD - MC}{LCD} \right] = \left[\frac{8.071 \times 3.90}{2} \right] + \left[\frac{-6.13 - (-6.13)}{3.90} \right]$$

$T_C = 15,73 \text{ KN}$

$$T_D = \left[\frac{-qu \times LCD}{2} \right] + \left[\frac{MD - MC}{LCD} \right] = \left[\frac{-8.071 \times 3.90}{2} \right] + \left[\frac{-6.13 - (-6.13)}{3.90} \right]$$

$T_D = -15,73 \text{ KN}$

Travée DE :

$$T_D = \left[\frac{qu \times LDE}{2} \right] + \left[\frac{ME - MD}{LDE} \right] = \left[\frac{8.071 \times 3.50}{2} \right] + \left[\frac{-6.13 - (-6.13)}{3.50} \right]$$

$T_D = 14,12 \text{ KN}$

$$T_E = \left[\frac{-qu \times LDE}{2} \right] + \left[\frac{ME - MD}{LDE} \right] = \left[\frac{-8.071 \times 3.50}{2} \right] + \left[\frac{-6.13 - (-6.13)}{3.50} \right]$$

$T_E = -14,12 \text{ KN}$

Travée EF:

$$T_E = \left[\frac{qu \times LEF}{2} \right] + \left[\frac{MF - ME}{LEF} \right] = \left[\frac{8.071 \times 3.90}{2} \right] + \left[\frac{-6.13 - (-6.13)}{3.90} \right]$$

$T_E = 15,73 \text{ KN}$

$$T_F = \left[\frac{-qu \times LEF}{2} \right] + \left[\frac{MF - ME}{LEF} \right] = \left[\frac{-8.071 \times 3.90}{2} \right] + \left[\frac{-6.13 - (-6.13)}{3.90} \right]$$

$T_F = -15,73 \text{ KN}$

Travée FG:

$$T_F = \left[\frac{qu \times LFG}{2} \right] + \left[\frac{MG - MF}{LFG} \right] = \left[\frac{8.071 \times 3.90}{2} \right] + \left[\frac{-7.67 - (-6.13)}{3.90} \right]$$

$T_F = 15,34 \text{ KN}$

$$T_G = \left[\frac{-qu \times LFG}{2} \right] + \left[\frac{MG - MF}{LFG} \right] = \left[\frac{-8.071 \times 3.90}{2} \right] + \left[\frac{-7.67 - (-6.13)}{3.90} \right]$$

$T_G = -16,13 \text{ KN}$

Travée GH:

$$T_G = \left[\frac{qu \times LGH}{2} \right] + \left[\frac{MH - MG}{LGH} \right] = \left[\frac{8.071 \times 3.80}{2} \right] + \left[\frac{-4.36 - (-7.67)}{3.80} \right]$$

$T_G = 16,21 \text{ KN}$

$$T_H = \left[\frac{-qu \times LGH}{2} \right] + \left[\frac{MH - MG}{LGH} \right] = \left[\frac{-8.071 \times 3.80}{2} \right] + \left[\frac{-4.36 - (-7.67)}{3.80} \right]$$

$T_H = -14,46 \text{ KN}$

• **Conclusion :**

Le moment max aux appuis : $M_a^{\max} = 7,67 \text{ KN.m}$

Le moment max en travée : $M_t^{\max} = 10,12 \text{ KN.m}$

L'effort tranchant max : $T^{\max} = 16,21 \text{ KN}$

III-2-4- Ferrailage :

A. Armatures longitudinales :

Le ferrailage va se faire avec les moments à L'ELU.

Les poutrelles seront calculées comme une section en T dont les caractéristiques géométriques suivantes : $b=65\text{cm}$; $b_0=12\text{cm}$; $h=20\text{cm}$; $h_0=4\text{cm}$; $d=18\text{cm}$

➤ **En travée :** $M_t^{\max} = 10, 12\text{KN.m}$

Position de l'axe neutre :

- Si $M_t^{\max} > M_0$ (l'axe neutre est dans la nervure)
- Si $M_t^{\max} < M_0$ (l'axe neutre est dans la table de compression)

M_0 : Le moment qui peut être repris par la table de compression :

$$M_0 = b_0 \times h_0 \times d \times \left(\frac{h_0}{2}\right) \times f_{bu} \quad ; \quad \text{avec : } f_{bu} = 14,2 \text{ MPa}$$

$$= 0.65 \times 0.04 \times (0.18 \times \frac{0.04}{2}) \times 14.2 \times 10^3 = 59,072 \text{ KN.m}$$

$M_t^{\max} = 10,12 \text{ KN.m} < M_0 = 59,072 \text{ KN.m} \rightarrow$ L'axe neutre tombe dans la table de compression.

$$\mu_b = \frac{M_t^{\max}}{b d^2 f_{bu}} = \frac{10.12 \times 10^3}{65 \times 18^2 \times 14.2} = 0.034 < \mu_l = 0.392 \quad \rightarrow \quad \text{Section simplement armée (S.S.A)}$$

$$\mu_b = 0.034 \rightarrow \beta = 0.981$$

$$A_t = \frac{M_t^{\max}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{10.12 \times 10^3}{0.981 \times 18 \times 348} = 1,64 \text{ cm}^2$$

On adopte : **A = 3HA10 = 2,35 cm²**

➤ **Aux appuis :** $M_a^{\max} = 7,67 \text{ KN.m}$

La table de compression tendue, la section à considérer pour le calcul est une section rectangulaire de hauteur utile $d=18 \text{ cm}$ et de largeur $b_0=12 \text{ cm}$.

$$\mu_b = \frac{M_a^{\max}}{b \times d \times \sigma_{bc}} = \frac{7.67 \times 10^3}{12 \times 18^2 \times 14.2} = 0,13 < \mu_l = 0,392 \quad \rightarrow \quad \text{Section simplement armée (S.S.A)}$$

$$\mu_b = 0,138 \rightarrow \beta = 0,925$$

$$A_{St} = \frac{M_a^{\max}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{7.67 \times 10^3}{0.925 \times 18 \times 348} = 1,32 \text{ cm}^2$$

On adopte : **A = 2HA10 = 1,57 cm²**

B. Armatures transversales [Art A.7.2, 21/BAEL 91 modifié 99] :

$$\varnothing t \leq \min \left\{ \frac{h}{35} ; \varnothing 1 ; \frac{b_0}{10} \right\} \quad ; \text{ Avec : } \begin{array}{l} \varnothing t: \text{Diamètre des armatures transversales.} \\ \varnothing 1: \text{Diamètre des armatures longitudinales.} \end{array}$$

$$\varnothing t \leq \min \left\{ \frac{200}{35} ; \varnothing 1 ; \frac{120}{10} \right\} = \{7.71; 12; 12\}$$

on prend $\varnothing t = 6 \text{ mm}$

C. Espacement des armatures transversales :

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

$$S_t \leq \min \{0.9(18) ; 40 \text{ cm}\} = 16,20 \text{ cm}$$

Donc on prend un espacement : $S_t = 15 \text{ cm}$.

On adopte un étrier de $\varnothing = 6 \text{ mm}$ et d'espacement de $S_t = 15 \text{ cm}$ entre les cadres.

III-2-5- Vérifications à L'ELU :**1. Condition de non fragilité (BAEL 91 A 4.21, CBA93) :**

Par définition, une section tendue ou fléchie est considérée comme non fragile si la sollicitation provoquant la fissuration du béton dans le plan de la section considérée entraîne dans les aciers une contrainte au plus égale à leur limite d'élasticité garantie.

Dans le cas d'une section rectangulaire simplement fléchie, de la largeur « b » armée d'une section « A_s » cette condition s'exprime par : $A_s \geq A_{\min} = 0.23 b d \frac{f_{t28}}{f_e}$

➤ En travée :

$$A_{\min} = 0,23 b d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 12 \times 18 \frac{2.1}{400} = 1,41 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 1,41 \text{ cm}^2 < A_{ad} = 2,35 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

➤ Aux appuis :

$$A_{\min} = 0.23 b_0 d \frac{f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 12 \times 18 \times 2.1}{400} = 0.26 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 0.26 \text{ cm}^2 < A_{ad} = 1,57 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

2. Vérification de la contrainte tangentielle (BAEL91 /Art5.1.1) :

On doit vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$; avec : $V_u^{\max} = 16,21 \text{ KN}$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) \rightarrow \bar{\tau}_u = \min (3.33 ; 5) = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau = \frac{V_u^{\max}}{h_0 d} = \frac{16.21 \times 10^3}{120 \times 180} = 0.75 \text{ MPa}$$

$\tau = 0,75 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ Mpa}$ Condition vérifiée

3. Influence de l'effort tranchant sur le béton (BAEL 91 modifiée 99/ Art A.5.1.313):

➤ **Sur le béton :** On doit vérifier que :

$$V_u^{\max} \leq \frac{0.4 \times 25}{1.5} \times 0.9 \times 180 \times 120 = 129.6 \text{ KN}$$

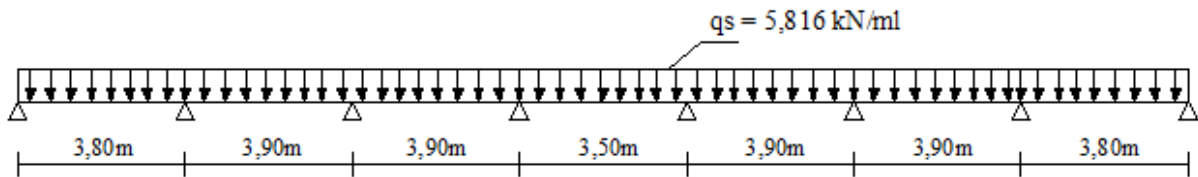
$V_u^{\max} = 16.21 \text{ KN} \leq 129.6 \text{ KN}$ Condition vérifiée

➤ **Sur les aciers :** On doit vérifier que : $A_{st} \geq A_{\min} = (V_u^{\max} - \frac{M_a^{\max}}{0.9 d}) \times \frac{\gamma_s}{f_e}$

$$A_{\min} = (16.21 - \frac{7.67}{0.9 \times 0.18}) \times \frac{1.15}{400} = -0.089 \text{ cm}^2$$

$A_{st} = 2.35 \text{ cm}^2 > A_{\min} = -0.089 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée

III-2-6- Application de la méthode forfaitaire à L'ELS :



➤ **Calcul des moments et des efforts tranchants à L'ELS :**

	Li (m)	Coefficient	M isostatique (KN.m)	M appui (KN.m)	M travée (KN.m)	efforts tranchants (KN)	
						Tx gauche	Tx droite
A		0.3		3.14		10.42	-11.67
B	3.80	0.5	10.49	5.52	6.92	11.62	-11.05
C	3.90	0.4	11.05	4.42	7.29	11.34	-11.34
D	3.90	0.4	11.05	4.42	7.29	10.17	-10.17
E	3.50	0.4	8.90	4.42	5,87	11.34	-11.34
F	3.90	0.4	11.05	4,42	7.29	11.05	-11.62
G	3.90	0.5	11.05	5.52	7.29	11.67	-10.42
H	3.80	0.3	10.49	3.14	6.92		

• **Conclusion :**

Le moment max aux appuis : $M_a^{\max} = 5,52 \text{ KN.m}$

Le moment max aux travées : $M_t^{\max} = 7,29 \text{ KN.m}$

L'effort tranchant max : $T^{\max} = 11,67 \text{ KN}$.

III-2-7- Vérification à l'ELS :

Les états limites de service sont définis compte tenu des exploitations et de la durabilité de la construction, les vérifications qui sont relative :

- ✓ Etat limite d'ouvertures des fissures.
- ✓ Etat limite de résistance de béton en compression.
- ✓ Etat limite de déformation.

- **Etat limite d'ouverture des fissures : (art A.4.5.3/ BAEL 91 modifié 99)**

Les formes et dimensions de chaque élément, ainsi que la disposition des armatures, sont conçues de manière à limiter la probabilité d'application des fissures d'une largeur supérieure à celle qui serait tolérable en raison du rôle de la situation d'ouvrage.

Dans notre cas, la fissuration est considérée peu préjudiciable car l'élément est couvert, on admet donc de ne pas effectuer de vérifications de l'état limite d'ouverture de fissures.

- **Etat limite de résistance du béton en compression :**

La fissuration étant peu nuisible, On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$

➤ **Aux appuis :**

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{b_0 d} = \frac{100 \times 1,57}{18 \times 12} = 0,726 \quad \rightarrow \quad \begin{cases} \beta_1 = 0,876 \\ K_1 = 25,32 \end{cases}$$

- **La contrainte dans les aciers est :**

$$\sigma_s = \frac{M_{a,s}}{A \beta_1 d} = \frac{5,52 \times 10^6}{157 \times 0,876 \times 180} = 222,97 \text{ MPA}$$

$$\overline{\sigma}_s = f_e / \gamma_s = 400 / 1,15 = 348 \text{ MPA}$$

$$\sigma_s = 222,97 \text{ Mpa} < \overline{\sigma}_s = 348 \text{ Mpa} \quad \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **La contrainte dans le béton est :**

$$\sigma_{bc} = \sigma_s / K_1 = 222,97 / 25,32 = 8,806 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 8,806 \text{ Mpa} < 15 \text{ Mpa} \quad \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **En travée :**

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{b_0 d} = \frac{100 \times 2,35}{12 \times 18} = 1,087 \quad \rightarrow \quad \begin{cases} \beta = 0,856 \\ K_1 = 19,72 \end{cases}$$

- **La contrainte dans les aciers est :**

$$\sigma_s = \frac{M_{ts}}{A \beta_1 d} = \frac{7,29 \times 10^6}{235 \times 0,856 \times 180} = 201,33 \text{ MPA}$$

$$\bar{\sigma}_s = f_e / \gamma_s = 400 / 1,15 = 348 \text{ Mpa.}$$

$\sigma_s = 201,33 \text{ MPA} < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ Mpa}$ **Condition vérifiée.**

▪ **La contrainte dans le béton est :**

$$\sigma_{bc} = \sigma_s / K_1 = 201,33 / 19,72 = 10,209 \text{ Mpa}$$

$\sigma_{bc} = 10,209 < 15 \text{ Mpa}$ **Condition vérifiée.**

❖ **Etat limite de déformation : (Art B.6.8.424 / BAEL 91) :**

La flèche développée au niveau de la poutrelle doit rester suffisamment petite par rapport à la flèche admissible pour ne pas nuire à l'aspect et l'utilisation de la construction. Lorsqu'il est prévu des étais intermédiaires, on peut cependant se dispenser du calcul de la flèche du plancher sous réserve de vérifier les trois conditions suivantes :

$$\checkmark \frac{h}{L} \geq \frac{1}{22,5} \dots\dots\dots(1)$$

$$\checkmark \frac{h}{L} \geq \frac{M_{ts}}{15M_u} \dots\dots\dots(2)$$

$$\checkmark \frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e} \dots\dots\dots(3)$$

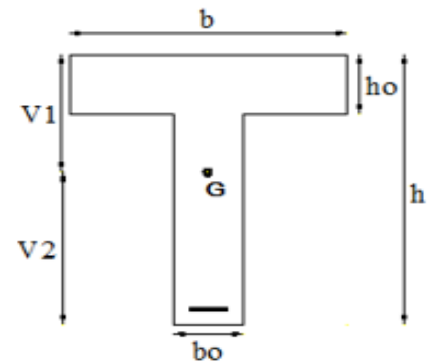


Figure III-1-20: Schéma de la poutrelle

Avec :

- h :** la hauteur totale de la section h=20cm
- L :** longueur de la travée L=3.9 m
- bo :** largeur de la nervure bo=12cm
- M_{ts} :** moment de flexion maximal M_{ts} =7.23 KN.m
- M_o :** moment isostatique M_o=ql²/8 =11,05 KN.m
- f_e :** contrainte limite élasticité des armatures f_e=400 Mpa
- A :** section des armatures A=2,35cm²

$$\checkmark \frac{h}{L} \geq \frac{1}{22,5} \rightarrow \frac{h}{L} = \frac{20}{390} = 0,051 < \frac{1}{22,5} = 0,044 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

$$\checkmark \frac{h}{L} \geq \frac{M_{ts}}{15M_o} \rightarrow \frac{20}{390} = 0,051 \geq \frac{7,29}{15 \times 11,05} = 0,043 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

$$\checkmark \frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e} \rightarrow \frac{2,35}{12 \times 18} = 0,01 = \frac{4,2}{400} = 0,01 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

Toutes les conditions sont vérifiées alors le calcul de la flèche n'est pas nécessaire

III-2-8-Conclusion :

Suite aux différents calculs et vérifications effectués, nous adoptons pour le, ferrailage des planchers en corps creux celui adopté précédemment :

- **Armatures longitudinales :**
 - En travée : 3 HA 10
 - Aux appuis : 2 HA 10
- **Armatures transversales :**
 - 2 HA 6

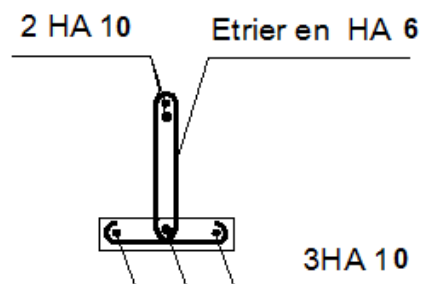
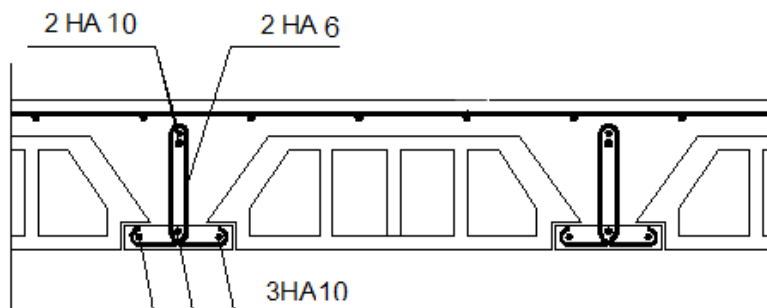


Figure III-1-21 : ferrailage des planchers en corps creux.

III-3- Etude de l'acrotère :

III-3-1- Définition :

L'acrotère est un élément non structural (élément ne faisant pas partie du système de contreventement) entourant le bâtiment au niveau du plancher terrasse. Il assure la sécurité des personnes circulant au niveau de la terrasse, comme, il joue le rôle de la protection de l'étanchéité et l'empêchement des eaux pluviales sur les façades de la construction, également il sert à l'accrochage du matériel des travaux d'entretien des bâtiments.

L'acrotère est assimilé à une console encastrée dans le plancher terrasse, il est sollicité par deux efforts importants :

- Effort vertical dû à son poids propre G.
- Effort latéral dû à la main courante Q.

Le calcul se fera au niveau de la section dangereuse, celle de l'encastrement, à la flexion composée par un mètre linéaire de l'acrotère.

III-3-2-Hypothèse de calcul :

- L'acrotère est sollicité en flexion composée.
- La fissuration est considérée comme préjudiciable.
- Le calcul se fait pour une bande d'un mètre linéaire.

III-3-3- Dimensionnement de l'acrotère :

Hauteur : H=60cm

Epaisseur : 10cm

La surface longitudinale (S) :

$$S = (0.1 \times 0.06) / 2 + (0.1 \times 0.08) + (0.6 \times 0.1) = 0.071 \text{ m}^2$$

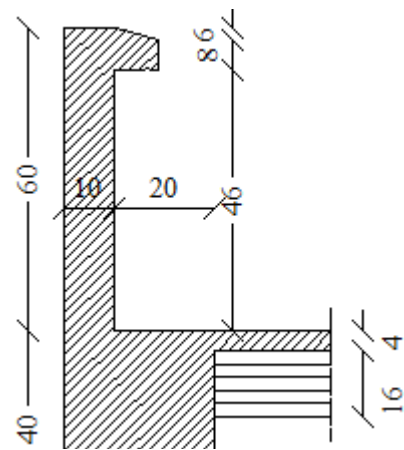


Figure III-2-1 : Coupe verticale de l'acrotère.

III-3-4- Calcul des efforts internes :

- Poids propre de l'acrotère : $G = S \times \varphi 1$

Avec : S : section longitudinale.

φ : poids volumique du béton.

$$G = S \times \varphi 1 \quad \rightarrow \quad G = 0.071 \times 25 = 1.775 \text{ KN/ml}$$

$$\mathbf{G = 1.775 \text{ KN/ml}}$$

- Surcharge d'exploitation : $Q=1.00 \text{ KN/ml}$
- Effort Normal dû au poids propre G : $N=G \times 1= 1.775 \text{ KN}$
- Effort tranchant : $T=Q \times 1=1.00 \text{ KN}$
- Moment fléchissant max dû à la surcharge Q : $M=Q \times H=1 \text{ ml} \times 0.60 =0.60 \text{ KN.m}$

III-3-5- Combinaison des charges :

- **A l'ELU :**

Effort Normal de compression : $N_u=1.35 \times G=1.35 \times 1.775=2.396 \text{ KN.m}$

Moment fléchissant : $M_u=1.5 \times Q \times h=1.5 \times 1 \times 0.6=0.9 \text{ KN.m}$

Effort tranchant : $T_u=1.5 \times Q=1.5 \text{ KN}$

- **A l'ELS :**

Effort Normal de compression : $N_s =G=1.775 \text{ KN/ml}$

Moment fléchissant : $M_s = Q \times h = 1 \times 0.6=0.6 \text{ KN.m}$

Effort tranchant : $T_s=Q=1.5 \text{ KN}$

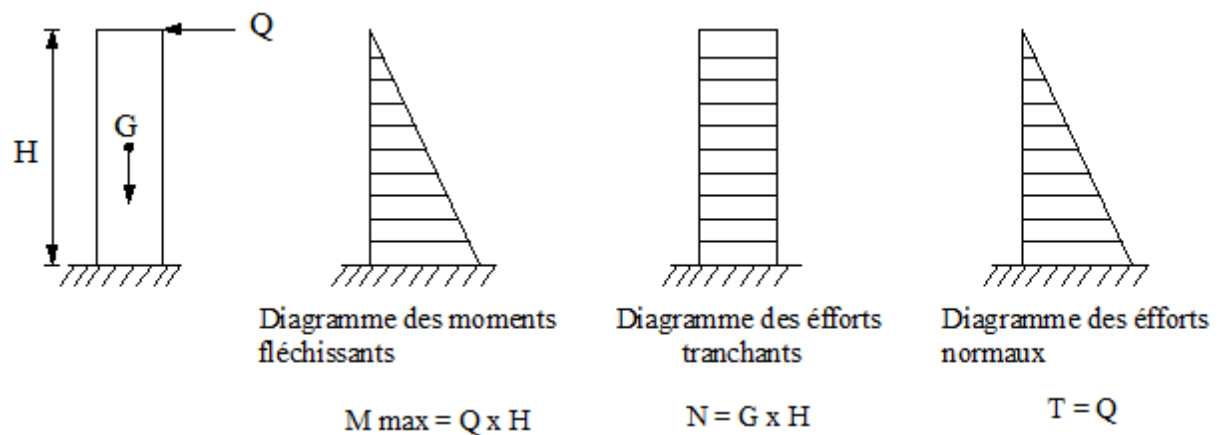


Figure III-2-2 : Diagramme des efforts internes.

III-3-6- Ferrailage de l'acrotère :

Nous avons une section rectangulaire ($b \times h$) soumise à la flexion composée, de dimensions suivantes :

h : (épaisseur de la section)= 10 cm.

b : (largeur de la section)=100 cm.

c et c' : (enrobage)=3 cm.

d : (la hauteur utile)= $h-c=7$ cm.

Avec : $f_e=400$ MPa ; $f_{bc}=14.2$ MPa ; $\sigma_{st}= f_e/\gamma_s =348$ Mpa

Et les paramètres suivants :

C_p : centre de pression

e_u : excentricité.

a : distance entre le CDG de la section et le CDG des armatures.

C : l'enrobage

M_u : moment dû à la compression.

N_u : effort de compression.



Figure III-2-3 : Section rectangulaire soumise à la flexion composée.

➤ **Position du centre de pression :**

$$\frac{h}{2} - c = \frac{0.1}{2} - 0.03 = 0.02\text{m} = 2\text{cm}$$

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.9}{2.396} = 0.375\text{m} \rightarrow e_u = 38\text{ cm}$$

$e_u > a = \frac{h}{2} - c \rightarrow$ Le centre de pression se trouve en dehors de zone délimitée par les armatures, nous avons donc **une section partiellement comprimée**.

Le calcul des armatures se fera en deux étapes

Donc l'acrotère sera calculé en flexion sous l'effet du moment fictif <<M_f>>, puis passer à la flexion composée où la section d'armature sera déterminée en fonction de celle déjà calculée.

➤ **Calcul des armatures en flexion simple ; section fictive :**

- **Moment fictif :** $M_f = N_u \times g$; $(g = e_u + \frac{h}{2} - c)$

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

$$M_f = 2.396 \times (0.380 + 0.02) = 0,958\text{ KN.m} ; \mathbf{M_f = 0,958\text{ KN.m}}$$

- **Moment réduit :**

$$\mu_u = \frac{M_f}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{0.958 \times 10^6}{1000 \cdot 70^2 \cdot 14.2} = 0.014$$

$\mu_b = 0.014 < \mu_l = 0.392 \rightarrow$ La section est simplement armée (S.S.A)

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires $A_{sc} = 0$

$$\mu_b = 0.014 \rightarrow \beta = 0.993$$

- **Les armatures fictives (flexion simple) :**

Avec : $\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$ et $\beta = 0.993$

$$A_{stf} = \frac{0.958 \times 10^6}{0.993 \times 70 \times 348} = 39.6 \text{ mm}^2 = 0.396 \text{ cm}^2$$

- **Les armatures réelles (flexion composée) :**

$$A_{st} = A_{stf} - \left(\frac{N_u}{\sigma_{st}} \right) = 0.396 - \left(\frac{2.396 \times 10^3}{348 \times 10^2} \right) = 0.33 \text{ cm}^2$$

Soit : **$A_s = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$** avec un espacement de **St=25 cm**

- **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.503 \text{ cm}^2$$

Soit : **$A_r = 3HA8 = 1.50 \text{ cm}^2$** avec un espacement de **St= 28 cm**

III-3-7- Vérifications :

III-3-7-1- Vérifications à l'ELU :

a. Condition de non fragilité : (BAEL91/Art A.4.2.1) :

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

Le ferrailage de l'acrotère doit satisfaire la condition : **$A_s \geq A_{\min}$**

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 0.06 + 0.06 \times 25 = 2.1 \text{ MPa}$$

$$A_{\min} = 0.23 b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 7 \times \frac{2.1}{400} = 0.85 \text{ cm}^2$$

$A_s = 2.05 \text{ cm}^2 \leq A_{\min} = 0.85 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots$ **Condition vérifiée.**

b. Vérification au cisaillement : (Art III.2. BAEL 99) :

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{b.d} < \bar{\tau}_u = \min \{0,133f_{c28} ; 4\text{Mpa}\}$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} = \frac{1,5 \times 10^3}{1000 \times 70} = 0,02\text{Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4\text{Mpa} \right\} = \min \left\{ 0,15 \frac{25}{1,5} ; 4\text{Mpa} \right\} = 2,5\text{ Mpa}$$

$\tau_u = 0,02\text{Mpa} < \bar{\tau}_u = 2,5\text{Mpa}$**Condition vérifiée.**

D'où aucune armature transversale n'est nécessaire.

c. Vérification de l'adhérence dans les barres : (Art 6.1.3 BAEL91) :

Il faut vérifier que : $\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9d \sum U_i} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28}$

Ψ_s : coefficient de scellement

$\Psi_s = 1,5$ (barre de haute adhérence)

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

$$\sum U_i = n \times \pi \times \varnothing = 4 \times 3,14 \times 8 = 100,48\text{ cm}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15\text{ Mpa}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9 \times d \times \sum n_i} = \frac{1,5 \times 10^3}{0,9 \times 70 \times 100,48} = 0,23\text{Mpa}$$

$\tau_{se} = 0,23\text{Mpa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3,15\text{ Mpa}$ **Condition vérifiée.**

(Pas de risque d'entraînement des barres)

d. Vérification des espacements des barres (Art A.4.5,33/BAEL 91 modifiée 99) :

La fissuration est préjudiciable

Armatures principales : $St \leq \min \{3h ; 33\text{ cm}\} = \min \{3 \times 10 ; 33\text{ cm}\} = 30\text{ cm}$

$St = 25\text{ cm} < 30\text{ cm}$ **Condition vérifiée.**

Armatures de répartition : $St \leq \min \{4h ; 45\text{ cm}\} = \min \{4 \times 10 ; 40\text{ cm}\} = 40\text{ cm}$

$St = 28\text{ cm} < 40\text{ cm}$ **Condition vérifiée.**

III-3-7-2- Verifications à l'ELS :**a. Vérification des contraintes :**

L'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est considérée comme préjudiciable on doit donc vérifier :

➤ Dans l'acier :

On doit vérifier que : $\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\}$

Avec : $f_{t28} = 201 \text{ Mpa}$; $f_e = 400 \text{ MPa}$

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

η : coefficient de fissuration ; **$\eta = 1.6$ pour $HA \emptyset \geq 6 \text{ mm}$**

Donc : $\overline{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} \times 400, 110 \sqrt{1.6 \times 2.1} \right\} = 201.63 \text{ MPa}$

$\overline{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa}$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b d} = \frac{100 \times 2,01}{100 \times 7} = 0.287$$

$$\rho_1 = 0.287 \Rightarrow \beta_1 = 0.915$$

$$K_1 = 43.82$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{A \beta_1 d} = \frac{0,60 \times 10^3}{2,01 \times 0,915 \times 7} = 46,60 \text{ MPa}$$

$\sigma_{st} = 46.60 \text{ Mpa} < 201.63 \text{ Mpa} \dots \dots \dots$ **Condition vérifiée**

➤ Dans l'acier :

il faut vérifier que : $\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc}$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{46,60}{43,82} = 1,06 \text{ Mpa}$$

$\sigma_{bc} = 1,06 \text{ Mpa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \dots \dots \dots$ **Condition vérifiée**

b. Vérification de l'acrotère au séisme (RPA99/version 2003 Art.6.2.3) :

On doit vérifier que : **$F_p \leq Q = 1 \text{ KN/ml}$**

L'RPA 99 version 2003 préconise de calculer l'acrotère sous l'action des forces sismiques à l'aide de la formule suivante : **$F_p = 4. A. C_p. W_p$**

Avec :

➤ **A** : coefficient d'accélération de la zone.

Pour une zone IIa et groupe d'usage 2 $\Rightarrow A = 0.15$ (RPA99/version 2003 Art.4.2.3 Tab 4.1)

- C_p : facteur de force horizontale variant entre 0.3 et 0.8 (Art.4.2.3 Tab 4.1)

Dans notre cas : $C_p = 0.8$

- W_p : poids de l'acrotère = 1.775 KN/ml.

D'où : $F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 1.775 = 0.852 \text{ KN/ml}$.

$F_p = 0.852 \text{ KN/ml} \leq Q = 1 \text{ KN/ml}$

III-3-8-Conclusion :

Suite aux différents calculs et vérifications effectués, nous adoptons le ferrailage suivant :

- Armatures principales : **4HA8 = 2.01 cm²** avec un espacement de **St=25 cm**
- Armatures de répartition : **3HA8 = 1.50 cm²** avec un espacement de **St=28 cm**

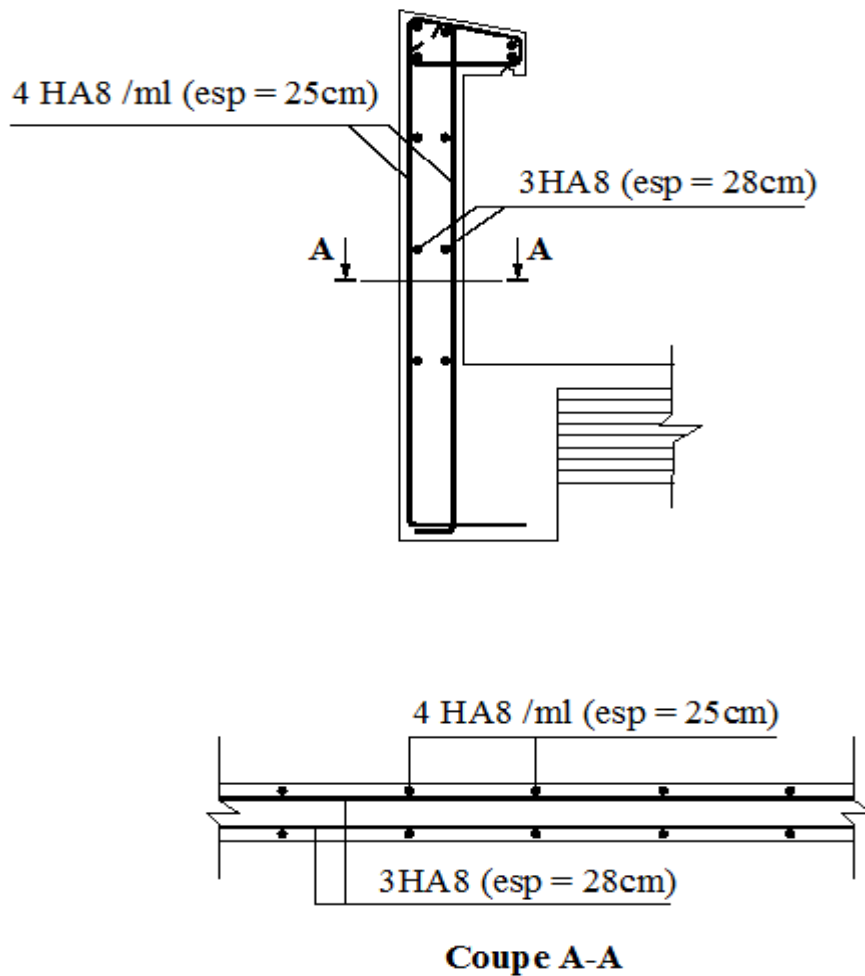


Figure III-2-4 : Plan de ferrailage de l'acrotère.

III-4- Calcul des balcons :

III-4-1- Introduction :

Le balcon est un élément en dalle pleine. Il travaille comme une console encastrée au niveau d'une poutre de rive. L'épaisseur de la dalle pleine sera déterminée par la condition de la résistance à la flexion.

En analysant le plan des balcons qui sont sur 03 appuis donc à défaut d'un calcul précis ; on opte pour une étude d'un cas défavorable balcon sur console.

Le calcul du ferrailage se fera pour une bande de 1m de largeur sous la sollicitation suivante :

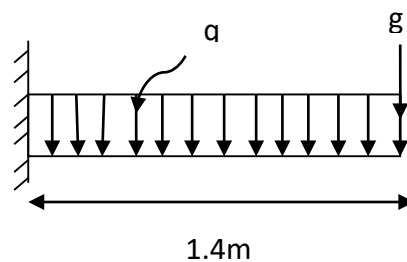


Figure III-3-1: schéma statique du balcon.

G : charge permanente uniformément réparties due au poids propre de la dalle pleine.

Q : surcharge d'exploitation verticale revenant au balcon.

g : charge verticale concentrée due à l'effet du poids propre du mur extérieur en brique creuse de 30 cm d'épaisseur.

III-4-2- Dimensionnement du balcon :

L'épaisseur du balcon est donnée par la formule suivante : $e \geq \frac{L}{10}$

Avec : **L** : la largeur du balcon (L= 1,40m).

$$\frac{L}{10} = \frac{140}{10} = 14 \text{ cm} \Rightarrow \text{Soit : } e = 15 \text{ cm}$$

III-4-3- Détermination des charges et surcharges du balcon :

Nous considérons une bande de 1m de largeur.

a. Charge permanente :

Charge G due à la dalle en béton armé

$G_1 = 5,31 \text{ KN/m}^2$ (Déterminée dans le chapitre II)

$$G_1 = 5,31 \times 1 \text{ ml} = 5,31 \text{ KN/ml}$$

b. Surcharges d'exploitation :

Surcharge d'exploitation $Q = 3.5 \text{ KN/ml}$ (déterminée dans le chapitre II)

c. Charge concentrée :

Charge permanente du garde-corps :

	Masse volumique	Epaisseur (m)	G(KN/m ²)
Mur en brique creuses	9	0,1	0,9
Enduit ciment	18	0,02 x2	0,72
G total =			1,62

$$g = 1,62 \times 1\text{ml} = 1,62 \text{ KN/ml}$$

III-4-4- Calcul à l'état limite ultime(ELU) :➤ **Combinaison de charges :**

- **Dalle pleine :** $q_{u1} = 1.35 G + 1,5 Q = 1,35 \times 5,31 + 1,5 \times 3,5 \rightarrow q_{u1} = 12,41 \text{ KN/ml}$
- **Garde-corps :** $q_{u2} = 1.35 g = 1.35 \times 1.62 \rightarrow q_{u2} = 2.19 \text{ KN/ml}$

➤ **Calcul des moments fléchissant :**

$$M_U = q_{u1} \times \frac{L^2}{2} + q_{u2} \times L$$

$$M_U = 12,41 \times \frac{1.4^2}{2} + 2.19 \times 1.5 \rightarrow M_U = 15,44 \text{ KN.m}$$

➤ **Calcul de l'effort tranchant :**

$$V_u = q_{u1} \times L + q_{u2}$$

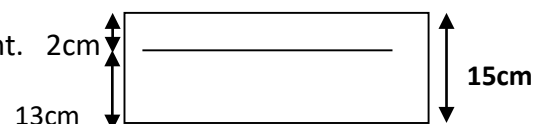
$$V_u = 12,41 \times 1,4 + 2,19 \rightarrow V_u = 19,56 \text{ KN}$$

III-4-5- Ferrailage du balcon :

Il consiste à étudier une section rectangulaire soumise à la flexion simple.

a) Armatures principales :

La section dangereuse se trouve au niveau de l'encastrement.



$$\mu_b = \frac{M_u}{b d^2 f_{bu}} = \frac{15,44 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.064 < 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_b = 0.064 \longrightarrow \beta = 0,967$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{15,44 \times 10^3}{0.967 \times 13 \times 348} = 3,52 \text{ cm}^2$$

Soit $A_s = 4\text{HA}12 = 4,52 \text{ cm}^2$; $S_t = 25 \text{ cm}$



b) Les armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{4,52}{4} = 1,13 \text{ cm}^2$$

Soit $4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$; $S_t = 25 \text{ cm}$

III-4-6- Vérifications à l'ELU :

1. Condition de non fragilité : (Art A.4.2.1 / BAEL 91)

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 13 \times 2.1}{400} = 1.57 \text{ cm}^2$$

A_s adoptée = $4,52 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.57 \text{ cm}^2$ condition vérifiée.

2. Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres :

$$\text{Il faut vérifier que : } \tau_{se} = \frac{V_u}{0,9d \sum U_i} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28}$$

$$V_u^{\max} = 19,56 \text{ KN}$$

Ψ_s : coefficient de scellement

$\Psi_s = 1,5$ (barre de haute adhérence)

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

$$\sum U_i = n \times \pi \times \varnothing = 4 \times 3,14 \times 12 = 150,72 \text{ cm}$$

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

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 \times d \times \sum n_i} = \frac{19,56 \times 10^3}{0.9 \times 130 \times 150,72} = 1,10 \text{ Mpa}$$

$\tau_{se} = 1,10 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ Mpa}$ condition vérifiée.

(Pas de risque d'entraînement des barres)

3. Vérification au cisaillement (BAEL 91 /Art A.5.1) :

$$\text{On doit vérifier que : } \tau_u = \frac{V_u^{\max}}{b \cdot d} < \bar{\tau}_u = \min \{ 0, 133 f_{c28} ; 5 \text{ Mpa} \}$$

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{b \cdot d} = \frac{19,56 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0,15 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \{ 0,133 f_{c28} ; 5 \text{ Mpa} \} = \min \{ 0,133 \cdot 25 ; 5 \text{ Mpa} \} = 3,325 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0,15 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 3,325 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

D'où aucune armature transversale n'est nécessaire

4. Vérification de l'écartement des barres :

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

$$\text{Armatures principales : } S_{t\max} \leq \min \{ 3h ; 33 \text{ cm} \} = \min \{ 3 \times 20 ; 33 \text{ cm} \} = 33 \text{ cm}$$

$$S_t = 25 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\text{Armatures de répartition : } S_{t\max} \leq \min \{ 4h ; 45 \text{ cm} \} = 45 \text{ cm}$$

$$S_t = 25 \text{ cm} < 45 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

III-4-7- Calcul à l'état limite de service (ELS) :

Le balcon est exposé aux intempéries, donc la fissuration est prise comme préjudiciable.

➤ Combinaison de charges :

- **Dalle pleine :** $q_{s1} = G + Q = 5,31 + 3,5 \rightarrow q_{s1} = 8,81 \text{ KN/ml}$

- **Garde-corps :** $q_{s2} = g = 1,62 \text{ KN/ml} \rightarrow q_{s2} = 1.62 \text{ KN/ml}$

➤ Calcul des moments fléchissant :

$$M_s = q_{s1} \times \frac{L^2}{2} + q_{s2} \times L$$

$$M_s = 8,81 \times \frac{1,4^2}{2} + 1,62 \times 1,5 \rightarrow M_s = 11,06 \text{ KN.m}$$

➤ Calcul de l'effort tranchant :

$$V_u = q_{s1} \times L + q_{s2}$$

$$V_u = 8,81 \times 1,4 + 1,62 \rightarrow V_u = 13,95 \text{ KN}$$

III-4-8- Vérification à l'ELS :

1. Etat limite d'ouverture des fissures : (art A.4.5.3/ BAEL 91 modifié 99) :

Les formes et dimension de chaque élément, ainsi que la disposition des armatures, sont conçues de manière à limiter la probabilité d'application des fissures d'une largeur supérieure à celle qui serait tolérable en raison du rôle de la situation d'ouvrage.

Dans notre cas, la fissuration est considérée peu préjudiciable car élément est couvert, on admet donc de ne pas effectuer de vérifications de l'état limite d'ouverture de fissures.

2. Etat limite de résistance du béton en compression :

La fissuration étant peu nuisible, On doit vérifier : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \cdot d} = \frac{100 \times 4,52}{100 \times 13} = 0,347$$

$$\rho_1 = 0,347 \longrightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0,908 \\ K_1 = 39,35 \end{cases}$$

- La contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_s = \frac{M_s}{A \beta_1 d} = \frac{11,06 \times 10^6}{452 \times 0,908 \times 130} = 207,29 \text{ Mpa}$$

$$\overline{\sigma}_s = f_e / \gamma_s = 400 / 1,15 = 348 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s = 207,29 \text{ Mpa} < \overline{\sigma}_s = 348 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

- La contrainte dans le béton est :

$$\sigma_{bc} = \sigma_s / K_1 = 207,29 / 39,35 = 5,26 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 5,26 \text{ Mpa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

3. Vérification de la flèche : (BAEL 91 – modifié 99/ Art B.6.5.2) :

La vérification à la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont satisfaites :

$$\frac{e}{L} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{15}{140} = 0,107 \geq \frac{1}{16} = 0,0625 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{e}{L} \geq \frac{M_s}{10M_0} \rightarrow \frac{15}{140} = 0,107 \geq \frac{11,06}{10 \times 15,44} = 0,071 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A}{b \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e} \rightarrow \frac{5,52}{100 \times 13} = 0,0042 \leq \frac{4,2}{400} = 0,0105 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Les trois conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

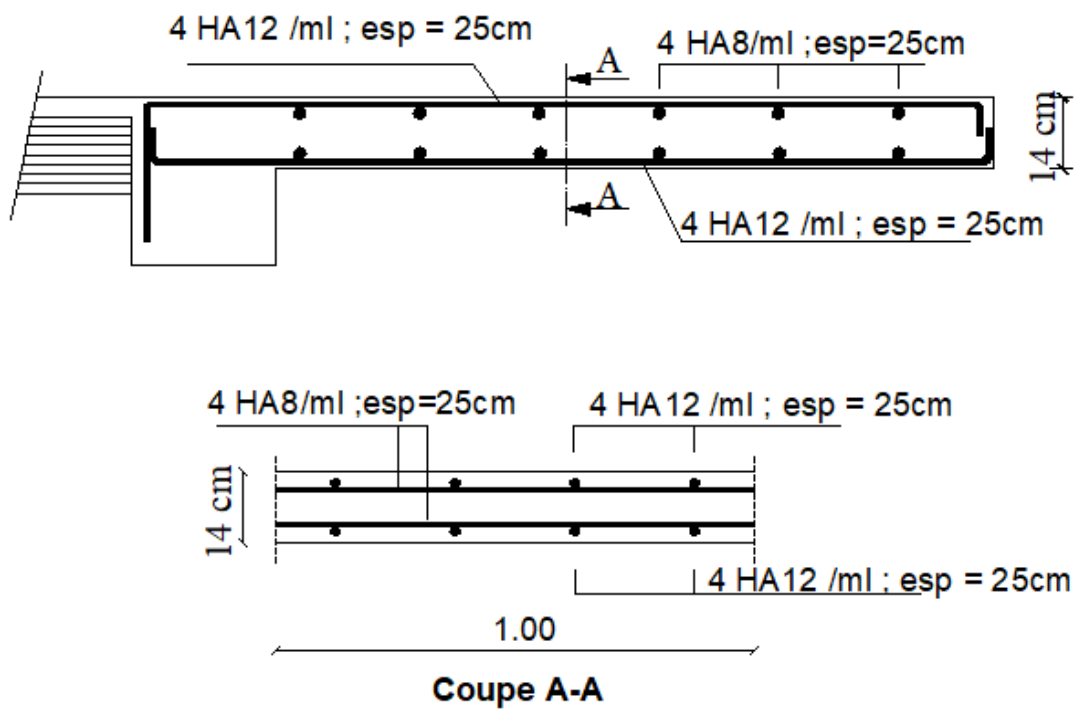


Figure III-3-2 : Plan de ferrailage du balcon.

III-5- Calcul des escaliers :

III-5-1- Définition :

Un escalier est un ouvrage constitué d'une suite régulière de plans horizontaux (marches et paliers) permettant le passage à pied entre les différents niveaux d'un bâtiment.

➤ Notations utilisées :

Les caractéristiques géométriques des escaliers sont :

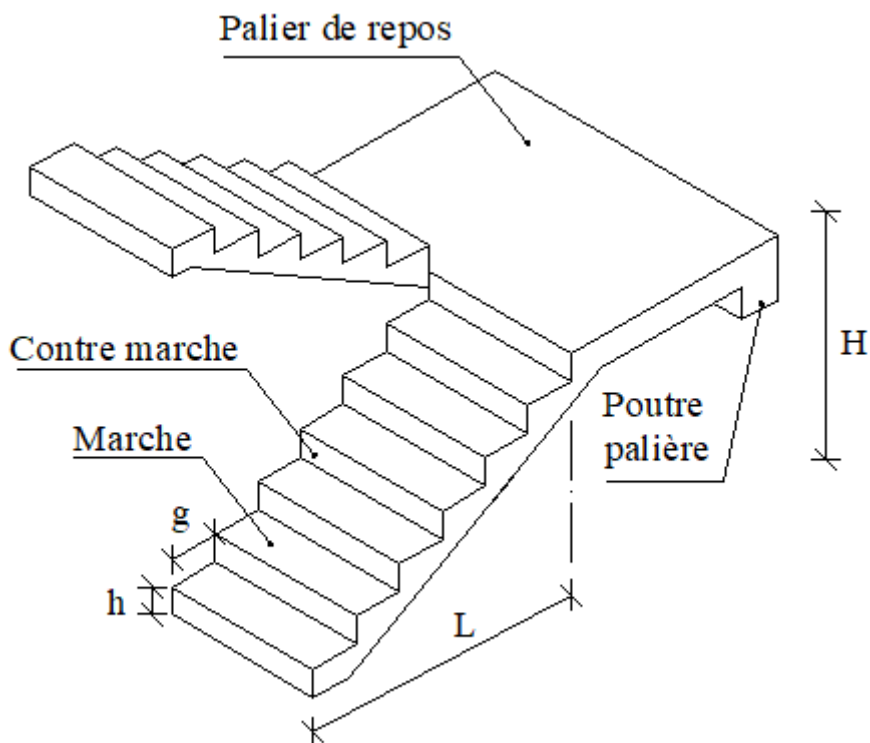


Figure III-5-1 : schéma de l'escalier.

➤ Caractéristiques dimensionnelles :

- **La marche** : c'est la partie horizontale sur la quelle on pose le pied pour monter ou descendre d'un niveau à un autre, de largeur g (giron) ; telle que $25\text{cm} \leq g \leq 32\text{cm}$
Sachant que : $n = H/h$
- **La contre marche** : est la partie verticale entre deux marches, l'intersection de la marche et la contre marche nommée nez de marche est parfois saillie sur la contre marche. Avec : $15\text{cm} \leq h \leq 20\text{cm}$

- **L'embranchement** : représente la largeur de la marche (w) de l'escalier maison individuelle : $w \geq 80$ cm
Bâtiment collectif : $w \geq 120$ cm
- **Palier intermédiaire (ou de repos Lp)** : C'est la partie horizontale d'un escalier séparent deux volées successives (la longueur de palier de repos doit être de 03 marches au moins) ; $Lp \geq 3g$
- **Paillasse** : est la dalle inclinée en béton armé incorporant les marches et les contre marches.
- **La volée** : C'est l'ensemble (marche, contre marche, paillasse) compris entre deux paliers successifs. (Pour le confort des personnes la volée comportera au maximum 18 à 19 marches).

III-5-2- Etude de l'escalier :

III-5-2-1- Pré dimensionnement :

Les escaliers seront pré dimensionnés suivant la formule de **BLONDEL**, en tenant compte des dimensions données sur les plans d'architecture.

La formule de BLONDEL : $60\text{cm} \leq 2h+g \leq 64\text{cm}$

Avec : g : largeur de la marche ; avec $25\text{cm} \leq g \leq 32\text{cm}$

h : la hauteur de la contre marche ; avec $16\text{cm} \leq h \leq 18\text{cm}$

On opte pour **h = 17cm** et **g = 30 cm**

➤ Vérification de la loi de BLONDEL :

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

Nous avons : g = 30cm h = 17 cm

$$2h + g = 2 \times 17 + 30 = 64\text{cm} \quad \Longrightarrow \quad 60\text{cm} \leq 2h+g \leq 66\text{cm}$$

Donc la loi est vérifiée.

➤ Epaisseur de la paillasse et du palier intermédiaire :

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

La paillasse et le palier auront la même épaisseur et sera

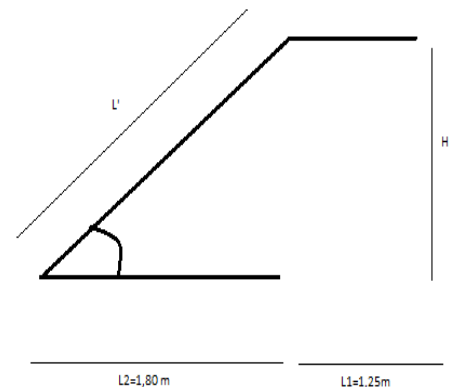
déterminer par la formule suivante : $\frac{L}{30} \leq ep \leq \frac{L}{20}$

L : longueur réelle de la paillasse ; $L = L' + L1$

$$L' = \frac{L1}{\cos \alpha}$$

$$\text{tg } \alpha = \frac{H}{L1} \quad \rightarrow \quad \text{Arc tg } \alpha = \frac{2.04}{1.80} = 48.576^\circ$$

$$L' = \frac{1.80}{\cos 48.574} = 2,72 \text{ m}$$



$$L = L' + L_2 = 2,72 + 1,80 = 4,52\text{m}$$

$$\text{Donc : } \frac{452}{30} \leq ep \leq \frac{452}{20} \Rightarrow 15,066 \leq ep \leq 22,6$$

On prend : **ep=22 cm** pour le palier et pour la volée.

III-5-2-2- Détermination des sollicitations de calcul :

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

III-5-2-3- Détermination des charges de calcul :

- Pour le palier : $G = 5,46 \text{ kN/m}^2$; $Q = 2,50 \text{ kN/m}^2$.
- Pour la volée : $G = 10,41 \text{ kN/m}^2$. ; $Q = 2,50 \text{ kN/m}^2$.

III-5-2-4- Calcul à l'ELU :

➤ **Combinaison des charges :**

$$\text{Volée : } q_{uv} = 1,35 G + 1,5 Q = 1,35 \times 10,41 + 1,5 \times 2,5 = \mathbf{17,87 \text{ KN/ml}}$$

$$\text{Palier : } q_{up} = 1,35 G + 1,5 Q = 1,35 \times 5,46 + 1,5 \times 2,5 = \mathbf{11,12 \text{ KN/ml}}$$

➤ **Calcul des efforts internes :**

Pour déterminer les efforts internes, on se référera aux méthodes de la RDM

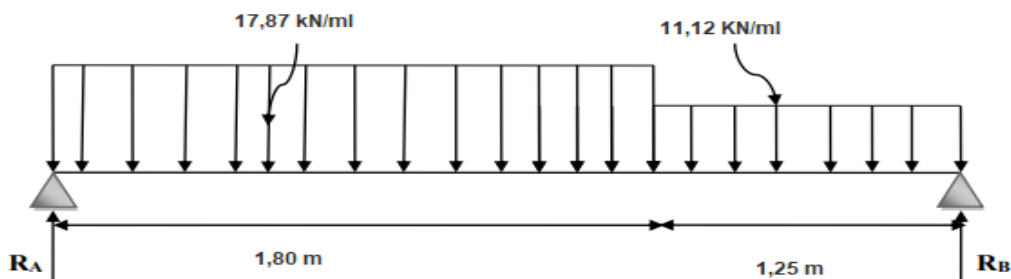


Figure III-5-2 : Schéma statique du chargement de l'escalier à l'ELU.

• **Réaction d'appuis :**

$$\sum F_V = 0 \quad \rightarrow R_A + R_B = 11,12 \times 1,25 + 17,87 \times 1,80$$

$$R_A + R_B = 46,066 \text{ KN}$$

$$\sum M/A = 0 \quad \rightarrow R_B = \frac{17,87 \times \frac{(1,80)^2}{2} + 11,12 \times 1,25 \times (\frac{1,25}{2} + 1,8)}{1,80 + 1,25}$$

D'où: $R_B = 20,54 \text{ KN}$

$R_A = 25,46 \text{ KN}$

- **Moments fléchissant et efforts tranchants :**

Avec la méthode classique de la RDM on obtient les résultats suivants :

1^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 1,80 \text{ m}$

$$\sum F_y = 0 \implies T(x) = R_A - 17,87 x$$

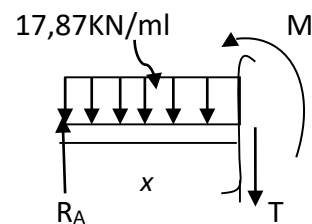
$$T(x) = -17,87 x + 25,46$$

Pour : $x = 0 \text{ m}$; $T(0) = 25,46 \text{ KN}$
 $x = 1,80 \text{ m}$; $T(1,80) = -6,64 \text{ KN}$

$$\sum M = 0 \implies M(x) = R_A x - 17,87 x \frac{x^2}{2}$$

$$M(x) = 25,46 x - 17,87 x \frac{x^2}{2}$$

Pour : $x = 0 \text{ m}$; $M(0) = 0 \text{ KN.m}$
 $x = 1,80 \text{ m}$; $M(1,80) = 16,98 \text{ KN.m}$



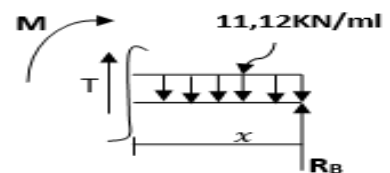
2^{ème} tronçon : $0 \leq x \leq 1,25 \text{ m}$ (de droite) :

$$\sum F_y = 0 \implies T(x) = 11,12 x - 20,54$$

Pour : $x = 0 \text{ m}$; $T(0) = -20,54 \text{ KN}$
 $x = 1,25 \text{ m}$; $T(1,25) = -6,64 \text{ KN}$

$$\sum M = 0 \implies M(x) = 20,54 x - 11,12 x \frac{(x)^2}{2}$$

Pour : $x = 0 \text{ m}$; $M(0) = 0 \text{ KN.m}$
 $x = 1,25 \text{ m}$; $M(1,25) = 16,98 \text{ KN.m}$



Remarque :

Pour tenir compte de l'encastrement partiel aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour le moment M_u max aux appuis et en travée 0,3 et 0,85 respectivement.

Avec : $M_{\max} = 16,98 \text{ KN.m}$

- ◆ Aux appuis ; $M_a = -0,3 \times M_{\max} = -5,09 \text{ KN.m}$
- ◆ En travée ; $M_t = 0,85 \times M_{\max} = 14,43 \text{ KN.m}$

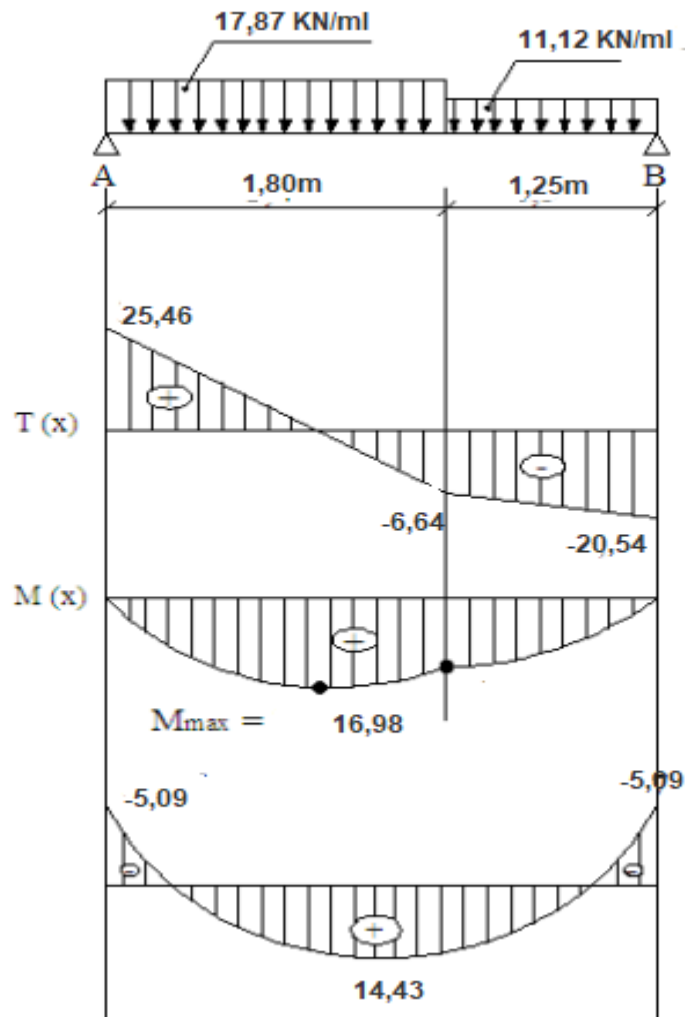
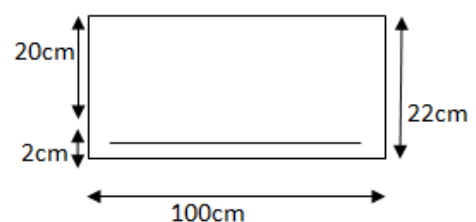


Figure III-5-4 : diagramme des efforts internes d'escalier à l'ELU.

III-5-2-5- Ferrailage de l'escalier :

Le calcul des armatures sera basé sur le calcul d'une section rectangulaire, soumise à la flexion simple pour une bande de (1m), en utilisant les moments et les efforts calculés précédemment.

- Aux appuis : $M_a = -5,09 \text{ KN.m}$



$$\mu = \frac{Ma}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} \quad \text{avec : } f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1,5} = 14,2 \text{ Mpa} ; \quad \sigma_{st} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\mu = \frac{5,09 \cdot 10^3}{100 \cdot 20^2 \cdot 14,2} = 0,008 < U_U = 0,392 \quad \Longrightarrow \text{ section simplement armée (S.S.A)}$$

$$\mu = 0,008 \rightarrow \beta = 0,996$$

Armatures principales :

$$A_a = \frac{Ma}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{5,09 \times 10^3}{0,996 \times 20 \times 348} = 0,73 \text{ cm}^2$$

Soit $A_a = 4 \text{ HA10} = 3,14 \text{ cm}^2$; avec un espacement de $St = 25 \text{ cm}$

Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_a}{4} = \frac{3,14}{4} = 0,785 \text{ cm}^2$$

Soit $A_a = 4 \text{ HA10} = 3,14 \text{ cm}^2$; avec un espacement de $St = 25 \text{ cm}$

- **En travée : $M_t = 14,43 \text{ KN.m}$**

$$\mu = \frac{14,43 \times 10^3}{100 \times 20^2 \times 14,2} = 0,025 < U_U = 0,392 \quad \Longrightarrow \text{ section simplement armée (S.S.A)}$$

$$\mu = 0,025 \Longrightarrow \beta = 0,987$$

Armatures principales :

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \cdot x_d \cdot \sigma_{st}} = \frac{14,43 \times 10^3}{0,987 \times 20 \times 348} = 2,10 \text{ cm}^2$$

Soit $A_t = 4 \text{ HA12} = 4,52 \text{ cm}^2$ avec un espacement de $St = 25 \text{ cm}$

- **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{4,52}{4} = 1,13 \text{ cm}^2$$

Soit $A_a = 4 \text{ HA10} = 3,14 \text{ cm}^2$ avec un espacement de $St = 25 \text{ cm}$

III-5-2-6- Vérifications à l'ELU :**A. Condition de non fragilité (BAEL91. Art A.4.2.1):**

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 20 \times 2,1}{400} = 2,42 \text{ cm}^2$$

- **Aux appuis :**

Armatures principales : $A_{pa} = 3,14 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2,42 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée

Armatures de répartition: $A_{ra} = 3,14 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2,42 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée

- **En travée :**

Armatures principales : $A_{pt} = 4,52 \text{ cm}^2 > A_{min} = 2,42 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée

Armatures de répartition: $A_{rt} = 3,14 \text{ cm}^2 > A_{min} = 2,42 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée

B. Espacement des barres :

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

- **Armatures principales :** $S_{tmax} \leq \min \{ 3h ; 33\text{cm} \} = \min \{ 3 \times 22 ; 33\text{cm} \} = 33 \text{ cm}$

Aux appuis: $S_t = 25\text{cm} < 33\text{cm}$ Condition vérifiée

En travée : $S_t = 25\text{cm} < 33\text{cm}$ Condition vérifiée

- **Armatures de répartition :** $S_{tmax} \leq \min \{ 4h ; 45\text{cm} \} = \min \{ 4 \times 22 ; 45\text{cm} \} = 45\text{cm}$

Aux appuis : $S_t = 25\text{cm} < 45\text{cm}$ Condition vérifiée

En travée : $S_t = 25\text{cm} < 45\text{cm}$ Condition vérifiée

C. Vérification de l'effort tranchant (contrainte de cisaillement) (BAEL91 Art A.5.1.2) : Il faut vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$V_u^{max} = 25,46 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{V_u^{max}}{b.d} = \frac{25,46 \times 10^3}{1000 \times 230} = 0,11 \text{ Mpa}$$

$\bar{\tau}_u = \min \{ 0,133f_{c28} ; 5\text{Mpa} \} = \min \{ 0,133 \times 25 ; 5\text{Mpa} \} = 3,325 \text{ Mpa}$

$\tau_u = 0,11\text{Mpa} < \bar{\tau}_u = 3,325\text{Mpa}$ Condition vérifiée

D'où aucune armature transversale n'est nécessaire.

D. Vérification de l'adhérence aux appuis (BAEL91 Art A.661.3) :

Il faut vérifier que : $\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9d \sum U_i} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28}$

$V_u^{max} = 25,46\text{KN}$

Avec :

Ψ_s : coefficient de scellement

$\Psi_s = 1,5$ (barre de haute adhérence)

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

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ Mpa}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9 \times d \times \sum n_i} = \frac{25,46 \times 10^3}{0,9 \times 200 \times 150,72} = 0,93 \text{ Mpa}$$

$$\sum U_i = n \times \pi \times \phi = 4 \times 3,14 \times 12 = 150,72 \text{ cm}$$

$\tau_{se} = 0,93 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ Mpa}$Condition vérifiée

(Pas de risque d'entraînement des barres)

E. Influence de l'effort tranchant sur le béton :

On doit vérifier aux voisinages des appuis que :

$$V_u^{max} \leq 0,4 \times b \times a \times f_{c28} / \gamma_b \quad \text{avec: } a = 0,9 \times d = 0,9 \times 23$$

$$V_u^{max} = 25,46 \text{ KN} \leq 0,4 \times 100 \times 0,9 \times 20 \times \frac{25}{1,5} \times 10^{-1} = 1200 \text{ KN} \quad \text{.....Condition vérifiée}$$

III-5-2-7- Calcul à l'ELS :

➤ **Combinaison des charges :**

Volée : $q_{sv} = 1 G + 1 Q = 10,41 + 2,5 = 12,91 \text{ KN/ml}$

Palier : $q_{sp} = 1 G + 1 Q = 5,46 + 2,5 = 7,96 \text{ KN/ml}$

➤ **Calcul des efforts internes :**

Pour déterminer les efforts internes, on se référera aux méthodes de la RDM

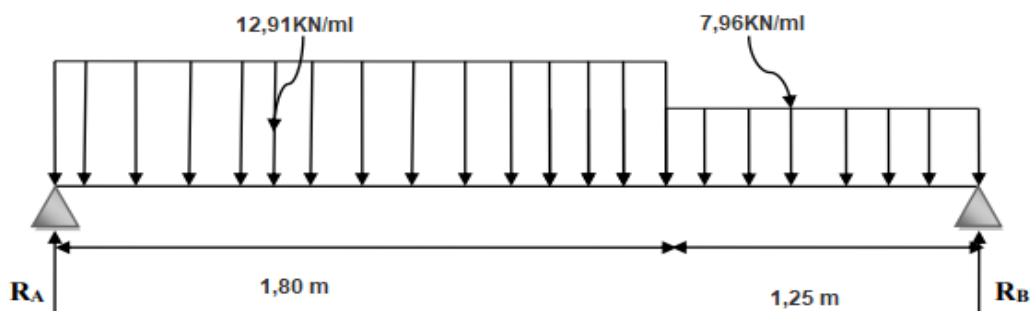


Figure III-5-5 : Schéma statique de chargement de l'escalier à l'ELS.

• **Réaction d'appuis :**

$$\sum F_V = 0 \quad \rightarrow R_A + R_B = 7,96 \times 1,25 + 12,91 \times 1,80$$

$$R_A + R_B = 33,18 \text{ KN}$$

$$\sum M/A = 0 \quad \rightarrow R_B = \frac{12,91 \times \frac{(1,80)^2}{2} + 7,96 \times 1,25 \times (\frac{1,25}{2} + 1,8)}{1,80 + 1,25}$$

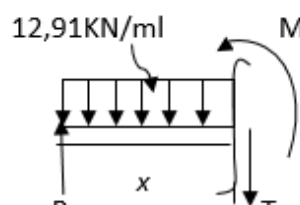
D'où: $R_B = 14,76 \text{ KN}$

$R_A = 18,42 \text{ KN}$

• **Moments fléchissant et efforts tranchants :**

Avec la méthode classique de la RDM on obtient les résultats suivants :

1^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 1,80 \text{ m}$



$$\sum F/Y = 0 \implies T(x) = R_A - 12,91x$$

$$T(x) = -12,91x + 18,42$$

Pour : $x = 0\text{m}$; $T(0) = 18,42\text{ KN}$
 $x = 1,80\text{m}$; $T(1,80) = -4,81\text{ KN}$

$$\sum M = 0 \implies M(x) = R_A x - 12,91x \frac{x^2}{2}$$

$$M(x) = 18,42x - 12,91x \frac{x^2}{2}$$

Pour : $x = 0\text{m}$; $M(0) = 0\text{ KN.m}$
 $x = 1,80\text{m}$; $M(1,80) = 12,24\text{ KN.m}$

2^{ème} tronçon : $0 \leq x \leq 1,25\text{m}$ (de droite) :

$$\sum F/Y = 0 \implies T(x) = 7,96x - 14,76$$

Pour : $x = 0\text{m}$; $T(0) = -14,76\text{ KN}$
 $x = 1,25\text{m}$; $T(1,25) = -4,82\text{ KN}$

$$\sum M = 0 \implies M(x) = 14,76x - 7,96x \frac{x^2}{2}$$

Pour : $x = 0\text{m}$; $M(0) = 0\text{ KN.m}$
 $x = 1,25\text{m}$; $M(1,25) = 12,24\text{ KN.m}$

✓ **Remarque :**

Pour tenir compte de l'encastrement partiel aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour le moment M_{\max} aux appuis et en travée 0,3 et 0,85 respectivement.

Avec : **$M_{\max} = 12,24\text{ KN.m}$**

- ◆ Aux appuis ; $M_a = -0,3 \times M_{\max} = -3,67\text{ KN.m}$
- ◆ En travée ; $M_t = 0,85 \times M_{\max} = 10,40\text{ KN.m}$

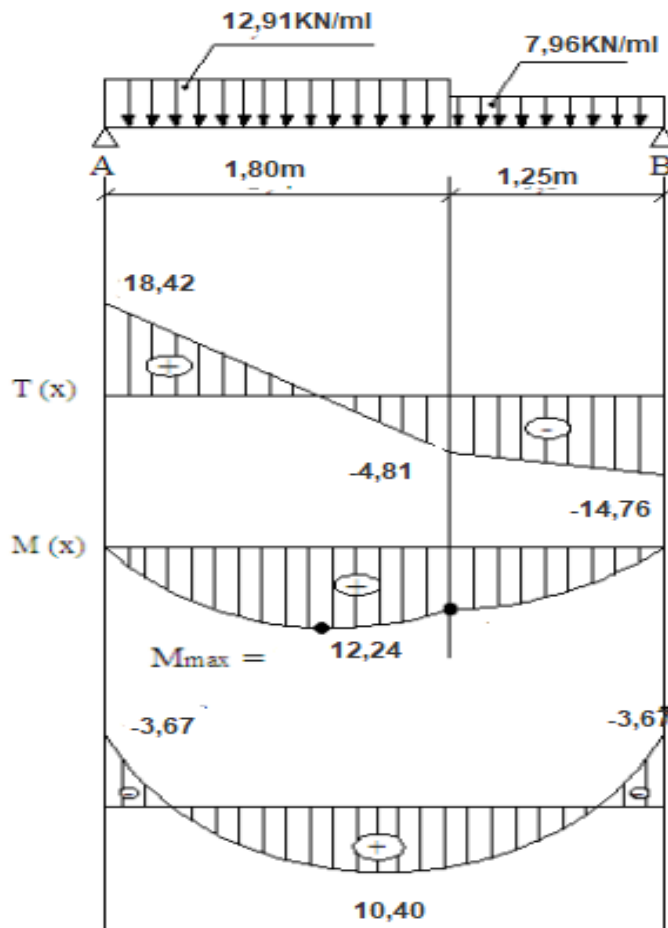


Figure III-5-6 : diagramme des efforts internes à l'ELS.

III-5-2-8- Vérifications à l'ELS :

A. Vérification des contraintes dans le béton et les aciers :

1. L'état limite d'ouverture des fissurations :

La fissuration est considérée comme peu nuisible, alors aucune vérification n'est nécessaire ; Alors la section est justifiée vis avis des ouvertures des fissures.

2. L'état limite de compression du béton (BAEL91/ A.4.5.2) :

La fissuration étant peu nuisible, On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

➤ Aux appuis ($M_a^s = -3,67 \text{ KN.m}$) :

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{bd} = \frac{100 \times 3,14}{100 \times 20} = 0,157$$

$$\rho_1 = 0,157 \rightarrow \beta_1 = 0,935$$

$$K_1 = 61,92$$

- La contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_s = \frac{M_{a,s}}{A \beta_1 d} = \frac{3,67 \times 10^3}{3,14 \times 0,935 \times 20} = 62,50 \text{ Mpa}$$

- La contrainte dans le béton est :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{62,50}{61,92} = 1,02 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 1,02 \text{ Mpa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **En travée ($M_t^s = 10,40 \text{ KN.m}$):**

$$\rho_1 = \frac{100 \times A}{bd} = \frac{100 \times 4,52}{100 \times 20} = 0,226$$

$$\rho_1 = 0,226 \longrightarrow \beta_1 = 0,923$$

$$K_1 = 49,93$$

- La contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_s = \frac{M_{t,s}}{A \beta_1 d} = \frac{10,40 \times 10^3}{4,52 \times 0,923 \times 20} = 124,64 \text{ Mpa}$$

- La contrainte dans le béton est :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{124,64}{49,93} = 2,49 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 2,49 \text{ Mpa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \dots \text{Condition vérifiée}$$

B. Vérification de la flèche :

La vérification à la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivant sont satisfaites :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \longrightarrow \frac{h}{l} = \frac{22}{320} = 0,0687 = \frac{1}{16} = 0,0625 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_0} \longrightarrow \frac{22}{320} = 0,0687 \geq \frac{1}{10} \times \frac{10,40}{16,98} = 0,0612 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e} \longrightarrow \frac{3,14}{100 \times 20} = 0,0015 \leq \frac{4,2}{f_e} = 0,015 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

III-5-3-Conclusion:

Le ferrailage retenu est le suivant :

- **Les armatures aux appuis :**
Armatures principales : $A_a = 4HA10$; $S_t = 25\text{cm}$
Armatures de répartition : $A_a = 4HA10$; $S_t = 25\text{cm}$
- **Les armatures en travée :**
Armatures principales : $A_t = 4HA12$; $S_t = 25\text{cm}$
Armatures de répartition : $A_t = 4HA10$; $S_t = 25\text{cm}$

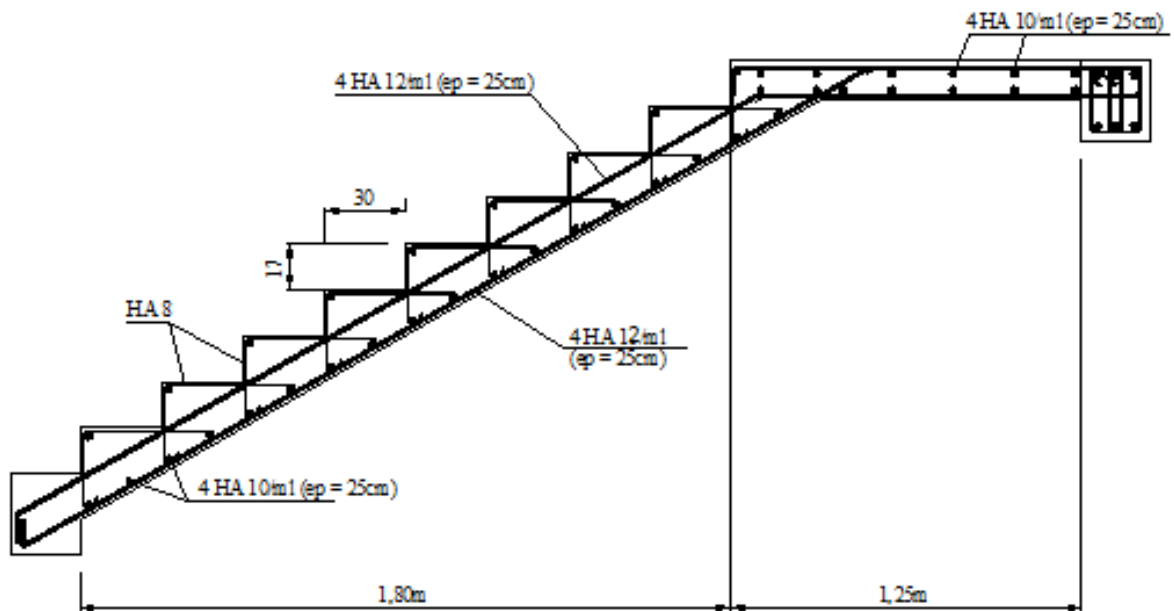


Figure III-5-10 : Plan de ferrailage des escaliers.

III-6- Etude de la poutre palière :

La poutre palière est destinée à supporter son poids propre et les réactions d'appuis du palier. Elle est partiellement encastrée à ses deux extrémités dans les poteaux ; le calcul s'effectue en flexion simple.

III-6-1- Etude de la poutre palière horizontale :**III-6-1-1- Pré dimensionnement :****➤ Hauteur :**

La hauteur de la poutre palière est donnée par : $\frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10}$

Avec : L_{max} : longueur libre entre nus d'appuis ; $L_{max} = 3,20$ m

$$\frac{320}{15} \leq h_t \leq \frac{320}{10} \rightarrow 21,33 \text{ cm} \leq h_t \leq 32 \text{ cm}$$

On prend : $h_t = 30 \text{ cm}$

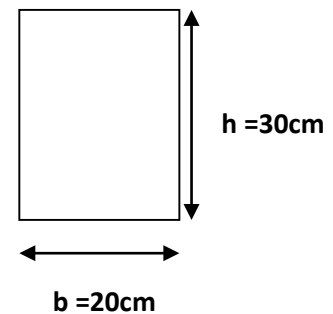
➤ La largeur :

La largeur des poutres a donné par :

$$0,4 h_t \leq b \leq 0,7 h_t \rightarrow 12 \leq b \leq 21 \text{ cm}$$

On prend : $b = 20 \text{ cm}$

Notre poutre palière a pour dimensions ($b \times h$) = (20x30) cm

**◆ Vérifications des conditions des RPA (Art 7.5.1 RPA99/version 2003)**

$$\left. \begin{array}{l} B \geq 20 \text{ cm} \rightarrow b = 20 \text{ cm} = 20 \text{ cm} \\ h_t \geq 30 \text{ cm} \rightarrow h_t = 30 \text{ cm} = 30 \text{ cm} \\ \frac{h_t}{b} \leq 4 \rightarrow \frac{30}{20} = 1,5 < 4 \end{array} \right\} \text{.....Condition vérifiée}$$

III-6-1-2- Détermination des charges :

- Poids propre de la poutre : $G_1 = 0,30 \times 0,20 \times 25 = 1,5 \text{ KN/ m}$
- Poids propre du mur extérieur : $G_2 = 3,15 \times (2,04 - 0,35) = 5,323 \text{ KN/ m}$
- Réaction du palier à L'ELU : $T_u = 25,46 \text{ KN}$
- Réaction du palier à L'ELS : $T_s = 18,42 \text{ KN}$

III-6-1-3- Calculs à l'ELU :➤ **Combinaison des charges :**

$$q_u = 1,35 \times (G_1 + G_2) + T_u \rightarrow q_u = 1,35 \times (1,5 + 5,353) + 25,46 = \mathbf{34,67 \text{ KN/m}}$$

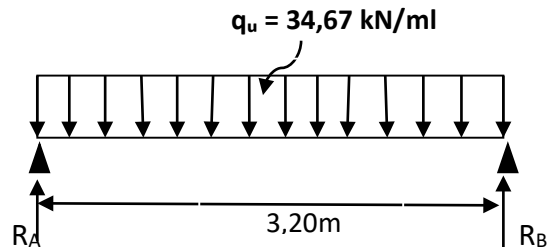
➤ **Calcul des efforts internes :**

Figure III-6-1: Schéma statique de la poutre palière horizontale à l'ELU.

• **Moment isostatique :**

$$M_0 = \frac{q_u \times L^2}{8} = \frac{34,67 \times 3,20^2}{8} = 44,37 \text{ kN.m}$$

En tenant compte l'effet de semi encastrement

$$M_a = (-0,3) M_0 = (-0,3) \times 44,37 = \mathbf{-13,31 \text{ KN.m}}$$

$$M_t = (0,85) M_0 = (0,85) \times 44,37 = \mathbf{37,71 \text{ KN.m}}$$

• **Effort tranchant :**

$$R_A = R_B = \frac{q_u \times L}{2} = \frac{34,67 \times 3,20}{2} = \mathbf{55,47 \text{ KN}}$$

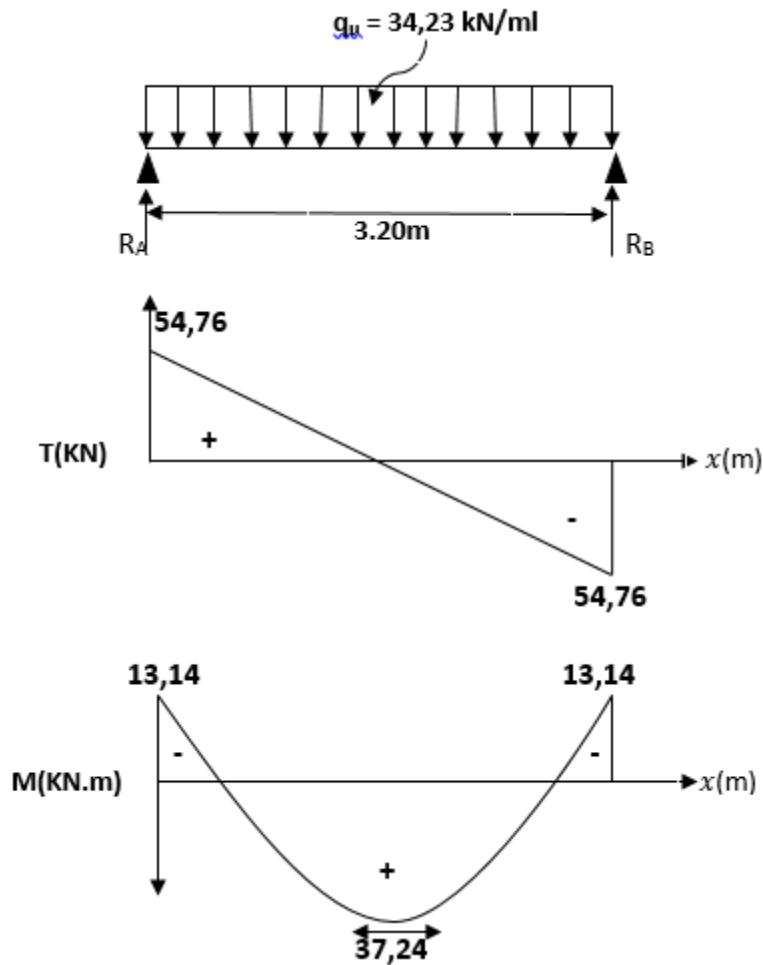


Figure III-6-2 : diagramme des efforts internes à l'ELU.

III-6-1-4- Ferrailage :

➤ Aux appuis : $M_a = -13,31 \text{ kN.m}$

$$\mu_b = \frac{Ma}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{13,31 \times 10^3}{25 \times 28^2 \times 14,2} = 0,047 \leq \mu_l = 0,392$$

⇒ S.S.A

$$\mu_b = 0,047 \longrightarrow \beta = 0,975$$

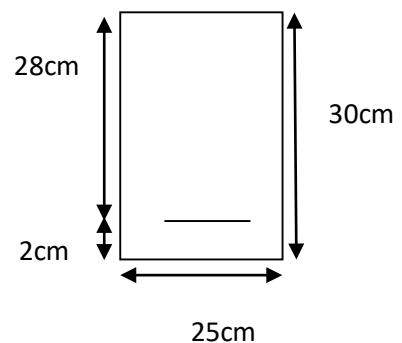
$$A_a = \frac{Ma}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{13,31 \times 10^3}{0,975 \times 28 \times 348} = 1,38 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA10 = 3.14 cm² ; S_t = 25 cm**

➤ En travée : $M_t = 37,23 \text{ kN.m}$

$$\mu_b = \frac{Mt}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{37,23 \times 10^3}{25 \times 28^2 \times 14,2} = 0,133 \leq \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_b = 0,133 \longrightarrow \beta = 0,939$$



$$A_t = \frac{Mt}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{37,23 \times 10^3}{0,939 \times 28 \times 348} = 4,06 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA14 = 6,15cm² ; S_t = 25 cm**

III-6-1-5- Vérification à l'ELU :

A. Condition de non fragilité : (Art A.4.2.1 / BAEL 91) :

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 25 \times 28 \times 2,1}{400} = 0,85 \text{ cm}^2$$

Aux appuis : $A_q = 3,14 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,85 \text{ cm}^2$ **Condition vérifiée.**

En travée : $A_t = 6,15 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,85 \text{ cm}^2$ **Condition vérifiée.**

B. Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres :

Il faut vérifier que : $\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9d \sum U_i} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28}$

$$V_u^{\max} = 25,46 \text{ KN}$$

Ψ_s : coefficient de scellement

$\Psi_s = 1,5$ (barre de haute adhérence)

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

$$\sum U_i = n \times \pi \times \phi = 4 \times 3,14 \times 14 = 175,84 \text{ cm}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ Mpa}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9 \times d \times \sum n_i} = \frac{25,46 \times 10^3}{0,9 \times 280 \times 175,84} = 0,57 \text{ Mpa}$$

$\tau_{se} = 0,57 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ Mpa}$ Condition vérifiée.

(Pas de risque d'entraînement des barres)

C. Vérification de la contrainte tangentielle : (BAEL 91 / Art A.5.1)

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{b \cdot d} < \bar{\tau}_u = \min \{ 0,133 f_{c28} ; 5 \text{ Mpa} \}$

$$V_u^{\max} = 25,46 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{b \cdot d} = \frac{25,46 \times 10^3}{250 \times 280} = 0,36 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,2 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ Mpa} \right\} = \min \{ 0,133 \times 25 ; 5 \text{ Mpa} \} = 3,325 \text{ Mpa}$$

$\tau_u = 0,36 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 3,325 \text{ Mpa}$ Condition vérifiée.

Il n'y a pas de risque de cisaillement, d'où aucune armature transversale n'est nécessaire.

D. Influence de l'effort tranchant :**Sur le béton :**

On doit vérifier aux voisinages des appuis que :

$$V_u^{\max} \leq 0,4 \times b \times a \times f_{c28} / \gamma_b \quad ; \quad \text{avec: } a = 0,9 \times d$$

$$V_u^{\max} = 25,46 \text{ KN} \leq 0,4 \times 25 \times 0,9 \times 28 \times \frac{25}{1,5} \times 10^{-1} = 420 \text{ KN} \quad \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Sur l'acier :

On doit vérifier que : $A_a > \frac{V_s}{f_e} \left(v_u + \frac{Ma}{0,9d} \right)$

$$A_a = 3,14 \text{ cm}^2 > \frac{1,15}{400 \times 10^{-1}} \left(25,46 + \frac{13,14}{0,9 \times 0,28} \right) = 2,23 \text{ cm}^2 \quad \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

III-6-1-6- Calcul les armatures transversales :**➤ Diamètre des armatures transversales :**

$$\emptyset_t \leq \min \left\{ \frac{h_t}{35} ; \frac{b}{10} ; \emptyset_1 \right\}$$

h_t : hauteur totale de la poutre ($h_t=30\text{cm}$).

\emptyset_1 : diamètre maximal des armatures longitudinales.

B : largeur de la poutre ($b=25\text{cm}$).

$$\emptyset_t \leq \min \left\{ \frac{300}{35} ; \frac{200}{10} ; 14\text{mm} \right\} = 8,57\text{mm}$$

On opte pour un cadre et un étrier en **HA8**.

🔧 Exigence du RPA99(Art.7.5.2) d'espacement entre les barres :**1. Armatures longitudinales :**

Le pourcentage total minimal des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5 % en toute la section.

$$A_l = A_t + A_a = 4\text{HA}14 + 4\text{HA}10 = 6,15 + 3,14 = 9,29 \text{ cm}^2$$

$$0,5 \% \text{ de la section} = 0,005 \times b \times h = 0,005 \times 20 \times 30 = 3,00 \text{ cm}^2$$

$$A_l = 9,29 \text{ cm}^2 > 0,5 \% \text{ de la section} = 3,00 \text{ cm}^2 \quad \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

2. Armatures transversales :**• En zone nodale (appuis) :**

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12\emptyset_t \right\} = \min \left\{ \frac{30}{4} = 7,5\text{cm} ; 12 \times 1 = 12\text{cm} \right\} = 7,5\text{cm}$$

Soit : **$S_t = 7\text{cm}$**

- **En zone courante (travée) :**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{30}{2} = 15 \text{ cm} \quad ; \quad S_t = 15 \text{ cm}$$

- **Quantité d'armature transversale :**

$$A_t \geq A_{\min} = 0,003 \times S_t \times b = 0,003 \times 15 \times 20$$

$$A_t = 6,15 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 0,9 \text{ cm}^2$$

III-6-1-7- Calculs à l'ELS :

- **Combinaison des charges :**

$$q_s = 1,35 \times (G_1 + G_2) + T_s$$

$$q_s = 1,35 \times (1,5 + 5,00) + 18,42 = 27,19 \text{ KN/m}$$

- **Calcul des efforts internes :**

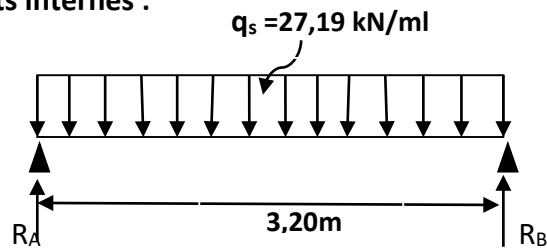


Figure III-6-3 : Schéma statique de la poutre palière horizontale à l'ELS.

- **Moment isostatique :**

$$M_0 = \frac{q_s \times L^2}{8} = \frac{27,19 \times 3,20^2}{8} = 34,80 \text{ kN.m}$$

En tenant compte l'effet de semi encastrement

$$M_a = (-0,3) M_0 = (-0,3) \times 34,80 = -10,44 \text{ KN.m}$$

$$M_t = (0,85) M_0 = (0,85) \times 34,80 = 29,58 \text{ KN.m}$$

- **Effort tranchant :**

$$R_A = R_B = \frac{q_s \times L}{2} = \frac{27,19 \times 3,20}{2} = 43,50 \text{ KN}$$

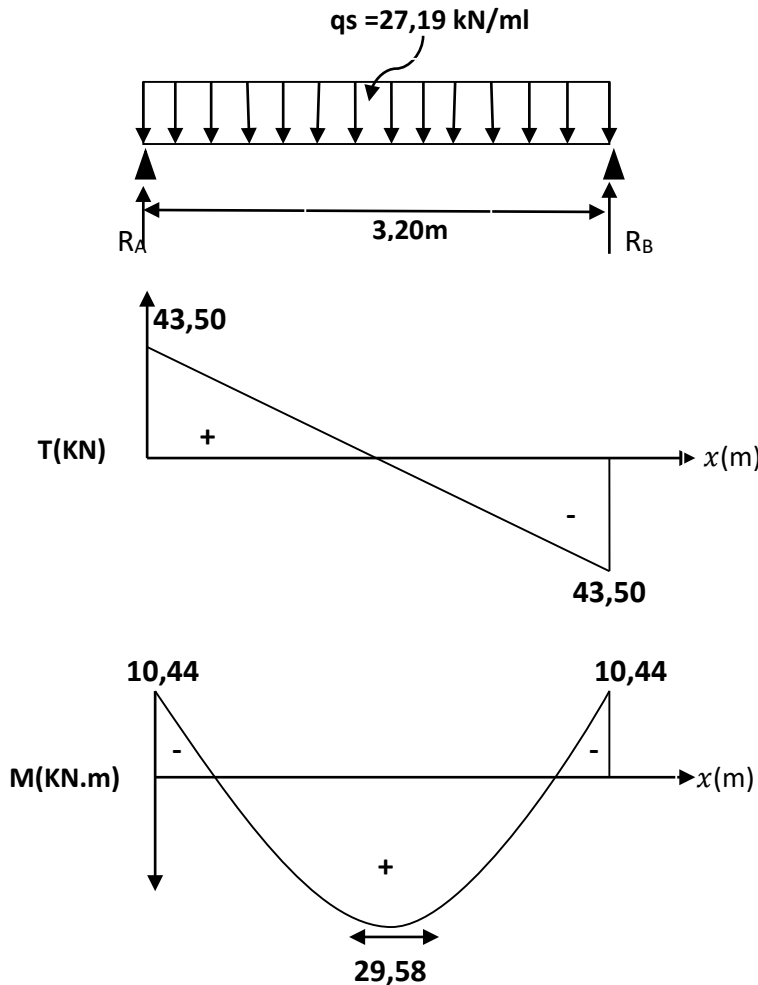


Figure III-6-4 : diagramme des efforts internes à l'ELS.

III-6-1-8- Vérifications à l'ELS :

A. Vérification des contraintes dans le béton et les aciers :

1. L'état limite d'ouverture des fissurations :

La fissuration est considérée comme peu nuisible, alors aucune vérification n'est nécessaire ;
Alors la section est justifiée vis avis des ouvertures des fissures.

2. L'état limite de compression du béton (BAEL91/ A.4.5.2) :

La fissuration étant peu nuisible, On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$

➤ Aux appuis ($M_a^s = -10,44 \text{ KN.m}$) :

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{bd} = \frac{100 \times 3,14}{25 \times 28} = 0,448$$

$$\rho_1 = 0,448 \rightarrow \beta_1 = 0,898$$

$$K_1 = 34,02$$

- La contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_s = \frac{M_{as}}{A \beta_1 d} = \frac{10,44 \times 10^3}{3,14 \times 0,898 \times 28} = 132,23 \text{ Mpa}$$

- La contrainte dans le béton est :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{132,23}{34,02} = 3,88 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 3,88 \text{ Mpa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ En travée ($M_t^s = 29,58 \text{ KN.m}$) :

$$\rho_1 = \frac{100 \times A}{bd} = \frac{100 \times 6,15}{25 \times 28} = 0,878$$

$$\rho_1 = 0,547 \longrightarrow \beta_1 = 0,889$$

$$K_1 = 30,04$$

- La contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_s = \frac{M_{ts}}{A \beta_1 d} = \frac{29,58 \times 10^3}{6,15 \times 0,889 \times 28} = 193,22 \text{ Mpa}$$

- La contrainte dans le béton est :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{193,22}{30,04} = 6,43 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 6,43 \text{ Mpa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

A. Vérification de la flèche :

La vérification à la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont satisfaites :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{h}{l} = \frac{30}{320} = 0,0937 > \frac{1}{16} = 0,0625 \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_0} \Rightarrow \frac{30}{320} = 0,0937 > \frac{34,80}{10 \times 43,81} = 0,079 \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$\frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{6,15}{25 \times 28} = 0,0087 < \frac{4,2}{400} = 0,0105 \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Les trois conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

✚ Conclusion :

Le ferrailage retenu est le suivant :

- Aux appuis : $A_a = 4\text{HA}10$
- En travée : $A_t = 4\text{HA}14$

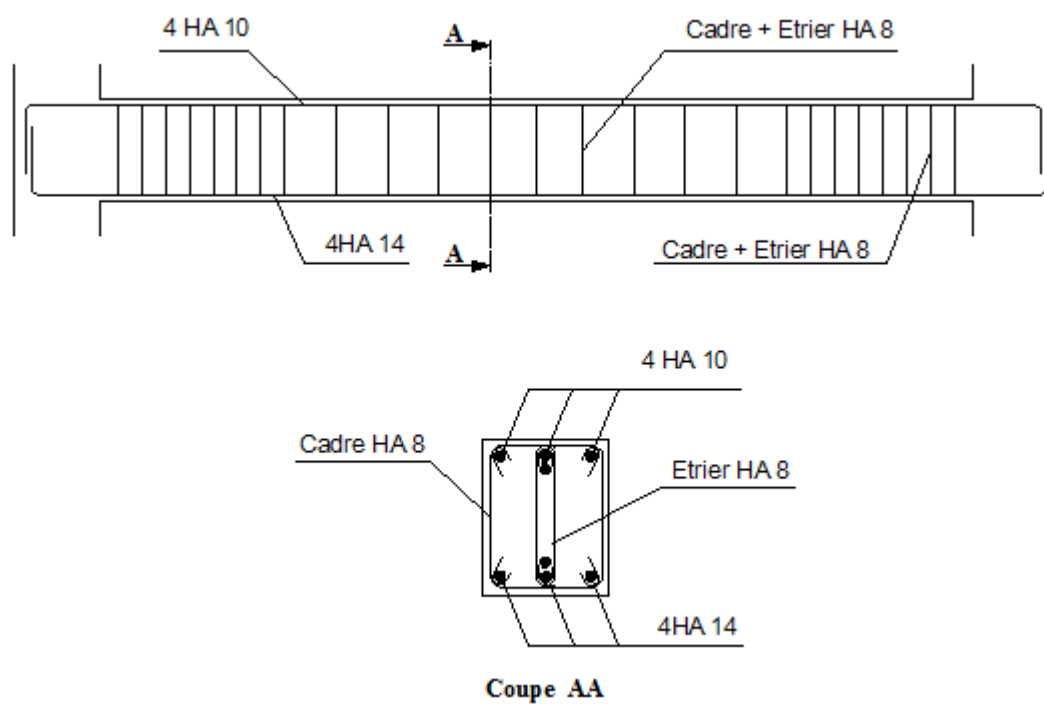


Figure III-6-10 : Ferrailage de la poutre palière .

III-7- Calcul de la salle machine :

III-7-1- Introduction :

Un ascenseur est un appareil servant à déplacer verticalement des personnes ou des charges vers les différents étages de l'immeuble. Les ascenseurs (ou monte-charges) sont constitués de trois éléments essentiels :

- Le mécanisme d'entraînement constitué du moteur, du réducteur et du frein.
- La cabine.
- Le contrepoids.

Vu le nombre important de niveaux que comporte notre structure, un ascenseur a été prévu. La surface de sa cabine est $(1,61 \times 1,51 = 2,43 \text{m}^2)$; la charge totale que le système de levage transmet est estimé à 10 tonnes répartie sur une surface de $(80 \times 80) \text{cm}^2$. La surcharge d'exploitation Q est prise égale à 1KN/m^2 .

III-7-2- Calcul de la dalle pleine :

- La dalle est coulée sur place liée par des amorces.
- La machine est centrée au milieu.
- Pour le calcul de cette dalle on utilisera les abaques de PIGEAUD.

III-7-2-1- Dimensionnement :

La dalle n'est pas continue. $L_x = 151 \text{ cm}$; $L_y = 161 \text{ cm} \rightarrow S = 2,43 \text{m}^2$

$$H_t = \frac{L_x}{30} = \frac{151}{30} = 5,03 \text{cm}$$

NB : le RPA 2003 exige une hauteur $h_t \geq 12 \text{ cm}$, ainsi, nous adoptons une hauteur : $h_t = 15 \text{cm}$

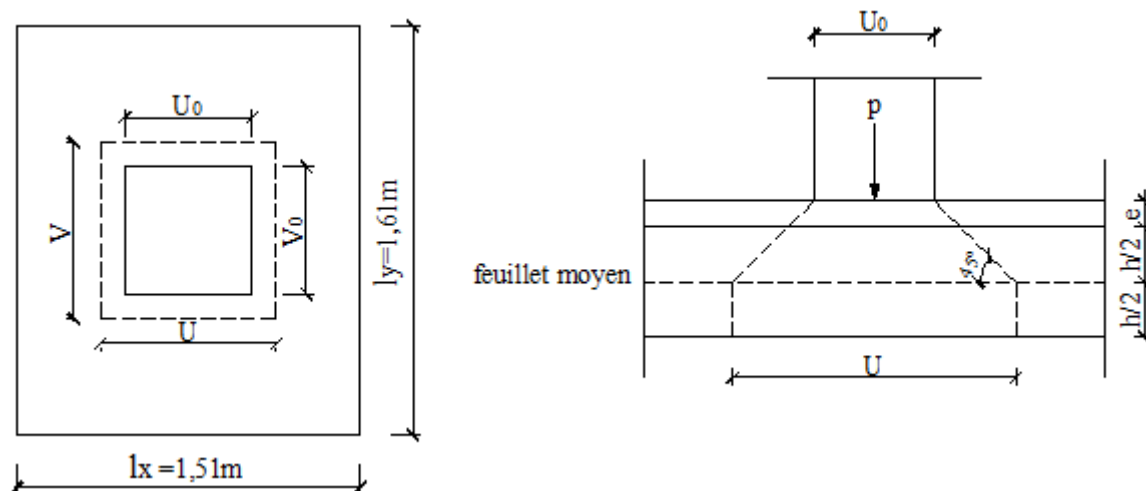


Figure III-7-1: diffusion de la charge au niveau du feuillet moyen.

Épaisseur de la dalle : $e_p=15$ cm

Épaisseur du revêtement : $e= 5$ cm

$$P = \frac{l_x}{l_y} = \frac{151}{161} = 0,937 \rightarrow 0.4 \leq \frac{l_x}{l_y} = 0,937 \leq 1.2 \rightarrow \text{la dalle travaille dans les deux directions.}$$

Nous avons : $U=U_0+2. \xi. e+h_0$

$$V=V_0+2. \xi. e+h_0$$

Avec :

h_0 : épaisseur de la dalle ($h_0=15$ cm)

ξ : coefficient dépendant de la nature de revêtement ($\xi=1$)

e : épaisseur du revêtement ($e=5$ cm)

$(U_0 \times V_0)$: surface de contact ($V_0=80$ cm ; $U_0=80$ cm)

$(U \times V)$: surface d'impact au niveau du feuillet moyen

$$\text{Donc : } V=80+(2 \times 5) +15=105\text{cm}$$

$$U=80+(2 \times 5) +15=105\text{cm}$$

III-7-2-2- Détermination des sollicitations :

➤ À L'ELU :

Poids propre de la dalle $G=0.15 \times 25 \times 1=3.75$ KN/ml

La charge d'exploitation Q est prise égale à 1 KN/ml

$$P_u=1,35 \times P = 1,35 \times 100= 135 \text{ KN (charge concentrée du système de levage)}$$

$$q_u=1.35 G+1.5 Q = 1,35 \times 3,75+1,5 \times 1=6,56 \text{ KN/ml (charge uniformément répartie).}$$

➤ À L'ELS :

$$P_s=P=100 \text{ KN/ml}$$

$$q_s=G+Q=3.75+1=4.75 \text{ KN/ml}$$

III-7-2-3- Calcul à l'état limite ultime (ELU):

➤ Les moments M_{x1} , M_{y1} engendré par le système de levage :

Les moments au milieu de la dalle pour une bande de 1m de largeur dans le sens de la petite portée et de la grande portée sont respectivement : $M_{x1}= P_u (M_1+vM_2)$; $M_{y1}=P_u (M_2+vM_1)$

$$v : \text{coefficient de poisson} \begin{cases} v = 0 \text{ à l'ELU} \\ v = 0.2 \text{ à l'ELS} \end{cases}$$

M_1 et M_2 : coefficients données en fonction de $(\rho ; \frac{u}{l_x} ; \frac{v}{l_y})$ à partir des abaques de PIGEAUD.

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1.51}{1.61} = 0,9 ; \frac{u}{l_x} = 0,69 ; \frac{v}{l_y} = 0,65$$

$$\begin{cases} \frac{u}{l_x} = 0,6 \\ \frac{v}{l_y} = 0,6 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} M_1 = 0,085 \\ M_2 = 0,067 \end{cases}$$

Système de levage :

- **À l'ELU :** $M_{x1} = P_u \times M_1$ et $M_{y1} = P_u \times M_2$

$$M_{x1} = P_u \times M_1 = 135 \times 0,085 = 11,475 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = P_u \times M_2 = 135 \times 0,067 = 9,045 \text{ KN.m}$$

- **Dalle pleine :**

- **Calcul de M_{x2} et M_{y2} dus au poids propre et à la surcharge de la dalle pleine :**

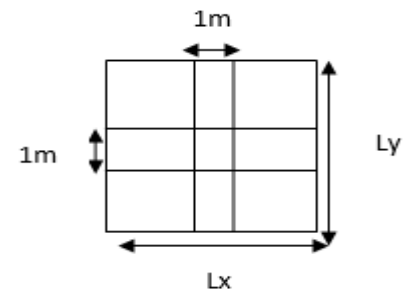
Nous avons : $0.4 \leq \rho = 0,937 \leq 1 \rightarrow$ La dalle travaille dans les 2 sens (L_x et L_y).

Le calcul se fera pour une bande de 1m de largeur. Les moments sont donnés par les

$$\text{formules : } \begin{cases} M_{x^2} = \mu_x \cdot q_u \cdot l_x^2 \\ M_{y^2} = \mu_y \cdot M_{x^2} \end{cases}$$

Avec : $\begin{cases} M_{x^2} : \text{le moment fléchissant dans le sens de } L_x \\ M_{y^2} : \text{le moment fléchissant dans le sens de } L_y \\ \mu_x \text{ et } \mu_y : \text{coefficients données en fonction de } \rho \text{ et } \vartheta \end{cases}$

$$\text{Pour : } \begin{cases} \rho = 0,93 \\ \vartheta = 0 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0428 \\ \mu_y = 0,841 \end{cases}$$



$$M_{x2} = \mu_x \times q_u \times L_x^2 = 0,0428 \times 6,36 \times 1,51^2 = 0,62 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} = 0,841 \times 0,62 = 0,52 \text{ KN.m}$$

- **Superposition des moments agissant au centre du panneau :**

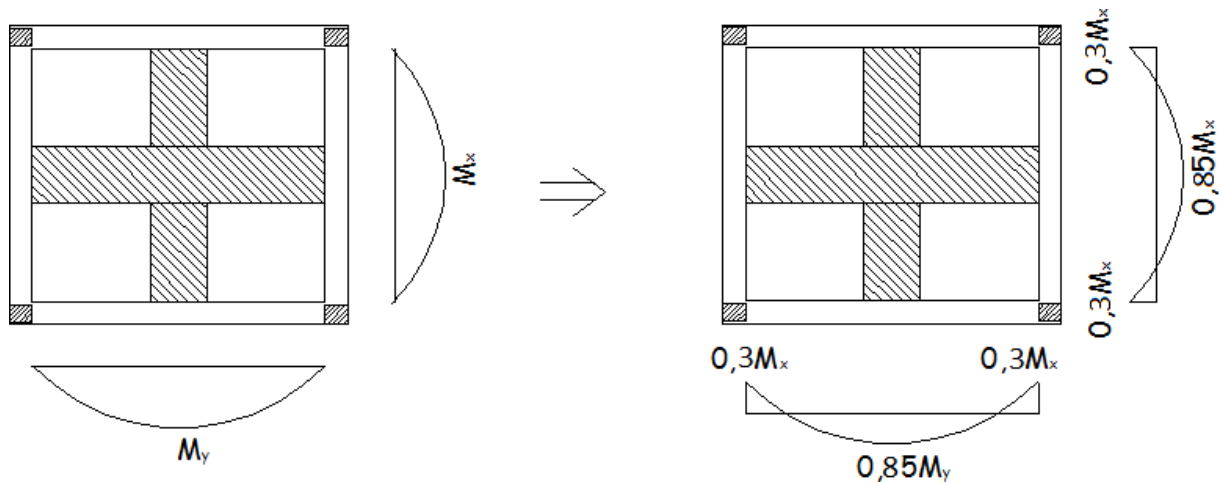
$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 11,475 + 0,62 = 12,095 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 9,045 + 0,52 = 9,565 \text{ KN.m}$$

- ✓ **Remarque :**

Afin de tenir compte du semi encastrement de la dalle au niveau des voiles, les moments

Calculés seront minorés de **(0,85)** en travée et **(0,3)** aux appuis.



• **Sens L_x :**

En travées : $M_x^t = 0,85 \times 12,095 = 10, 28 \text{ KN.m}$

Aux appuis : $M_x^a = -0,3 \times 12,095 = -3, 62 \text{ KN.m}$

• **Sens L_y :**

En travées : $M_y^t = 0,85 \times 9,565 = 8, 13 \text{ KN.m}$

Aux appuis : $M_y^a = -0,3 \times 9,565 = -2, 86 \text{ KN.m}$

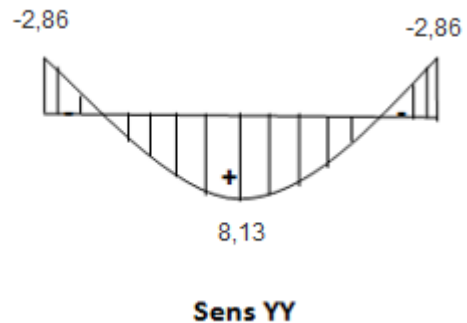
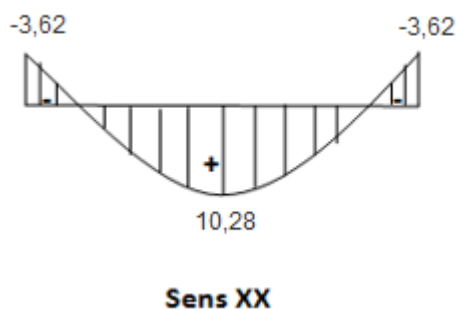


Figure III-7-2: les moments aux appuis et en travée dans les deux sens XX et YY à l'ELU.

III-7-3- Ferrailage :

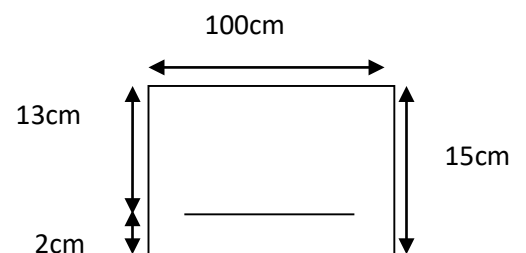
Les armatures dans le sens de la petite portée (X-X):

➤ **En travée :** $M_{x,t} = 10, 28 \text{ KN.m}$

$$\mu_b = \frac{M_x^t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{10,28 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,042 < \mu_l = 0,392 \rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_b = 0,042 \rightarrow \beta = 0,979$$

$$A_t = \frac{M_x^t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{10,28 \times 10^3}{0,979 \times 13 \times 348} = 2,32 \text{ cm}^2$$



Soit une section de : **4HA10 = 3.14 cm² ; s_t=25 cm**

➤ **Aux appuis :** $M_x^a = -3,62 \text{ KN.m}$

$$\mu_b = \frac{M_x^a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{3,62 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,015 < \mu_l = 0,392 \rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_b = 0,015 \rightarrow \beta = 0,992$$

$$A_{st} = \frac{M_x^a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{3,62 \times 10^3}{0,992 \times 13 \times 348} = 0,806 \text{ cm}^2$$

Soit une section de : **4HA8 = 2.01 cm² ; s_t=25 cm**

Les armatures dans le sens de la grande portée (Y-Y) :

➤ **En travée :** $M_y^t = 8,13 \text{ KN.m}$

$$\mu_b = \frac{M_y^t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{78,13 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,033 < \mu_l = 0,392 \rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_b = 0,033 \rightarrow \beta = 0,983$$

$$A_t = \frac{M_y^t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{8,13 \times 10^3}{0,983 \times 13 \times 348} = 1,82 \text{ cm}^2$$

Soit une section de : **4HA10=3.14 cm² ; S_t=25 cm**

➤ **Aux appuis :** $M_x^a = -2,86 \text{ KN.m}$

$$\mu_b = \frac{M_y^a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{2,86 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,011 < \mu_l = 0,392 \rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_b = 0,011 \rightarrow \beta = 0,994$$

$$A_{st} = \frac{M_y^a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{2,86 \times 10^3}{0,994 \times 13 \times 348} = 0,63 \text{ cm}^2$$

Soit une section de : **4HA8=2.01 cm² ; s_t=25 cm**

III-7-4- Vérification à l'ELU :

1. Condition de non fragilité (Art A.4.2.1 BAEL91) :

$$A_{st \text{ min}} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{st \text{ min}} \geq 0,23 \times 100 \times 13 \times \frac{2,1}{400} = 1,57 \text{ cm}^2$$

$$\text{Sens x-x: } \begin{cases} A_x^t = 3,14 \text{ cm}^2 > 1,57 \text{ cm}^2 \\ A_x^a = 2,01 \text{ cm}^2 > 1,57 \text{ cm}^2 \end{cases} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

$$\text{Sens } \mathbf{y-y'} : \begin{cases} A_y^t = 3.14 \text{ cm}^2 > 1.57 \text{ cm}^2 \\ A_y^t = 2.01 \text{ cm}^2 > 1.57 \text{ cm}^2 \end{cases} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

2. Espacement des armatures : (BAEL modifié 99/ Art A.8.2.42):

La fissuration est non préjudiciable L'écartement des barres d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :(charges concentrées)

- **Direction la plus sollicitée :**

$$S_t \leq \min (2h_t, 25 \text{ cm}) = \min (30 \text{ cm}; 25 \text{ cm})$$

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

- **Direction perpendiculaire :**

$$S_t \leq \min (3h_t ; 33 \text{ cm}) = \min (45 \text{ cm}; 33 \text{ cm})$$

$$S_t = 25 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

3. Vérifications de non poinçonnement (Art A.5.2.42/ BAEL) :

On admet qu'aucune armature transversale n'est nécessaire si la condition suivante est satisfaite : $q_u \leq 0.045 \mu_c \times h_t \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$

q_u : charge de calcul à l'ELU.

μ_c : périmètre de contour de l'aire sur laquelle agit la charge dans le plan de feuillet moyen.

h_t : épaisseur de la dalle.

$$\mu_c = 2(U+V) = 2(1.05+1.05) = 4.2 \text{ m}$$

$$q_u = 1.35 \times 100 = 135 \text{ KN} \leq 0.045 \times 4.2 \times 0.15 \times \frac{25 \times 10^3}{1.5} = 472.5 \text{ KN}$$

Aucune armature transversale n'est nécessaire.

4. Vérification de la contrainte tangentielle : (BAEL modifié 99/Art A.5.5.2) :

Il faut vérifier que : $\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} \leq 0.07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$

- Au milieu de "U" nous avons :

$$T_u = \frac{pu}{2u+v} ; \text{ avec } p_u = 135 \text{ KN.}$$

$$T_u = \frac{135}{2 \times 1.05 + 1.05} \times 1 \text{ ml} = 42.857 \text{ KN}$$

- Au milieu de "V" nous avons :

$$T_u = \frac{pu}{3v} = \frac{135}{3 \times 1.05} \times 1 \text{ ml} = 42.857 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} = \frac{42.857 \times 10^3}{1000.135} = 0.317 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = 0.07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0.07 \cdot \frac{25}{1.5} = 1.167 \text{ Mpa}$$

$\tau_u = 0.317 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 1.167 \text{ Mpa}$ condition vérifiée

III-7-5- Calcul à l'état limite de service (ELS):

➤ Les moments M_{x1} , M_{y1} engendré par le système de levage :

$$M_{x1} = P_s(M_1 + vM_2) ; M_{y1} = P_s(M_2 + vM_1)$$

$$P_s = P = 100 \text{ KN} ; v = 0.2 \text{ (à l'ELS)} ; M_1 = 0,085 ; M_2 = 0,067$$

$$M_{x1} = 100 \times (0,085 + 0,2 \times (0,067)) = 9,84 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = 100 \times (0,067 + 0,2 \times (0,085)) = 8,40 \text{ KN.m}$$

➤ Calcul de M_{x2} et M_{y2} dus au poids propre et à la surcharge de la dalle pleine :

$$\rho = 0,93 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0500 \\ \mu_y = 0,891 \end{cases}$$

$$M_{x2} = \mu_x \cdot q_s \cdot L_x^2 ; M_{y2} = \mu_y \cdot M_{x2} ; q_s = G + Q = 4,75 \text{ KN/ml}$$

$$M_{x2} = 0,0500 \times 4,75 \times 1,51^2 = 0,54 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = 0,891 \times 0,54 = 0,48 \text{ KN.m}$$

➤ Superposition des moments agissant au centre du panneau :

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 9,84 + 0,54 = 10,38 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 8,40 + 0,48 = 8,88 \text{ KN.m}$$

- Sens L_x :

En travée : $M_x^t = 0,85 \times 10,38 = 8,82 \text{ KN.m}$

Aux appuis : $M_x^a = -0,3 \times 10,38 = -3,11 \text{ KN.m}$

- Sens L_y :

En travée : $M_y^t = 0,85 \times 8,88 = 7,54 \text{ KN.m}$

Aux appuis : $M_y^a = -0,3 \times 8,88 = -2,66 \text{ KN.m}$

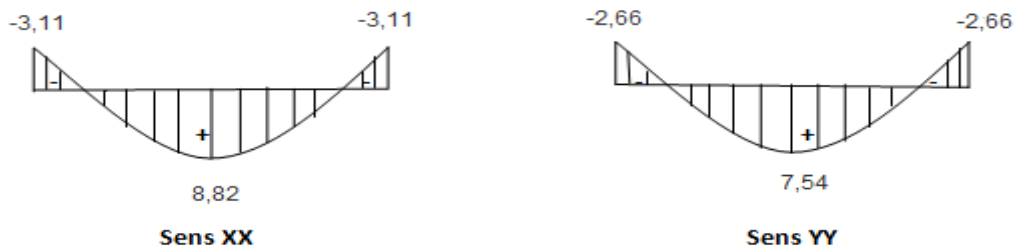


Figure III-7-3 : Les moments aux appuis et en travée dans les deux sens XX et YY à l'ELS.

III-7-6- Vérification à l'ELS :

1. Vérification des contraintes dans le béton et les aciers :

Il faut vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ ($\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$)

- **Aux appuis :**

Sens x-x ($M_x^a = -3,11 \text{ KN.m}$) : $A_a = 2.01 \text{ cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{bd} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 13} = 0,155$$

$$\rho_1 = 0,155 \longrightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0,935 \\ K_1 = 61,92 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{M x^a}{A \beta_1 d} = \frac{3.11 \times 10^3}{2,01 \times 0,935 \times 13} = 127,29 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{127,29}{61.92} = 2,05 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} = 2,05 \text{ Mpa} < 15 \text{ Mpa}$ **Condition vérifiée**

Sens y-y ($M_y^a = -2,57 \text{ KN.m}$) : $A_a = 2.01 \text{ cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{bd} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 13} = 0,155$$

$$\rho_1 = 0,155 \longrightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0,935 \\ K_1 = 61,92 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{M y^a}{A \beta_1 d} = \frac{2,66 \times 10^3}{2,01 \times 0,935 \times 13} = 108,87 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{105.19}{61.92} = 1,75 \text{ Mpa}$$

$\sigma_{bc} = 1,75 \text{ Mpa} < 15 \text{ Mpa}$**Condition vérifiée**

- **En travée :**

Sens x-x ($M_x^t = 8,82 \text{ KN.m}$): $A_t = 3.14 \text{ cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{bd} = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 13} = 0,242$$

$$\rho_1 = 0,242 \longrightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0,921 \\ K_1 = 48,29 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{M_x^t}{A \beta_1 d} = \frac{8,82 \times 10^3}{3.14 \times 0,921 \times 13} = 234,60 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{234,60}{48,29} = 4,85 \text{ Mpa}$$

$\sigma_{bc} = 4,85 \text{ Mpa} < 15 \text{ Mpa}$ **Condition vérifiée**

Sens y-y ($M_y^t = 7,54 \text{ KN.m}$): $A_t = 3.14 \text{ cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{bd} = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 13} = 0,242$$

$$\rho_1 = 0,242 \longrightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0,921 \\ K_1 = 48,29 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{M_y^t}{A \beta_1 d} = \frac{7,54 \times 10^3}{3.14 \times 0,921 \times 13} = 200,55 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{200,55}{48,29} = 4,15 \text{ Mpa}$$

$\sigma_{bc} = 4,15 \text{ Mpa} < 15 \text{ Mpa}$ **Condition vérifiée**

2. Vérification de la flèche :

On peut se dispenser de calculer la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées :

- $\frac{h}{l_x} \geq \frac{M_x^t}{20.M_x}$
- $\frac{A_x}{bd} \leq \frac{2}{f_e}$

$$1) \frac{h}{l_x} = \frac{15}{151} = 0,099 \geq \frac{M_x^t}{20.M_x} = \frac{0,85 \times 8,82}{20 \times 10,38} = 0,036 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

$$2) \frac{A_x}{b.d} = \frac{3.14}{100 \times 13} = 0,005 \leq \frac{2}{f_e} = \frac{2}{400} = 0,005 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire dans notre cas,

III-8-Conclusion :

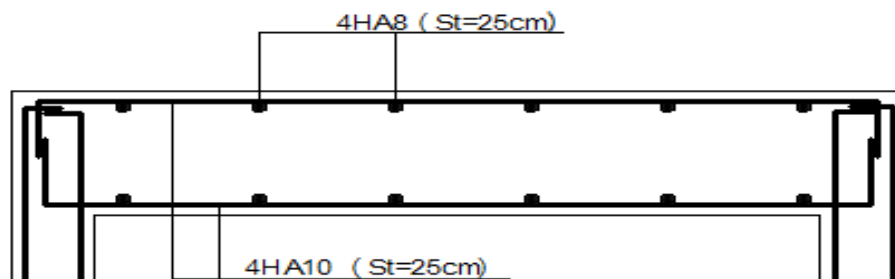
Après tous les calculs et toutes les vérifications effectuées, on adopte les sections d'armatures suivantes :

Dans le sens X-X :

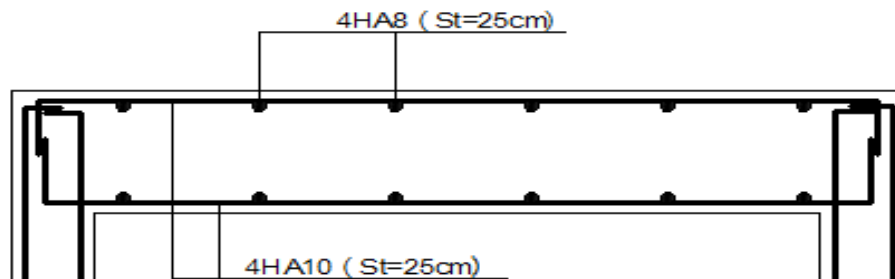
- Aux appuis : $4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$; $st=25\text{cm}$
- En travée : $4HA10 = 3.14 \text{ cm}^2$; $st=25\text{cm}$

Dans le sens Y-Y :

- Aux appuis : $4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$; $st=25\text{cm}$
- En travée : $4HA10 = 3.14 \text{ cm}^2$; $st=25\text{cm}$



Sens X-X



Sens Y-Y

Figure III-7-4 : Plan de ferrailage de la salle machine.

IV.1. INTRODUCTION :

Après avoir prédéfini notre structure, nous procédons à la modélisation de notre bâtiment en utilisant le logiciel ETABS qui est un logiciel de calcul et de conception des structures particulièrement adapté aux bâtiments et aux ouvrages de génie civil.

ETABS offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception et de vérification des structures ; il nous permet aussi la visualisation de la déformée du système, les diagrammes des efforts internes, les champs de contraintes, les modes de vibration...etc.

IV.2/GENERALITES SUR LE LOGICIEL :

IV.2.1/Description du logiciel ETABS (Extended Three Dimensions Anlyses Building System) :

L'**ETABS** est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour un calcul de bâtiment et ouvrages de génie civil, il permet une modélisation facile et rapide grâce à son interface graphique unique, Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique et son calcul est basé sur la MEF.

Grace à ces diverses fonctions, il permet une descente de charge automatique et rapide, un calcul automatique du centre de masse et de rigidité, ainsi que la prise en compte implicite d'une éventuelle excentricité accidentelle.

Ce logiciel utilise aussi une certaine terminologie propre au domaine du bâtiment (dalle, plancher, trumeau, linteau, etc...) et permet un transfert de données avec d'autres logiciels comme, Autocad, SAP2000.

IV. 2. 2/VERSION D'ETABS UTILISEE :

La version exploitée dans notre travail est l'ETABS Version 9.7

IV.3.ETAPES DE MODELISATION :

Les étapes de modélisation peuvent être résumées comme suit :

1. Choix des unités et introduction de la géométrie du modèle.
2. Spécification des propriétés mécaniques de l'acier et du béton.
3. Spécification des propriétés géométriques des éléments (poutre, poteaux ;voile ...)
4. Définition des charges (G, Q).
5. Introduction du spectre de réponse E selon RPA99/version2003
6. Définition du séisme.
7. Introduction des combinaisons d'actions.
8. Chargement des éléments.
9. Exécution de l'analyse et visualisation des résultats.

IV.3.1_/PREMIERE ETAPE :

✓ **Choix des unités :**

Le choix du système d'unités avant l'introduction des données dans ETABS, se fait sur l'icône qui se trouve au bas de côté droit de l'écran, on sélectionne **KN.m** comme unité de base pour les forces et déplacements :



Figure IV.1 Icône des unités dans ETABS.

✓ **Géométrie de base :**

Pour l'introduction de la géométrie de l'ouvrage sur ETABS, on procède de telle manière : En haut de l'écran et dans la première ligne on sélectionne

File → New model → Default.edb

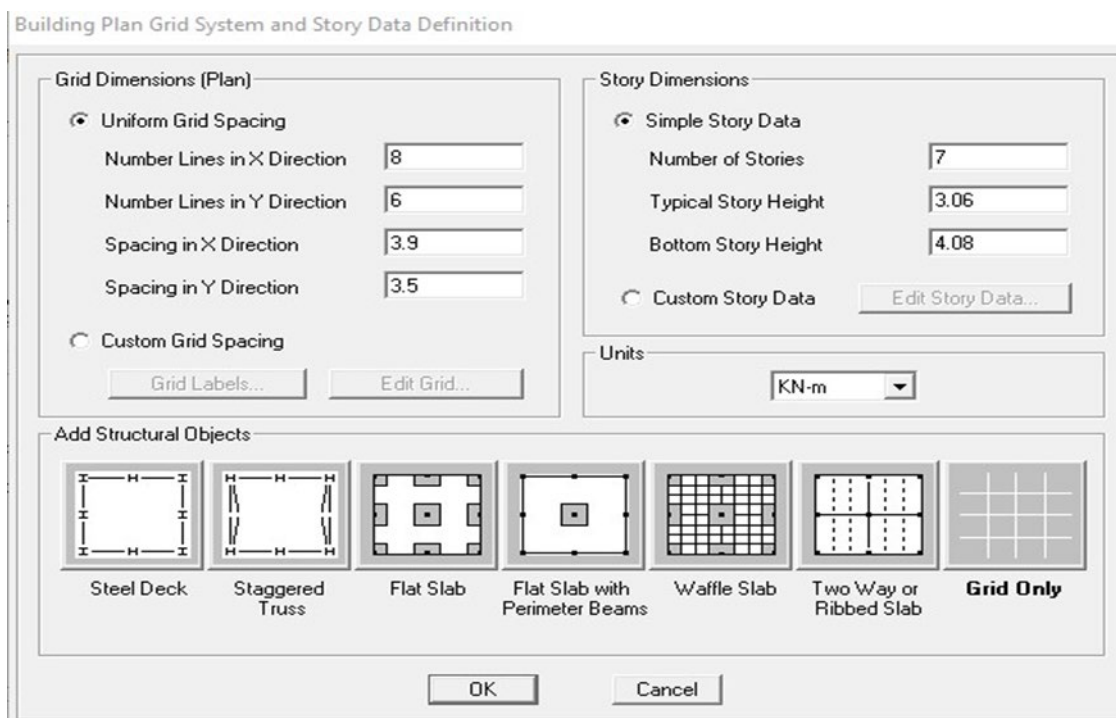


Figure IV.2 : Géométrie de base.

- Le nombre de portiques suivant x-x, (dans notre cas nous avons 8 lignes suivant x-x)
- Le nombre de portique suivant y-y, (dans notre cas nous avons 6 lignes suivant y-y)
- Le nombre des étages, (7 niveaux.)

✓ **Modification de la géométrie de base :**

On procédera à la modification des longueurs des trames et des hauteurs d'étage, comme suit :



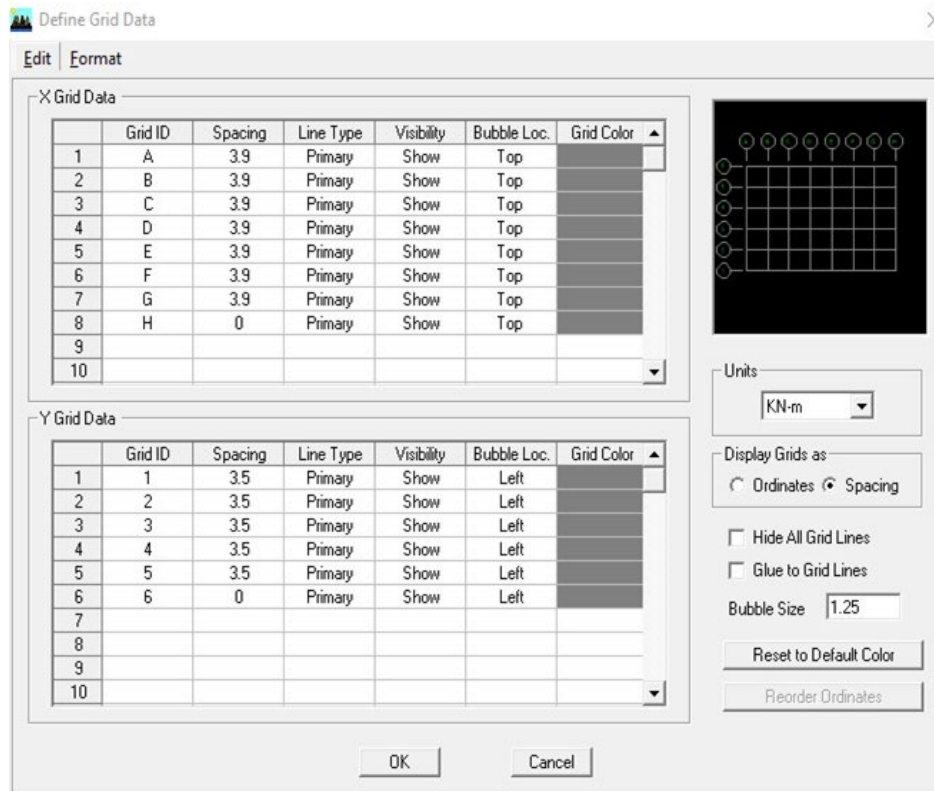


Figure IV.3 : Modification des longueurs des trames suivant X-X et Y-Y

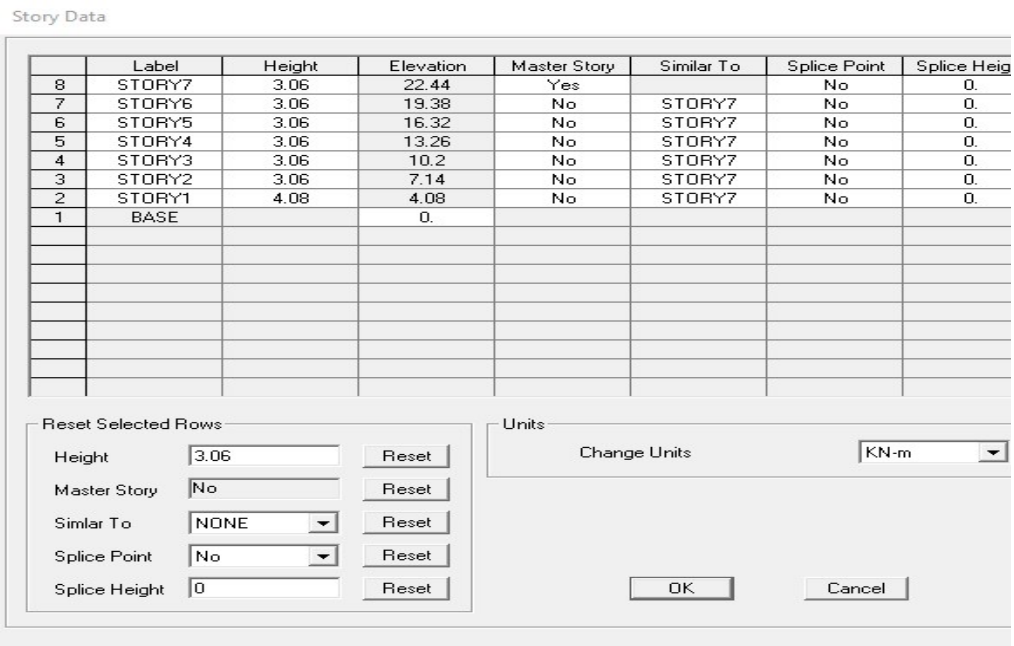

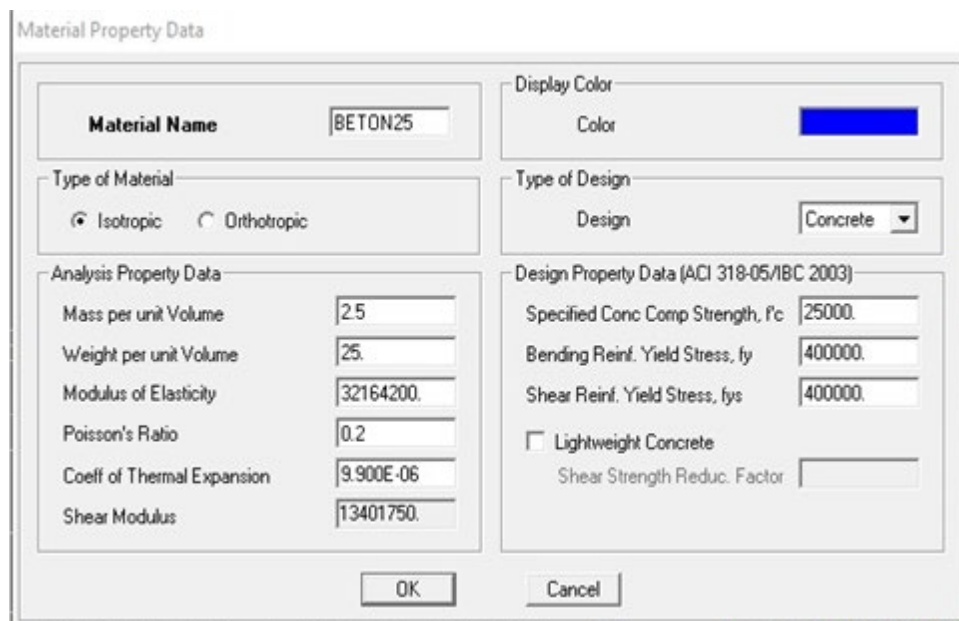


Figure IV.4 : Modification des hauteurs d'étages.

IV.3.2.DEUXIEME ETAPE :

La deuxième étape consiste à la définition des propriétés mécanique des matériaux(béton, acier et autres...), on clique sur :

Define ➡ **Material properties** ou bien l'icône  ➡ **Add New Material**, et on apporte les modifications inscrites dans la figure suivante :



The image shows a 'Material Property Data' dialog box with the following fields and values:

Field	Value
Material Name	BETON25
Display Color	Color (Blue)
Type of Material	Isotropic (selected), Orthotropic
Type of Design	Design: Concrete
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: 13401750.
Design Property Data (ACI 318-05/IBC 2003)	Specified Conc Comp Strength, f _c : 25000. Bending Reinf. Yield Stress, f _y : 400000. Shear Reinf. Yield Stress, f _{ys} : 400000. <input type="checkbox"/> Lightweight Concrete Shear Strength Reduc. Factor:
Buttons	OK, Cancel

Figure IV.5 : Définition des propriétés mécaniques du béton.

IV.3.3.TROISIEME ETAPE:

Cette étape consiste à la spécification des propriétés géométrique des éléments de type **Frame** et **plaques** (poutre, poteaux et voiles).

✓ *Poutre et poteaux :*

Define ➡ **Frame Sections** ➡ **Add Rectangular**, et on introduit les propriétés de ces poutres comme l'indique les figure ci-dessous :

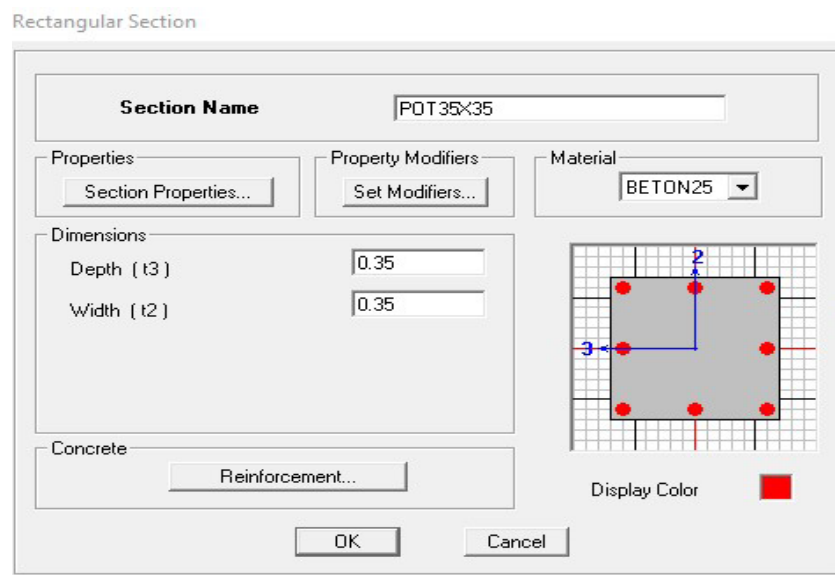


Figure IV.6 : Définition des propriétés Géométriques des poteaux.

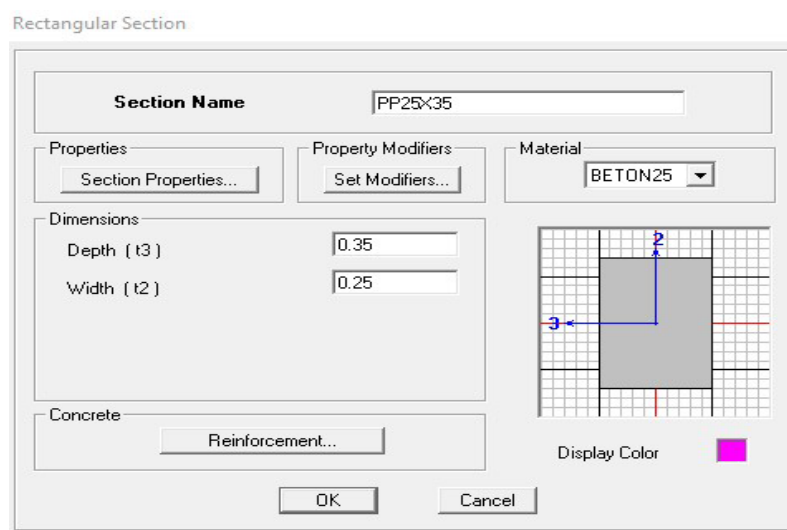



Figure IV.7 : Définition des propriétés géométriques des poutres.

 , Un cliquer sur cette icône nous permet de spécifier les Propriétés des barres armatures.

✓ **Éléments plaque (voile, plancher) :**

Define ➡ **Wall/Slab/Deck Sections**

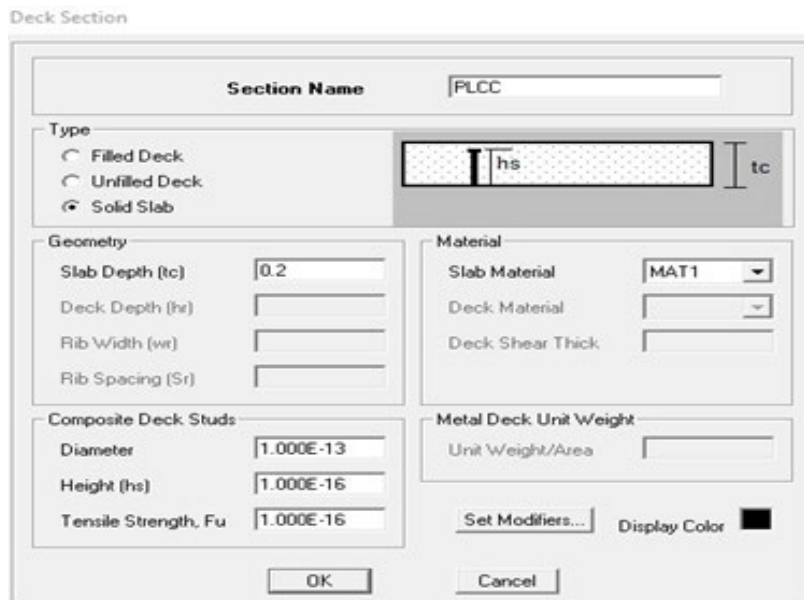


Figure IV.8: Dimensionnement des planchers des étages courants et terrasse.

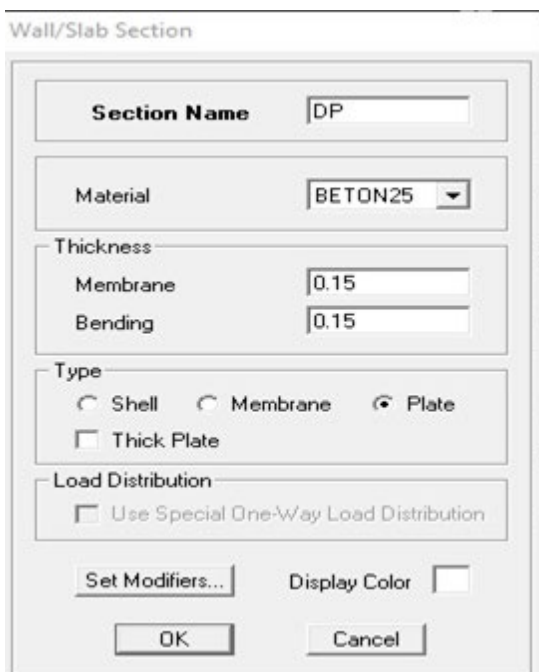


Figure IV.9 : Dimensionnement des dalles pleines.

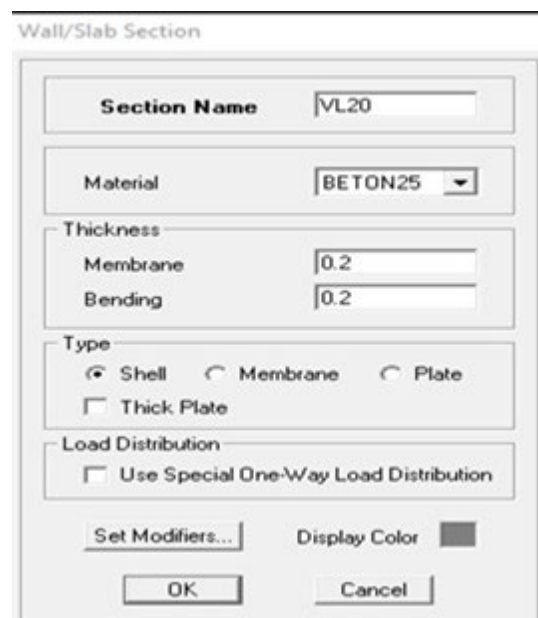



Figure IV.10 : Dimensionnement des voiles.

➤ Affectation des éléments dans le modèle :


L'affectation des éléments précédents au modèle se fait par plusieurs méthodes dont ;

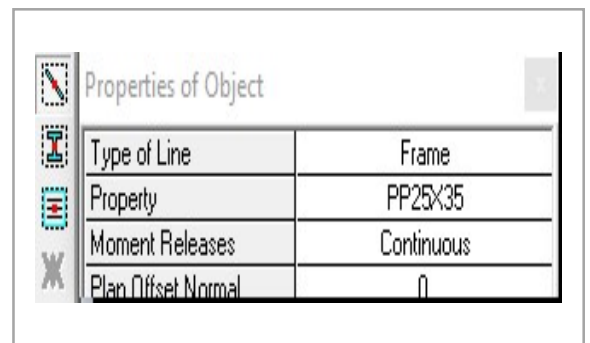
a. Poteaux :

Un clic sur cette icone  , une fenêtre sous-titre **properties of object** s'affichera je valide **pot 40x40** puis je modélise sur le modèle.




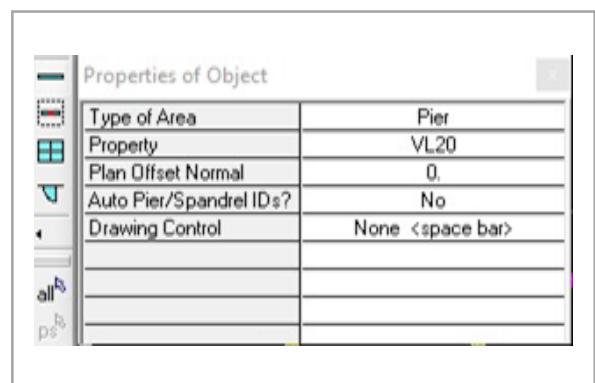
b. Poutres :

Un clic sur cette icone  , une fenêtre sous-titre **properties of object** s'affichera je valide **PP25x35** puis je modélise sur le modèle.



c. Voiles :

Un clic sur cette icone  , une fenêtre sous-titre **properties of object** s'affichera je valide **voile** puis je modélise sur le modèle.



IV.3.4. Quatrième étape : Définition des charges statique (G et Q) :

Notre structure soumise à :

Des charges permanentes **G** et les charges d’exploitation **Q**, pour les définir on procède de tel manière : **-Define** ➔ **Static Load Cases**

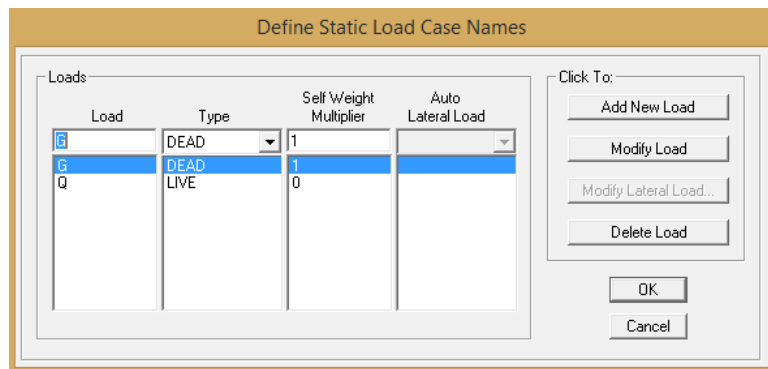


Figure IV.11 : Définition des charges G et Q.

Après avoir dessiné la structure, on doit définir les appuis et encastrer les poteaux et lesvoiles à la base du bâtiment. On sélectionne le tout et on procède de tel façon :

Assign ➔ **Joint/Point** ➔ **Restraints(supports)**



Figure IV.12: Encastrements des appuis.

➤ Masse source :

$$W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi} \quad (\text{Formule 4-5 RPA99/2003})$$

W_i : Poids total de la structure.

W_{Gi} : poids dû aux charges permanentes et celles des équipements fixes éventuellement solidaire de la structure.

W_{Qi} : Poids dû aux charges d'exploitation.

β : Coefficient de pondération en fonction de la nature et la durée de la charge d'exploitation (tableau 4.5 RPA99/2003)

($\beta=0.2$ Bâtiments à usage d'habitation)

L'inertie massique est déterminée automatiquement par **EATBS**.

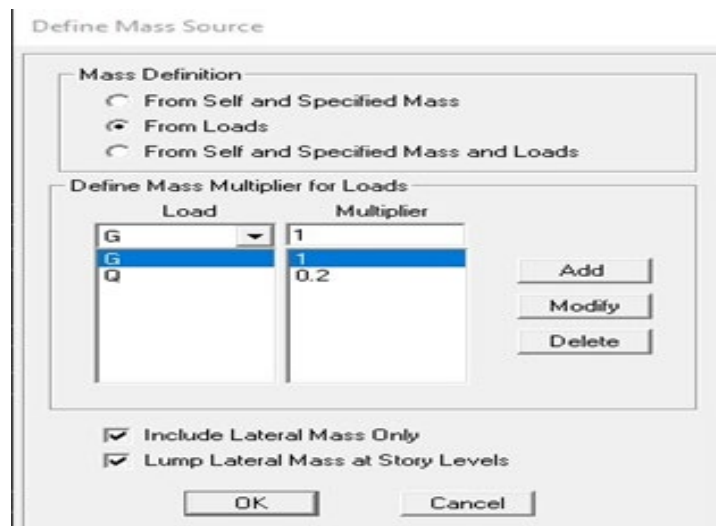


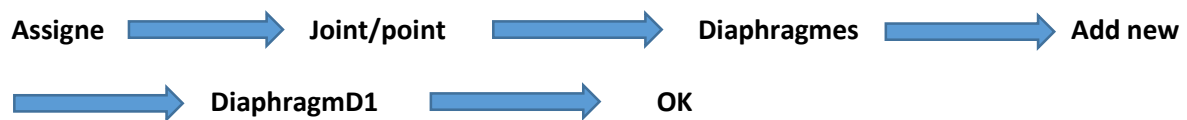
Figure IV.13 : Combinaison du poids (G+0.2Q).

➤ Diaphragme :

Les masses des planchers sont supposées concertées en leurs centres de masse. Qui sont désignées par la notation de « **Nœuds Maitres** ».

Comme les planchers sont supposés infiniment rigides, on doit relier les nœuds du même plancher à leurs nœuds maitres de telle sorte qu'ils puissent former un diaphragme ceci à pour effet de réduire le nombre d'équations à résoudre par **ETABS**.

Pour définir ces planchers on procède de telle façon. Commenant par la sélection de premier plancher et procédons comme suit :



Et on procède de la même manière pour le reste des planchers.

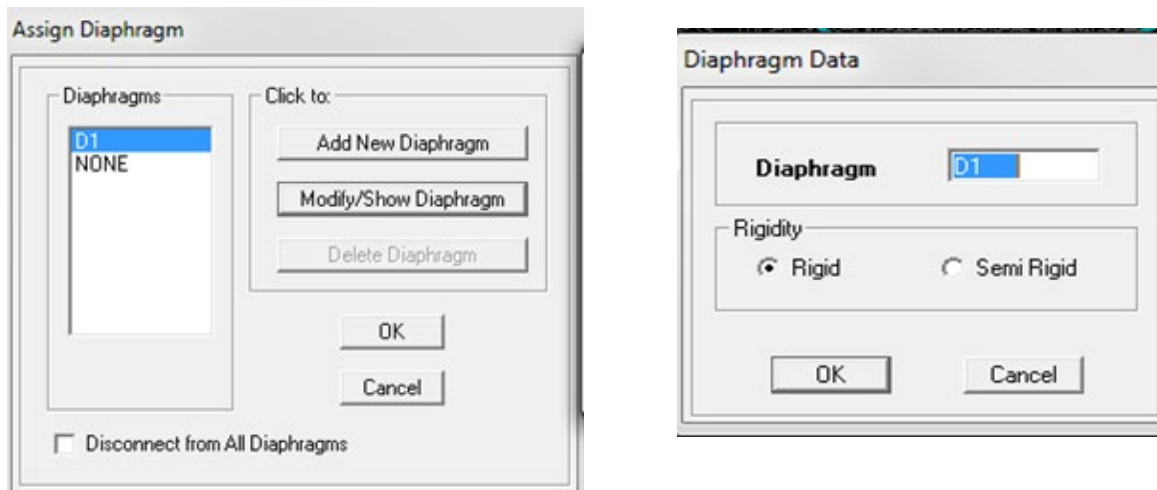


Figure IV.14 : Diaphragmes.

IV.3.5. CINQUIEME ETAPE :

Pour le calcul dynamique de la structure on introduira un spectre de réponse, il s'agit d'une courbe de réponse maximale d'accélération pour un système à un degré de liberté soumis à une excitation donnée pour des valeurs successives de périodes propres

➤ Données à introduire dans le logiciel :

- **Zone : II-a** (Zone à sismicité élevée, voir **Annexe 1** du **RPA 99/2003**)
- **Groupe d'usage : 2** (bâtiments courants, voir chapitre **3.2** du **RPA 2003**)
- **Coefficient de comportement : $R=3,5$ (voile porteur)**
- **Remplissage : Dense**
- **Site : S3 (site meuble)**
- **Facteur de qualité (Q): $Q=1+\sum P_q$; $Q=1,20$.**



On ouvre l'application en cliquant sur l'icône :

Paramètres RPA99 Version 2003

Fichier Aide

Graph du spectre Les valeurs

Les valeurs du spectre de reponse sont:

0.000	0.313
0.010	0.308
0.020	0.304
0.030	0.300
0.040	0.296
0.050	0.292
0.060	0.288
0.070	0.284
0.080	0.279
0.090	0.275
0.100	0.271
0.110	0.267
0.120	0.263
0.130	0.259

-\Coef. d'accélération de zone:
 A = 0.25
 -\Facteur de qualité:
 Q = 1.20
 -\Coef. de comportement:
 R = 3.50
 -\Période caractéristique 1:
 T1 = 0.15
 -\Période caractéristique 2:
 T2 = 0.50
 -\Pourcentage d'amortissement critique:
 $\epsilon = 6.00$
 -\Facteur de correction d'amortissement:
 $\eta = 0.94$

Zone: Zone IIa: Sismicité moyenn
 Site: S3: Site meuble
 Facteur de qualité: 1.20 [Changer]

Group d'usage: 1A: Ouvrages d'importance vitale
 Matériau constitutif: Portiques: Béton armé (Léger)
 Système de contreventement: Béton armé: Voiles porteurs

[Calculer]

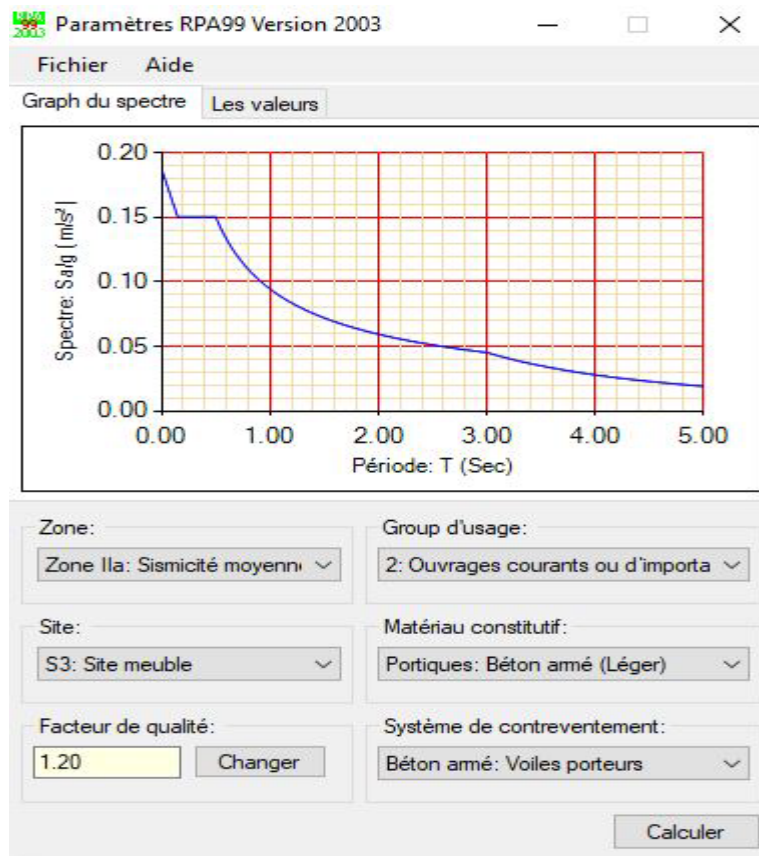


Figure IV.15 : Le spectre de réponse.

Après avoir introduit les données dans leurs cases respectives, on clique sur l'onglet **Text** et on enregistre. Ensuite on introduit le spectre dans le logiciel **ETABS** par :

Define ➡ **Response Spectrum Function**

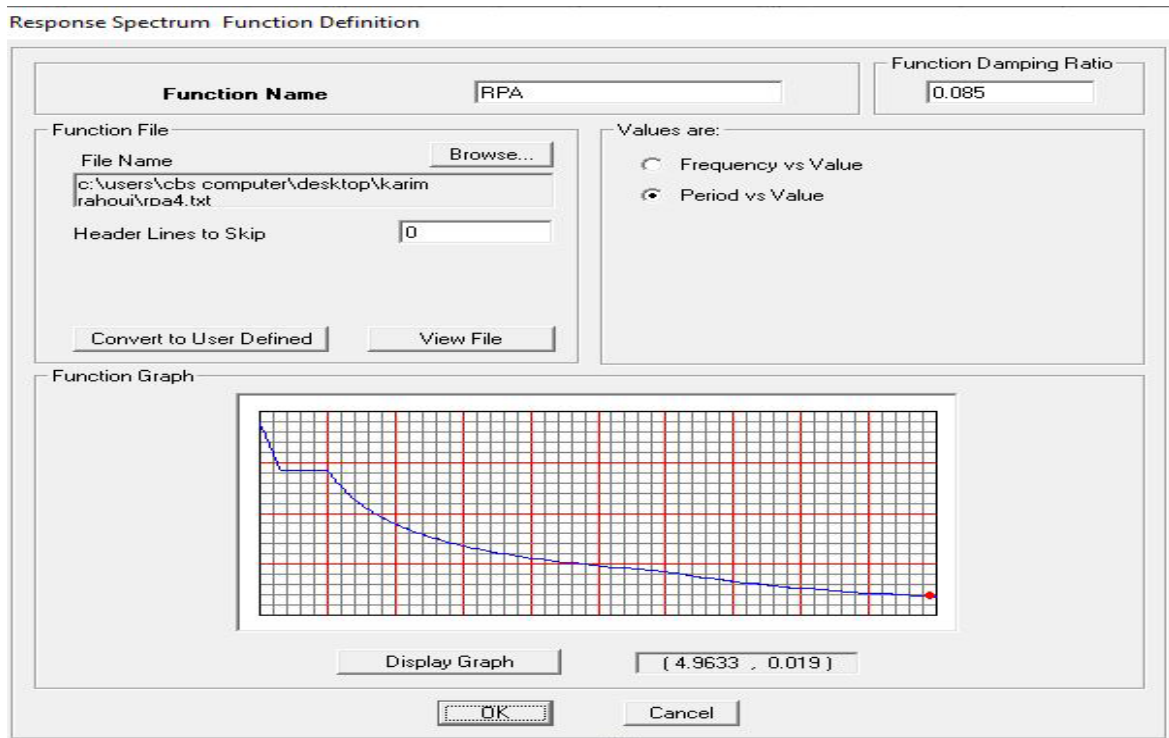


Figure IV.16 : Introduction du spectre de réponse.

IV.3.5.SIXIEME ETAPE :

Cette étape consiste à la définition du chargement **EX** et **EY** (séisme), pour cela on procède comme suit :

Define ➡ **Reponses spectrum cases** ➡ **Add New Spectrum.**

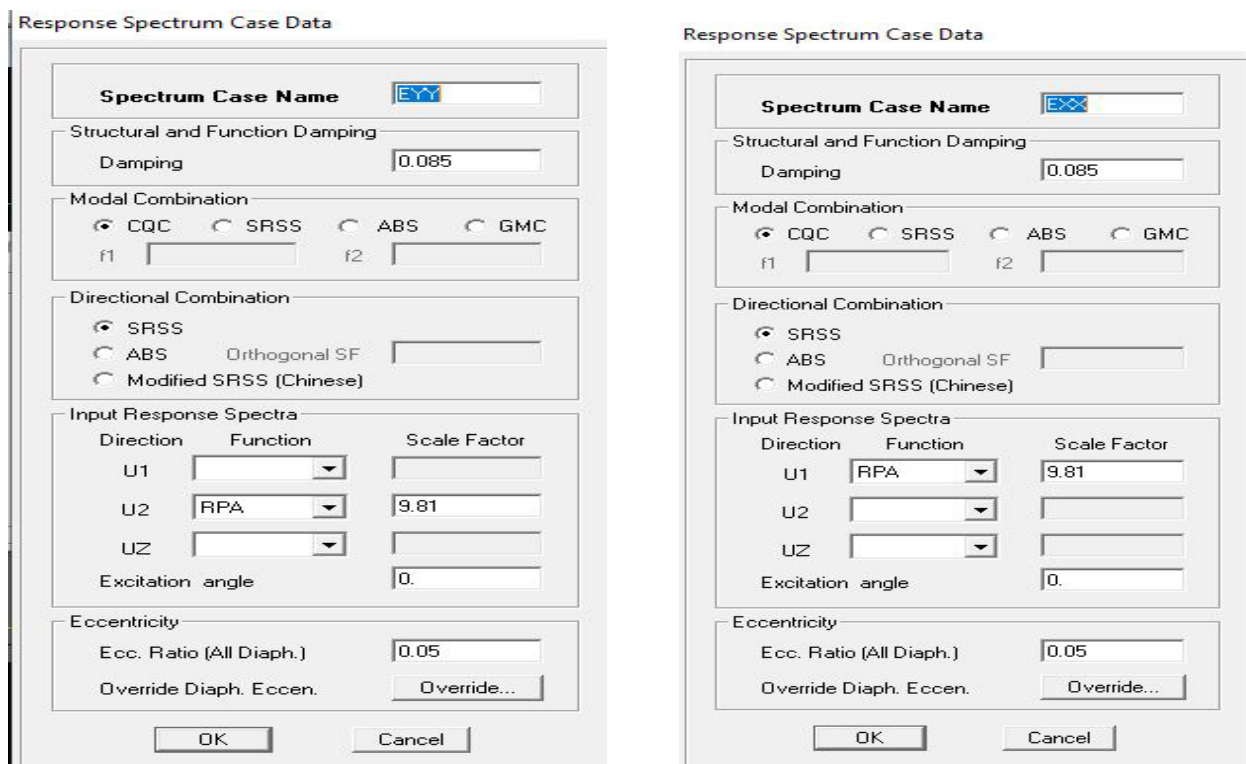


Figure IV.17 : Définition du chargement EX et EY (séisme).

IV.3.7. SEPTIEME ETAPE : INTRODUCTION DES COMBINAISONS D' ACTIONS

Les combinaisons d'actions à considérer pour la détermination des sollicitations et déformation sont :

- **Combinaisons aux états limites :**

ELU : $1.35G + 1.5Q$

ELS : $G + Q$

- **Combinaison accidentelles du RPA :**

Acc1 jusqu'à 4 : $G + Q \pm E$

Acc5 jusqu'à 8 : $0.8G \pm E$

➤ Pour introduire ces combinaisons dans le logiciel on clique sur : 

Define ➡ **load Combinations** ➡ **Add New Combo**

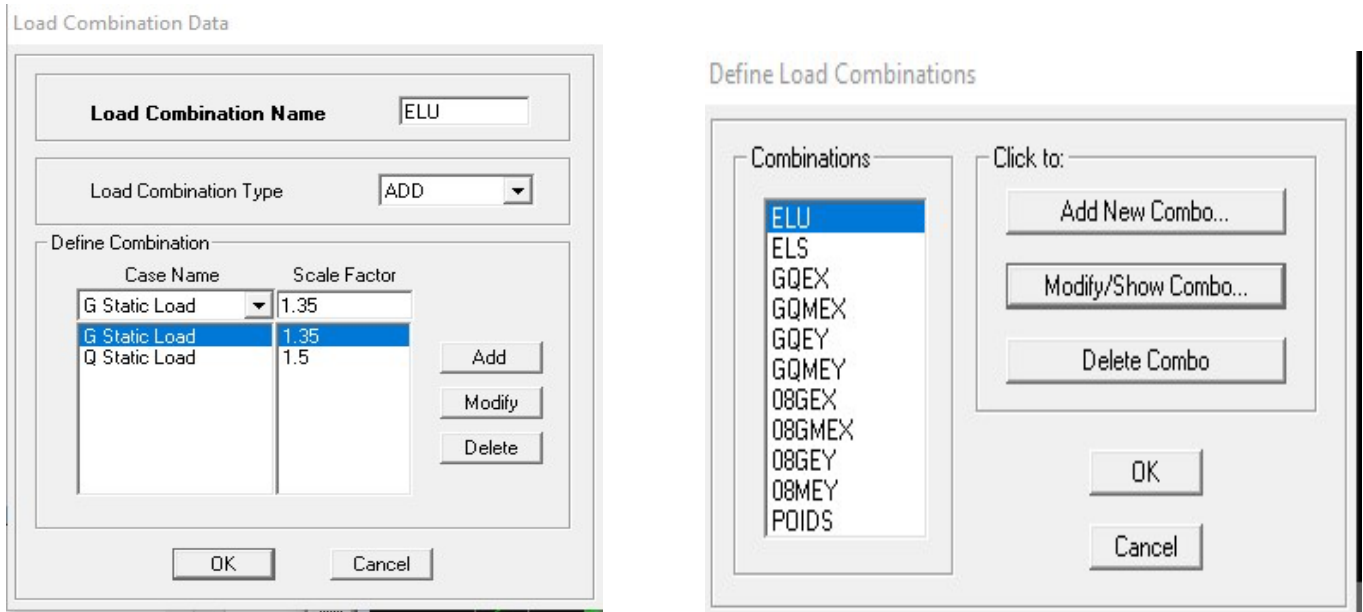


Figure IV.18 : Introduction des combinaisons d’actions.

IV.3.8.HUITIEME ETAPE :

On sélectionne chaque élément surfacique et on lui affecte le chargement surfacique qui lui revient en cliquant sur :

Assign ➡ **Shell/Area Loads** ➡ **Uniform**

Ou bien en cliquant direct sur cette icone :

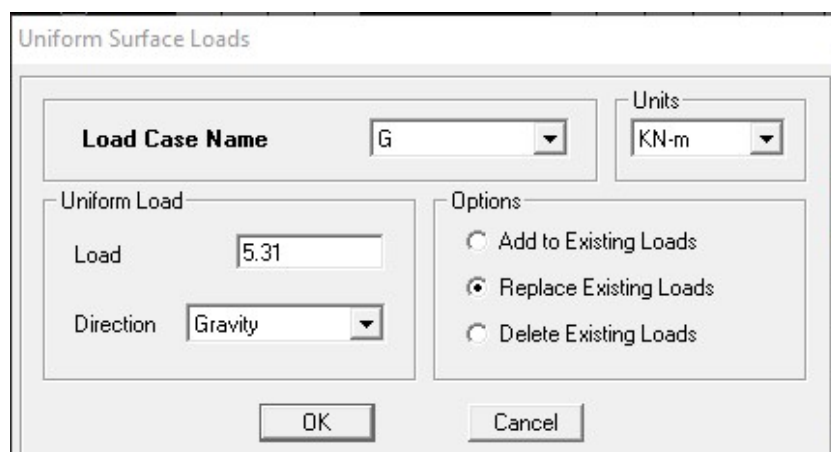


Figure IV.19 : Chargement des planchers.

IV.3.9.NEUVIEME ETAPE :

Analyse et visualisation des résultats : pour exploiter les résultats, on lance l'analyse comme suit :

Analyze → *Run Analysis*

- ✓ Après avoir suivie les étapes citées précédemment, on aura la structure suivante :

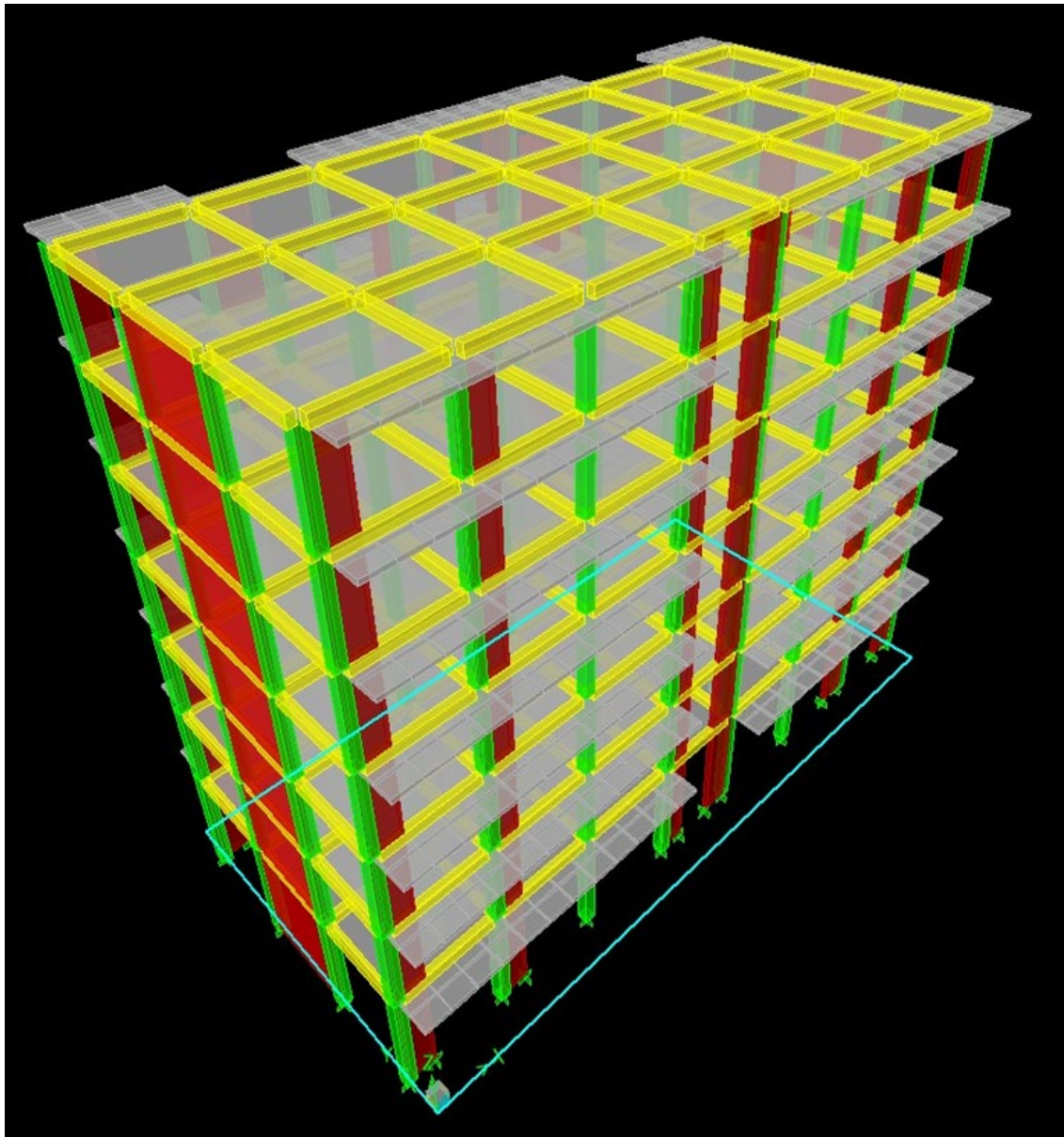


Figure IV.20 : Vue en 3D de la structure.

V-1. INTRODUCTION :

Le séisme est un phénomène naturel qui peut engendrer d'importants dommages sur les constructions, ainsi que de grandes pertes de vies humaines. Pour cela des règlements parasismiques ont été conçus pour prévoir des mesures nécessaires à la conception et à la réalisation des constructions de manière à assurer leurs protections.

V-2. Choix de la méthode de calcul :(Art 4.1.1 RPA99/mod2003) :

Le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

- La méthode statique équivalente.
- La méthode d'analyse modale spectrale.
- La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

V-2.1.La méthode statique équivalente (Art 4.1.2 RPA99/mod2003) :

La méthode statique équivalente n'est pas applicable car :

Le bâtiment étudié présente une configuration irrégulière en élévation donc il faut vérifier la condition complémentaire pour utiliser la méthode statique équivalente quidit :

Zone II : groupe d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23m. La condition n'est pas satisfaite (notre bâtiment a une hauteur de 32.64 m).

V-2.2.La méthode d'analyse modale spectrale (Art 4.1.3 RPA99/mod2003) :

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

V-2.3.Conclusion :

On choisit la méthode d'analyse modale spectrale.

V-3.Principe de la méthode d'analyse modale spectrale :

La méthode dynamique modale spectre permet d'avoir le maximum des effets engendres dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul pour chaque mode de vibration. Ces effets sont par la suite combines pour obtenir la réponse de la structure.

Pour notre étude nous avons décidé de faire cette partie de calculs en utilisant le logiciel ETABS (Extended Three Dimensional Analysis of Building Systems) version 9.6.0

V-3.1.ESTIMATION DE LA PERIODE FONDAMENTALE DE LA STRUCTURE

V-3.1.1-CALCUL DE LA PERIODE EMPIRIQUE :

$$T = C_T \times (h_N)^{3/4} \quad (\text{Article 4-6/RPA99, version 2003})$$

h_N : Hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).

C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donnée en fonction du système de contreventement par le tableau 4.6.

D : C'est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

$$T_{\text{Empirique}} = T = 0,05 \times 22,44^{3/4} = 0,516\text{s}$$

V-3.1.2-CALCUL DE LA PERIODE EMPIRIQUE MAJOREE :

$$T_{\text{maj}} = T + 30\%T = 0,67\text{ s}$$

V-3.1.3-DETERMINATION DE LA PERIODE PAR LE LOGICIEL ETABS :

Après avoir effectué l'analyse sur ETABS, on détermine la période en suivant le cheminement ci-après :

Display  *show tables*

Un tableau s'affichera, et on coche les cases suivantes :

Analysis Results  modal information  Building modal information

Puis on définit toutes les combinaisons en cliquant sur ::

Select cases/combos...  *OK*  *OK*

Ensuite, on relève les valeurs des périodes en fonction des modes telles qu'elles sont dans le tableau suivant :

Mode	Période	Mode	Période
1	0.6259	7	0.0722
2	0.4553	8	0.0457
3	0.3352	9	0.0418
4	0.1747	10	0.0313
5	0.0982	11	0.0292
6	0.0805	12	0.0252

Tableau V.1 : Tableau récapitulatif des périodes en fonction des modes.

$T_{etabs} = 0,6259 < 1, 3T = 0,67$ **Condition vérifiée.**

On peut dire que la valeur de la période trouvée par le logiciel est proche de celle calculée(majorée).



La période est vérifiée.

V-3.2.NOMBRE DE MODES A CONSIDERER (ARTICLE 4.3.4) [1]

D'après l'article : « Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

- La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure. (Article 4.3.4 RPA99 version 2003).
- Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.
- Le minimum de modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée » (RPA 99,p. 49).

On tire les valeurs du tableau trouvé dans le calcul de la période comme indiqué ci-après :

Mode	Période	UX	UY	SumUX	SumUY		
1	0,6259	76.5883	0.0063	76.5883	0.0063		
2	0,4553	0.0056	70.549	76.594	70.5553	RY	RZ
3	0,456521	0,6496	0,0329	76,589	71,8004	99.3376	0.1212
4	0,179606	13,7601	0,0064	90,3491	71,8067	0.0077	0.0064
5	0,141101	0,0065	18,3801	90,3556	90,1868	0.15	70.3610
6	0,10392	0,0829	0,0078	90,4385	90,1946	0.1329	0.0355
7	0,082635	5,0529	0,0016	95,4914	90,1962	0.0001	0.0016
8	0,060176	0,0019	6,1129	95,4933	96,3091	0.2926	0.0011
9	0,046899	2,3313	0,0008	97,8246	96,3099	0.0005	20.29
10	0,044369	0,0558	0,0026	97,8804	96,3126	0.00000	0.0004
11	0,035563	0,0002	2,3222	97,8806	98,6348	0.000000	0.0004
12	0,029764	1,1891	0,0001	99,0697	98,635	0.0001	6.12
						0.0274	0.0009

Tableau V.2 : Tableau indiquant comportement modale de la structure.

Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY
1	0.625939	76.5883	0.0063	0	76.5883	0.0063
2	0.45539	0.0056	70.549	0	76.594	70.5553
3	0.335244	0.1341	0.0059	0	76.7281	70.5612
4	0.174998	13.7063	0.0009	0	90.4344	70.5621
5	0.098203	0.0013	19.91	0	90.4358	90.4721

CONCLUSION :

Le nombre de mode à retenir est : 05 modes, où la somme des masses modales effectives dans chacune des deux directions d’excitation dépassant les 90% de la masse totale de la structure, d’où la condition du RPA (article 4.3.4) est vérifiée.

✓ Vérification de la torsion

- Mode -1 : $U_x=76.5883\%$ —————> est un mode de translation suivant xx
- Mode-2 : $U_y=70.549\%$ —————> est un mode de translation suivant yy
- Mode-3 : $R_z=70.3610\%$ —————> la rotation vient au 5^{eme} modes .

- o Vérifier en mode 5 :

$$\text{Sum } u_x = 90.4358$$

$$\text{Sum } u_y = 90.4721$$

V-3.3.Vérification de l'excentricité :

D'après le RPA 99 /version 2003 (article 4.3), dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle égale à $\pm 0,05L$. (L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

On doit vérifier que :

$$XCM - XCR \leq 5\% L_x.$$

$$YCM - YCR \leq 5\% L_y$$

- ✓ Suivant u_x :

Story	Diaphragme	XCCM	YCCM	XCR	YCR	Lx	5%lx	xccm-xcr
STORY1	D1	13.373	6.891	13.444	8.173	27.1	1.35	-0.071
STORY2	D2	13.374	6.883	13.429	8.225	27.1	1.35	-0.055
STORY3	D3	13.371	6.875	13.428	8.068	27.1	1.35	-0.057
STORY4	D4	13.372	6.875	13.43	7.936	27.1	1.35	-0.058
STORY5	D5	13.372	6.875	13.432	7.829	27.1	1.35	-0.06
STORY6	D6	13.372	6.875	13.435	7.751	27.1	1.35	-0.063
STORY7	D7	13.36	6.819	13.436	7.695	27.1	1.35	-0.076

5%lx	xccm-xcr
1.35	-0.071

-0.071 < 1.35.....Condition vérifiée.

- ✓ Suivant u_y :

Story	Diaphragm	XCCM	YCCM	XCR	YCR	Ly	5%ly	yccm-ycr
STORY1	D1	13.373	6.891	13.444	8.173	3.9	0.695	-1.282
STORY2	D2	13.374	6.883	13.429	8.225	3.9	0.695	-1.342
STORY3	D3	13.371	6.875	13.428	8.068	3.9	0.695	-1.193
STORY4	D4	13.372	6.875	13.43	7.936	3.9	0.695	-1.061
STORY5	D5	13.372	6.875	13.432	7.829	3.9	0.695	-0.954

STORY6	D6	13.372	6.875	13.435	7.751	3.9	0.695	-0.876
STORY7	D7	13.36	6.819	13.436	7.695	3.9	0.695	-0.876

5%ly	yccm-ycr
0.695	-1.282

-1.282 < 0.695Conditiont verifiee .

Tableau V.3 : Vérification de l'excentricité suivant x-x et y-y

V-3.4.JUSTIFICATION VIS-A-VIS DES DEFORMATIONS (ART 5.10 DU RPA 99/2003)

L'article 4.43 nous indique la façon de calculer les déplacements horizontaux de chaque étage via la formule (4.19) : $\delta_k = R \times \delta_{ek}$

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion).

R : Coefficient de comportement.

Et l'article (5.10) stipule : « Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, et tels que calculés selon le paragraphe (4.2.10), ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage à moins qu'il ne puisse être prouvé qu'un plus grand déplacement relatif peut être toléré.

$\delta_x^k = R \cdot \delta_{ex}^k$ (Art.4.19 RPA99/2003)

✓ Suivant EX :

story	driftx	1%he	drift *he*R	R	he
story7	0.000622	0.0306	0.00666162	3.5	3.06
story6	0.00072	0.0306	0.0077112	3.5	3.06
story5	0.000803	0.0306	0.00860013	3.5	3.06
story4	0.000865	0.0306	0.00926415	3.5	3.06
story3	0.000857	0.0306	0.00917847	3.5	3.06
story2	0.000761	0.0306	0.00815031	3.5	3.06
story1	0.000361	0.0408	0.00512981	3.5	4.06

✓ Suivant EY:

story	drifty	he	R	1%he	drify*R*he
story7	0.000573	3.06	3.5	0.0306	0.00613683
story6	0.000584	3.06	3.5	0.0306	0.00625464
story5	0.000576	3.06	3.5	0.0306	0.00616896
story4	0.000539	3.06	3.5	0.0306	0.00577269
story3	0.000469	3.06	3.5	0.0306	0.00502299
story2	0.000364	3.06	3.5	0.0306	0.00389844
story1	0.000168	4.08	3.5	0.0408	0.00239904

Tableau V.4 : Vérification de déplacement inter-étages suivant EX EY.

V-3.5.JUSTIFICATION VIS-A-VIS DE L’EFFET P-Δ (ARTICLE 5.9 DU RPA 99/2003)

D’après l’article : « Les effets du 2 ° ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = P_k \cdot \Delta_k / V_k \cdot h_k \leq 0.10 \quad (\text{RPA 99/2003})$$

avec ..

- ✓ P_k : Poids total de la structure et des charges d’exploitation associées au-dessus du niveau « k » (Donné par le logiciel ETABS).
- ✓ V_k : Effort tranchant d’étage au niveau "k" (Donné par le logiciel ETABS).
- ✓ Δ_k : Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » (Donné par le logiciel ETABS).
- ✓ h_k : Hauteur de l’étage « k »

❖ Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

✓ Suivant xx :

p	vx	driftx	he	p*driftx	v*he	θ	<0.1
3466.85	561.66	0.000622	3.06	2.1563807	1718.6796	0.001254673	0.1

3244.82	457.49	0.00072	3.06	2.3362704	1399.9194	0.001668861	0.1
3244.81	373.26	0.000803	3.06	2.60558243	1142.1756	0.002281245	0.1
3244.82	300.06	0.000865	3.06	2.8067693	918.1836	0.003056872	0.1
3336.61	230.97	0.000857	3.06	2.85947477	706.7682	0.004045845	0.1
3333.12	159.53	0.000761	3.06	2.53650432	488.1618	0.005196032	0.1
3665.56	85.56	0.000361	4.08	1.32326716	349.0848	0.003790675	0.1

✓ Suivant yy :

p	vy	drifty	he	p*drifty	v*he	θ	< 0.1
3466.85	684.66	0.000573	3.06	1.98650505	2095.0596	0.00094819	0.1
3244.82	521.58	0.000584	3.06	1.89497488	1596.0348	0.0011873	0.1
3244.81	387.11	0.000576	3.06	1.86901056	1184.5566	0.00157781	0.1
3244.82	301.93	0.000539	3.06	1.74895798	923.9058	0.001893	0.1
3336.61	229.82	0.000469	3.06	1.56487009	703.2492	0.0022252	0.1
3333.12	167.09	0.000364	3.06	1.21325568	511.2954	0.00237291	0.1
3665.56	94.2	0.000168	4.08	0.61581408	384.336	0.00160228	0.1

Tableau V.7 : Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ.

CONCLUSION :

La condition de l'article 5.9 du RPA 99/version 2003 est vérifiée à tous les niveaux, donc, Les effets du 2 ° ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés.

V-3.6.VERIFICATION VIS-A-VIS DES SOLLICITATIONS NORMALES (ART 7.4.3.1 DU RPA99/2003):

L'effort normal de compression de calcul (Effort normal réduit) est

limité par la conditionsuivante :
$$v = \frac{Nd}{Bc.f_{cj}} \leq 0.3$$

Dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

Avec :

N_d : Effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

B_c : l'aire (section brute) de la section de béton.

f_{c28} : la résistance caractéristique du béton .

Où

N_d : Effort normal de calcul (Sous sollicitations d'ensemble dues au séisme) s'exerçantsur une section de béton (Tirer d'ETABS).

B_c : Aire (Section brute) de cette dernière.

f_{cj} : Résistance caractéristique du béton.

D'où :

En sélectionnant les combinaisons d'actions sismiques « $G + Q \pm E$ » et « $0.8G \pm E$ » :

❖ NOTE :

Suite aux dégâts constatés lors du séisme de 21 Mai à Boumerdès, il est recommandé de concevoir des poteaux fort et des poutres faibles afin de privilégier la rupture au niveau de la poutre et non pas au niveau du poteau.

Ceci nous a conduits à augmenter la section de nos poteaux afin de :

- Respecter les recommandations des experts.
- Avoir une bonne répartition des aciers dans la section du béton.

V-3.7. STABILITE AU RENVERSEMENT (ART 4.41 DU RPA 99/2003)

D'après l'article : « Le moment de renversement qui peut être causé par l'action sismique doit être calculé par rapport au niveau de contact sol-fondation.

Le moment stabilisant sera calculé en prenant en compte le poids total équivalent au poids de la construction, au poids des fondations et éventuellement au poids du remblai. » (RPA 99, p. 50).

story	N_d	B_c	f_{c28}	$N_d / (B_c * f_{c28})$	$\leq 0,3$	condition
40x40	813.53	0,1600	25000	0,203	0,3	Vérifiée
35x35	446.12	0.1225	25000	0,1456	0,3	Vérifiée

Tableau V.8: Vérifications sous sollicitations normales (Effort normal réduit)

- ✓ Les moments stabilisants sont nettement supérieurs aux moments renversants dans les deux directions principales, la structure est donc stable vis-à-vis du renversement et la condition de l'article 4.41 du RPA 99/version 2003 est vérifiée.

LA PERIODE FONDAMENTALE DE LA STRUCTURE											
C _t = 0.05		T = 0.516		T _x = 0.6259		condition vérifiée					
h _N = 22.44		1.3 x T = 0.670		T _y = 0.4554		condition vérifiée					
EFFORT TRANCHANT A LA BASE											
A	D	Q	W	R	V	0.8 x V	V(x)	2168.5	condition vérifiée		
0.15	1.57	1.2	23536.6	3.5	1900.41	1520.33	V(y)	2386.4	condition vérifiée		
EFFORT NORMAL REDUIT											
POTEAU RECTANGULAIRE					POTEAU CERCULAIRE						
Nd =	813.53				condition vérifiée	Nd =	446.12				condition vérifiée
a =	40					∅ =	35				
b =	40					Π =	3.14				
fc28 =	25					fc28 =	25				
v =	0.203					v =	0.185				

❖ Justification du système de contreventement :

1. Justification du système de contreventement :

Les efforts horizontaux repris par le système de contreventement sont donnés par ETABS en suivant les étapes ci-après :

- ✓ On choisit d'abord la combinaison en cliquant sur :

View ➡ Set 3D View ➡ On choisit XZ

Display ➡ show Deformed Shape ➡ Load: Ex spectra

- ✓ On met la structure en élévation puis on coupe à la base avec :

Draw ➡ Draw Section Cut

- ✓ Une fenêtre s'affichera et on met dans la case Angle la valeur 0.

Ensuite, on clique sur **refresh** et on prend la valeur sur la case (**Force-1**) : c'est la valeur de la force reprise par les voiles et le portique.

Puis on décoche les cases **walls** et on clique sur **refresh**.

Enfin, on prend de nouveau la valeur de la force reprise uniquement par le portique.

➤ REMARQUE :

On procède de même manière pour le sens transversal, il suffit de changer la combinaison **Ex** par **Ey** et relever les valeurs sur la case (**Force-2**). Ainsi pour calculer le pourcentage descharges verticales, on choisit la combinaison ‘ « **POIDS** » puis on relève les valeurs sur la case (**Force-Z**)

Section Cut Stresses & Forces

Section Cutting Line Projected Coordinates

	X	Y
Start Point	27.5026	0
End Point	-1.1122	0

Resultant Force Location and Angle

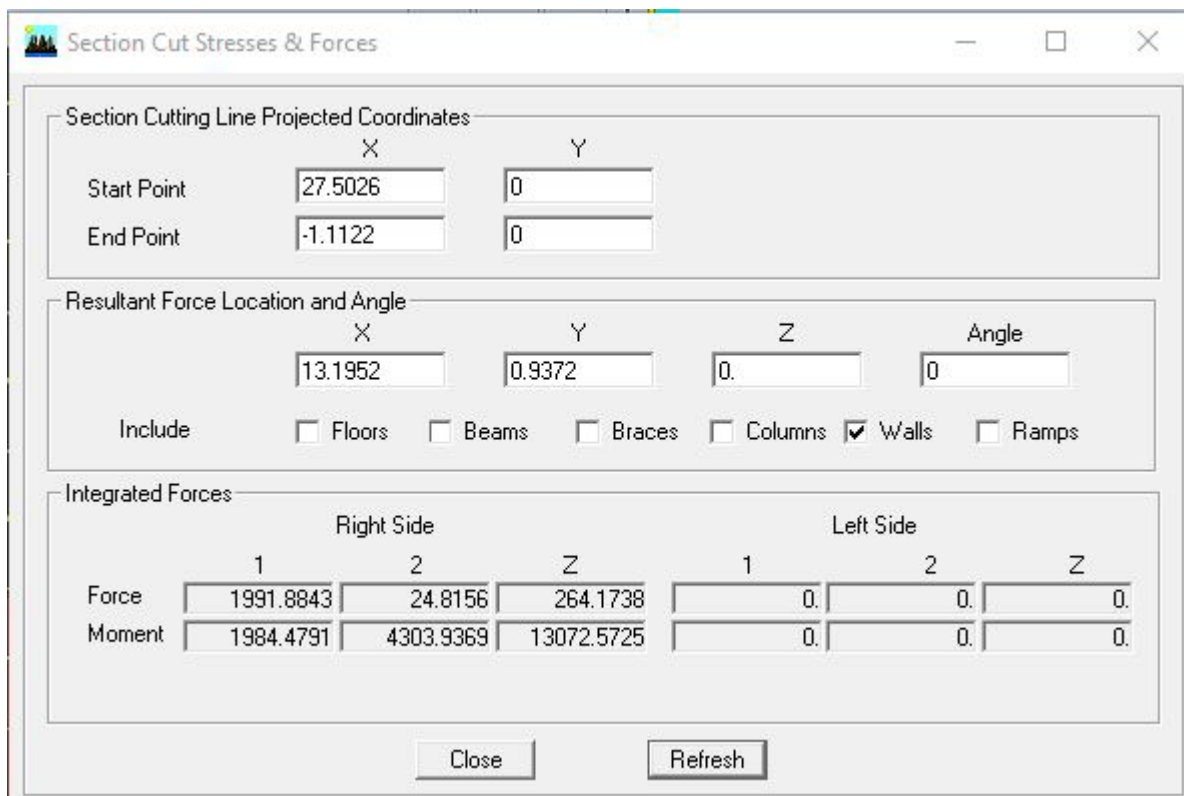
	X	Y	Z	Angle
	13.1952	0.9372	0.	0

Include Floors Beams Braces Columns Walls Ramps

Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	2168.5362	25.5654	0.0361	0.	0.	0.
Moment	416.6164	34192.179	14096.3497	0.	0.	0.

Close Refresh



Unités	Forces reprises par le système et poteaux		Forces reprises par le portiquevoiles uniquement	
	[KN]	[%]	[KN]	[%]
Sens Ex	2168.56	100	1991.90	91%
Sens Ey	2386.41	100	2310.81	96%
Poids	22159.876	100	10595.85	47%

Tableau V.3 : justification de système contreventement.

V-4. ANALYSE DES RESULTATS :

Selon les résultats présente dans le tableau ci-dessus. On remarque que la majorité des efforts verticaux sont repris par les voiles $\geq 20\%$.

D’après l’article 3.4 du RPA 99 qui classe les systèmes de contreventement. Pour le cas de notre structure on prend le système de contreventement constitue par des voiles porteurs ; dont le coefficient de comportement $R= 3,5$.

Introduction :

Une construction en béton armé doit demeurer résistante avant et après le séisme grâce à ces éléments principaux. En conséquence ces derniers doivent être bien armés et bien disposés pour qu'ils puissent reprendre tout genre de sollicitations.

Le ferrailage des éléments résistants doit être calculé conformément aux règles en vigueur, en l'occurrence : **le BAEL91, le CBA93, RPA99v2003.**

Notre structure est composée essentiellement de trois éléments structuraux à savoir :

- **Les poutres**
- **Les poteaux**
- **Les voiles**

❖ Les combinaisons d'actions :

Les combinaisons d'actions sont les ensembles constitués par les actions à considérer simultanément, et représentent une étape nécessaire pour la détermination des sollicitations revenant aux éléments de résistance.

1. Les actions :

Les actions sont des forces et des couples, directement appliqués à une construction, ou résultant des déformations imposées (retrait, fluage, variation de température)

- Action permanente notée G (poids propre de la structure).
- Action variable notée Q
- Action accidentelle notée E

2. Les sollicitations :

- Ce sont des efforts (normaux ou tranchants) et des moments de flexion ou détorsion, développés dans une section par combinaisons d'actions, calculés par les méthodes de la RDM ou forfaitaires.
- Les combinaisons d'actions à considérer pour la détermination des sollicitations et des déformations de calcul sont :

✓ Selon BAEL 91 : Situation durable :

E.L.U : $1,35 G + 1,5 Q$ (1)

E.L.S : $G + Q$ (2)

✓ Selon le R.P.A : Situation accidentelle :

$G + Q \pm E$ (3)

$0.8G \pm E$ (4).

Les armatures seront calculées à l'état limite ultime (E.L.U) sous l'effet des sollicitations les plus défavorables suivant les deux sens et dans les situations citées dans le tableau suivant :

situation	γ_s	γ_b	F_{c28} (Mpa)	σ_{bc} (Mpa)	F_e (Mpa)	σ_s (Mpa)
durable	1.5	1.15	25	14.2	400	348
accidentelle	1.15	1		18.5		400

Tableau VI. 1: caractéristiques mécanique des matériaux.

VI. 1:Ferrailage des poteaux :

VI .1.1-Introduction :

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts des poutres vers les fondations, est soumis à un effort normal $\ll N \gg$ et a un moment de flexion $\ll M \gg$ dans les deux sens longitudinal et transversal qui sont dus à **(G)**, **(Q)** et l'effort sismique **(E)**, ainsi que des efforts tranchants. Donc, ils sont calculés en flexion composée.

Les poteaux sont calculés à l'état limite ultime et au séisme, selon la combinaison la plus défavorable puis vérifiés a L'ELS en flexion composée, le calcul est effectué en considérant les efforts et moments fléchissant suivantes :

- ✓ Effort normal maximal et le moment correspondant.
- ✓ Effort normal minimal et le moment correspondant.
- ✓ Moment fléchissant maximal et l'effort normal correspondant.

VI .1.2-Recommandation du RPA 2003 :

a. Armatures longitudinales :

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence (HA), et droit sans crochet.

Les pourcentages d'armatures recommandés par rapport à la section du béton sont :

- Le pourcentage minimal d'armatures sera de **0.8% (b×h)** en zone IIa.
- Le pourcentage maximal d'armatures sera de **4%(b×h)** en zone courante.
- Le pourcentage maximal d'armatures sera de **6% (b×h)** en zone de recouvrement.

Section des poteaux (cm ²)	Pourcentage minimal $A_{min}=0.8\% \times b \times h$ cm ²	Pourcentage max Cm ² Zone de recouvrement $A_{max}=6\% \times b \times h$	Pourcentage max Cm ² Zone courante $A_{max}=4\% \times b \times h$
40x40	12.8	96	64
35x35	9.8	73.5	49

Tableau VI.1.1 : Récapitulatif des sections d'aciers recommandes par le RPA.

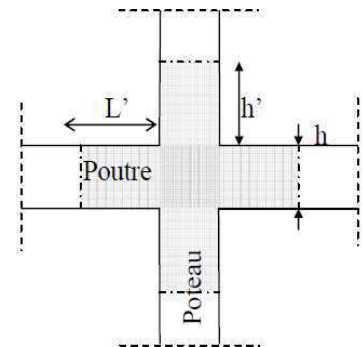
- Le diamètre minimum est de 12mm.
- La longueur minimale de recouvrement est de 40ϕ en zone IIa.
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25 cm en zone IIa.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critique).

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60\text{cm}\right)$$

$$l = 2h$$

b_1, h_1 : les dimensions de la section transversale du Poteau.

h_e : la hauteur du poteau.



« Délimitation de la zone nodale »

Figure.VI.1 : La zone nodale des poteaux.

b. Les armatures transversales :

- ♦ Les armatures transversales ont principalement un rôle de maintien des armatures Longitudinales, elles évitent ainsi leur flambement. $\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho * v_u}{h_1 * f_e}$

Avec :

V_u : Effort tranchant de calcul.

S_t : Espacement des armatures transversales.

f_e : Contrainte limite élastique des armatures transversales ($f_e=400$ Mpa)

H_1 : Hauteur totale de la section brute.

ρ : Coefficient correcteur (rupture prise en compte).

- $\rho=2.50$ si l'élançement géométrique ($\lambda_g \geq 5$)
- $\rho=3.50$ si l'élançement géométrique ($\lambda_g < 5$)

λ_g : L'élançement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} \quad \text{ou} \quad \frac{l_f}{b} \quad \text{avec :} \quad L_f = 0.7h_e$$

L_f : La longueur de flambement des poteaux.

- $S_t \leq \min (10\varnothing_{\min} ; 15\text{cm}) \rightarrow \text{En zone nodal.}$
- $S_t \leq (15\varnothing_{\min}) \rightarrow \text{En zone courante.}$

Avec :

\varnothing_{\min} : est le diamètre des armatures longitudinales du poteau.

- ◆ La quantité d'armatures transversales minimales A_{Et} en % est donnée par : $b \times S_t$
 - $\lambda g \geq 5 \rightarrow 0.3\%b \times S_t$
 - $\lambda g \leq 3 \rightarrow 0.8\%b \times S_t$
 - $3 < \lambda g < 5 \rightarrow$ Interpolation entre les valeurs limite du poteau
- ◆ Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées en nombre et diamètre suffisants $\varnothing > 12\text{mm}$ pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.
- ◆ Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $(10\varnothing_{\min})$.

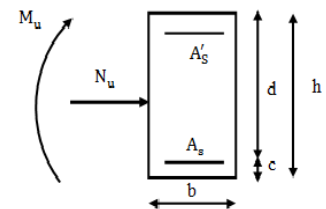
VI.1.3- Calcul du ferrailage :

a. L'armature longitudinale :

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 deux cas suivants :

- Section partiellement comprimée (SPC).
- Section entièrement comprimée (SEC).

Calculs centre de pression : $e = \frac{Mu}{NU}$



❖ Section partiellement comprimée (SPC) :

La section est partiellement comprimée si le centre de pression se situe à l'extérieur du segment délimité par les armatures (l'effort normal est un effort de traction ou de compression).

Une section est partiellement comprimée si l'une des conditions suivantes est satisfaite :

- $eu = \frac{MU}{NU} > (\frac{h}{2} - c)$
- $Nu \times (d - c') - Mf \leq (0.337 \times h - 0.81 \times c) bh^2 fbc$

Avec :

$Mf = Mu + Nu (\frac{h}{2} - c) \rightarrow$ moment fictif

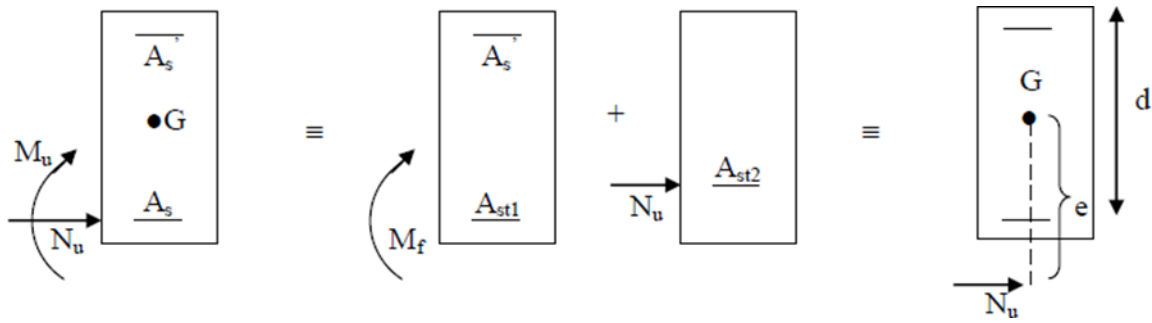


Figure VI.2 : Schéma de calcul en flexion composée.

Si l'égalité est vérifiée, alors la section est partiellement comprimée, et le calcul se fait comme

suit :
$$U = \frac{Mf}{bd^2Fbu}$$

- ◆ Si $\mu \leq \mu_1 = 0.392 \rightarrow$ la section est simplement armée (**S.S.A**)

$\mu \rightarrow$ tableau $\rightarrow \beta$

$$A_{stf} = \frac{Mf}{\beta d \sigma_s}$$

La section réelle d'armature est : $A_s = A_{stf} - \frac{Nu}{\sigma_s}$

- ◆ Si $\mu \geq \mu_1 = 0.392 \rightarrow$ la section est doublement armée (**S.D.A**)

On Calcul:

$$\Delta M = Mf - Mr$$

$$Mr = \mu b d^2 f_{bu}$$

$$A_{stf} = \frac{Mf}{\beta r d \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d-c') \sigma_s} ; A' = \frac{\Delta M}{(d-c') \sigma_s}$$

La section réelle d'armature; $A's = A'$; $A_s = A_{stf} - \frac{Nu}{\sigma_s}$

❖ **Section entièrement comprimée (SEC) :**

Une section est entièrement comprimée, si la condition suivante est satisfaite :

- $eu = \frac{Mu}{Nu} \leq \frac{h}{2} - c$
- $Nu \times (d - c') - Mf > (0.337 \times h - 0.81 \times c) b h^2 f_{bc}$

Deux cas peuvent se présenter :

Si la partie moins comprimée ne nécessite pas d'armature inférieure comprimées c.à.d :

$$(0.337 x h - 0.81 x c) b h^2 f_{bc} < Nu \times (d - c') - Mf < (0.5 - \frac{c'}{h}) b h^2 f_{bc}$$

Les section d'armatures sont :

$$A'_s = \frac{N - 100\varphi bh f_{bc}}{100\sigma_s} ; A_s = 0$$

$$\varphi = \frac{0.3571 + \frac{N(d-c') - 100Mu}{100bh^2 f_{bc}}}{1}$$

Si les deux parties nécessitent des armatures comprimées c.à.d :

$$Nu(d-c') - M_f \geq \left(0.5 - \frac{c'}{h}\right) bh^2 f_{bc}$$

Les sections d'armatures sont :

$$A'_s = \frac{Mu - (d - 0.5h) bh f_{bc}}{(d - c')\sigma_s} \quad A_s = \frac{N - bh f_{bc}}{\sigma_s} - A'_s$$

Remarque : Si A_s est négative :

$$A_s \geq \left(\frac{bh}{100} ; 0.23bh \frac{F_{t28}}{F_e}\right)$$

❖ Section entièrement tendue (SET) :

La section est entièrement tendue c'est-à-dire l'effort normale est un effort de traction.

Efforts normaux :

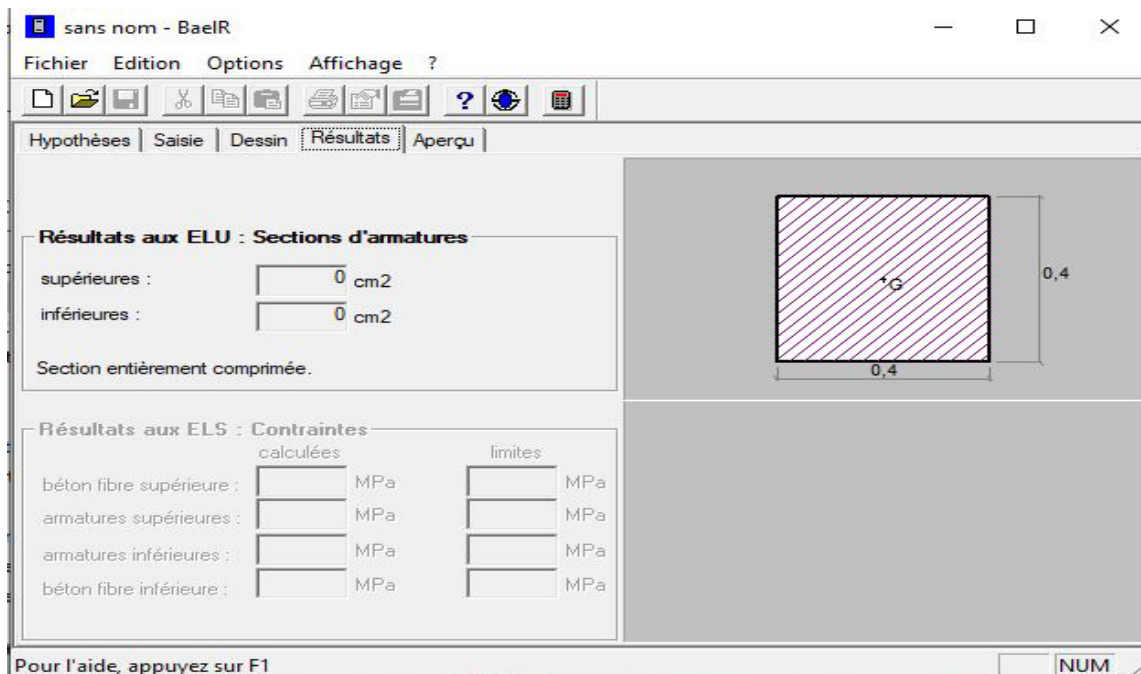
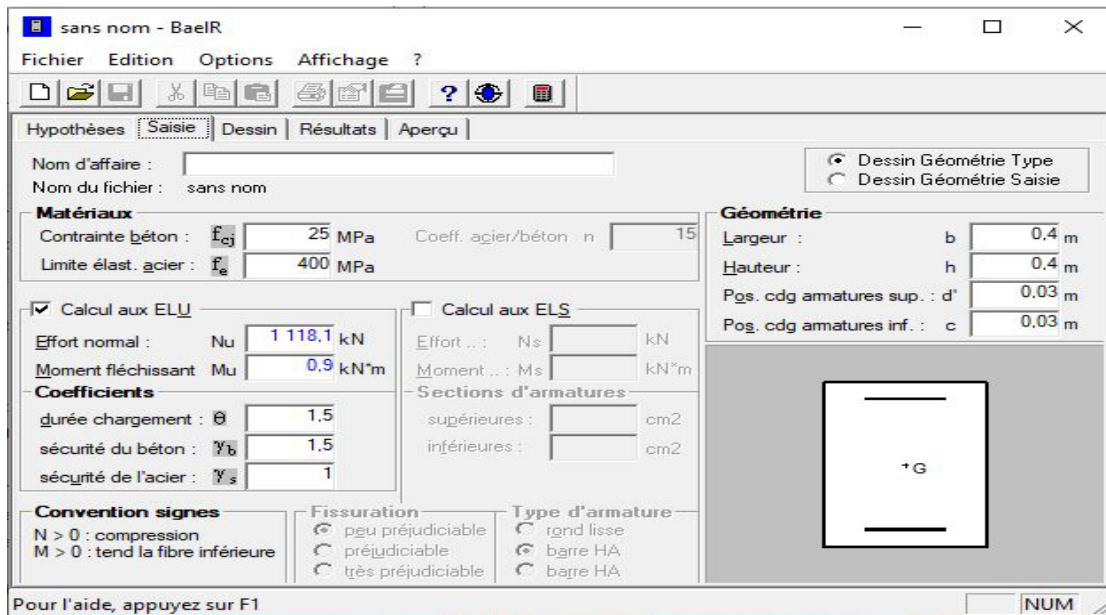
$N > 0$: traction ; $N < 0$: compression

$$A'_s = \frac{Nu a}{(d - c')\sigma_s} ; A_s = \frac{Nu}{\sigma_s} - A'_s$$

VI.1.4 - Ferrailage avec logiciel SOCOTEC :

Le ferrailage des poteaux est fait par un calcul automatique à l'aide du logiciel

« **SOCOTEC** » les résultats de calcul ont l'état limite ultime sont résumés dans le tableau SUIVANT :



Le tableau suivant résume le calcul et le ferrailage des poteaux obtenus à l'aide du logiciel SOCOTEC :

Niv	N (KN)	M (KN.m)	Situation	Sect (cm ²)	A _{sup} (cm ²)	A _{inf} (cm ²)	A _{min} (cm ²)
RDC au 2 ^{eme} étage	N _{max} =1118.08	M _{cor} =0.895	Durable	40x40	0	0	12.8
	N _{min} =684.9	M _{cor} =3.499	Acc		0	0	
	M _{max} =65.56	N _{cor} =465.72	Acc		0	0	
3 ^{eme} au 6 ^{eme} étage	N _{max} =612.82	M _{cor} =5.219	Durable	35x35	0	0	9.8
	N _{min} =145.62	M _{cor} =3.025	Acc		0	0	
	M _{max} =53.25	N _{cor} =-261.32	Acc		0	1.08	

Tableau VI .1.1_ : Ferrailage des poteaux dans le sens (x-x) .

Niv	N (KN)	M (KN.m)	Situation	Sect (cm ²)	A _{sup} (cm ²)	A _{inf} (cm ²)	A _{min} (cm ²)
RDC au 2 ^{eme} étage	N _{max} =1118.08	M _{cor} =0.581	Durable	40x40	0	0	12.8
	N _{min} =684.9	M _{cor} =1.758	Acc		0	0	
	N _{cor} =601.63	M _{max} =40.428	Acc		0	0	
3 ^{eme} au 6 ^{eme} étage	N _{max} =612.82	M _{cor} =4.064	Durable	35x35	0	0	9.8
	N _{min} =145.62	M _{cor} =1.197	Acc		0	0	
	N _{cor} =111.88	M _{max} =47.176	Acc		0	2.30	

Tableau VI .1.2_ : Ferrailage des poteaux dans le sens (Y-Y) .

✓ Puisque les sections trouvées sont inférieure à celle exigées par le RPA donc les poteaux seront ferrillés avec la section minimale réglementaire

Section des poteaux (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adoptée} (cm ²)	Ferrailage	Vérification
40x40	12.8	14.1928	4Ø16+ 4Ø14	A _{min} < A _{adoptée}
35x35	9.8	10.676	4Ø14+4 Ø12	

Tableau VI-1-3 : Ferrailage final des poteaux.

VI .1.5 : Vérifications à l'ELU :

VI .1.5 .1 -Armatures transversales selon les recommandations du RPA [Art 7.4.2.2 RPA 99/ version 2003]:

Le rôle des armatures transversales est de reprendre la sollicitation due à l'effort tranchant ; la détermination du diamètre dépend des dimensions de la section et de la section des armatures longitudinales.

a. Le Diamètre des barres (Art A.8.1.3/BAEL91modifiée 99) :

D'après le BAEL91 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.

Pour $\emptyset = 16\text{mm} \Rightarrow L_s = 56.44\text{cm}$

Pour $\emptyset = 14\text{mm} \Rightarrow L_s = 49.38\text{cm}$

\emptyset : Diamètre max des armatures longitudinales.

On adoptera pour $4\text{HA}8=2.01\text{cm}^2$

b. Espacement des armatures : (Art 7.4.2.2 RPA99 modifié 2003) : L'espacement des armatures transversales des poteaux est calculé à l'aide de la formule suivante :

▪ En zone nodal :

$$St \leq \min (10\emptyset_{\min} ; 15\text{cm})$$

$$St \leq \min (10 \times 1.2; 15\text{cm}) = 12\text{cm}$$

Nous adoptons : $St = 10 \text{ cm}$

▪ En zone courante :

$$S't \leq (15\emptyset_{\min})$$

$$S't \leq (15 \times 1.2) = 18\text{cm}$$

Nous adoptons : $St = 15 \text{ cm}$ Avec :

\emptyset_{\min} : Diamètre minimal des armatures longitudinales.

c. Longueurs de recouvrement : (Art 7.5.2.1 RPA99 modifié 2003) :

▪ Pour les HA16 :

$$L_r = 40 \times 2 = 80\text{cm}$$

$$L_r = 40\emptyset = 40 \times 1.6 = 64\text{cm}$$

▪ Pour les HA14 :

$$L_r = 40\emptyset = 40 \times 1.4 = 56\text{cm}$$

d. La longueur de scellement droit (Art A6.1.23 BAEL 91) :

$$l_s = \frac{\phi f_e}{4\tau_{su}} \quad ; \text{ avec : } \tau_{su} = 0.6\Psi^2 s \times f_{t28}$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06f_{c28}$$

▪ **Pour les HA16 :**

$$l_s = \frac{1.6 \times 40000}{4(0.6 \times 1.5 \times 1.5 \times 210)} = 56.43 \text{ cm}$$

On prend : $l_s = 60 \text{ cm}$

▪ **Pour les HA14 :**

$$l_s = \frac{1.4 \times 40000}{4(0.6 \times 1.5 \times 1.5 \times 210)} = 49.382 \text{ cm}$$

On prend : $l_s = 50 \text{ cm}$

▪ **Pour les HA12 :**

$$l_s = \frac{1.2 \times 40000}{4(0.6 \times 1.5 \times 1.5 \times 210)} = 42.32 \text{ cm}$$

On prend : $l_s = 45 \text{ cm}$

e. Vérification de la quantité d'armatures : (Art 7.4.2.2 RPA99 modifié 2003) :

$$\lambda_g = \frac{L_f}{b} \quad ; \quad \text{ Avec : } L_f = 0.7h_e$$

▪ **Poteaux 40x40 :**

$$\text{Pour RDC : } \lambda_g = \frac{L_f}{b} = \frac{0.7 \times 408}{40} = 7.14 > 4$$

✓ **En zone nodale (St = 10 cm) :**

$$A_{tmin} = 0,54\% \times St \times b = 0,0054 \times 10 \times 40 = 2.16 \text{ cm}^2 < 3.14 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

✓ **En zone courante (St = 15cm) :**

$$A_{tmin} = 0,54\% \times St \times b = 0,0054 \times 15 \times 40 = 3.04 \text{ cm}^2 < 3.14 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

Pour 1^{eme} étage

$$\lambda_g = \frac{0.7 \times 306}{40} = 5.355 > 4$$

▪ **Poteaux 35x35 :**

$$\lambda_g = \frac{L_f}{b} = \frac{0.7 \times 306}{35} = 6.12 > 3.5$$

✓ **En zone nodale (St = 10 cm) :**

$$A_{tmin} = 0,3\% \times St \times b = 0,003 \times 10 \times 35 = 1.05 \text{ cm}^2 < 3.14 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

✓ **En zone courante (St = 15cm) :**

$$A_{tmin} = 0,3\% \times St \times b = 0,003 \times 15 \times 35 = 1.57 \text{ cm}^2 < 3.14 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

On adopter $4HA10 = 3.14 \text{ cm}^2 \geq A_{tmin}$

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets de 135° ayant une longueur droite minimum de 10ϕ $t=100\text{mm}=10\text{cm}$.

f. **Délimitation de la zone nodale :**

$$L'=2xh$$

$$H=\max (h_e/6; b_1; h_1; 60\text{cm})$$

h : hauteur de la poutre (h=45cm)

$$L' = 2 \times 45 = 90\text{cm}$$

$$h = \max\{62.33, 50, 50, 60\text{cm}\}$$

Donc : h=62.33cm.

g. **Vérification de la contrainte de cisaillement : (Art 7.4.3.2 RPA99 modifié 2003)**

$$\tau_b = \frac{V_u}{bd} \leq \tau_{bu} = \rho_b f_{c28}$$

$$\text{avec : } \rho_b \begin{cases} 0.075 & \text{si } \lambda_g > 5 \\ 0.04 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

Niv	V_u (KN)	b(cm)	h(cm)	λ_g	ρ_b	b(MPa)	τ_{bu} (MPa)	Verification
RDC	44.38	40	40	7.14	0.075	0.030	1.875	
1 ^{eme} au 2 ^{eme} étage	44.38	40	40	5.355	0.075	0.030	1.875	Condition vérifiée
3 ^{eme} au 6 ^{eme} étage	35.19	35	35	6.12	0.075	0.031	1.875	Condition vérifiée

Tableau VI .1.4 : Vérification de l'effort tranchant

VI .1.6 : Vérification à L'ELS :

a. **Condition de non fragilité (Art A.4.2.1/BAEL 91 Modifiée 99) :**

La condition de non fragilité dans le cas de la flexion composée est de :

$$A \geq A_{\text{MIN}} = \frac{0.23 X b X d X f_{c28}}{f_e} \left[\frac{e_s - 0.455d}{e_s - 0.185d} \right]$$

Niv	N (KN)	M (KN.m)	e_s	Sect (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A (cm ²)	vérification
RDC au 2 ^{eme} étage	Nmax= 1118.08	Mcor=0.895	0.0008	40x40	4.275	14.1928	Condition Vérifiée.
	Nmin=684.9	Mcor=3.499	0.005		4.277		
	Ncor=465.72	Mmax=65.567	0.14		4.33		
3 ^{eme} au 6 ^{eme} étage	Nmax=612.62	Mcor=5.219	0.0085	35x35	3.276	10.676	
	Nmin=145.62	Mcor=3.025	0.020		3.28		
	Ncor=261.32	Mmax= 53.252	0.203		3.343		

Tableau VI .1.5 : vérification non fragilité dans le sens (x-x).

Niv	N (KN)	M (KN.m)	e_s	Sect (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A (cm ²)	verification
RDC au 2 ^{eme} étage	Nmax=1118.08	Mcor=0.581	0.0005	40x40	4.275	14.1928	Condition Vérifiée.
	Nmin=684.9	Mcor=1.758	0.0025		4.277		
	Ncor=601.63	Mmax=40.428	0.06		4.298		
3 ^{eme} au 6 ^{eme} étage	Nmax=612.82	Mcor=4.064	0.0066	35x35	3.269	10.676	
	Nmin=145.62	Mcor=1.197	0.000059		3.273		
	Ncor=111.88	Mmax=47.176	0.421		3.425		

Tableau VI .1.6 : vérification non fragilité dans le sens (y-y) .

b. Vérification des contraintes à L'ELS :

Les sections adoptées seront vérifiées à l'ELS, pour cela on détermine les contraintes maximales du béton et de l'acier afin de les comparer aux contraintes admissibles.

D'après les résultats trouvés, on constate que la condition de non fragilité est vérifiée : $A_{adopté} > A_{min}$

- Etat limite d'ouvertures des fissures :

Aucune vérification n'est nécessaire car la fissuration est peu nuisible.

- Etat limite de compression du béton (Art A.4.5,2/BAEL 91) :

Les sections adoptées seront vérifiées à l'ELS ; pour cela on détermine les contraintes max du béton afin de les comparer aux contraintes admissibles : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15\text{MPa}$

✓ **Remarque :**

Aucune vérification n'est nécessaire pour l'acier (fissuration peu nuisible).

✓ Tableau récapitulatif des vérifications de contraintes calculées en utilisant le logiciel [SOCOTEC]

Section	N _s (KN)	M _s (KN.m)	e (m)	h/6	Obs	béton			
						σ _{sup}	σ _{inf}	ϕ _c	Obs
40x40	813.53	0.65	0.0007	0.066	SEC	5.15	5.02	15	Condition Vérifiée.
	122.17	0.564	0.0046	0.066	SEC	0.82	0.72	15	
	336.18	20.55	0.061	0.066	SEC	4.03	0.17	15	
35x35	446.12	3.79	0.0084	0.058	SEC	4.17	3.11	15	
	8.99	0.807	0.089	0.058	SEC	1.1	1.2	15	
	77.4	24.849	0.321	0.058	SEC	6.34	0	15	

Tableau VI .1.7 : vérification ELS dans le sens x-x.

Section	N _s (KN)	M _s (KN.m)	e (m)	h/6	Obs	béton			
						σ _{sup}	σ _{inf}	ϕ _c	Obs
40x40	813.53	0.421	0.00051	0.066	SEC	5.12	5.05	15	Condition Vérifiée.
	122.17	0.06	0.00049	0.066	SEC	0.77	0.76	15	
	289.43	13.858	0.047	0.066	SEC	3.08	0.54	15	
35x35	446.12	2.95	0.0066	0.058	SEC	4.05	3.25	15	
	8.99	0.181	0.0201	0.058	SEC	0.1	0.05	15	
	93.97	17.271	0.1837	0.058	SEC	4.43	0	15	

Tableau VI .1.8 : vérification ELS dans le sens y-y.

✚ Le ferrailage final des poteaux est récapitulé dans le tableau suivant :

Niv	section	Armature longitudinal
RDC au 2 ^{eme} étage	40x40	4HA16+4HA14
3 ^{eme} au 6 ^{eme} étage	35X35	4H14+4H12

Tableau VI .1.9 : Ferrailage des poteaux.

VI.2- Les poutres :

VI.2.1-Introduction :

Les poutres principales et secondaires sont des éléments linéaires horizontaux non- exposées aux intempéries et sollicitées par des efforts tranchants et des moments fléchissant. Leur calcul se fait donc, en flexion simple et en considérant un état de fissuration non préjudiciable. Les sollicitations les plus défavorables sont déterminées à l'aide des combinaisons suivantes :

1.35G + 1.5QELU

G + Q ± E..... Combinaisons d'actions sismiques (RPA 99/2003).

0.8G ± ECombinaisons d'actions sismiques (RPA 99/2003).

VI.2.2-Recommandations du RPA 99/2003 pour le ferrailage des poutres (Article 7.5.2)

a. Armatures longitudinales (Article 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.

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

- ✓ 4% en zone courante.
- ✓ 6% en zone de recouvrement.

Les poutres supportant de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.

La longueur minimale de recouvrement est de :

- ✓ 40 φ en zone I et IIa.
- ✓ 50 φ en zone IIb et III.

D'où :

	0,5 %	4 %	6 %
Poutre principale (25×35)	4.375	35	52.5
Poutre secondar (25×35)	4.375	35	52.5

Tableau VI.2.1 : Section des armatures longitudinales.

Avec :

- Poutres principales : (25X35) cm
- Poutres secondaires : (25x 35) cm

Les poutres supportant de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces Latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au Moins égale à la moitié de la section sur appui.

b. Armatures transversales (Article 7.5.2.2) :

La longueur minimale de recouvrement est de 40φ en zone IIa.

L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90° .

c. Armatures transversales (Art 7.5.2.2 RPA 99/ version 2003) :

Les quantités minimales des armatures transversales est de : $A_t \geq 0,003 \times S_t \times$

L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

- $S_t = \min (h/4 ; 12\varphi)$ en zone nodale
- $S_t \leq h/2$ en zone de recouvrement.

Avec :

\varnothing : C'est le plus petit diamètre des armatures longitudinales.

S_t : espacement maximal entre les armatures transversales.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

VI.2.3 -Étapes de calcul du ferrailage à L'ELU :

Les poutres sont ferrillées en flexion simple. Elles sont calculées en travées puis aux appuis
Sous les sollicitations les plus défavorables.

Soit :

A_s : Section d'acier inférieure tendue,

A_s : Section d'acier supérieure la plus comprimée,

M_U : Moment de flexion,

h : Hauteur de la section du béton,

b : Largeur de la section du béton

d : Hauteur utile $d=h-c$

C ; c' : Distance entre la fibre la plus tendue et le centre de gravité des armatures tendues

VI.2.4 : Calcul du moment réduit :

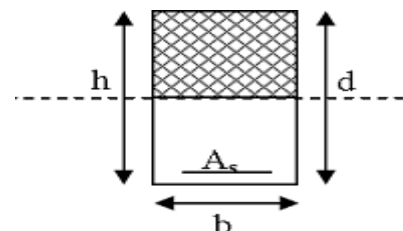
$$\mu = \frac{M_u}{b d^2 f_{bu}}$$

On a deux cas :

1^{ère} cas : Section simplement armée : $A_c=0$

Si $\mu < \mu_{0,392}$: la section d'acier nécessaire sera donnée par la formule suivante :

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}}$$



2^e cas : section doublement armée $A_c \neq 0$

Si $\mu < \mu$ la section d'acier seront données par les formules suivantes :

$$A_{st} = \frac{M_e}{\beta d \sigma_{st}} + \frac{\Delta M}{(d-c) \sigma_{st}} ; A_{sc} = \frac{\Delta M}{(d-c) \sigma_{st}}$$

Avec :

$$M_e = \mu_e \times b \times d^2 \times f_{bu}$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{28}}{\theta \gamma_b}$$

$$\Delta M = M_U - M_e$$

M_u : moment sollicitant

M_e : moment limite pour qu'une section soit simplement armée (S.S.A)

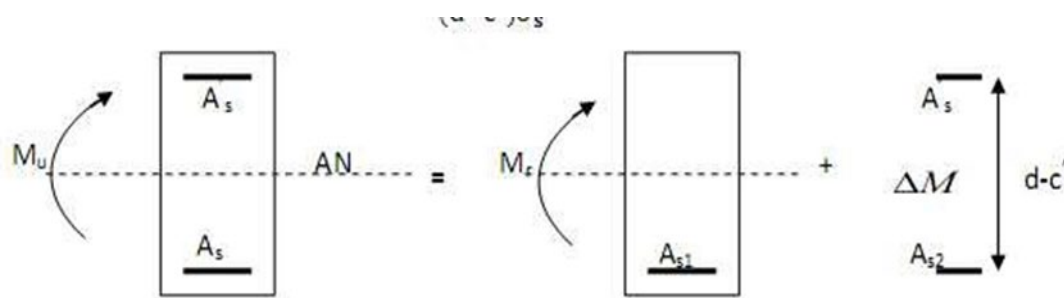


Figure VI.3 : Disposition des armatures S.D.A

On utilisera dans nos calculs les paramètres suivant :

situation	F_e	F_{c28}	γ_b	F_b (Mpa)	σ_s (Mpa)
durable	400	25	1.5	14.2	348
accidentelle	400	25	1.15	18.48	400

Tableau VI.2.2 : Tableau récapitulatif des paramètres de calculs.

VI.2.5 -Ferrailage des poutres :

Après avoir extrait les moments, nous avons ferrailé comme suit on prend les moments max
Soit aux appuis soit en travée

Note : En raison des coefficients de sécurité qui différent, une distinction sera faite entre les Moments à l'ELU et ceux des combinaisons accidentelles.

M_{ELU} : Moment max à l'ELU

M_{ACC} : Moment max dû aux combinaisons accidentelles.

✓ **Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :**

A. Les poutres principales :

- **En travée :**

$$\mu = \frac{M_t}{bd^2 f_b u}$$

$$\mu = \frac{28.32 \times 1000}{25 \times 31.5^2 \times 14.2} = 0.08 < \mu_l = 0.392 \rightarrow S.S.A \rightarrow \beta = 0.958$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta d \sigma_s}$$

$$A_{st} = \frac{28.32 \times 1000}{0.958 \times 31.5 \times 348} = 2.7 \text{ cm}^2$$

- **Aux appuis :**

$$\mu = \frac{Ma}{bd^2 f_{bu}}$$

$$\mu = \frac{61.176 \times 1000}{25 \times 31.5^2 \times 14.2} = 0.174 < \mu l = 0.392 \rightarrow S.S.A \rightarrow \beta = 0.904$$

$$A_{st} = \frac{126.419 \times 1000}{0.904 \times 31.5 \times 348} = 6.17 \text{ cm}^2$$

B. Poutres secondaires :

- **En travée :**

$$\mu = \frac{Mt}{bd^2 f_{bu}}$$

$$\mu = \frac{42.55 \times 1000}{25 \times 31.5^2 \times 14.2} = 0.12 < \mu l = 0.392 \rightarrow SSA \rightarrow \beta = 0.936$$

$$A_{srt} = \frac{Ma}{\beta d \sigma_s}$$

$$A_{st} = \frac{42.55 \times 1000}{0.936 \times 31.5 \times 348} = 4.15 \text{ cm}^2$$

- **Aux appuis :**

$$\mu = \frac{Mt}{bd^2 f_{bu}}$$

$$\mu = \frac{43.187 \times 1000}{25 \times 31.5^2 \times 14.2} = 0.122 < \mu l = 0.392 \rightarrow S.S.A \rightarrow \beta = 0.935$$

$$A_{st} = \frac{Ma}{\beta d \sigma_s}$$

$$A_{st} = \frac{43.187 \times 1000}{0.935 \times 31.5 \times 348} = 4.21 \text{ cm}^2$$

✓ **Le ferrailage est résumé dans les tableaux suivants :**

A. Ferrailage des poutres principales (25×35) :

	M_{\max} (KN.m)	μ	Obs	β	A_{st} (cm ²)	Ferrailage	A_{adopte} (cm ²)
Travée	28.32	0.08	S.S.A	0.958	2.7	3HA14 fil+2HA12 chap	6.876
Appuis	61.176	0.174	S.S.A	0.904	6.17	3HA14 fil+3HA12 chap	8.007

Tableau VI.2.3: ferrailage des poutres principales sans voiles.

	M_{\max} (KN.m)	μ	Obs	β	A_{st} (cm^2)	Ferrailage	A_{adopte} (cm^2)
Travée	78.48	0.222	SSA	0.873	8.20	3HA16 fil+3HA14 chap	10.644
Appuis	83.28	0.236	SSA	0.863	8.80	3HA116 fil+3HA14 chap	10.644

Tableau VI.2.4: ferrailage des poutres principales avec voiles.

B. Ferrailage des poutres secondaire (25×35) :

	M_{\max} (KN.m)	μ	obs	Q	A_{st} (cm^2)	Ferrailage	A_{adopte} (cm^2)
Travée	42.55	0.12	SSA	0.936	4.15	3HA14fil+2HA12chap	6.876
Appuis	43.187	0.122	SSA	0.935	4.21	3HA14fil+3HA12chap	8.007

Tableau VI.2.5: ferrailage des poutres principales sans voiles.

	M_{\max} (KN.m)	μ	Obs	β	A_{st} (cm^2)	Ferrailage	A_{adopte} (cm^2)
Travée	48.91	0.138	SSA	0.925	4.82	3HA14fil+2HA12chap	6.876
Appuis	78.25	0.222	SSA	0.873	8.20	3HA16fil+3HA12chap	9.42

Tableau VI.2.6: ferrailage des poutres principales avec voiles.

VI.2.6-Vérification à l'ELU :

a. Armatures longitudinales (Art 7.5.2.1 RPA / version 2003) :

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de **0,5 %** en toute section.

		A_{st}	A_{min}	Verification
Poutre principal	En travée	2.7	4.375	Condition Vérifiée.
	Aux appuis	6.17		
Poutre secondaire	En travée	4.15	4.375	Condition Vérifiée.
	Aux appuis	4.21		

Tableau VI.2.7 : Vérifications armatures longitudinales à l'ELU.

b. Calcul des armatures transversales (Art 7.5.2.2 RPA 99/ version 2003) :

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par : $A_t = 0,003 \times S_t \times b$

Calcul de l'espacement S_t :

		Calcul de S_t (cm)			$A_t=0.003 \times S_t \times b$	Ferrailage (cm^2)
Poutre principale	Zone nodale $S_t \leq \min(h/4, 12\phi_t)$	$\min(8.75 ; 14.4)$	$S_t = 8$	0.6	4HA8=2.01cm²	
	Zone courante $S'_t \leq \frac{h}{2}$	$S'_t \leq 17.5$	$S_t = 15$	1.125		
Poutre secondaire	Zone nodale $S_t \leq \min(\frac{h}{4}, 12\phi_t)$	$\min(8.75; 14.4)$	$S_t = 8$	0.6	4HA8=2.01cm²	
	Zone courante $S'_t \leq \frac{h}{2}$	$S'_t \leq 17.5$	$S_t = 15$	1.125		

Tableau VI.2.8: Vérifications armatures transversale à l'ELU.

c. Vérification aux cisaillements (Art 5.1.1 BAEL 91 modifiée 99) :

$$\tau_u = \frac{V_{u \max}}{bd} \leq \bar{\tau}_u$$

Avec :

$V_{u \max}$: Effort tranchant maximal à l'ELU.

$$\bar{\tau}_u \leq \left(\frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ mpa} \right) = \min \left(\frac{0.2 \times 25}{1.5} ; 5 \text{ mpa} \right) = (3.33 ; 5 \text{ mpa})$$

$$\bar{\tau}_u = (3.33 ; 5 \text{ mpa}) = 3.33 \text{ MPa}$$

pouters	Effort tranchant (KN)		b(cm)	d(cm)	τ_u MPa	$\bar{\tau}_u$ (Mpa)	Obs
Principal	V_{xu}^{ma}	175.4	25	31.5	2.22	3.33	Condition vérifiée
Secondaire	V_{xu}^{ma}	77.59	25	31.5	0.985	3.33	Condition vérifiée

Tableau VI.2.9 : Vérification au cisaillement

d. **Influence de l'effort tranchant :**

▪ **Sur le Béton (BAEL 91 /Art A.5.1. 3.1.3)**

Il faut vérifier que : $V_u < \bar{V}_u = \frac{0.4 \cdot 0.9 \cdot b \cdot d \cdot f_{c28}}{\gamma_b}$

Poutre	Effort tranchant (KN)		b(cm)	d(cm)	f_{c28}	V_u	Obs
Principale	V_{xu}^{ma}	175.5	25	31.5	25	472.5	Condition vérifiée
Secondaire	V_{xu}^{ma}	77.59	25	31.5	25	472.5	Condition vérifiée

Tableau VI.2.10 : Influence de l'effort tranchant sur le béton.

▪ **Influence sur les armatures (BAEL 91 /Art A.5.1. 3.2) :**

$$A_a \geq \frac{1.15}{f_e} \left(V_u + \frac{M_u}{0.9d} \right)$$

Avec : M_u en valeur algébrique

Si $(V_u + M_u/0.9d) < 0 \rightarrow$ la vérification n'est pas nécessaire.

Pour les poutre principales : $V_u - \frac{M_u}{0.9d} = (175.5 - 121.65/0.9 \cdot 0.315) = -260.52 < 0$

Pour les poutre secondaire : $v_u - \frac{M_u}{0.9 \cdot d} = (77.59 - 59.71/0.9 \cdot 0.315) = -133.027 < 0$

\rightarrow Donc aucune vérification n'est nécessaire.

e. **Vérification de l'adhérence et de l'entraînement des barres BAEL [ArtA.6.1.3] :**

$$\tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}} = \phi s f t 28 = 1.5 * 2.1 = 3.15 \text{ mpa}$$

Avec :

$$\tau_{se} \text{ étant que la contrainte d'adhérence d'entrainement : } \tau_{se} = \frac{V_{um}}{0.9 d \Sigma U_i}$$

ΣU_i : somme des périmètres utiles des barres.

▪ **Poutre principale :**

$$\Sigma U_i = n * \pi * \phi = 6 * 3.14 * 14 = 26.37 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{175.5 * 1000}{0.9 * 315 * 263.7} = 2.3475 \text{ MPa} < 3.15 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

▪ **Poutre secondaire :**

$$\Sigma U_i = n * \pi * \phi = 6 * 3.14 * 14 = 26.37 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{77.59 * 1000}{0.9 * 315 * 263.7} = 1.03 \text{ MPa} < 3.15 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

f. Ancrage des armatures BAEL [Art A.6.1.22] :

$$L_s = \frac{\phi F_e}{4 \tau_{su}} ; \text{ avec : } \tau_{su} = 0.6 \phi^2 s f t 28 = 0.6 (1.5^2) 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

Les barres que nous avons utilisées sont de diamètres

($\phi 12$; $\phi 14$; $\phi 16$ et $\phi 20$) donc leurs longueurs de scellements sont respectivement :

$$L_s = \frac{1.2 * 400}{4 * 2.835} = 42.32 \text{ cm} = 45 \text{ cm}$$

$$L_s = \frac{1.4 * 400}{4 * 2.835} = 49.38 \text{ cm} = 50 \text{ cm}$$

$$L_s = \frac{1.6 * 400}{4 * 2.835} = 56.38 \text{ cm} = 60 \text{ cm}$$

$$L_s = \frac{2 * 400}{4 * 2.835} = 70.54 \text{ cm} = 82 \text{ cm}$$

Pour l'ancrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochet « l_c » est au moins égale à « $0,4 l_s$ » pour barre à haute adhérence.

- Pour les HA 12 : $l_c = 0,4 \times 42,32 = 16,92 \text{ cm}$
- Pour les HA 14 : $l_c = 0,4 \times 49,38 = 19,75 \text{ cm}$
- Pour les HA 16 : $l_c = 0,4 \times 56,43 = 22,57 \text{ cm}$
- Pour les HA 20 : $l_c = 0,4 \times 70,54 = 28,21 \text{ cm}$

VI.2.7-Vérification à l'ELS :

a. Condition de non fragilité (BAEL 91 Art A.4.2) :

Le ferrailage de la poutre doit satisfaire la C.N.F : $A_{st} \geq A_{min}$

Avec : $A_{\min} \geq \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e}$

		A_{st}	A_{\min}	Condition
poutres Principal	En travée	2.7	0.95	Verifier
	Aux appuis	6.17		Verifier
poutres secondaire	En travée	4.15	0.95	Verifier
	Aux appuis	4.21		Verifier

Tableau VI.2.11: Condition de non fragilité du béton de la section minimale

b. Etat limite d'ouverture des fissures :

La fissuration dans le cas des poutres étant considéré peu nuisible, alors cette vérification n'est pas nécessaire.

c. Vérification des contraintes :

▪ **Les aciers :**

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 d A_s} \leq \overline{\sigma_{st}} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$\rho_1 = \frac{100 A_s}{bd} \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} k_1 \\ \beta_1 \end{array} \right. \rightarrow \text{A partir des tableaux à L ELS :}$$

▪ **Le béton (Art. A.4.5, 2 /BAEL91) :**

La contrainte de compression du béton ne doit pas dépasser la contrainte admissible.

Poutre		Moments (KN.m)		Combinaison
Poutre principale	Travée	M_{st}	20.667	ELS
	Appuis	M_{st}	37.49	ELS
Poutre secondaire	Travée	M_{st}	23.72	ELS
	Appuis	M_{st}	35.94	ELS

Tableau VI.2.12: Moments à l'ELS.

✓ Résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.2.13 : Vérifications des contraintes à L'ELS

Poutre		M (KN.m)	ρ_1	β_1	K ₁	A _{st1}	d	σ_{st}	σ	Obs	σ_{bc}	σ_c	Obs
P.P	Travée	20.67	0.03	0.97	151.7	2.69	31.5	251.48	348	Condition vérifiée	1.657	15	Condition vérifiée
	Appuis	37.49	0.113	0.944	74.29	5.11	31.5	246.72	348		3.321	15	
P.S	Travée	23.72	0.104	0.946	77.6	3.12	31.5	255.12	348		3.287	15	
	Appuis	35.94	0.041	0.965	127.9	4.86	31.5	243.27	348		1.90	15	

Tableau VI.2.13 : Vérifications des contraintes à L'ELS.

d. Vérification de la flèche : (Art.B.6.5.2/BAEL modifiées 99) :

On doit justifier l'état limite de déformation par un calcul de flèche, qui ne doit pas dépasser la valeur limite.

▪ Poutres principales :

$$\frac{h}{L_{mx}} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{35}{390} = 0.0897 > \frac{1}{16} = 0.0625 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{A_s}{bd} < \frac{4.2}{f_e} = \frac{2.69}{25 \times 31.5} = 0.0341 < \frac{4.2}{400} = 0.0105 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

VI.3- Ferraillage des voiles :

VI.3.1-Introduction :

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales et des forces horizontales.

Le ferraillage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes (G) et aux surcharges d'exploitation (Q) ainsi que sous l'action des sollicitations horizontales dues au séisme pour faire face à ces sollicitations, on prévoit trois types d'armatures :

- Armatures verticales.
- Armatures horizontales.
- Armatures transversales.

Nous allons ferrailer par zone, car on a constaté qu'il est possible d'adopter le même type de ferrailage pour un certain nombre de niveaux ;

- **Zone I** : RDC au 2^{ème} étage.
- **Zone II** : Niveaux 3 au 4^{ème} étage.

Dans notre projet on a introduit les voiles dans les deux directions :

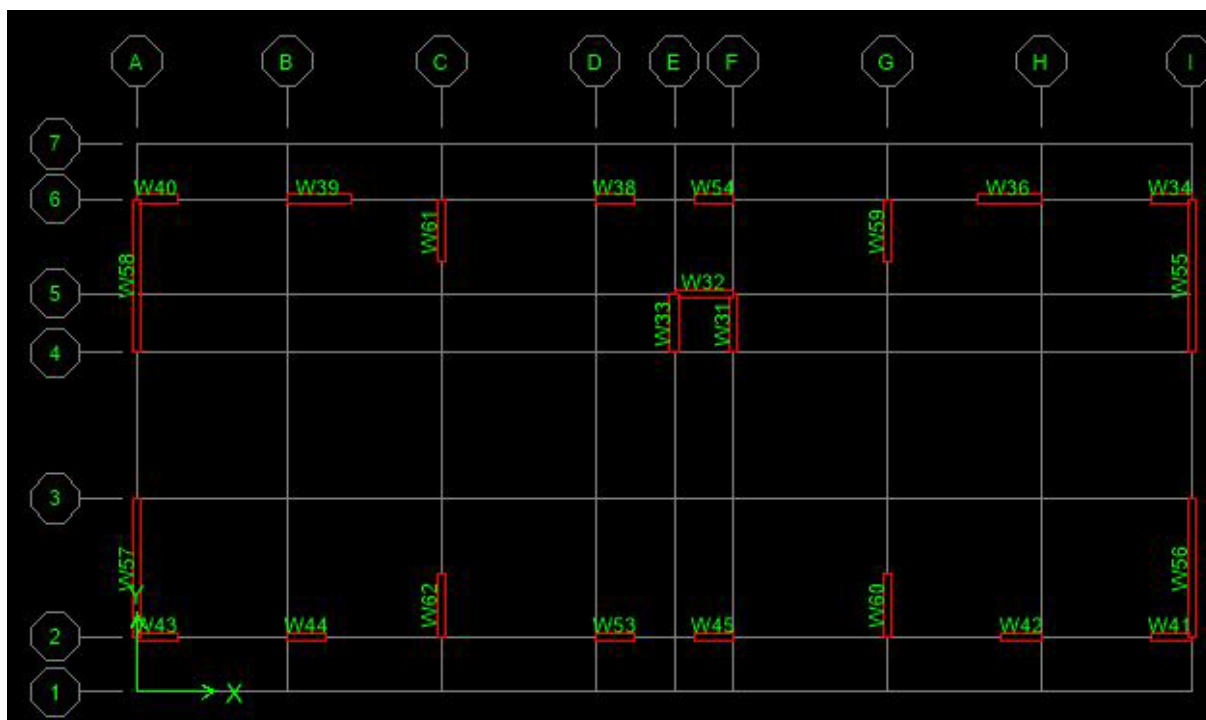


Figure VI.4 : Disposition des voiles.

VI.3.2-Combinaisons d'actions :

Les combinaisons d'actions sismiques et d'actions dues aux charges verticales à prendrent données ci-dessous :

$$✓ \text{ RPA. 99/modifiée 2003 } \begin{cases} 0.8G + E \\ G + Q \pm E \end{cases}$$

$$✓ \text{ BAEL.91/modifiée 99 } \begin{cases} \text{ELU: } 1,35 G + 1,5 Q \\ \text{ELS: } G + Q \end{cases}$$

VI.3.3-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) :

$$d \leq \min \left(\frac{h_e}{2}, \frac{2}{3} l_c \right) \text{ [Art 7.7.4 RPA99/mod2003]}$$

Avec :

h_e : La hauteur entre nus de plancher 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.

$$L_t = L - L_c$$

VI.3.4- Détermination des diagrammes de contraintes :

En fonction des contraintes agissant sur le voile, trois cas peuvent se présenter :

- Section entièrement comprimé (S.E.C)
- Section entièrement tendue (S.E.T)
- Section partiellement comprimé (S.P.C)

Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés en fonction des diagrammes des contraintes obtenues :

Section	Diagramme des contraintes	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		$N_i = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \times d \times e$	$N_{i+1} = \frac{\sigma_1}{2} \times d \times e$

Tableau VI.3.1 : des efforts normaux.

VI.3.5- Calcul des armatures :

a. Armatures verticales :

- Situation accidentelle = 400MPa
- Situation courante = 348MPa

SECTION	ARMATURES VERTICALES
S.E.C	$A_{vi} = \frac{N_i + B \times f_{t28}}{\sigma_s}$
S.E.T	$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$
S.P.C	$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$

Tableau VI.3.2 : Tableau des armatures verticales.

On peut concentrer les armatures à l'extrémité du voile. L'espacement des armatures verticales doit être réduit de moitié sur une distance $[L/10]$ de chaque extrémité et il doit être au plus égale à 15 cm.

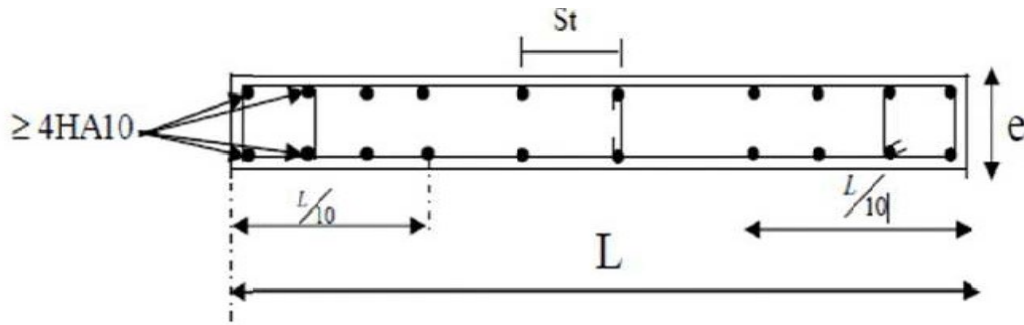


Figure VI.5: Disposition des armatures verticales dans les voiles.

Les barres verticales des zones extrêmes, sont ligaturées par des cadres horizontaux dont l'espacement est inférieur à l'épaisseur du voile formant ainsi des potelets.

b. Armatures minimales :

▪ **Section entièrement comprimée (Art .8.1, 21 BAEL 91).** :

$A_{min} \geq 4\text{cm}^2$ par mètre(m) de parement mesurée perpendiculaire à ces à la direction des armatures : $0, 20\% \leq A_{min}/B \leq 0, 5 \%$

Avec :

B : section du béton comprimée.

▪ **Traction simple (Art A.4.2.1/ BAEL91modifié99) :**

$$A_{mi} > \frac{B \times f_{t28}}{f_e}$$

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 (Art.7.7.4.1 RPA 99/2003).

$$A_{mi} > 0.002B$$

c. Armatures horizontales :

Les barres horizontales doivent être munies de crochet à 135° ayant une longueur de $10\emptyset$. (Art 7.7.4.2 RPA99/2003).

D'après le BAEL 91 : $A_h = \frac{A_v}{4}$

A_v : Section des armatures verticales

Les armatures horizontales sont disposées vers l'extérieur dans chaque nappe d'armatures.

d. Règles communes du RPA pour les armatures verticales et horizontales (Art 7.7.4.3 RPA99/2003) :

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.

e. Espacement :

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$S_t \leq 1,5a$ Avec : $a=20\text{cm}$: épaisseur du voile.

$S_t \leq 30\text{cm}$

Dans notre cas :

$S_t \leq \min \{30\text{cm}, 30\text{ cm}\} \rightarrow S_t = 30\text{cm}$

f. Longueur de recouvrement

Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

- $40\emptyset$ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
- $20\emptyset$ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

g. Diamètre maximale :

Le diamètre utilisé pour les armatures verticales et horizontales à l'exception des

Armatures des potelets doit être inférieur ou égale au 1/10 eme de l'épaisseur du voile.

$\emptyset \leq 0,1a = 0,1 \times 200 = 20\text{mm}$.

h. 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^2), dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression.

i. Armatures de coutures :

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dont la section est donnée par la formule : $A_{vj} = 1.1 \frac{\bar{v}}{f_e}$

Avec :

$$\bar{v}=1.4V_u$$

V_u : Effort tranchant calculé au niveau considéré.

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'acier tendue nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

VI.3.6- Les vérifications :

a. Vérification de la contrainte dans le béton à l'ELS :

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B+15A} \leq \overline{\sigma}_{bc}=0.6 \times f_{c28} = 150 \text{ MPa}$$

Avec :

N_s : L'effort normal appliqué.

B : section du béton.

A : section des armatures adoptées (verticales).

b. Vérification de la contrainte limite de cisaillement (Art A.5.1.21 BAEL91/ modifié 99) :

✓ **D'après (Art A.5.1.21 BAEL91/ modifié 99) :** $\sigma_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \overline{\tau}_u$

Avec :

$\overline{\tau}_u$: Contrainte limite de cisaillement : $\overline{\tau} : \min(0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa})$

✓ **D'après (Art 7.7.2 RPA 99/2003) :** $\tau = \frac{\overline{V}_u}{b \times d} \leq \overline{\tau}=0.2f_{c28}$

Avec :

$$\overline{V}_u = 1,4V_u$$

V_u : Effort tranchant calculé au niveau considéré.

b : Epaisseur du voile.

d : Hauteur utile ($d=0,9h$).

h : Hauteur totale de la section brute.

VI.3.5- Exemple de calcul :

Soit à calculer le ferrailage d'un voile transversal **L= 3.90 m** sur **la zone I**.

✓ **Caractéristiques géométriques :**

L(m)	e(m)	B (m ²)	I (m ⁴)
3.90	0,20	0.78	0.988

Tableau VI.3.3 : Caractéristiques géométriques.

✓ **Sollicitations de calcul :**

On calcul les efforts (Ni et Ni+1) agissant sur le voile considéré pour tous les étages de la zone et en tirant 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 **ETABS** :

$$\sigma_{\max} = 2372.8 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\min} = -2651.57 \text{ KN/m}^2$$

• **Largeur de la zone comprimée « Lc » et de la zone tendue « Lt » :**

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} - \sigma_{\min}} \times L = L_c = \frac{2372.8}{2372.8 + 2651.57} \times 3.90 = 1.841$$

$$L_t = L - l_c = 3.9 - 1.841 = 2.058$$

• **Calcul « d » :**

Le découpage du diagramme est en deux bandes de longueur (d) :

$$D \leq \min\left(\frac{he}{2}; \frac{2}{3} l_c\right) = (1.355 ; 1227) = 1.2$$

$$\text{Avec } he = h_{\text{etag}} - h_{\text{poutre}} = 3,06 - 0,35 = 2,71 \text{ m}$$

• **Détermination de N :**

$$\frac{\sigma_{\min}}{L_t} = \frac{\sigma_1}{L_t - d}$$

$$\sigma_1 = \frac{\sigma_{\min}(L_t - d)}{L_t} = \frac{-2651.57(2.058 - 1.2)}{2.058} = -1105.46 \text{ kn/m}^2$$

$$N_1 = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \times d \times e = \frac{-2651.57 - 1105.46}{2} * 1.2 \times 0.2 = -450.84 \text{ kn}$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \times d \times e = \frac{-1105.46}{2} \times 1.2 \times 0.2 = -132.65 \text{ kn}$$

• **Calcul des armatures verticales :**

$$\text{1ere bande : } A_{v1} = \frac{N_1}{\sigma_s} = \frac{450.84}{40} = 11.27 \text{ cm}^2$$

$$\text{2ere bande : } A_{v2} = \frac{N_2}{\sigma_s} = \frac{132.65}{40} = 3.316 \text{ cm}^2$$

• **Les armatures des coutres :**

$$A_{vj} = 1.1 \frac{v}{f_e} = 1.1 \frac{384.86 * 1.4}{40} = 14.8 \text{ cm}^2$$

✓ Armatures minimales :

$$A_{\min} \geq \max \left(\frac{d \cdot e \cdot f_t \cdot 28}{f_e}; 0.2\%B \text{ avec } B = d \times e \right)$$

$$A_{\min} \geq \max \left(\frac{1.2 \cdot 0.2 \cdot 2.1}{400}; 0.002 \cdot 1.2 \cdot 0.2 = (12.6 ; 04.8) \right)$$

$$A_{\min} = 12.6 \text{ cm}^2$$

✓ Calcule des sections totales :

$$A_1 = A_v + \frac{A_{vj}}{4} = 11.27 + \frac{14.8}{4} = 14.97 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = 3.316 + \frac{14.8}{4} = 7.01 \text{ cm}^2$$

• **Ferrailage adopté :**

	Section total	Ferrailage adoptee	Escapement
1^{er} bande	$A_1 = 14.97$	$2 \times 8 \text{HA}12 = 18.086 \text{cm}^2$	$S_t = 15 \text{cm}$
2^{eme} bande	$A_2 = 7.01$	$2 \times 6 \text{HA}12 = 13.564 \text{cm}^2$	$S_t = 20 \text{cm}$

Tableau VI.3.4 : Ferrailage adopté.

• **Armatures horizontales :**

✓ D'après le BAEL 91 : $A_v/4 = 18.86/4 = 4.52 \text{ cm}^2$

✓ D'après le RPA 2003 : $A_h \geq 0.15\%B = 0.0015 \times 0.2 \times 3.9 = 11.7 \text{ cm}^2$

On prend : $A_H = 11.7 \text{ cm}^2$

Soit : 8 HA 14 = 12.3 cm² / 1m de hauteur ; avec $S_H = 12 \text{ cm}$.

• **Armatures transversales :**

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées au minimum par (04) épingle au mètre carré soit avec HA8. (4 HA 8)

• **Les vérifications :**

✓ Vérification des espacements :

L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire :

$$S_t = \min(1, 5e ; 30 \text{cm}) = S_t = \min(30 ; 30 \text{cm})$$

$$S_t = 12 \text{ cm et } 20 \text{cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

$$S_H = 12 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

✓ Vérification de la contrainte dans le béton à l'ELS :

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B+15A} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \times f_{v28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{523.87 \times 1000}{0.78 \times 1000000 + 15 \times 18.09 \times 100} = 0,65 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0,65 < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

✓ Vérification des contraintes de cisaillement :

▪ Selon le RPA 2003 : $\tau_b \leq \overline{\tau_b}$

$$\tau_b = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{1.4 \times 384.86 \times 1000}{200 \times 1.2 \times 3060} = 0,97 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau_b} = 0.2 f_{c28} = 5 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 0,97 < \overline{\tau_b} = 5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

▪ D'après le BAEL 91 : $\tau_b = \frac{V_u}{b \times d}$

$$\tau_b = \frac{384.86}{200 \times 1.2 \times 3060} = 0,69 \text{ MPa}$$

✚ Pour le voile w58 (L=3.9m)

Zones		Zone I	Zone II		
Caractéristiques géométriques	L (m)	3.9	3.9		
	e (m)	0.2	0.2		
	B (m)	0.78	0.78		
Sollicitations de calcul	σ_{max} [KN/m ²]	955.12	478.77		
	σ_{min} [KN/m ²]	-1419.07	-658.5		
	Nature de la section		SPC	SPC	
	V _u (kN)	805.34	610.8		
	L _t (m)	2.33	2.26		
	L _c (m)	1.57	1.64		
	d (m)	1.166	1.129		
	σ_1 [KN/m ²]	709.535	329.250		
	N (kN)	N ₁	248.10	111.53	
		N ₂	82.698	37.175	
	A _v (cm ²)	A _{v1}	6.20	2.79	
		A _{v2}	2.07	0.93	
	A _{vj} (cm ²)		31.01	23.52	
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vj} /4	13.95	8.67	
		A2=A _{v2} +A _{vj} /4	9.82	6.81	
	A _{min} (cm ²)		12.24	11.86	
	A _v adopté (cm ²)	Bonde 1	40.0036	29.3904	
		Bonde 2	40.0036	29.3904	
	Armallage des v	Choix des barres	Bonde 1	26 HA14	26 HA12
			Bonde 2	26 HA14	26 HA12
S _t (cm)		Bonde 1	15cm	15cm	
		Bonde 2	15cm	15cm	
A _{Hmin} =0.0015*B (cm2)/bande		6.99	6.77		
A _H /nappe (cm ²)		10.00	7.35		
Choix des barres/nappe (cm ²)		8HA12/nap	8HA10/nappe		
ep =20cm		(A=5.65cm ²)	(A=3.9cm ²)		
Armature transversal		4 Epingles			
Vérification des contraintes	contrainte	τ_u (MPa)	1.147	0.870	
		τ_b (MPa)	4.166	1.218	
	ELS	N _s (kN)	523.87	1105.8	
		σ_b (MPa)	0.58	0.90	

✚ Pour le voile W44 (L=1m) :

Zones		Zone I	Zone II	
Caractéristiques géométriques	L (m)	1	1	
	e (m)	0.2	0.2	
	B (m)	0.2	0.2	
Sollicitations de calcul	σ_{max} [KN/m ²]	885.95	440.09	
	σ_{min} [KN/m ²]	-1222.59	-708.81	
	Nature de la section		SPC	SPC
	V _u (kN)	751.85	455.41	
	L _t (m)	0.58	0.62	
	L _c (m)	0.42	0.38	
	d (m)	0.290	0.308	
	σ_1 [KN/m ²]	611.295	354.405	
	N (kN)	N ₁	53.17	32.80
		N ₂	17.722	10.932
	A _v (cm ²)	A _{v1}	1.33	0.82
		A _{v2}	0.44	0.27
	A _{vj} (cm ²)		28.95	17.53
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vj} /4	8.57	5.20
		A2=A _{v2} +A _{vj} /4	7.68	4.66
	A _{min} (cm ²)		3.04	3.24
	A _v adopté (cm ²)	Bonde 1	7.9128	7.9128
Bonde 2		7.9128	7.9128	
aillage des v	Choix des barres	Bonde 1	7 HA12	
		Bonde 2	7 HA12	
	S _t (cm)	Bonde 1	15cm	
		Bonde 2	15cm	
	A _{Hmin} =0.0015*B (cm2)/bande		1.74	1.85
	A _H /nappe (cm ²)		1.98	1.98
	Choix des barres/nappe (cm ²)		4HA12/nap	4HA12/nappe
ep =20cm		(A=5.65cm ²)	(A=3.9cm ²)	
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²	
	contrainte	τ_u (MPa)	4.177	
		τ_b (MPa)	4.166	
	ELS	N _s (kN)	523.87	
σ_b (MPa)		2.34		

✚ Pour le voile w39 (L=1.6m) :

Zones		Zone I	Zone II	
Caractéristiques géométriques	L (m)	1.6	1.6	
	e (m)	0.2	0.2	
	B (m)	0.32	0.32	
Sollicitations de calcul	σ_{max} [KN/m ²]	960.57	218.07	
	σ_{min} [KN/m ²]	-1580.35	-374.31	
	Nature de la section		SPC	SPC
	V _u (kN)	680.97	386.77	
	L _t (m)	1.00	1.01	
	L _c (m)	0.60	0.59	
	d (m)	0.498	0.505	
	σ_1 [KN/m ²]	790.175	187.155	
	N (kN)	N ₁	117.95	28.38
		N ₂	39.317	9.461
	A _v (cm ²)	A _{v1}	2.95	0.71
		A _{v2}	0.98	0.24
	A _{vj} (cm ²)		26.22	14.89
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vj} /4	9.50	4.43
		A2=A _{v2} +A _{vj} /4	7.54	3.96
	A _{min} (cm ²)		5.22	5.31
	A _v adopté (cm ²)	Bonde 1	16.9246	12.4344
		Bonde 2	16.9246	12.4344
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde 1	11 HA14	11 HA12
		Bonde 2	11 HA14	11 HA12
	S _t (cm)	Bonde 1	15cm	15cm
		Bonde 2	15cm	15cm
	A _{Hmin} =0.0015*B (cm2)/bande		2.99	3.03
	A _H /nappe (cm ²)		4.23	3.11
	Choix des barres/nappe (cm ²)		4HA12/nap	4HA10/nappe
ep =20cm		(A=5.65cm ²)	(A=3.9cm ²)	
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles	
	contrainte	τ_u (MPa)	2.364	1.343
		τ_b (MPa)	4.166	1.880
	ELS	N _s (kN)	523.87	1105.8
σ_b (MPa)		1.41	0.90	

Pour les voiles (3.5)

Zones		Zone I	Zone II		
Caractéristiques géométriques	L (m)	3.5	3.5		
	e (m)	0.2	0.2		
	B (m)	0.7	0.7		
Sollicitations de calcul	σ_{max} [KN/m ²]	855.67	484.74		
	σ_{min} [KN/m ²]	-1302.41	-606.24		
	Nature de la section		SPC	SPC	
	V _u (kN)	762.04	604.83		
	L _t (m)	2.11	1.94		
	L _c (m)	1.39	1.56		
	d (m)	1.056	0.972		
	σ_1 [KN/m ²]	651.205	303.120		
	N (kN)	N ₁	206.33	88.43	
		N ₂	68.776	29.477	
	A _v (cm ²)	A _{v1}	5.16	2.21	
		A _{v2}	1.72	0.74	
	A _{vj} (cm ²)		29.34	23.29	
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vj} /4	12.49	8.03	
		A2=A _{v2} +A _{vj} /4	9.05	6.56	
	A _{min} (cm ²)		11.09	10.21	
	A _v adopté (cm ²)	Bonde 1	16.9246	12.4344	
		Bonde 2	16.9246	12.4344	
	Armallage des v	Choix des barres	Bonde 1	23 HA14	23 HA12
			Bonde 2	23 HA14	23 HA12
S _t (cm)		Bonde 1	15cm	15cm	
		Bonde 2	15cm	15cm	
A _{Hmin} =0.0015*B (cm2)/bande		6.34	5.83		
A _H /nappe (cm ²)		4.23	3.11		
Choix des barres/nappe (cm ²)		4HA12/nap	4HA12/nappe		
ep =20cm		(A=5.65cm ²)	(A=3.9cm ²)		
Armature transversal		4 Epingles			
Vérification des contraintes	contrainte	τ_u (MPa)	1.210	0.960	
		τ_b (MPa)	4.166	1.344	
	ELS	N _s (kN)	523.87	1105.8	
		σ_b (MPa)	0.70	0.90	

VII-1- Introduction :

L'infrastructure est l'ensemble des éléments, qui ont pour objectif le support des charges de la superstructure et les transmettre au sol. Cette transmission peut être directe (semelles posées directement sur le sol : fondations superficielles) ou indirecte (semelles fondations profondes) et cela de façon à limiter les tassements différentiels et les déplacements sous l'action des forces horizontales.

VII-2- Choix du type des fondations :

Le choix du type des fondations dépend essentiellement, des facteurs suivants :

- La capacité portante du sol.
- Les charges transmises au sol.
- La profondeur du bon sol.

Pour le choix du type de fondation, on vérifie dans l'ordre suivant : les semelles isolées, les semelles filantes et le radier général et enfin on opte pour le choix qui convient.

✓ Selon le rapport du sol :

- La contrainte admissible est de **2 bars**
- Absence de nappe phréatique, donc pas de risque de remontée des eaux.

On distingue deux types de fondation selon leurs modes d'exécution et selon la résistance aux sollicitations extérieurs :

a) Fondation 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.

b) Fondations profondes :

Elles sont utilisées dans le cas des sols ayant une faible capacité portante ou dans les cas où le bon sol se trouve à une grande profondeur, les principaux types de fondations profondes sont :

- Les pieux.
- Les puits.

Le choix de la fondation doit satisfaire les critères suivants :

- Stabilité de l'ouvrage (rigidité).
- Facilité d'exécution (coffrage).
- Economie.

VII-3-Pré-dimensionnement des semelles :

VII-3-1- Semelles isolées :

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement effort normal « N_{ser} » qui est obtenu à la base de tous les poteaux du RDC.

$$A \times B \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$$

▪ **Homothétie des dimensions :**

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = K = 1 \dots \dots \dots A = B \text{ (poteau carré).}$$

D'où : $B \geq \sqrt{\frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}}$

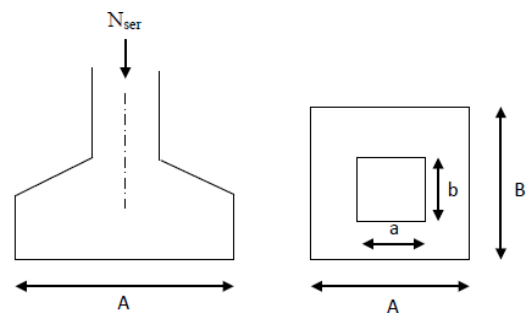


Figure VII-1 : Schéma de la semelle isolée.

Exemple de calcul :

$N_{ser} = 861,77 \text{ KN}$, $\bar{\sigma}_{sol} = 2 \text{ bars} = 200 \text{ KN/m}^2$

$$B \geq \sqrt{\frac{861,77}{200}} = 2,07\text{m} \dots \dots \dots A = B = 2.10\text{m}$$

✓ **Remarque :**

Vu que les dimensions des semelles sont très importantes, donc le risque de chevauchements est inévitable, alors il faut opter pour des semelles filantes.

VII-3-2- Semelles filantes :

VII-3-2-1-Dimensionnement des semelles filantes sous voiles :

Elles sont dimensionnées à l'ELS sous l'effort normal N, données par la condition la plus défavorable. Avec : $N_s = G + Q$

La largeur B de la semelle est déterminée par la formule suivante :

$$\bar{\sigma}_{sol} \geq \frac{N_s}{s} = \frac{G+Q}{BL} \dots \dots \dots B \geq \frac{N_s}{\bar{\sigma}_{sol} \times L}$$

Avec :

$\bar{\sigma}_{\text{sol}}$: capacité portante du sol ($\bar{\sigma}_{\text{sol}}=200\text{KN/m}^2$).

B : Largeur de la semelle.

G et Q : Charge et surcharge à la base du voile.

L : Longueur de la semelle sous voile.

▪ **Sens longitudinal :**

Voile	$N_{\text{ser}}(\text{KN})$	L(m)	B(m)	$S=(B \times L) (\text{m}^2)$	nombres	S total (m^2)
VL ₁	129.32	1	0.65	0.65	10	6.5
VL ₁	304.23	1.60	0.95	1.52	2	3.04
$\Sigma = 4,56$						9,54

Tableau VII-1 : Surface des semelles filante sous les voiles longitudinaux.

La somme des surfaces des semelles sous voiles est : $S_v = \Sigma S_i = 9.54 \text{ m}^2$

VII-3-2-2-Dimensionnement des semelles filantes sous poteaux :

VII-3-2-2-1/ Hypothèse de calcul :

Une semelle est infiniment rigide engendre une répartition linéaire de contrainte sur le sol. Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane telle que leur centre de gravité coïncide avec le point d'application de la résultante des charges agissantes sur la semelle.

VII-3-2-2-2/ Etape de calcul :

- **Détermination de la résultante des charges :**

$$R = \Sigma N_i$$

Avec : **R** : réaction du sol donnée en fonction de la contrainte σ_{sol} .

ΣN_i : Charges verticales totales à la base de la fondation (charge permanentes et d'exploitation).

- **Détermination de la Coordonnée de la résultante des forces :**

$$e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{R}$$

Avec : e_i : position de N_i par rapport au centre de la file considérée.

- **Détermination de la distribution (par mètre linéaire) des sollicitations de la semelle :**

$$\begin{cases} \text{si : } e < \frac{L}{6} \Rightarrow \text{Répartition trapézoïdale.} \\ \text{si : } e > \frac{L}{6} \Rightarrow \text{Répartition triangulaire.} \end{cases}$$

$$q_{\min} = \frac{R}{L} \times \left(1 - \frac{6e}{L}\right)$$

$$q_{\max} = \frac{R}{L} \times \left(1 + \frac{6e}{L}\right)$$

$$q_{(L/4)} = \frac{R}{L} \times \left(1 + \frac{3e}{L}\right)$$

- **Détermination de la largeur de la semelle :**

La largeur de la semelle est déterminé par la formule :

$$B \geq \frac{q_{(L/4)}}{\sigma_{sol}}$$

Avec L : distance entre nus des poteaux.

Poteaux	N_s (KN)	e_i	M_i	$N_s \times e_i$
8	861.77	-5.75	-3.093	-4955.1775
23	649.48	-2.05	-5.804	-1331.434
31	758.42	1.65	-6.127	1251.393
39	838.29	5.75	-4.25	4820.1675
	$\Sigma = 3107.96$	/	$\Sigma = -19.279$	$\Sigma = -215.05$

Tableau VII-3 : Surface des semelles filante sous les poteaux.

- **Détermination de la coordonnée de la résultante des forces :**

$$e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{R} = \frac{-215.05 - 19.279}{3107.96} = 0,07$$

- **Détermination de la distribution par mètre linéaire de la semelle :**

On a : $e = 0,27$ m

$$q_{\min} = \frac{R}{L} \times \left(1 - \frac{6e}{L}\right) = \frac{3107.96}{11.50} \times \left(1 - \frac{6 \times 0.07}{11.50}\right) = 260,38 \text{ KN/ml}$$

$$q_{\max} = \frac{R}{L} \times \left(1 + \frac{6e}{L}\right) = \frac{3107.96}{11.50} \times \left(1 + \frac{6 \times 0.07}{11.50}\right) = 280,13 \text{ KN/ml}$$

$$q_{(L/4)} = \frac{R}{L} \times \left(1 + \frac{3e}{L}\right) = \frac{3107.96}{11.50} \times \left(1 + \frac{3 \times 0.07}{11.50}\right) = 275,19 \text{ KN/ml}$$

- **Détermination de la largeur de la semelle :**

$$B \geq \frac{q_{(L/4)}}{\sigma_{sol}} = \frac{275.19}{200} = 1,37 \text{ m}$$

- ✓ Donc on opte pour **B = 1,5 m**

On aura donc, $S = 1,5 \times 11,50 = 17,25$

- ✓ **Nous aurons la surface totale des semelles sous poteaux :**

$$S_p = S \times n$$

n : Nombre de portique dans le sens considéré.

$$S_p = 17.25 \times 8 = 138 \text{ m}^2$$

- ✓ **La surface totale occupée par les semelles filantes est :**

$$S_t = S_p + S_v$$

$$S_t = 138 + 9.54 = 147.54 \text{ m}^2$$

La surface totale de la structure : **$S_{st} = 311,65 \text{ m}^2$**

- ✓ **Le rapport de la surface des semelles sur la surface de la structure est :**

$$\frac{S_t}{S_{st}} = \frac{147.54}{311.65} = 0,47$$

Donc : La surface des semelles représente **47%** de la surface totale du bâtiment.

Conclusion :

Les semelles présentent de grandes largeurs provoquant un chevauchement entre elles occupant ainsi une superficie inférieure à **50 %** de la surface totale du bâtiment, pour cela nous opterons pour une semelle filante.

VII-3-2-2-3/Hauteur des semelles :

$$h_s \geq (B-b) / 4 + 5\text{cm}$$

Avec :

B : la largeur de la semelle

h_s : hauteur de la semelle

b : la dimension de l'élément sur la semelle dans le sens transversal

b=0,40 m pour les poteaux et 0,20 m pour les voiles

➤ **Semelles filantes sous voiles :**

- **La hauteur de la semelle**

$$h_s \geq (150-20)/4 + 5 = 37,5 \text{ cm}$$

- **Les dimensions adopter sont les suivantes :**

B= 150cm, $h_s=40\text{cm}$, L=1.6m

B= 150cm, $h_s=40\text{cm}$, L=1m

➤ **Semelles sous poteaux**

- **La hauteur de la semelle**

$$h_s \geq (150-40)/4 + 5 = 32.5\text{cm}$$

On prend une hauteur de **$h_s=35\text{cm}$**

- **Les dimensions adopter sont les suivantes :**

B=150, $h_s=35\text{cm}$, L=11.5m

Afin d'assurer une meilleure rigidité de la semelle, cette dernière sera munie d'une poutre de rigidité sur toute sa longueur qui agit comme une poutre renversée continue avec les poteaux comme appuis, d'où les armatures supérieures (moments positifs en travée) et des armatures inférieures (moments négatif aux appuis).

VII-3-2-3/Etudes de la poutre de rigidité :

- **Dimensionnement :**

Il faut que :

La hauteur : $L/9 \leq h_p \leq L/6$

La largeur : $1/3h_p \leq b_p \leq 2/3h_p$

L : la plus grande portée dans le sens étudié L= 3,9m

- **La hauteur** : $390/9 \leq h_p \leq 390/6 \dots \dots \dots 43.33 \leq h_p \leq 65$

On adopte une hauteur de $h_p=55\text{cm}$

- **La largeur** : $1/3h_p \leq b_p \leq 2/3h_p \dots \dots \dots 18.33 \leq b_p \leq 36.66$

On adopte une largeur de $b_p=45\text{cm}$

- ✓ **Les dimensions de cette poutre rigide sont :**

$h=55\text{cm}$, $b=45\text{cm}$, $d=h-c =50\text{cm}$

VII-3-2-3-1/ Le ferrailage de la poutre (ELU) :

Le schéma statique de la poutre de rigidité est équivalent à une poutre continue sur 4 appuis. Le calcul des moments le long de la poutre se fera par les méthodes classiques de calcul en béton armé (RDM).

Poteaux	N_u (KN)	M_u (KN.m)	e(m)	$N_u \times e$
8	1180.84	-4.295	-5.75	-6789.83
23	888.26	-8.01	-2.05	-1820.933
31	1038.51	- 8.455	1.67	1734.312
39	1146.76	4.669	5.75	6593.87
Somme	4254.37	0.819		-282.581

Tableau VII.4: les efforts et les moments de la poutre de l'ELU.

$$e_u = \sum N_u \times e + \sum M_u / \sum N_u \Rightarrow e_u = 13184.047 + 0.819 / 4254.37 = 0.06\text{mm}$$

- Calcul de la charge uniforme :

$$q_u = (\sum N_u / L)(1 + (3 e_u / L)) \rightarrow q_u = (4254.37 / 11.5) \times (1 + (3 \times 0.06 / 11.5)) = 375,735 \text{KN/ml}$$

- Calcul de l'effort correspondant :

$$q_u = 375.735 \times 1.5 = 563.60 \text{KN/ml}$$

- Calcul des armatures :

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times f_{t28} / f_{bc} \dots\dots\dots A_{min} = 0.23 \times 45 \times 55 \times 2.1 / 348 = 3.43 \text{ cm}^2$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} , \quad A = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} .$$

- ✓ Le calcul des moments en travée et au appuis se fera avec la méthode forfaitaire.
- ✓ Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

L(m)		q _u (KN/ml)	M ₀ (KN.m)			M(KN.m)	μ	Obs	β	A _s (cm ²)	A _{min} (cm ²)	Choix	A _{ad} (cm ²)
A-B	3,5	375.735	575.35	Ap	0.3	172.605	0.108	S.S.A	0.943	1.05	3.43	5 HA 12	5.652
				Tr	0.85	489.05	0.306	S.S.A	0.811	3.46	3.43	5 HA 14	7.693
B-C	3,7		642.97	Ap	0.5	321.47	0.201	S.S.A	0.886	2.08	3.43	5 HA 12	5.652
				Tr	0.85	546.52	0.342	S.S.A	0.781	4.02	3.43	5 HA 14	7.693
C-D	3,9		714.37	Ap	0.5	357.185	0.223	S.S.A	0.872	2.35	3.43	5 HA 12	5.652
				Tr	0.85	607.215	0.380	S.S.A	0.745	4.68	3.43	5 HA 14	7.693

Tableau VII.4: ferrailage de la poutre (ELU).

VII-3-2-3-2/Armatures transversales :

- Diamètres minimal :

Selon le BAEL91, le diamètre minimal des armatures transversales doit vérifier :

$$\varnothing \geq \frac{\varnothing_{lmax}}{3} = \frac{14}{3} = 4,66 \text{ mm}$$

Soit : $\varnothing = 10 \text{ mm}$

- Espacement des armatures :

- **Zone nodal :**

$$S_t \geq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12\varnothing_{lmax} \right\} = \min \left\{ \frac{55}{4} ; 12 \times 1.4 \right\} = 13.75$$

Soit : $S_t = 10 \text{ cm}$

- **Zone courante :**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{55}{2} = 27.5 \text{ cm}$$

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

- Armatures transversales minimales (Art 7.5.2.2 RPA 99 2003) :

$$A_{\min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 10 \times 45 = 1.35\text{cm}^2$$

Soit : $A_t = 4 \text{ HA } 8=2.01\text{cm}^2$ (un cadre et un étrier).

- Ferraillage de la semelle :

Le calcul des armatures se fera avec la méthode des bielles

$$A_B = N u \frac{B-b}{8 \times d \times \sigma_{st}}$$

A_B : est la section d'armatures longitudinale donnés par mètre linéaire (cm^2/ml)

$$A_B = 4254,37 \times \frac{1.5-0.4}{8 \times 0.3 \times 348} = 7.42\text{cm}^2$$

On prend une section de **8 HA 14 = 12.3088cm² /ml** avec $S_t= 20\text{cm}$

- Armatures de répartition

$$A_r = A_B/4 = 7.42/4 = 1.85\text{cm}^2$$

On prend une section de **5 HA 12=5.65cm² /ml** avec $S_t=20\text{cm}$

VII-3-2-4/Ferraillage de longrine :

- Le rôle des longrines :

Les longrines servent à chaîner les semelles dans les deux sens, rigidifier et empêcher son déplacement. Elles doivent être calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force égale a : **$F = N/a \geq 20\text{KN}$**

Avec

N : égale à la valeur maximale de la charge verticale de gravité apportée par les point d'appuis solidarisée.

a : coefficient en fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée. (Site : S3 ; Zone IIa)

- Dimensionnement des longrines :

Les dimensions minimales de la section transversale des longrines d'après le **RPA 99**

(Art10.1.1) sont :

- ✓ (25cm x 30cm) : site de catégories S2 et S3
- ✓ (30cm x 30cm) : site de catégories S4

On adopte pour notre cas une section de (25cm x 30cm)

- Armatures longitudinales :

$$N_u = 1180.84 \text{ KN}, a = 12 \text{ (zone II ; site 3)}$$

$$F = N_u / a = 1180.84 / 12 = 98.40 \text{ KN}$$

$$A = F / \sigma_{st} = 98,40 \times 10 / 348 = \mathbf{2,82 \text{ cm}^2}$$

Le ferrailage minimum exigé par RPA est de 0.6% de la section total :

$$A_{\min} = 0.006 \times 25 \times 30 = 4.5 \text{ cm}^2$$

$A_t < A_{\min}$... la condition n'est pas vérifiée alors on adopte une section de **6 HA 12 = 6.78 cm²**

Conclusion :

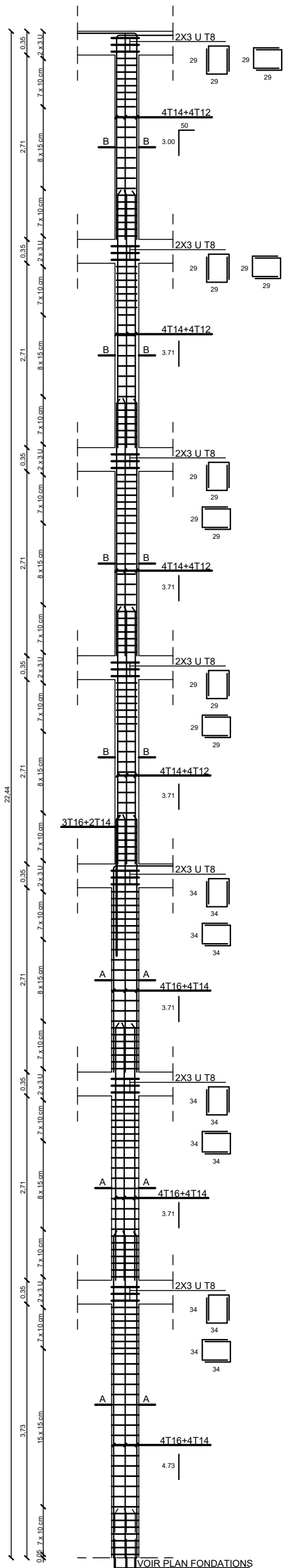
L'expérience de ce mémoire de fin d'étude, nous a permis de faire la liaison entre le monde de la théorie et de la pratique, voire mieux et comprendre le lien qui les relie ainsi que le passage de l'un à l'autre.

En effet à travers ce travail nous avons pu mettre nos connaissances théoriques acquise tout au long de notre cursus universitaire, les affiner et les approfondir d'une manière exponentielle pour voir mieux les attentes du monde professionnel vaste du génie civil.

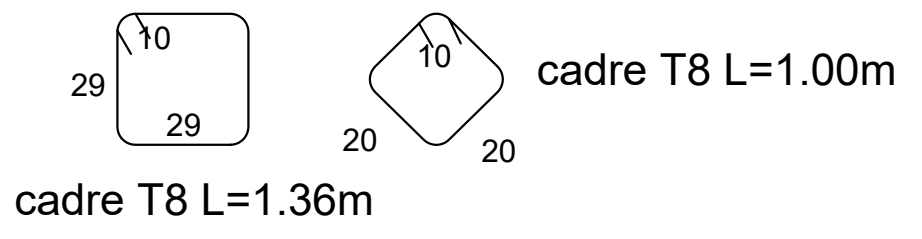
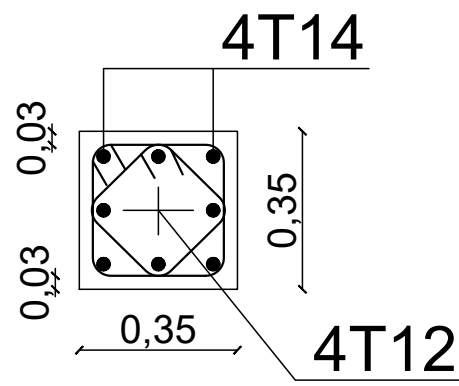
Pour arriver au dimensionnement et ferrailage finaux, nous avons explore les différents éléments constituant un bâtiment et les différentes étapes de calcul. En respectant les exigences du règlement en vigueur (RPA 99/2003) pour assurer la stabilité de notre structure, les différentes exigences ont pu être satisfaites et de ce fait nous pouvons affirmer que la structure est stable vis-à-vis des charges statiques et dynamiques.

Notre travail s'est achevé par l'étude del'infrastructure qui a permis de déterminer que le type de fondations adéquat à notre structure est une semelle filante ; vers la fin le ferrailage des fondations a été effectué.

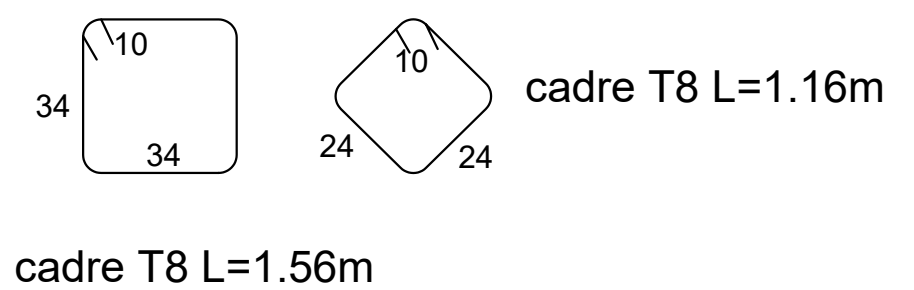
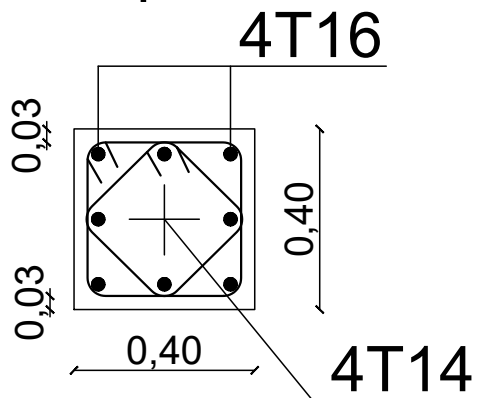
FERRAILLAGE POTEAUX



Coupe B-B



Coupe A-A



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 UNIVERSITE MOULOU D MAMMERI DE TIZI OUZOU
 FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIE PAR:
 AIT GHERBI Nabil
 RAHOUI Karim

Projet d'étude d'un
 bâtiment (R+6)
 à usage d'habitation
 et commerciale

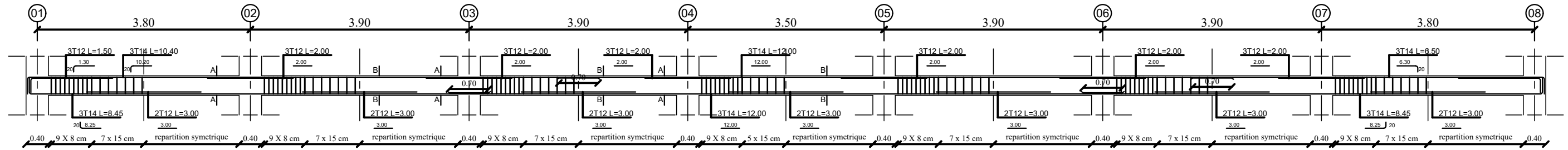
ECHELLE
 1/50e

DIRIGE PAR:
 LARABI Sonia

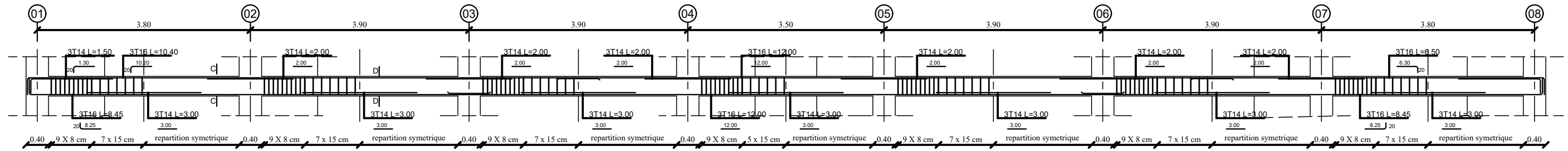
FERRAILLAGE POTEAUX

DATE :
 20/11/2022

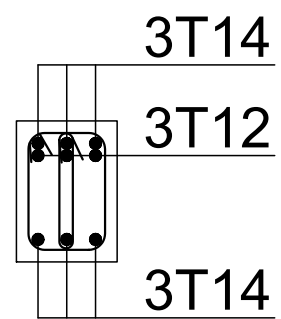
FERRAILLAGE POUTRE PRINCIPALE SANS VOILE



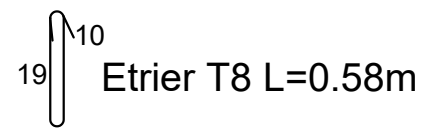
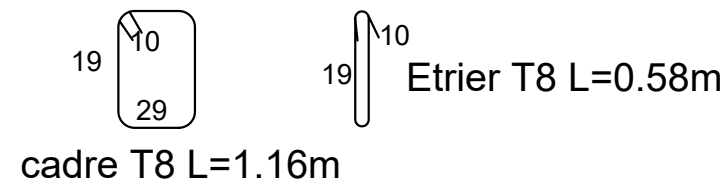
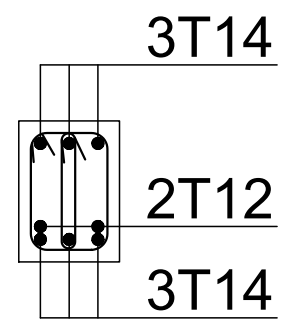
FERRAILLAGE POUTRE PRINCIPALE AVEC VOILE



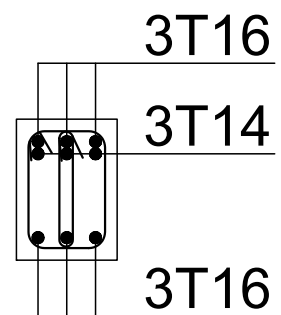
Coupe A-A



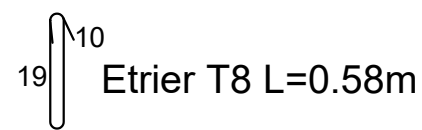
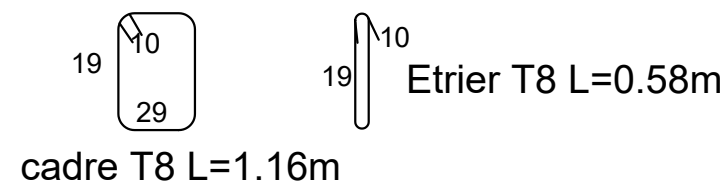
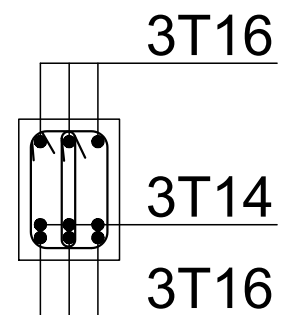
Coupe B-B



Coupe C-C



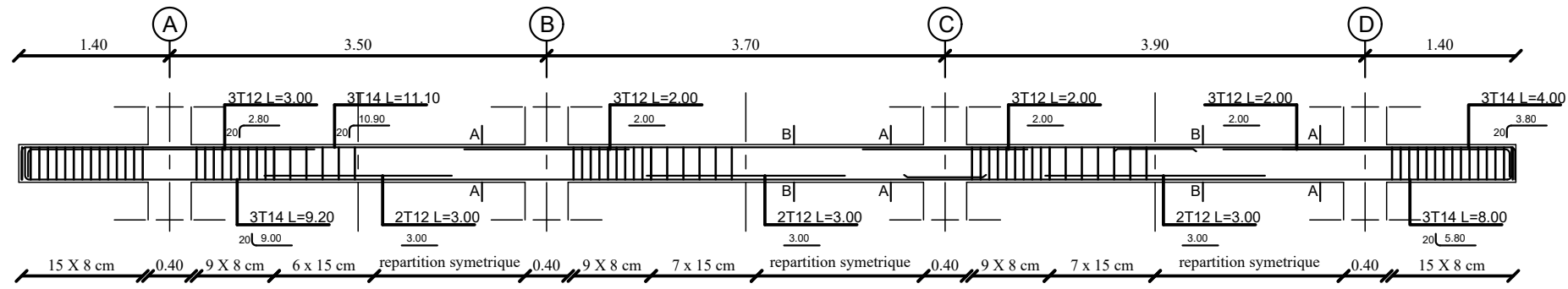
Coupe D-D



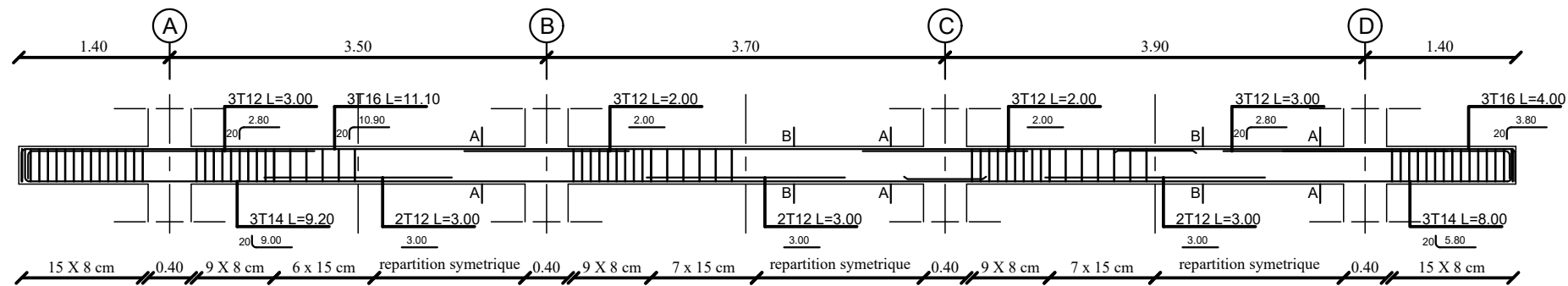
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 UNIVERSITE MOULOU D MAMMERI DE TIZI OUZOU
 FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIE PAR: AIT GHERBI Nabil RAHOUI Karim	Projet d'étude d'un bâtiment (R+6) à usage d'habitation et commerciale	ECHELLE 1/50e
DIRIGE PAR: LARABI Sonia	FERRAILLAGE POUTRE PRINCIPALE	DATE : 20/11/2022

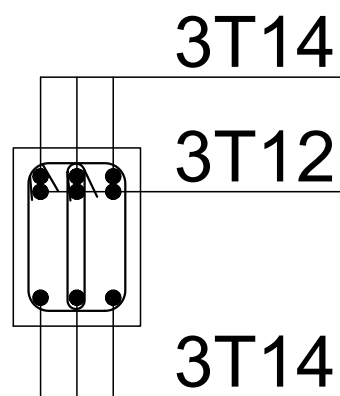
FERRAILLAGE POUTRE SECONDAIRE SANS VOILE



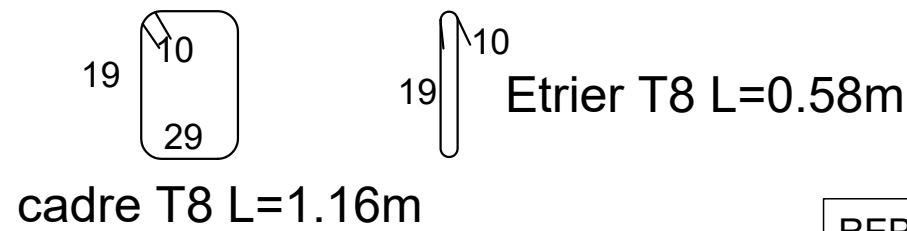
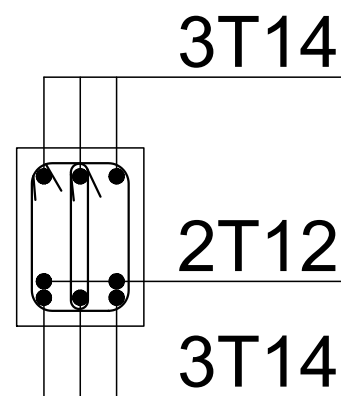
FERRAILLAGE POUTRE SECONDAIRE AVEC VOILE



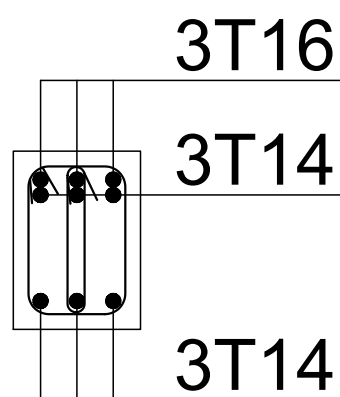
Coupe A-A



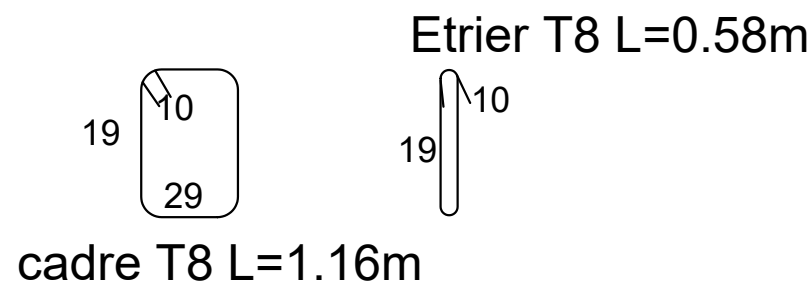
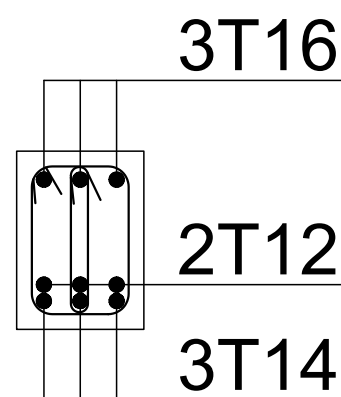
Coupe B-B



Coupe C-C



Coupe D-D



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 UNIVERSITE MOULOU MAMMERI DE TIZI OUZOU
 FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIE PAR:
 AIT GHERBI Nabil
 RAHOUI Karim

Projet d'étude d'un bâtiment (R+6) à usage d'habitation et commerciale

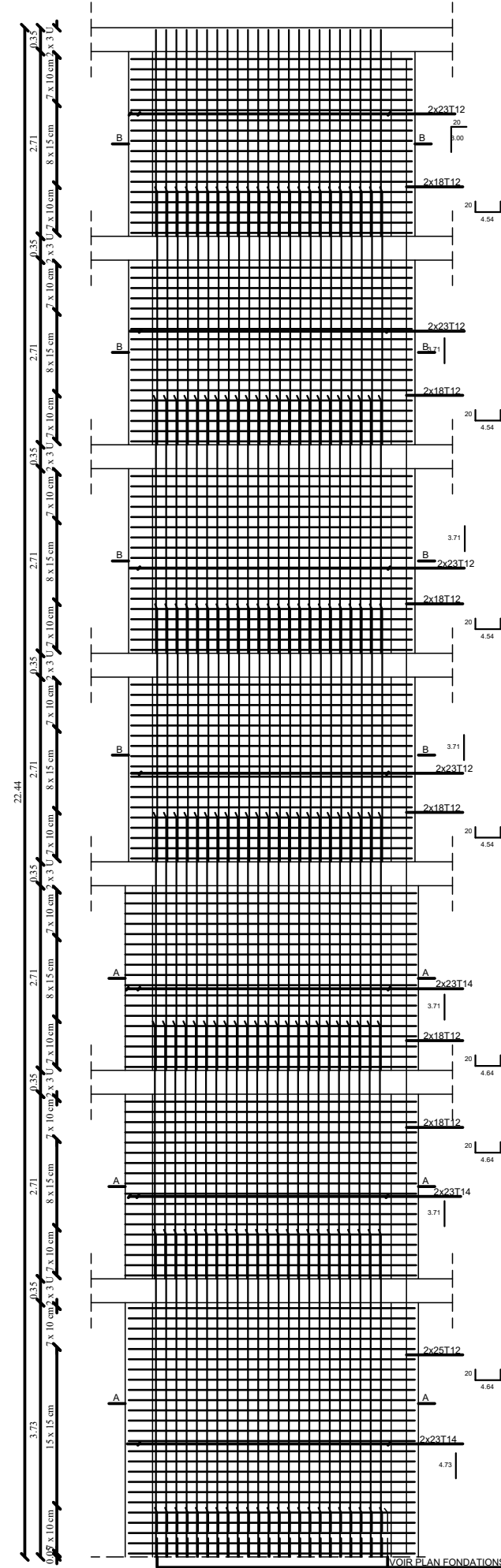
ECHELLE
 1/50e

DIRIGE PAR:
 LARABI Sonia

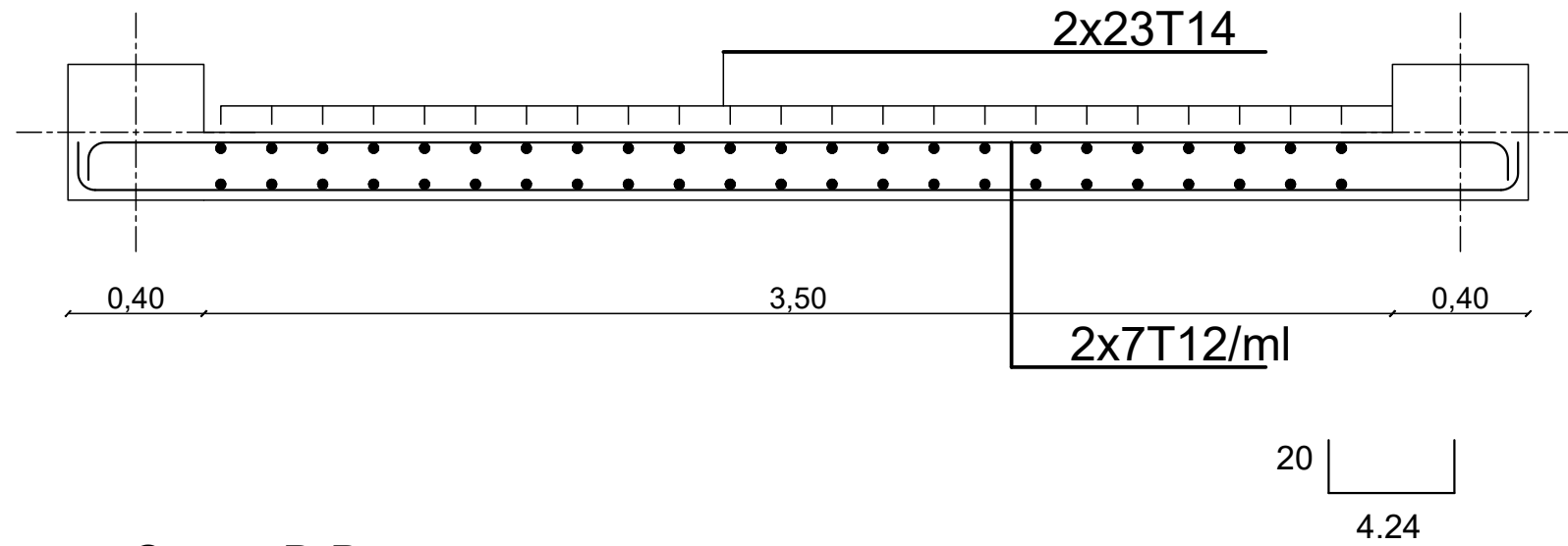
FERRAILLAGE POUTRE SECONDAIRE

DATE :
 20/11/2022

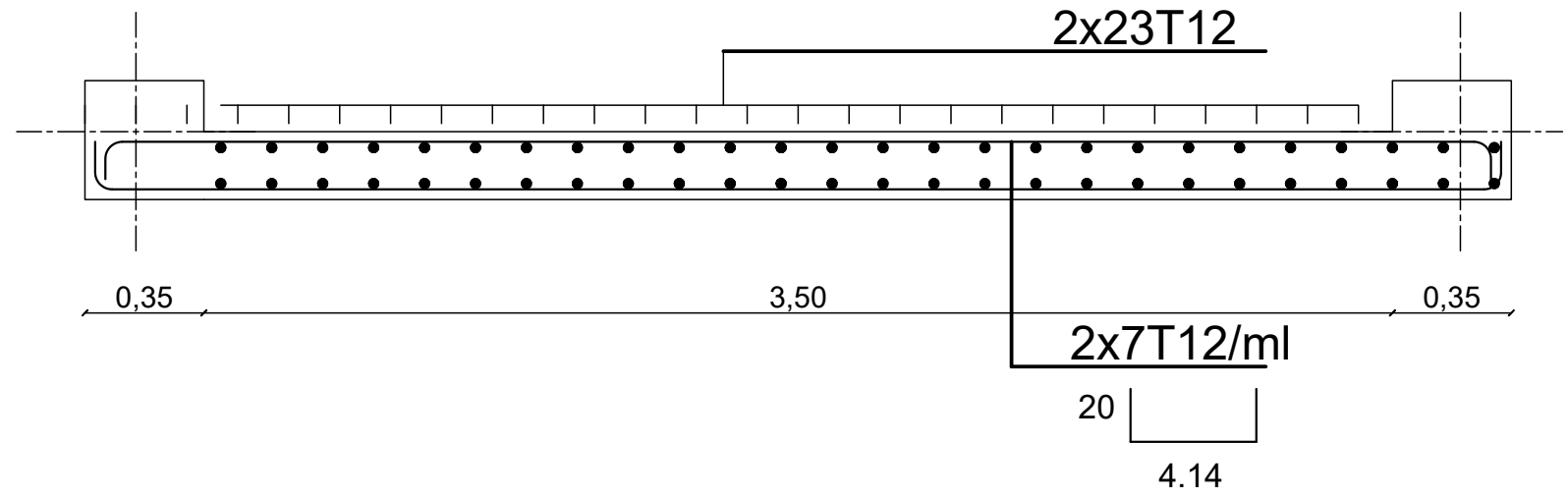
FERRAILLAGE VOILE



Coupe A-A



Coupe B-B



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 UNIVERSITE MOULOU D MAMMARI DE TIZI OUZOU
 FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIE PAR:
 AIT GHERBI Nabil
 RAHOUI Karim

Projet d'étude d'un
 bâtiment (R+6)
 à usage d'habitation
 et commerciale

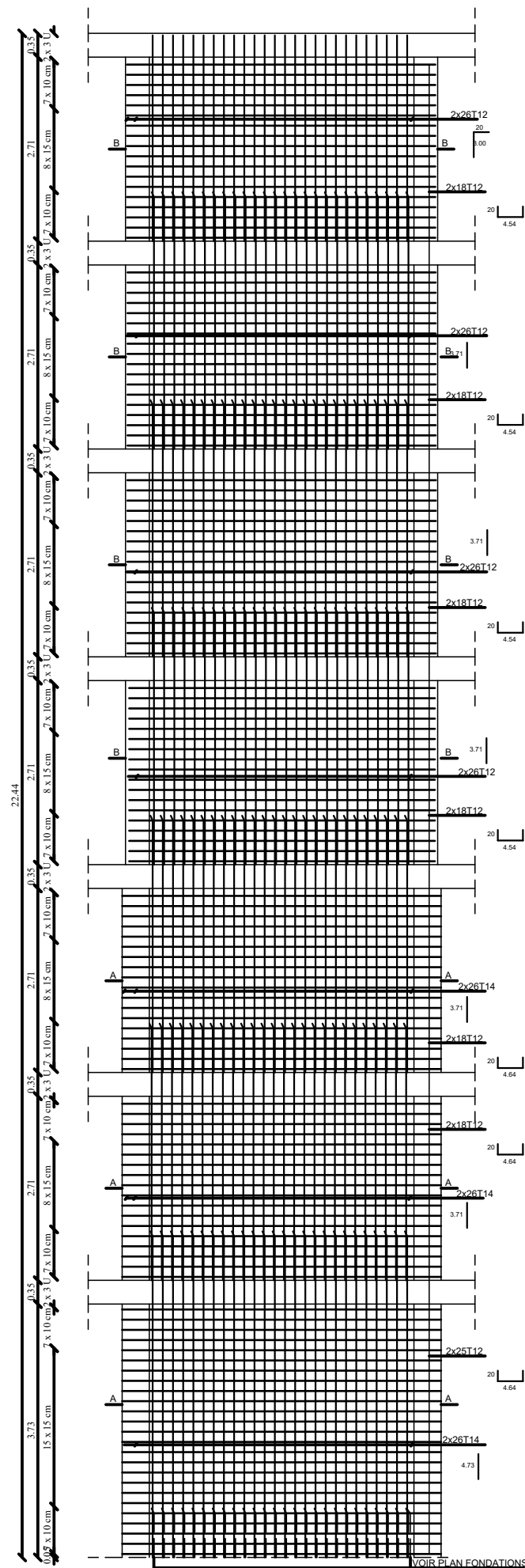
ECHELLE
 1/50e

DIRIGE PAR:
 LARABI Sonia

FERRAILLAGE VOILE
 3m90

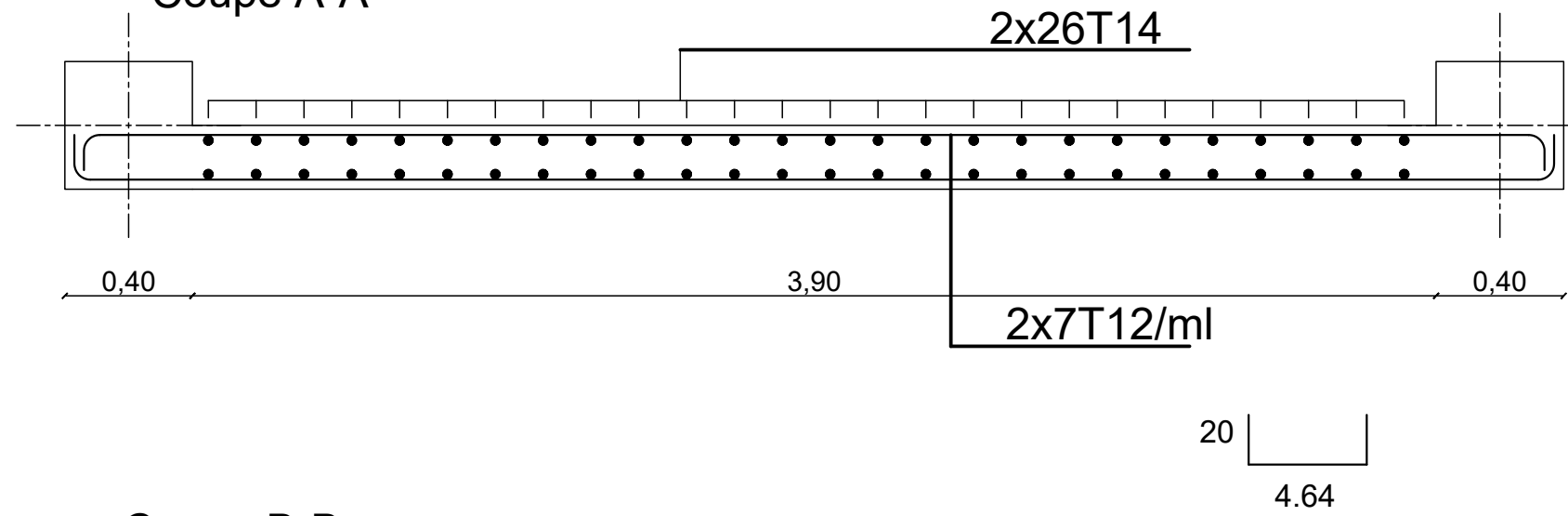
DATE :
 20/11/2022

FERRAILLAGE VOILE

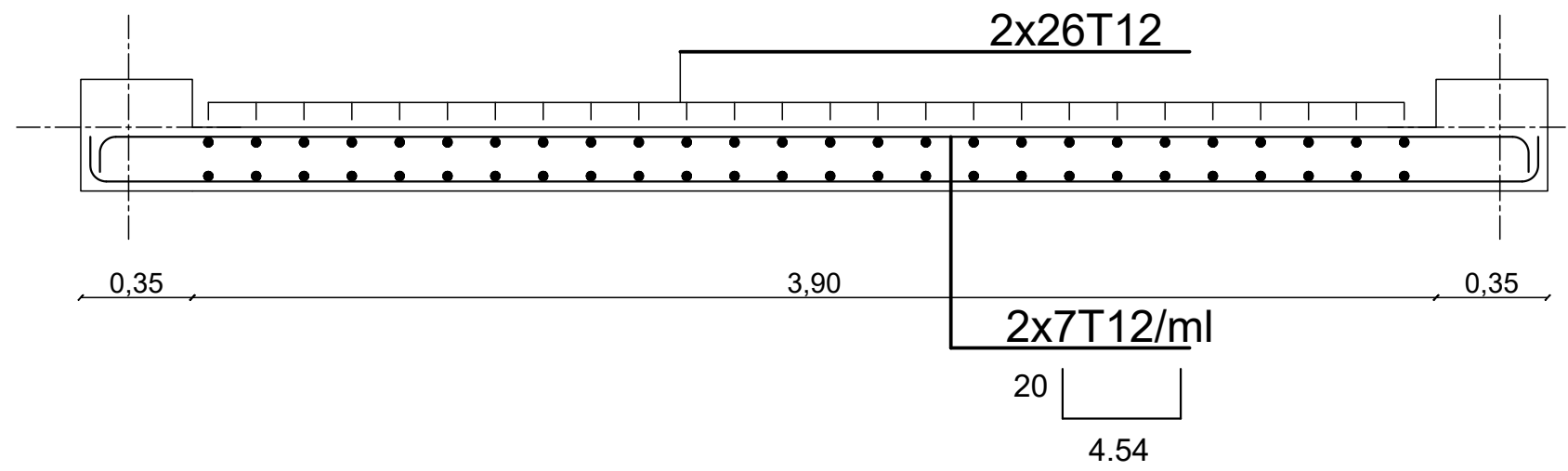


VOIR PLAN FONDATIONS

Coupe A-A



Coupe B-B



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 UNIVERSITE MOULOU D MAMMERI DE TIZI OUZOU
 FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIE PAR:
 AIT GHERBI Nabil
 RAHOUI Karim

Projet d'étude d'un
 bâtiment (R+6)
 à usage d'habitation
 et commerciale

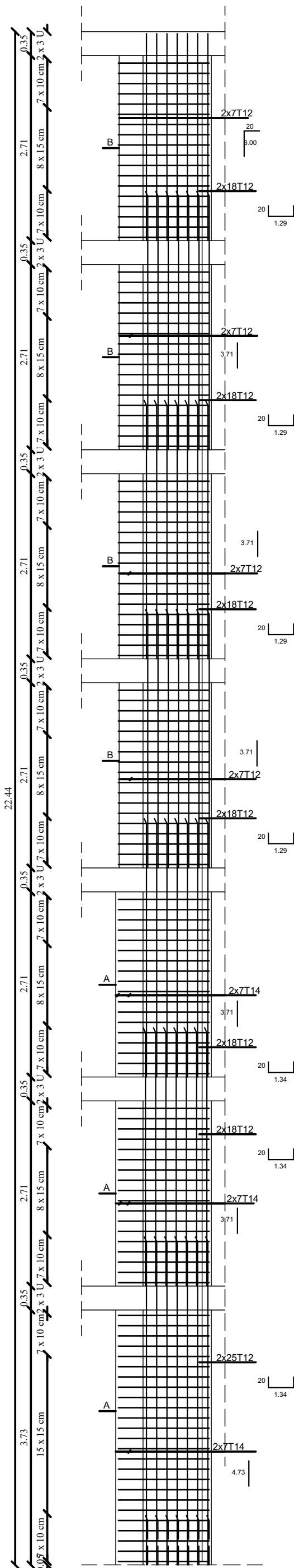
ECHELLE
 1/50e

DIRIGE PAR:
 LARABI Sonia

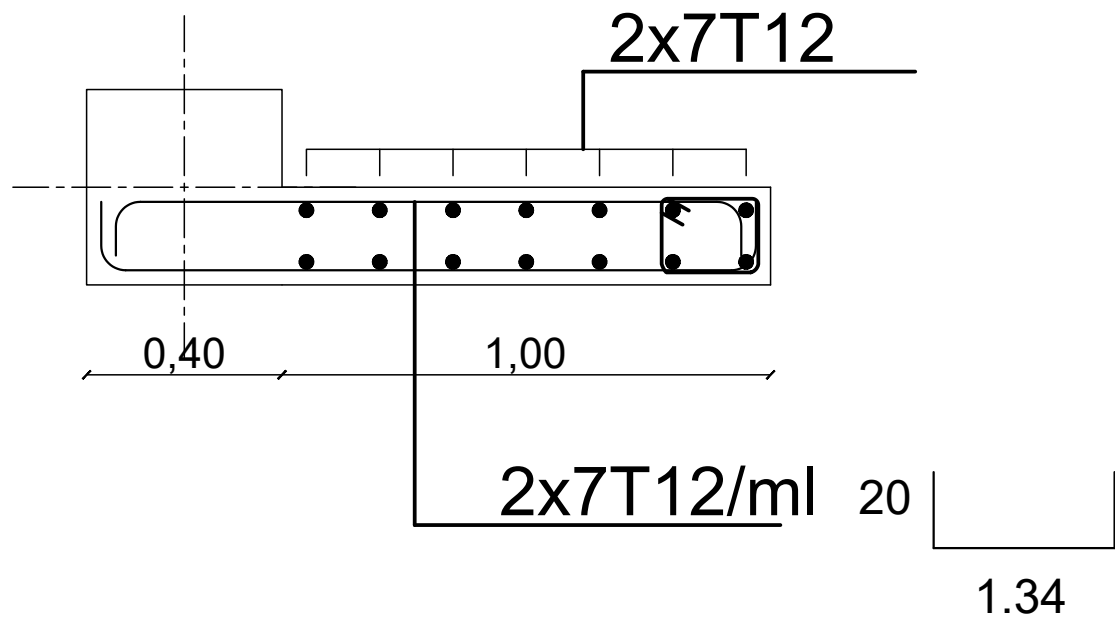
FERRAILLAGE VOILE
 3m50

DATE :
 20/11/2022

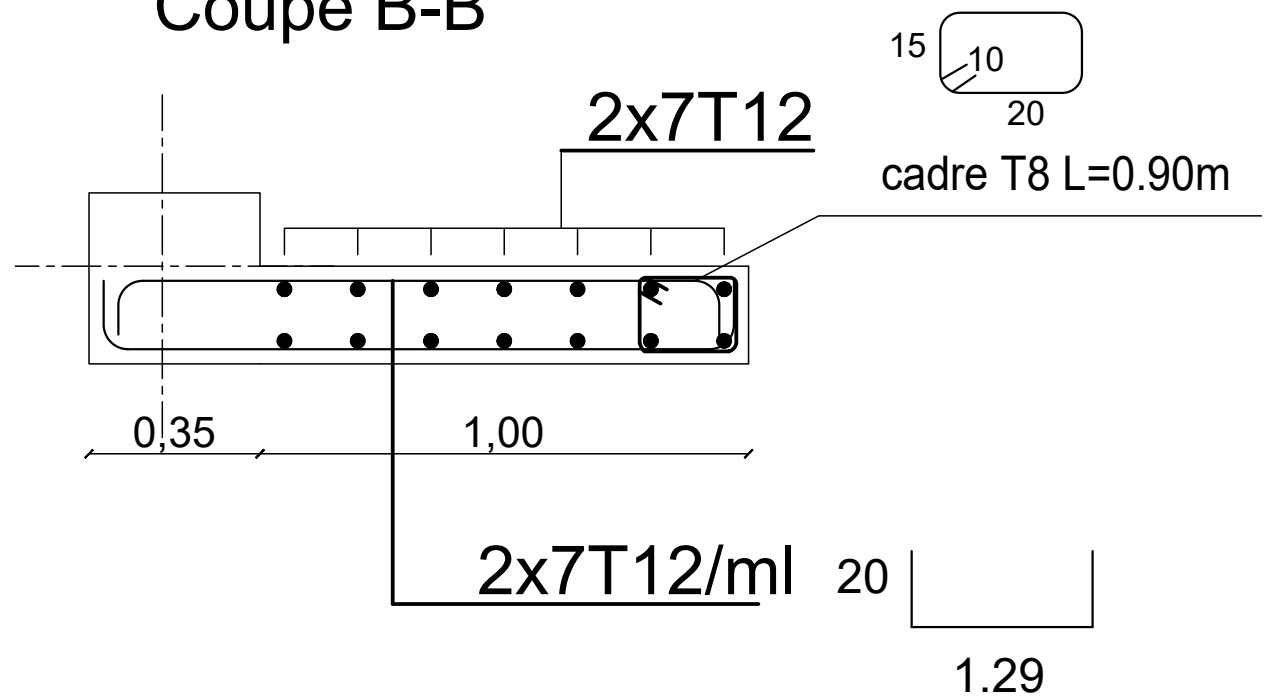
FERRAILLAGE VOILE



Coupe A-A



Coupe B-B



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU
 FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIE PAR:
 AIT GHERBI Nabil
 RAHOUI Karim

Projet d'étude d'un
 bâtiment (R+6)
 à usage d'habitation
 et commerciale

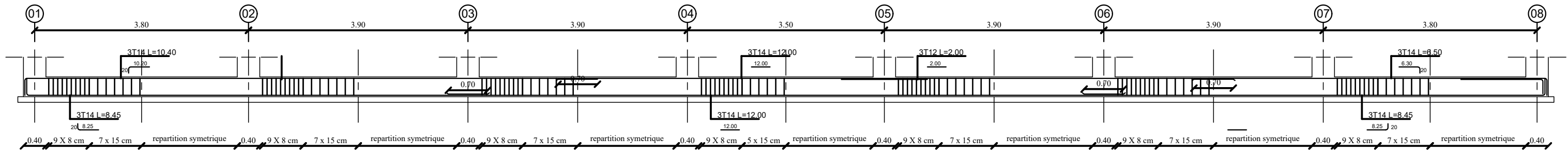
ECHELLE
 1/50e

DIRIGE PAR:
 LARABI Sonia

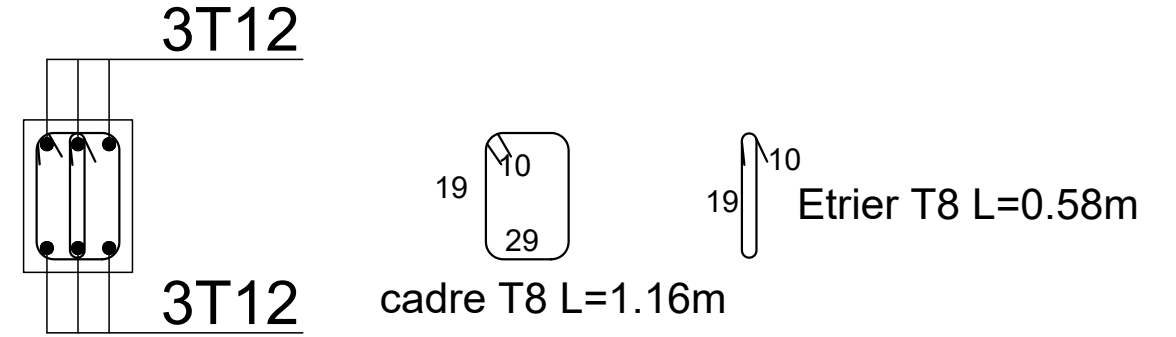
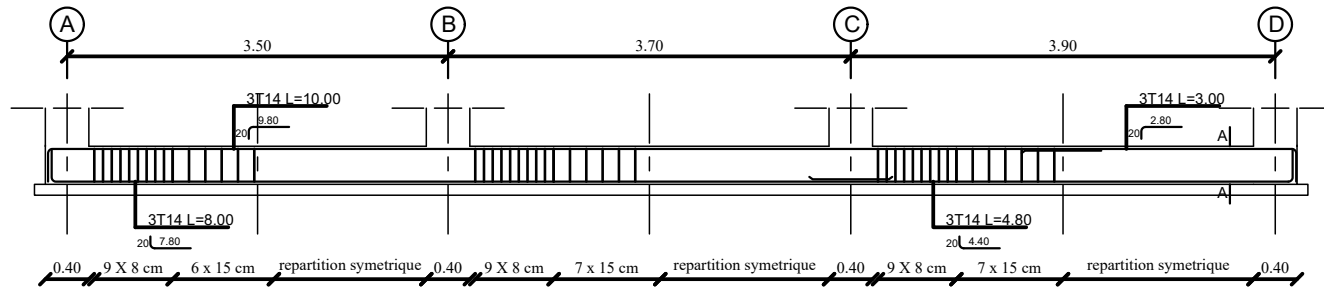
FERRAILLAGE VOILE 1m

DATE :
 20/11/2022

FERRAILLAGE LONGRINE SENS LONGITUDINAL

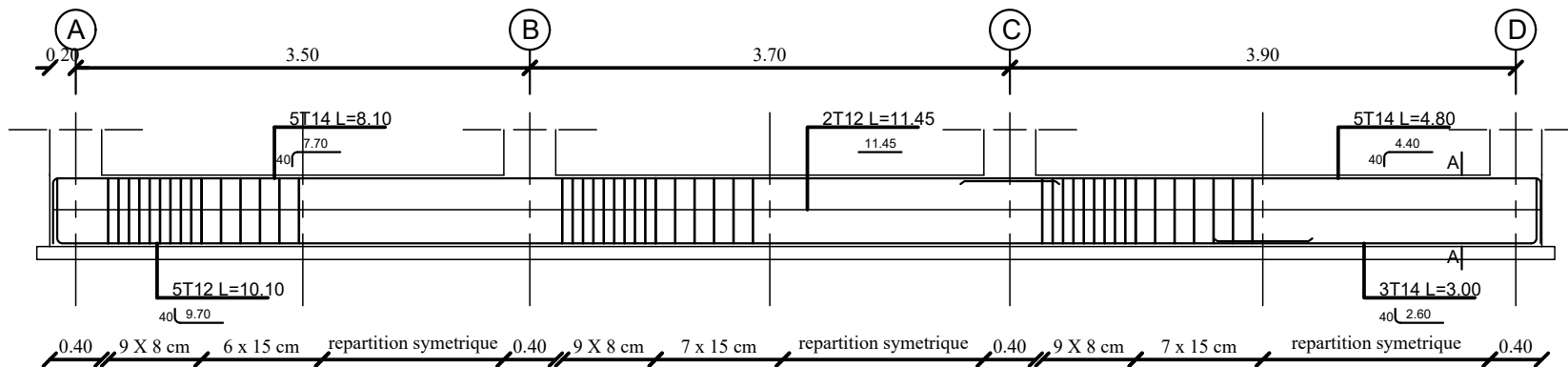


FERRAILLAGE LONGRINE SENS TRANSVERSAL

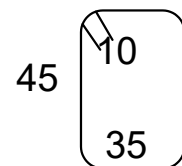


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULoud MAMMERI DE TIZI OUZOU FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL		
ETUDIE PAR: AIT GHERBI Nabil RAHOUI Karim	Projet d'étude d'un bâtiment (R+6) à usage d'habitation et commerciale	ECHELLE 1/50e
DIRIGE PAR: LARABI Sonia	FERRAILLAGE longrine	DATE : 20/11/2022

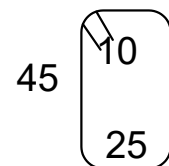
FERRAILLAGE POUTRE DE RIGIDITE



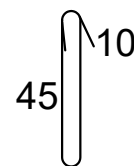
5 $\left\{ \begin{array}{l} 35 \\ \text{épingle T8 L=0.45m} \end{array} \right.$



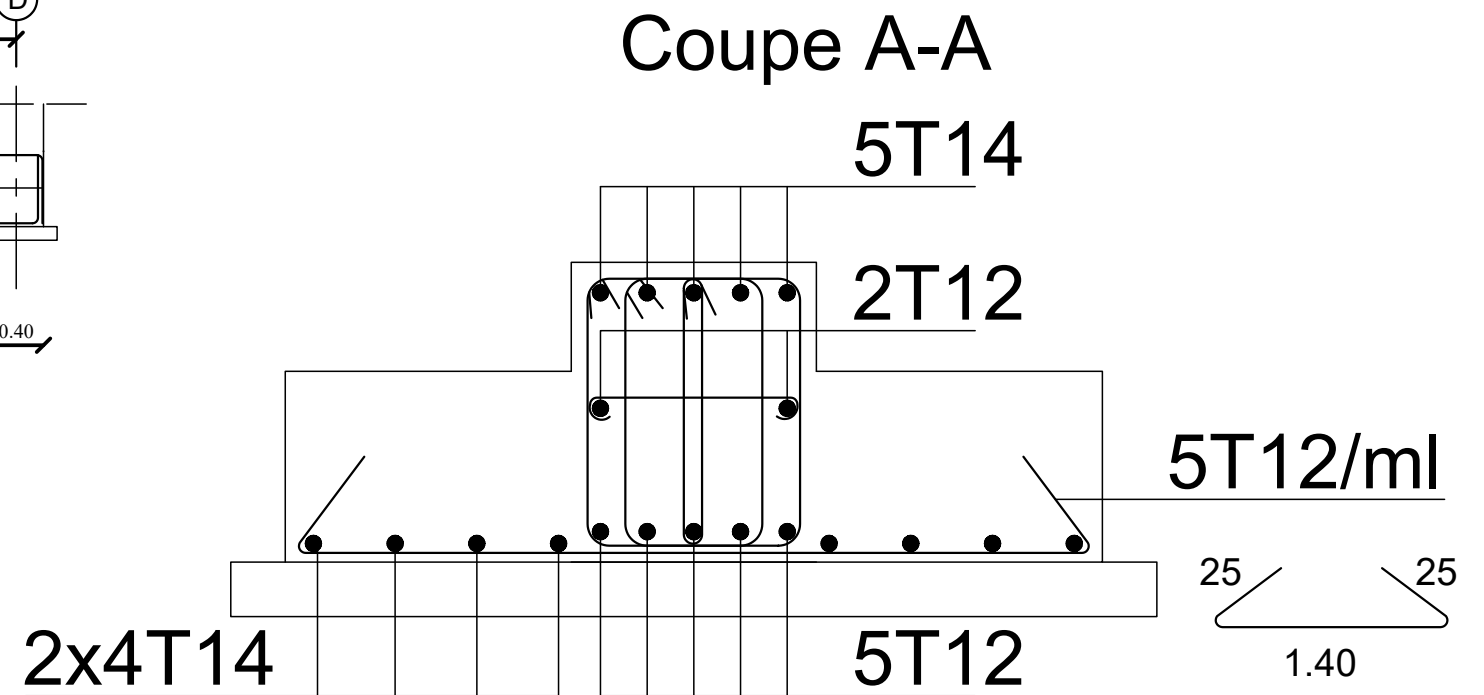
cadre T10 L=1.80m



cadre T10 L=1.60m



Etrier T10 L=1.20m



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 UNIVERSITE MOULOU D MAMMERI DE TIZI OUZOU
 FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIE PAR:
 AIT GHERBI Nabil
 RAHOUI Karim

Projet d'étude d'un
 bâtiment (R+6)
 à usage d'habitation
 et commerciale

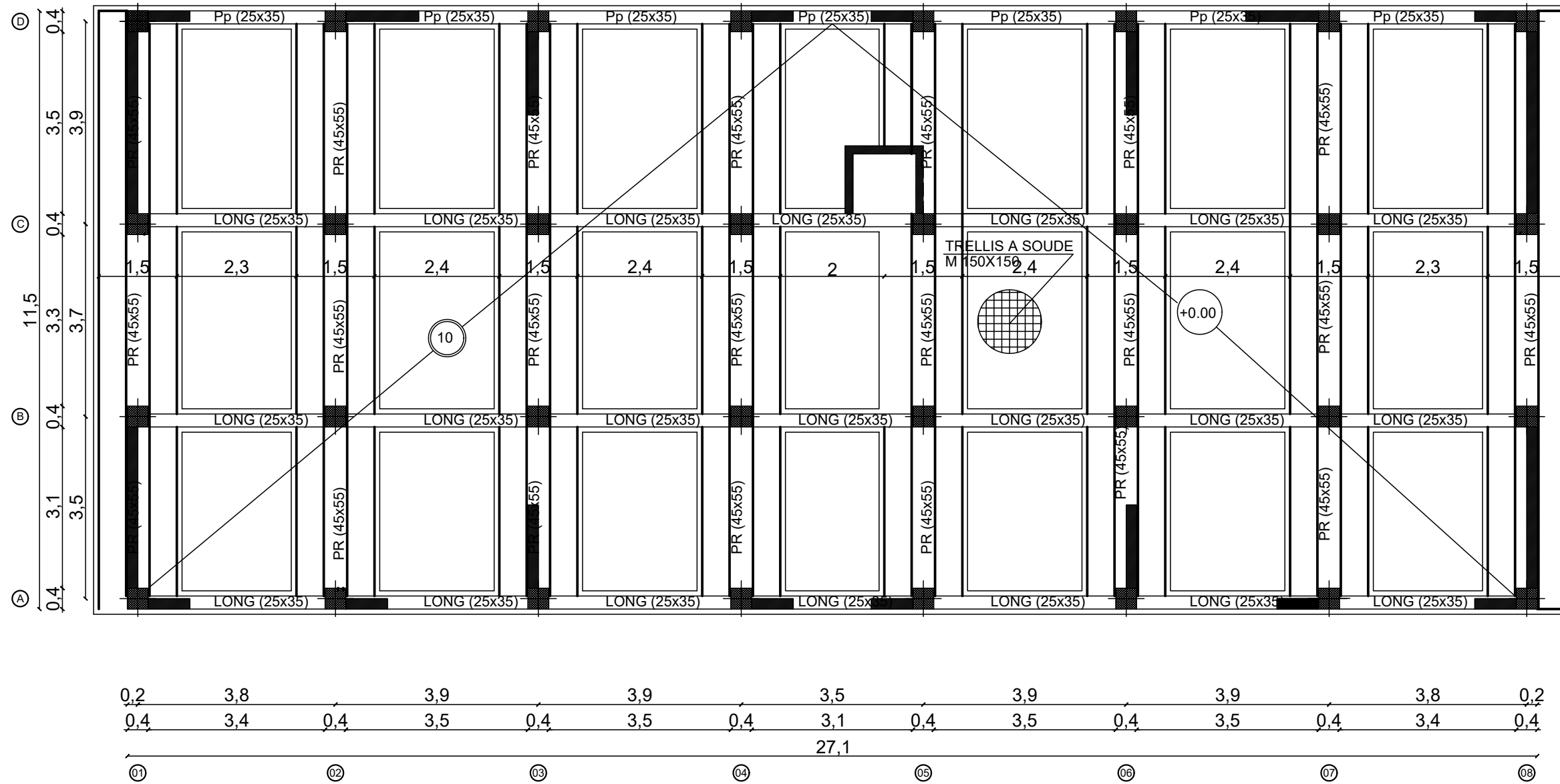
ECHELLE
 1/50e

DIRIGE PAR:
 LARABI Sonia

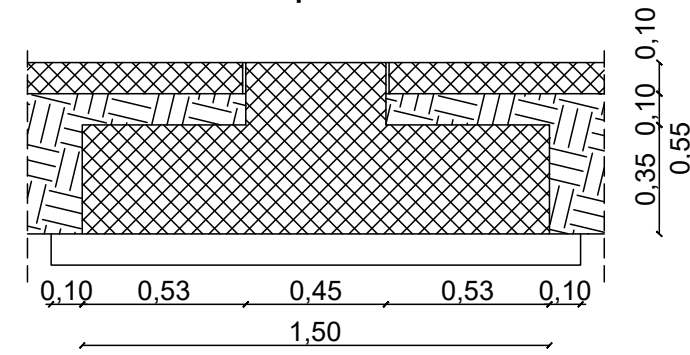
FERRAILLAGE POUTRE DE
 RIGIDITE

DATE :
 20/11/2022

PLAN DE COFFRAGE FONDATIONS

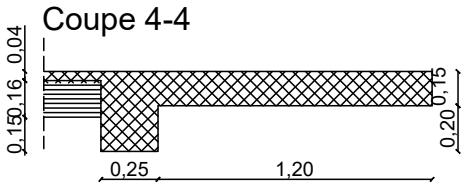
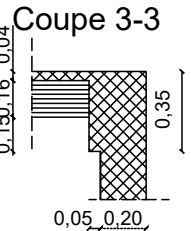
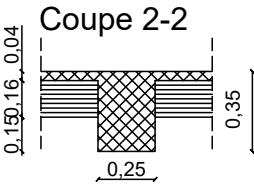
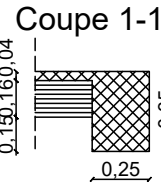
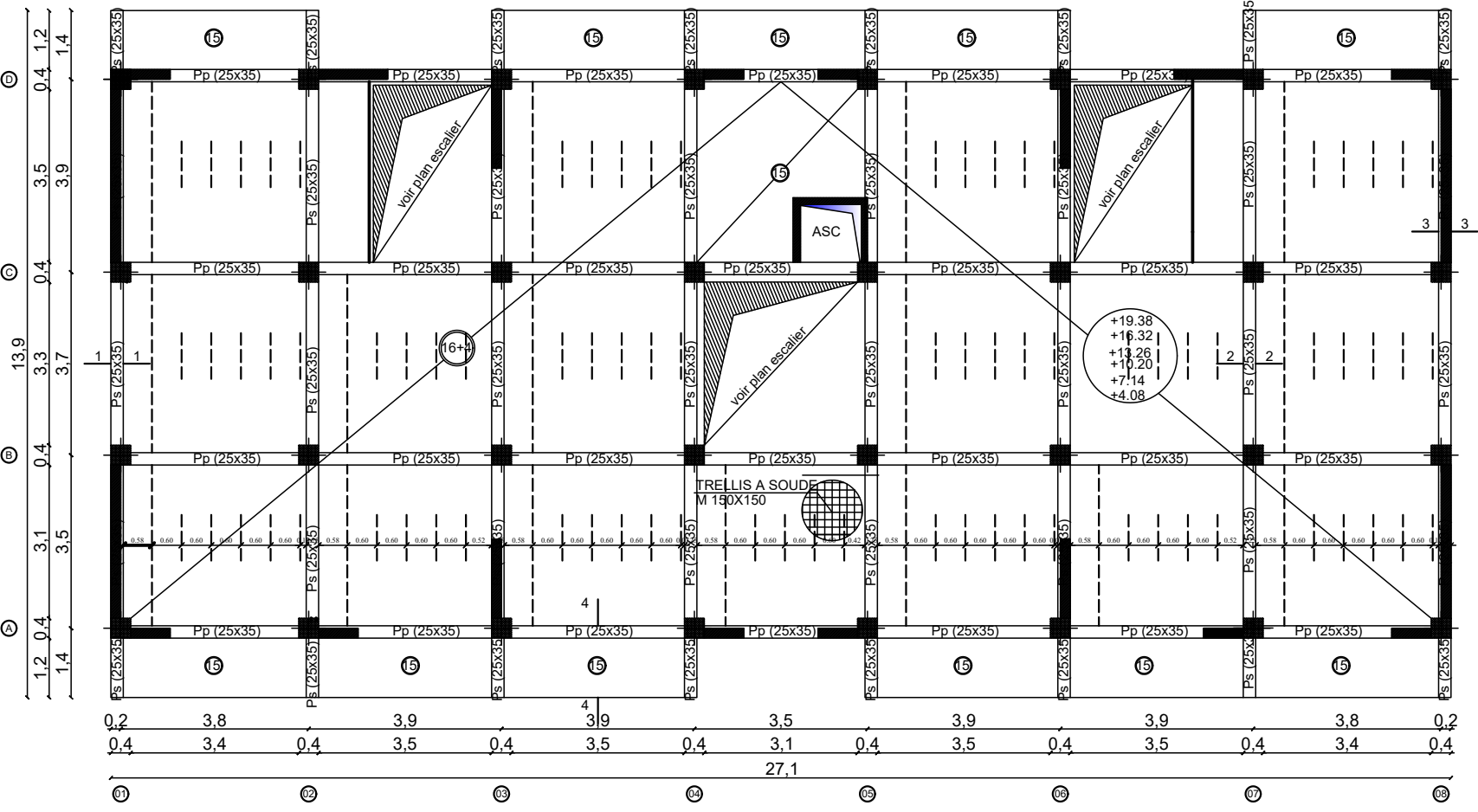


Coupe A-A



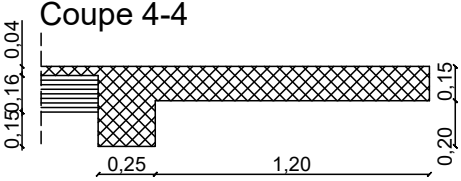
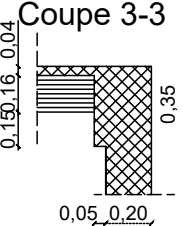
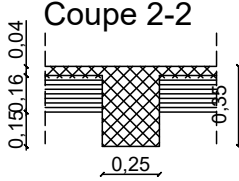
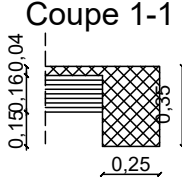
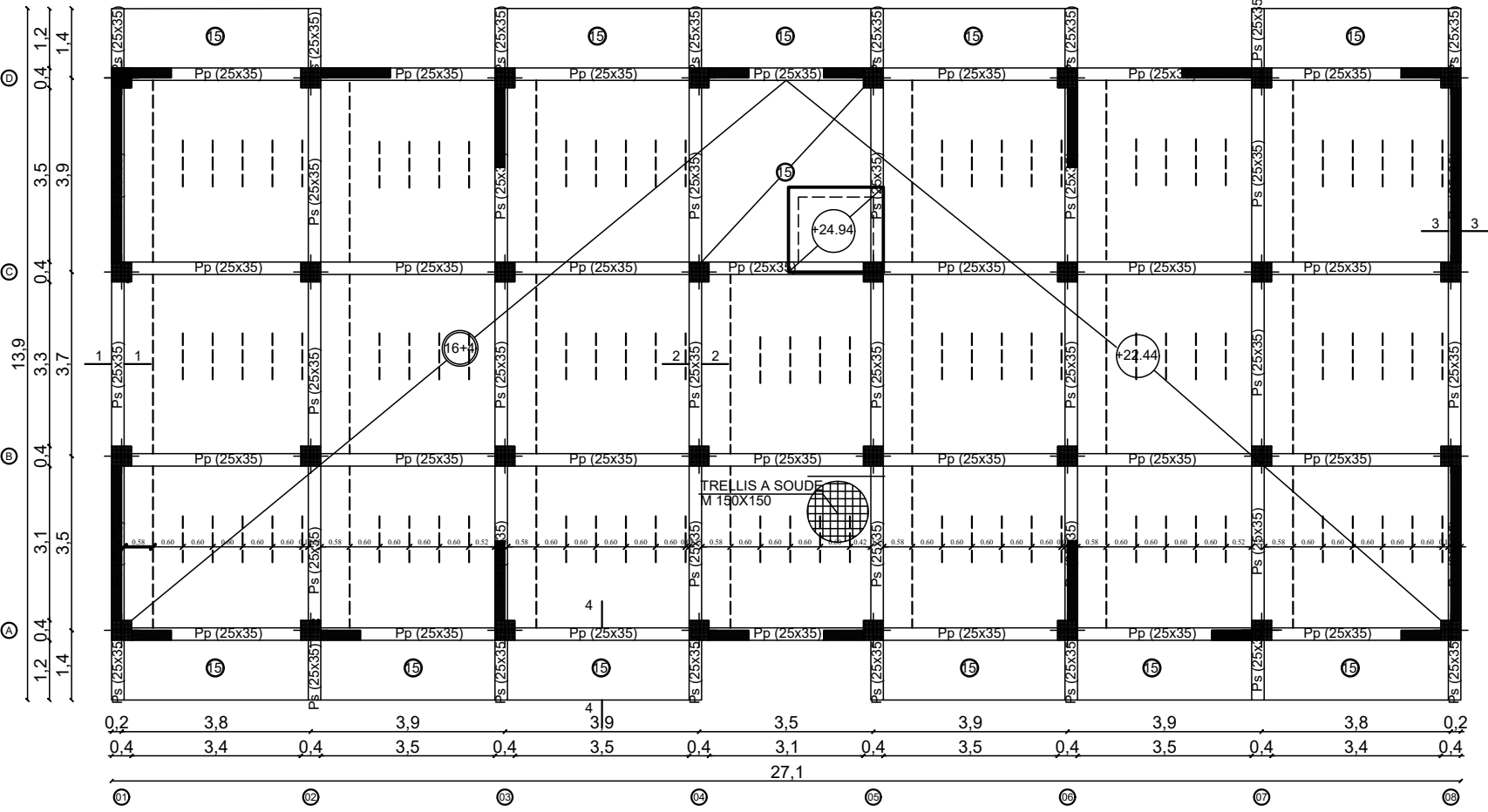
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE		
UNIVERSITE MOULOD MAMMARI DE TIZI OUZOU		
FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION		
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL		
ETUDIE PAR: AIT GHERBI Nabil RAHOUI Karim	Projet d'étude d'un bâtiment (R+6) à usage d'habitation et commerciale	ECHELLE 1/50e
DIRIGE PAR: LARABI Sonia	COFFRAGE FONDATIONS	DATE : 20/11/2022

PLAN DE COFFRAGE PLANCHER ETAGES COURANTS



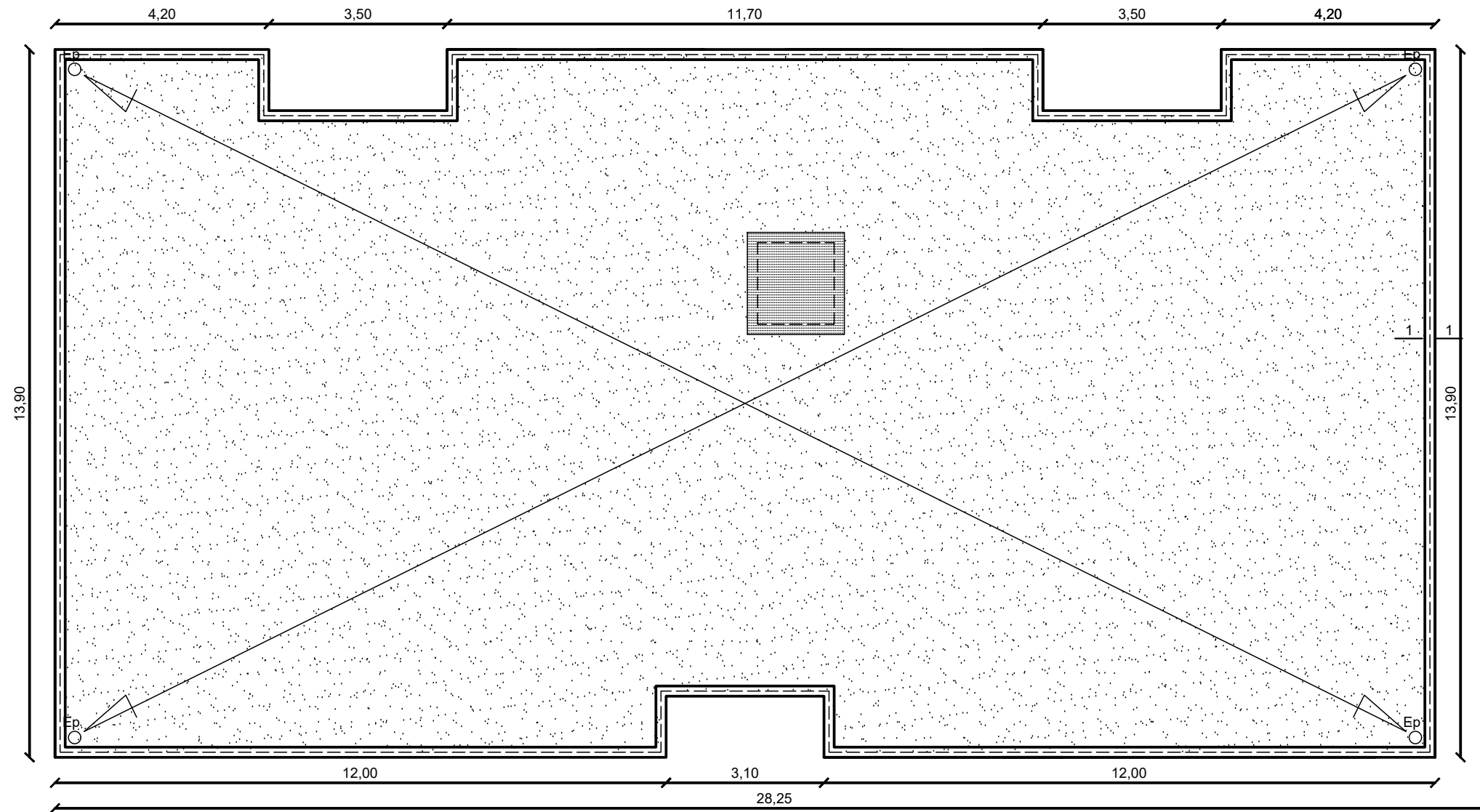
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULoud MAMMERI DE TIZI OUZOU FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL		
ETUDIE PAR: AIT GHERBI Nabli RAHOUI Karim	Projet d'étude d'un bâtiment (R+4) à usage d'habitation et commerciale	ECHELLE 1/50e
DIRIGE PAR: LARABI Sonia	COFFRAGE PLANCHER ETAGE COURANT	DATE : 20/11/2022

PLAN DE COFFRAGE PLANCHER ETAGES terrasse



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOU D MAMMERI DE TIZI OUZOU FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL		
ETUDIE PAR: AIT GHERBI Nabli RAHOUI Karim	Projet d'étude d'un bâtiment (R+6) à usage d'habitation et commerciale	ECHELLE 1/50e
DIRIGE PAR: LARABI Sonia	COFFRAGE PLANCHER ETAGE TERRASSE	DATE : 20/11/2022

VUE EN PLAN TERRASSE



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOU D MAMMARI DE TIZI OUZOU FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL		
ETUDIE PAR: AIT GHERBI Nabil RAHOUI Karim	Projet d'étude d'un bâtiment (R+6) à usage d'habitation et commerciale	ECHELLE 1/50e
DIRIGE PAR: LARABI Sonia	VUE EN PLAN TERRASSE	DATE : 20/11/2022