

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



# Mémoire de fin d'étude

En vue d'obtention du diplôme Master en génie civil  
Option: Construction Civile et Industrielle

**Thème**

*Etude d'un bâtiment(R+5)  
à Usage d'habitation et commerciale Contreventé par  
voiles  
Avec l'application ETABS V9.7.4*

**Réalisé par :**

- ◆ M<sup>r</sup> HADJ HAMOU Belkacem
- ◆ M<sup>r</sup> AMRANI Ali

**Rédigé par :**

- ◆ Monsieur MANI. A

Année universitaire : 2021 - 2022

# Remerciement

*Tout d'abord nous remercions le bon dieu qui nous a aidés pour  
atteindre notre objectif.*

*Nous tenons à remercier dignement, profondément et  
sincèrement*

*notre promoteur Mr: MANI pour son aide, sa patience, et  
ses précieux conseils.*

*Nos remerciements à tous ceux qui ont participé de près ou de  
loin à l'élaboration de ce mémoire.*

*Nos remerciements à nos familles et tous les amis (es).*

*Enfin, nous tenons à remercier également les membres de jury  
qui*

*nous ferons l'honneur de juger notre travail.*

**Merci à tous**

# Dédicace

**Malgré les obstacles qui s'opposent, des difficultés  
qui s'interposent, les études sont avant tout notre  
unique et seul atout**

*Avant tout je remercie le Dieu le tout puissant de m'avoir donné le courage  
et la volonté pour réaliser ce modeste travail ; que je dédie :*

*Ma très chère mère, ma raison de vivre, la lumière de mes jours qui éclaire  
mon chemin, la source de mes efforts, ma vie et mon bonheur que j'adore.*

*Mon cher père, qui peut être fier et trouver ici le résultat de longues années  
de sacrifices et de privation pour m'aider à avancer dans la vie.*

*A mes chers frère et sœur pour leurs confiances en moi et leurs soutiens*

*A mes chers cousins et cousines paternelle et maternelle.*

*A mes amis de toujours et tous mes amis de ma promotion (Zaina,  
Mokrane, Lysa, Lydia, Ali, Jugurtha ...) En souvenir de notre sincère et  
profonde amitié et des moments agréables que nous avons passés ensemble.  
Veuillez trouver dans ce travail l'expression de mon respect le plus profond  
et mon affection la plus sincère*

*Une spéciale dédicace à cette personne qui compte énormément pour moi,  
et pour qui je porte beaucoup de tendresse et de respect ; Hanane*

*En fin, je remercie mon binôme AMRANI Ali qui a contribué à la  
réalisation de ce modeste travail.*

***HADJ HAMOU Belkacem***

# Dédicace

**Malgré les obstacles qui s'opposent, des difficultés  
qui s'interposent, les études sont avant tout notre  
unique et seul atout**

*Avant tout je remercie le Dieu le tout puissant de m'avoir donné le courage  
et la volonté pour réaliser ce modeste travail ; que je dédie :*

*Ma très chère mère, ma raison de vivre, la lumière de mes jours qui éclaire  
mon chemin, la source de mes efforts, ma vie et mon bonheur que j'adore.*

*Mon cher père, qui peut être fier et trouver ici le résultat de longues années  
de sacrifices et de privation pour m'aider à avancer dans la vie.*

*A mon cher frère et mes chères sœurs pour leurs confiances en moi et leurs  
soutiens*

*A mes amis de toujours (lyes, madjid, boussad... ) et tous mes amis de ma  
Promotion. En souvenir de notre sincère et profonde amitié et des moments  
agréables que nous avons passés ensemble. Veuillez trouver dans ce travail  
l'expression de mon respect le plus profond et mon affection la plus sincère*

*Une spéciale dédicace à cette personne qui compte énormément pour moi,  
et pour qui je porte beaucoup de tendresse et de respect : lyza*

*En fin, je remercie mon binôme HADJ HAMOU Belkacem qui a  
contribué à la réalisation de ce modeste travail.*

**AMRANI Ali**

# Liste des figures

|   |    |
|---|----|
| -Figure I-2 : diagramme de déformation des contraintes à l'ELU .....            | 5  |
| -Figure I-3 : diagramme de déformation des contraintes à l'ELS .....            | 6  |
| -Figure I-4 : diagramme contrainte-déformation .....                            | 10 |
|   |    |
| -Figure II-1 : coupe verticale-plancher en corps creux .....                    | 12 |
| -Figure II-2 : coupe section des poutres .....                                  | 13 |
| -Figure II-3 : coupe verticale d'une poutre palière .....                       | 14 |
| -Figure II-4 : coupe verticale d'une poutre chaînage .....                      | 15 |
| -Figure II-5 : surface d'influence du poteau F3 .....                           | 16 |
| -Figure II-6 : plancher étage la terrasse inaccessible .....                    | 16 |
| -Figure II-7 : plancher étage courant .....                                     | 17 |
| -Figure II-8 : coupe verticale du mur intérieur .....                           | 17 |
| -Figure II-9 : coupe verticale du mur extérieur .....                           | 18 |
| -Figure II-10 : coupe de voile en élévation .....                               | 23 |
|   |    |
| -Figure III-1 : coupe verticale de l'acrotère .....                             | 24 |
| -Figure III-2 : diagramme des efforts internes .....                            | 26 |
| -Figure III-3 : schéma statique de la section de l'acrotère .....               | 26 |
| -Figure III-4 : coupe verticale de l'escalier .....                             | 33 |
| -Figure III-5 : diagramme des efforts internes à l'état limite ultime ELU ..... | 38 |
| -Figure III-6 : diagramme des efforts internes à l'état limite ultime ELU.....  | 44 |
| -Figure III-7 : coupe verticale d'un plancher corps creux .....                 | 47 |
| -Figure III-8 : schéma statique de treillis à soudé .....                       | 48 |
| -Figure III-9 : caractéristique géométrique de la section en T.....             | 49 |

|   |    |
|---|----|
| -Figure III-10 : diagramme des efforts internes à l'ELU .....                                 | 52 |
| -Figure III-11 : section de la poutrelle après le coulage de la dalle de compression<br>..... | 52 |
| -Figure III-12 : diagramme des efforts internes à l'ELS .....                                 | 56 |
| <br>  |    |
| -Figure IV-1 : centre de masse d'excentricité .....   | 61 |
| -Figure VI-2 : charges horizontales reprises par la structure dans les sens EX<br>.....       | 63 |
| -Figure VI-3 : charges horizontales reprises par les voiles .....                             | 63 |
| -Figure VI-4 charges horizontales reprises par la structure dans le sens EY<br>.....          | 64 |
| -Figure VI-5 : charges horizontales reprise par les voiles .....                              | 64 |
| -Figure VI-6 charges horizontales reprise par la structure dans le sens EY<br>.....           | 65 |
| -Figure VI-7 : charges horizontales reprise par les voiles .....                              | 65 |
| -Figure VI-8 : efforts tranchants donnés par ETAPS .....                                      | 68 |
| <br>  |    |
| -Figure V-1 : section en flexion composé .....  | 72 |
| -Figure V-2 : calcul des armatures a l'aide de l'application SOCOTEC .....                    | 75 |
| -Figure V-3 : section doublement armée .....  | 82 |
| -Figure V-4 : délimitation de la zone nodale .....  | 83 |
| -Figure V-5 : disposition des armatures verticales dans les voiles .....                      | 92 |

# Liste des tableaux

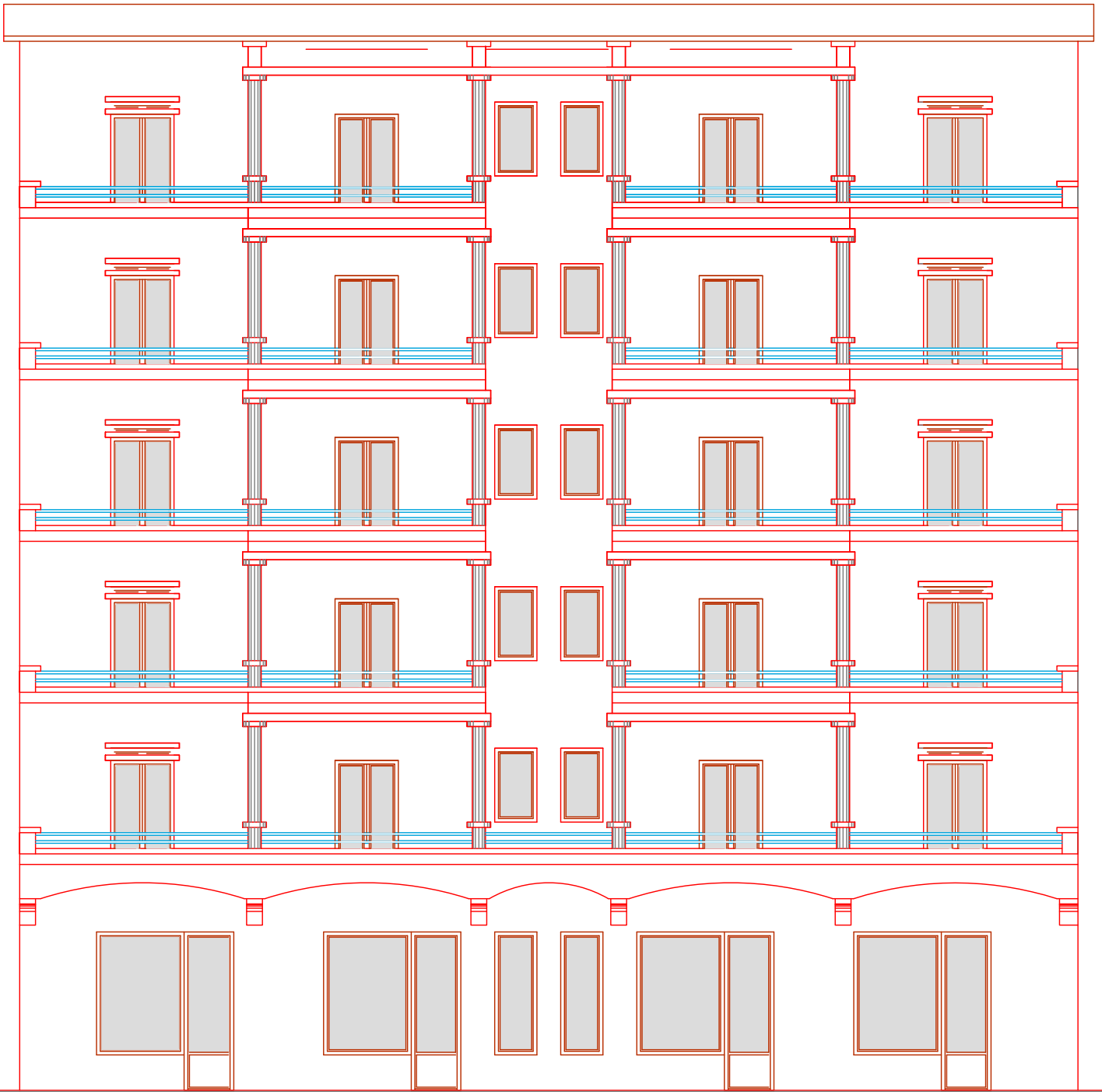
|   |    |
|---|----|
| -Tableau I-1 : caractéristique de l'acier .....   | 8  |
| -Tableau II-1 : charges permanente de la terrasse inaccessible.....                               | 16 |
| -Tableau II-2 : charges permanente de étage courant.....  | 17 |
| -Tableau II-3 : charge permanente des murs intérieurs .....                                       | 17 |
| -tableau II-4 : charge permanente des murs extérieur .....  | 18 |
| -tableau II-5 : valeur des coefficients de dégression des surcharges .....                        | 19 |
| -tableau II-6 : sections des poteaux.....   | 20 |
| -tableau II-7 : vérification des flambement des poteaux .....                                     | 22 |
| -tableau III-3 : charges et surcharges revenant aux poutrelles .....                              | 50 |
| -tableau IV-1 : résultats d'analyses dynamique ETAPS .....  | 60 |
| -Tableau IV-2 : vérification de l'excentricité .....  | 62 |
| -Tableau IV-3 : vérification de déplacement inter-étages .....                                    | 62 |
| -Tableau IV-4 : facteur de qualité Q .....  | 67 |
| -tableau IV -5 : vérification l'effets p-delta .....  | 69 |
| -tableau IV-6 : l'effort normal réduit dans les poteaux .....                                     | 70 |
| -tableau V-1 : caractéristique mécanique des matériaux en situation durable et accidentelle ..... | 71 |
| -tableau V-2 : armatures longitudinales des poteaux exigés par le RPA .....                       | 72 |
| -tableau V-3 : résultat du ferrailages a l'ELU suivant les deux sens .....                        | 75 |
| -tableau V-4 : vérification de la qualité d'armatures transversales .....                         | 77 |
| -tableauV-5 : détermination de la zone nodale .....   | 77 |

|  |     |
|--|-----|
| -tableau V-6 : vérification au cisaillement dans les poteaux .....                     | 78  |
| -tableau V-7 : vérification des contraintes à l'ELS .....                              | 79  |
| -tableau V-8 : recommandation de RPA .....   | 80  |
| -tableau V -9 : ferrailages des poutre a l'ELU .....                                   | 82  |
| -tableau V-10 : ferrailage d'armatures transversales.....                              | 83  |
| -tableau V-11 : vérification condition de non fragilité .....                          | 84  |
| -tableau V-12 : vérification au cisaillement .....                                     | 85  |
| -tableau V-13 : influence de l'effort tranchant sur le béton.....                      | 85  |
| -tableau V-14 : influence de l'effort tranchant sur l'acier .....                      | 85  |
| -tableau V-15 : vérification d'adhérence et d'entraînement des barres .....            | 86  |
| -tableau V-16 : vérification à l'ELS .....   | 87  |
| <br>   |     |
| -Tableau VI-1 : surface des semelles filantes sous voile (sens longitudinale)<br>..... | 99  |
| -Tableau VI-2 : surface des semelle filantes sous poteaux .....                        | 100 |
| -Tableau VI-3 : les efforts et les moments de la poutre a l'ELU .....                  | 102 |
| Tableau VI-4 : ferrailage d'armatures transversales .....                              | 104 |

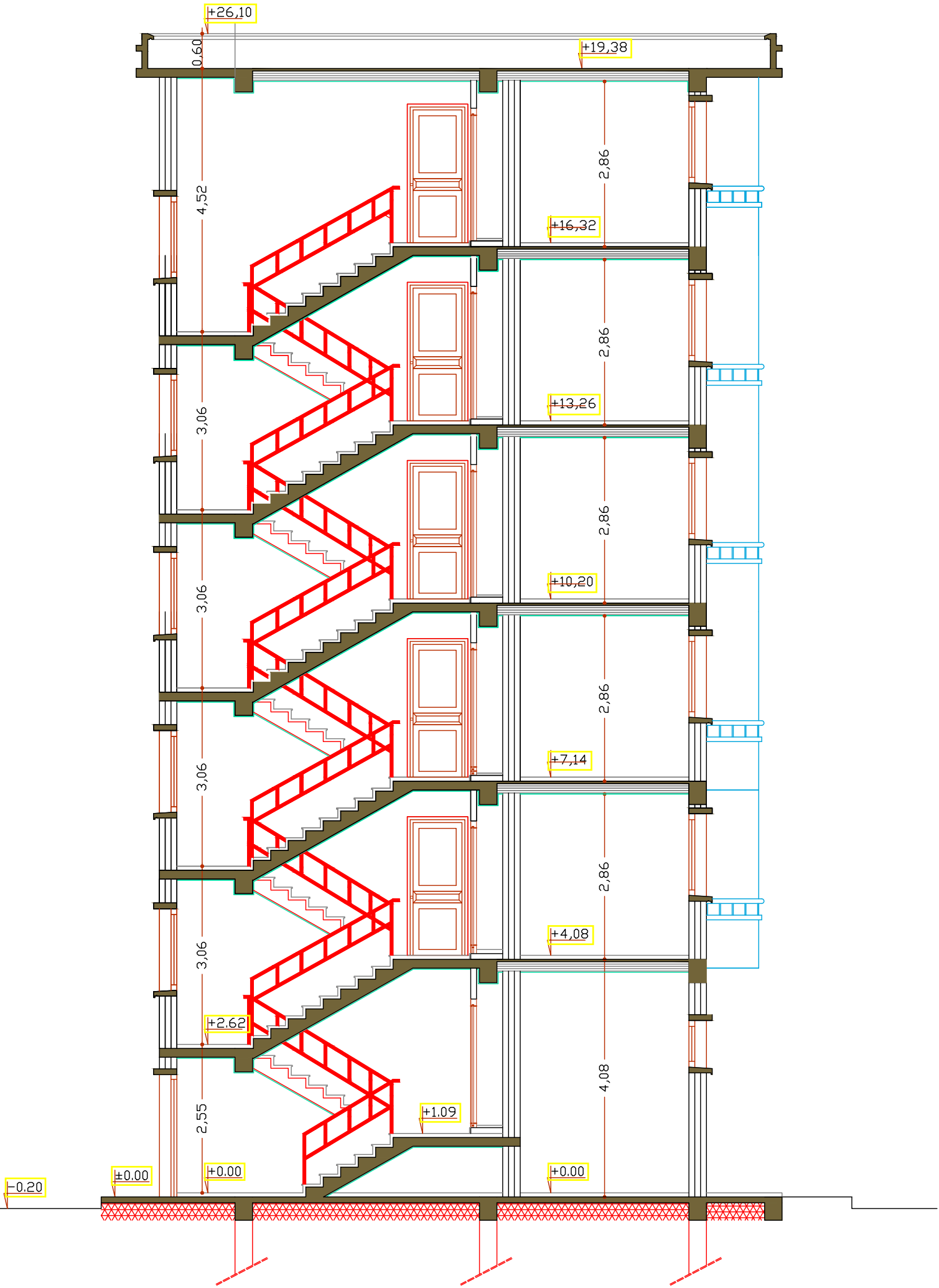
# Sommaire

|  |    |
|--|----|
| <b>Introduction générale</b> .....   |    |
| <b>Chapitre I : Présentation de l'ouvrage</b>                                  |    |
| I.1 Introduction : .....   | 1  |
| I.2 Présentation de l'ouvrage : .....  | 1  |
| I.3 Caractéristiques géométriques .....  | 1  |
| I.4 Les éléments constitutifs de l'ouvrage : .....                             | 1  |
| I.5 Règlements utilisés .....  | 3  |
| I.6 Système de coffrage : .....  | 4  |
| I.7 Caractéristiques mécaniques des matériaux : .....                          | 4  |
| <b>Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments</b>                          |    |
| II.1 Introduction.....   | 11 |
| II.2 Pré-dimensionnement des éléments : .....                                  | 11 |
| II.2.1 Les planchers .....   | 11 |
| II.2.1.1 En corps creux .....  | 11 |
| II.2.2 Les poutres.....  | 12 |
| II.2.3 Les poteaux.....  | 15 |
| II.4 murs intérieurs .....   | 17 |
| II.2.5 murs extérieurs .....   | 18 |
| II.2.6 Pré dimensionnement des voiles.....                                     | 22 |
| <b>Chapitre III : Calcul des éléments</b>                                      |    |
| III-2- Acrotère .....  | 24 |
| III-5- Escalier .....  | 33 |
| III-1- Planchers en corps creux .....  | 47 |
| <b>Chapitre IV : Vérifications aux exigences du RPA</b>                        |    |
| IV.1. Introduction .....   | 59 |
| IV.2. Vérification de la période fondamentale T [Art 4.2.4 RPA 99/2003].....   | 59 |
| IV.3. Vérification de pourcentage de la participation de la masse modale ..... | 60 |

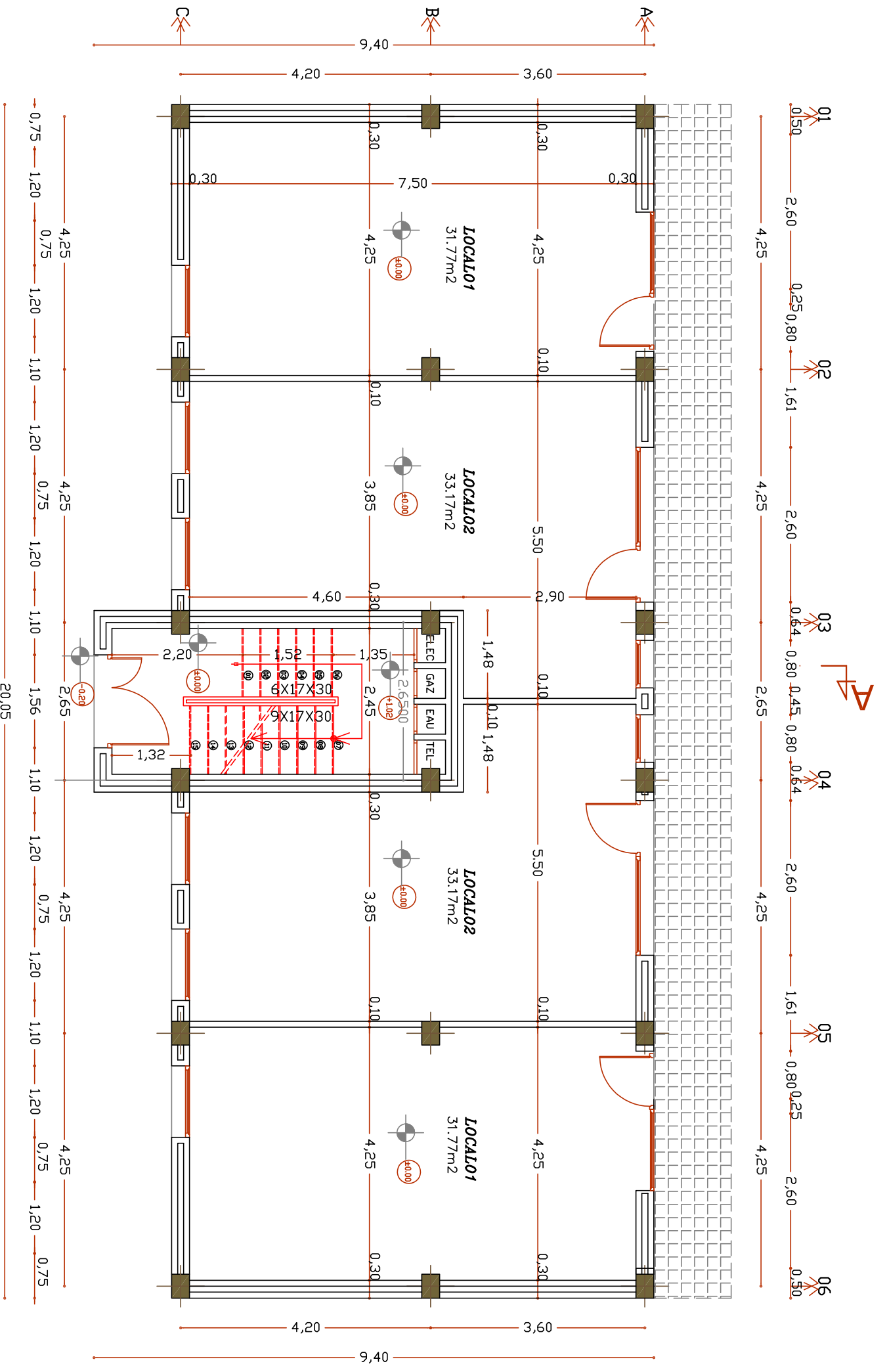
|  |    |
|--|----|
| IV.4. Vérification de l'excentricité : .....   | 61 |
| IV.5. Vérification des déplacements relatifs : .....                                 | 62 |
| IV.6. Justification vis-à-vis de contreventement .....                               | 63 |
| IV.7. Vérification de l'effort tranchant à la base [Art 4.3.6 RPA 99/2003] :.....    | 66 |
| IV.8. Justification vis-à-vis de l'effet P-Delta : .....                             | 68 |
| IV.9. Vérification de l'effort normal réduit RPA99 modifiée 2003 (l'Art.7.4.3) ..... | 70 |
| <b>Chapitre V : Ferrailage des éléments structuraux</b>                              |    |
| V.1. Calcul des éléments principaux .....  | 71 |
| V-2- Poteaux .....   | 71 |
| V-3- Poutres .....   | 80 |
| V-4-Voiles .....   | 89 |
| <b>Chapitre VI : Fondation</b>   |    |
| VI.1. Introduction : .....   | 97 |
| VI.2. Etude géotechnique du sol : .....  | 97 |
| VI.3. Choix du type de fondation : .....   | 97 |
| <b>Conclusion</b> .....  |    |
| <b>Bibliographie</b> .....   |    |



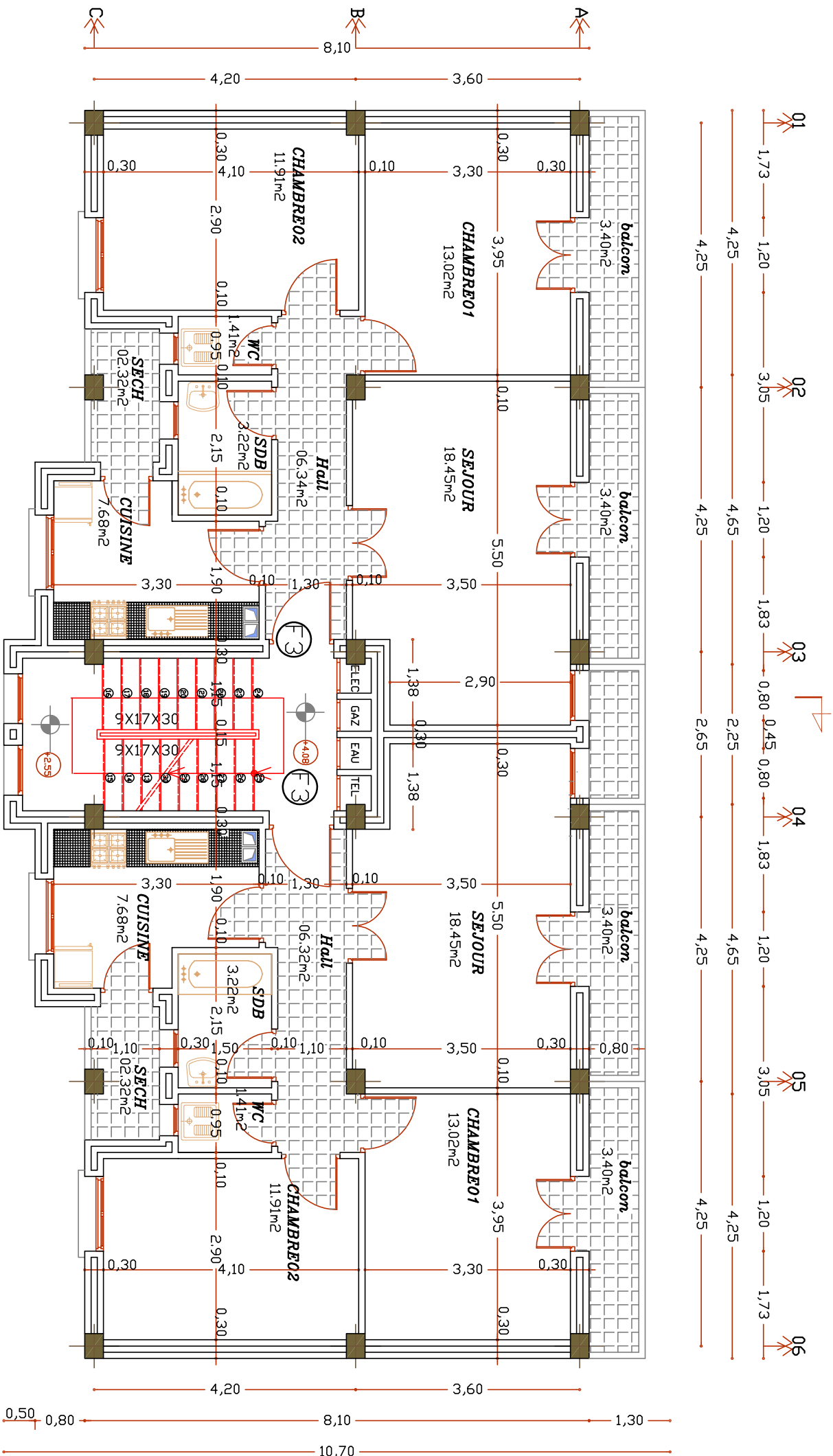
FACADE PRINCIPALE



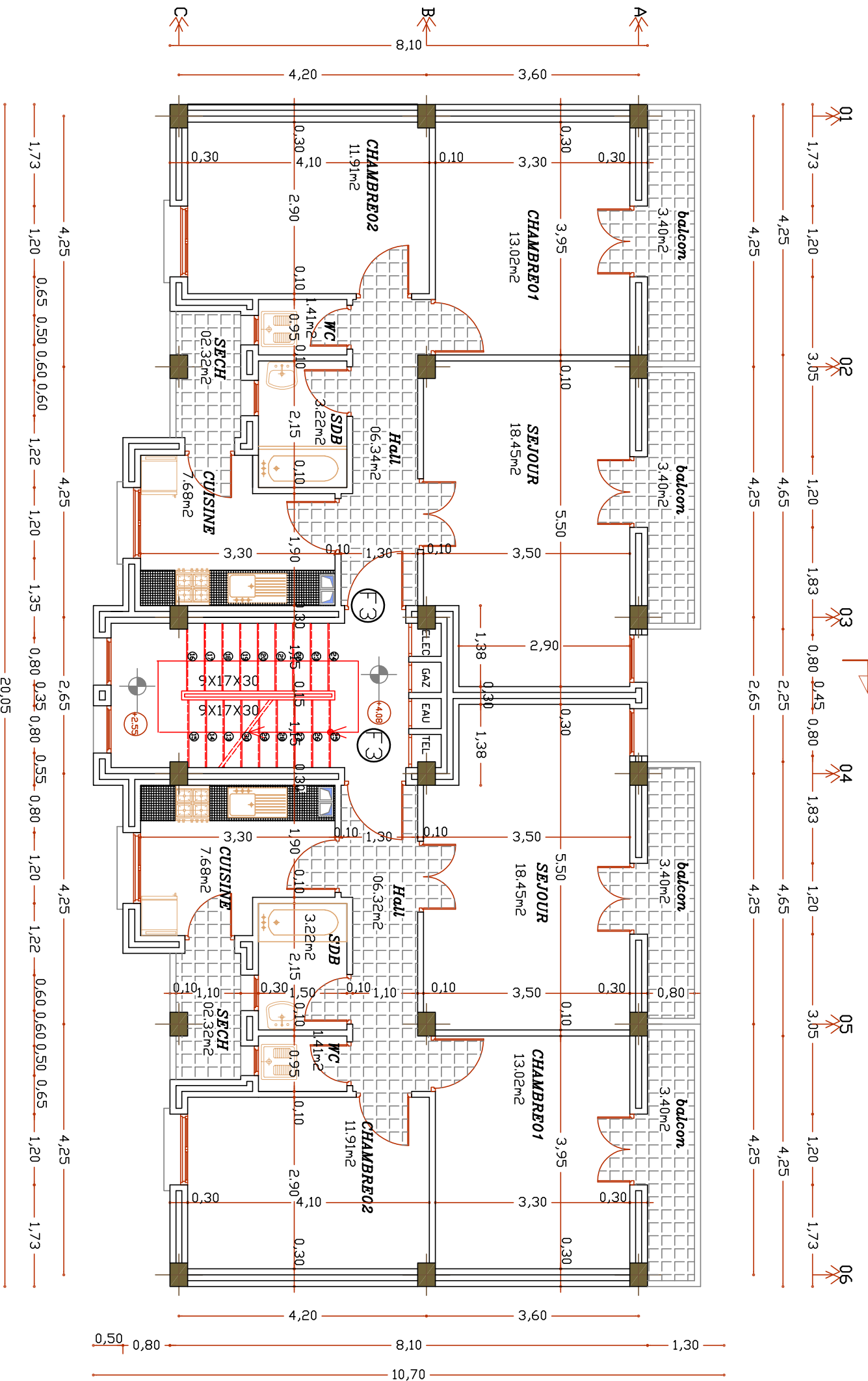
COUPE A\_A



PLAN RDC

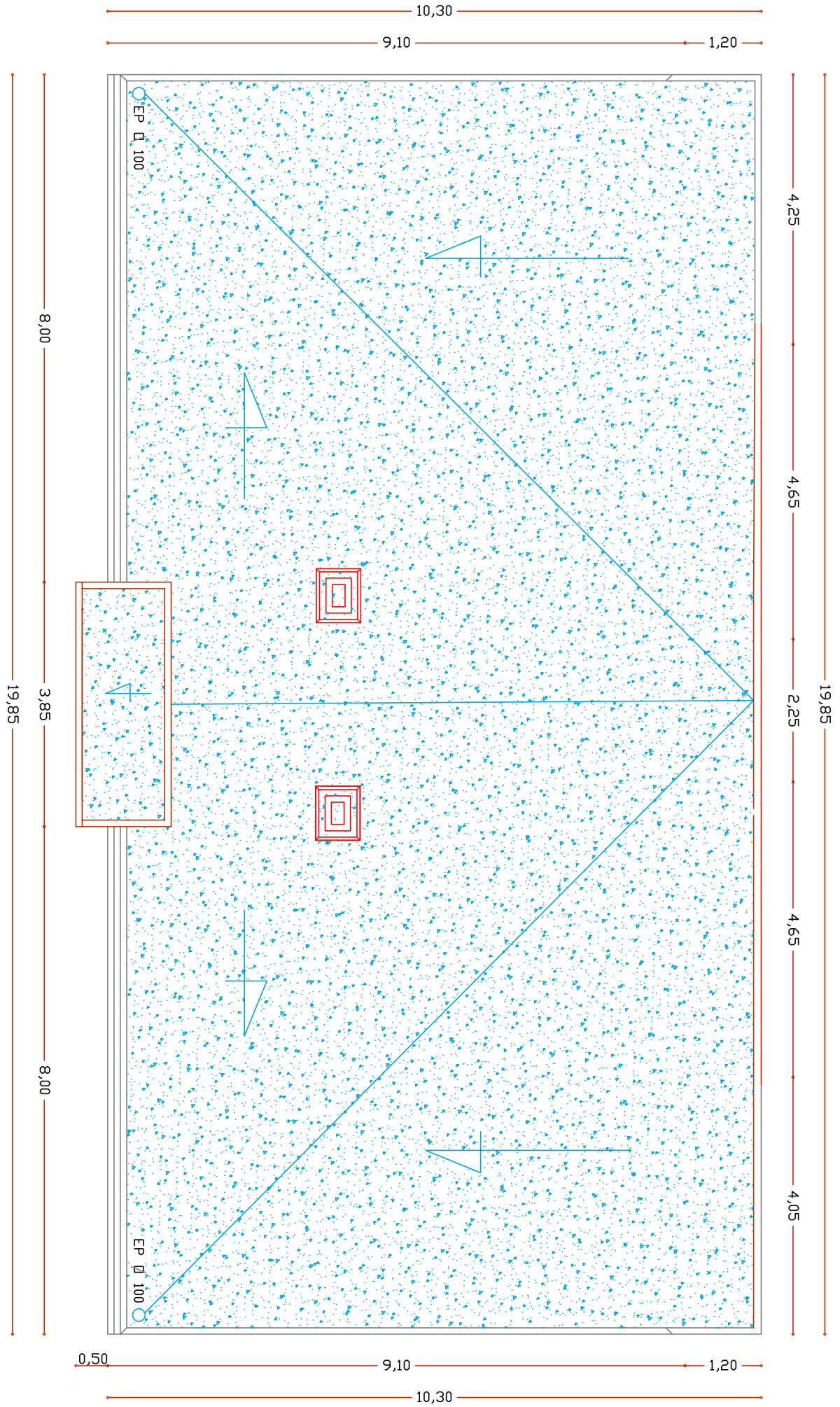


PLAN 1er ETAGE



PLAN ETAGE COURANT

PLAN ETAGE Terrasse



# INTRODUCTION GENERALE

## *INTRODUCTION GENERALE*

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

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

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

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

Chaque étude de projet du bâtiment a des buts :

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

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

- Souplesse d'utilisation
- Durabilité
- Résistance au feu

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

*CHAPITRE I :*

*PRESENTATION DE L'OUVRAGE*

### **I.1 Introduction :**

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

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

### **I.2 Présentation de l'ouvrage :**

Notre projet consiste à étudier un bâtiment à usage d'habitation et commercial (R+05), qui sera implanté à *Tizi-Ouzou* qui est classée selon le Règlement parasismique Algérien RPA 99/version 2003 comme étant une zone de moyenne sismicité (*zone II a*)

Notre ouvrage appartient au groupe d'usage 2 : « ouvrage d'importance moyenne », et comme le rapport de sol ne nous a pas été remis, alors nous avons pris une valeur de 2 bars comme une contrainte de sol, cette contrainte correspond à un sol meuble « S3 »

Cet ouvrage est composé :

- ✓ Un RDC à usage Commercial ;
- ✓ Étages courants à usage d'habitation ;
- ✓ Cage d'escaliers ;

### **I.3 Caractéristiques géométriques**

- ❖ Hauteur Total..... 19,38 m
- ❖ Longueur Total..... 20,05 m
- ❖ Largeur Total..... 8,10 m
- ❖ Hauteur du RDC.....4,08 m
- ❖ Hauteur de l'étage courant..... 3,06 m

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

#### ***L'ossature :***

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

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

**-Les voiles :** sont des éléments rigides en béton armé coulés sur place, dans les deux sens. Ils sont destinés d'une part à reprendre une partie des charges verticales et d'autre part à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des chargements horizontaux.

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

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

### **Maçonnerie :**

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

### **Revêtements :**

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

- ❖ Céramique pour les salles d'eau et les cuisines,

**Escalier :**

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

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

**Fondations**

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

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

**Acrotère :**

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

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

**1.5 Règlements utilisés**

Les règles utilisées sont :

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

**1.6 Système de coffrage :**

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

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

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

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

➤ **Résistance caractéristique du béton a la compression (BAEL91 modifiée 99)**

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

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

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

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

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

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

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

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

➤ **Resistance caractéristique du béton a la traction (BAEL91 modifiée 99/ Art A-2-1,12)**

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

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

➤ **Contraintes limites :**

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

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

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

$$\sigma_{bc} = \frac{0,85f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} \text{ [MPa]} \quad (\text{BAEL91 modifié99/ Art A 4-3-4, 1})$$

Avec :

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

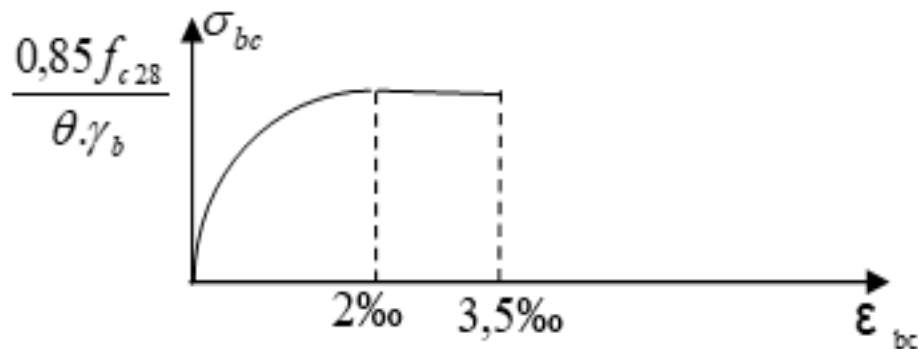
$\theta = 0,9$  : si la durée d'application est entre 1 heure et 24 heures ;

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

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

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

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



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

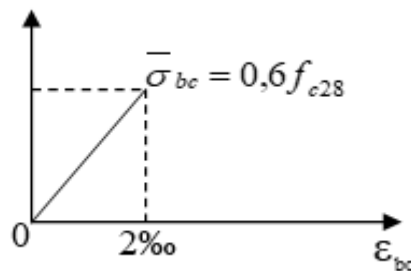
***b-état limite de service (ELS)***

C'est l'état au-delà duquel les conditions normales d'exploitation de l'ouvrage ne sont plus satisfaites.

Les vérifications à effectuer portent sur un état limite de durabilité de l'ouvrage et un état limite de déformation.

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

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



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

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

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

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

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

$b_0$  : La largeur de l'ame.

$d$  : Valeur de la hauteur utile

Cette contrainte ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

- Cas d'une fissuration non préjudiciable :

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

- Cas de fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :

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

➤ **Module de déformation :**

**a) Module de déformation longitudinale :**

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

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

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

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

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

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

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

Les déformations différées du béton comprennent le retrait et le fluage. Les déformations finales du béton sont calculées par un module de déformation longitudinale différée défini comme suit :

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

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

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

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

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

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

Avec :

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

$\nu$  : Coefficient de poisson

**e) Coefficient de poisson : (BAEL91 modifiées 99/ Art A.2.1.3).**

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

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

Il sera pris égal à :

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

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

**b) II- L'acier :**

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

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

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

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

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

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

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

b) *Contraintes limites d'élasticité de l'acier :*➤ *Etat limite Ultime (BAEL91 modifiée 99 / Art A.4.3.2) :*

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

Avec  $\gamma_s$ : Coefficient de sécurité

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

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

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

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

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

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

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

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

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

C'est le cas des milieux agressifs.

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

Avec :  $n$  : coefficient de sécurité

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

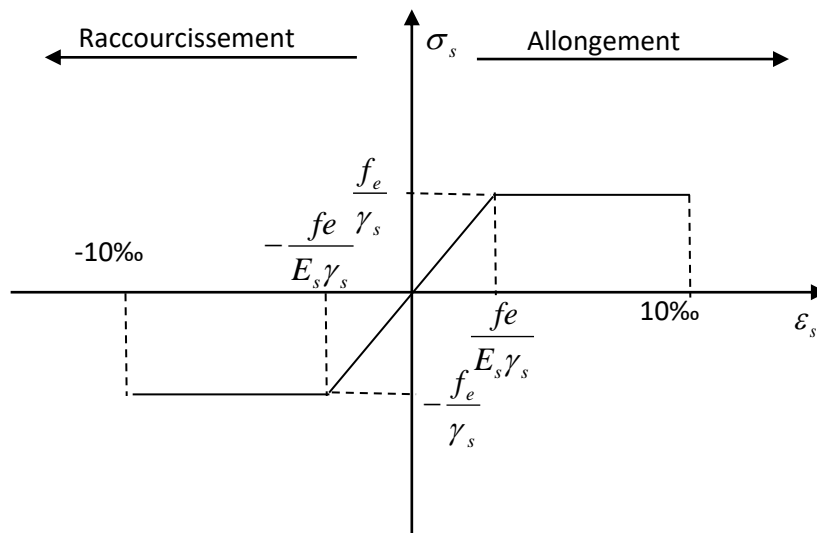
c) *Diagramme contrainte-déformation :*

Figure I-4 : Diagramme contrainte-déformation

d) *Protection d'armatures : (BAEL91 modifiées 99/ Art A.7.2.4)*

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

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

**Conclusion**

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

*CHAPITRE II:*

*PRE-DIMENSIONNEMENT*

**Chapitre II : prédimensionnement****II.1 Introduction**

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

**II.2 Prédimensionnement des éléments :****II.2.1 Les planchers**

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

**❖ Fonction de résistance mécanique :**

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

**❖ Fonction d'isolation :**

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

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

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

On distingue deux types de planchers :

**II.2.1.1 En corps creux**

Les plancher a corps creux sont constituées de :

- **Nervure appelées poutrelles** : assurent la fonction de portance, la distance entre axes des poutrelles généralement de **56cm** à **65cm**.

- **Un remplissage en corps creux** : les corps creux sont utilisés comme coffrage perdu et comme isolant phonique.
- **Une dalle de compression en béton** : est une dalle en béton armée d'un cadrage d'armatures ayant comme but :
  - Limiter le risque de fissuration par retrait.
  - Résisté aux efforts des charges appliquées sur des surfaces réduites.
  - Réaliser un effort de répartiteur entre les poutrelles voisine des charges

Localisées notamment celles correspondant aux cloisons.

La hauteur totale du plancher doit vérifier la condition suivante :

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

Avec :

- L : portée maximale entre axe , dans le sens des poutrelles.
- $h_t$  : hauteur totale du plancher.

$$h_t \geq \frac{L}{22,5} = \frac{420}{22,5} = 19,09 \text{ cm.}$$

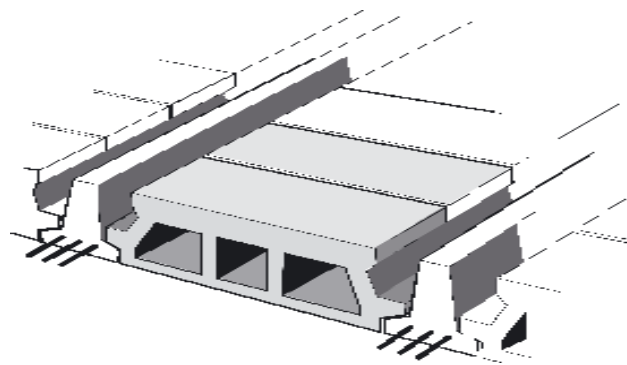


Figure II-1 : Coupe verticale Plancher en corps creux.

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

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

### II.2.2 Les poutres

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

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

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

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

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

**Règlement (RPA99/version 2003/ Art 7.5.1)**

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

Avec :

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

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

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10} \quad \rightarrow \quad \frac{425}{15} \leq h \leq \frac{425}{10}$$

$28,33 \leq h \leq 42,5$  cm ; Nous optons pour  $h_t = 35$  cm

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

Nous optons pour  $b = 25$

➤ **Poutres secondaires :**

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

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h_t \leq \frac{L_{max}}{10} \quad \rightarrow \quad \frac{420}{15} \leq h_t \leq \frac{420}{10}$$

$28,00 \leq h_t \leq 42,00$  cm ;

Nous optons pour  $h_t = 35$  cm

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

Nous optons pour  $b = 25$  cm

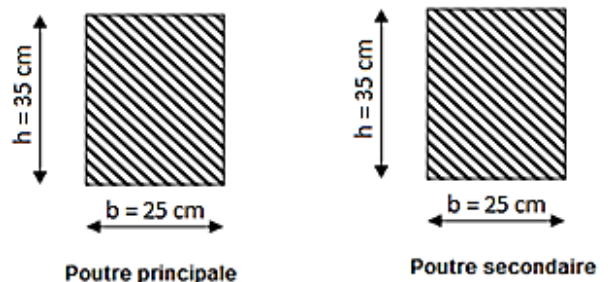


Figure II-2 : Coupe Sections des poutres.

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

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

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

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

➤ **La poutre palière :**

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

**Prédimensionnement de la poutre palière : (RPA99/version 2003/ Art 7.5.1) :**

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

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

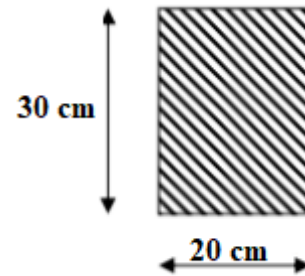
$$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10} \quad \rightarrow \quad \frac{265}{15} \leq h \leq \frac{265}{10}$$

$17,66 \leq h \leq 26,5 \text{ cm}$  ; Nous optons pour  $h = 30 \text{ cm}$

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

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

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



**Figure II-3 :** Coupe verticale d'une Poutre palière.

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

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

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

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

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

➤ **Poutre de chaînage :**

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

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

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

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h_t \leq \frac{L_{max}}{10} \quad \rightarrow \quad \frac{420}{15} \leq h_t \leq \frac{420}{10}$$

$$28,00 \leq h_t \leq 42,00 \text{ cm} ;$$

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

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

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

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

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

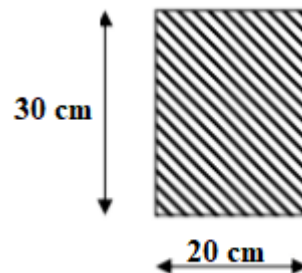


Figure II-4 : Coupe verticale d'une Poutre Chainage

### Vérification selon le ( RPA 99 / version 2003)

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

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

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

### II.2.3 Les poteaux

#### Pré dimensionnement des poteaux :

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

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

La section du poteau est obtenue par la formule suivante

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

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

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

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

#### Remarque :

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

**Localisation du poteau le plus sollicité**

La surface revenant au poteau est :

$$S_1 = 2,00 \times 1,975 = 3,95 \text{ m}^2$$

$$S_2 = 2,00 \times 1,675 = 3,39 \text{ m}^2$$

$$S_3 = 2,00 \times 1,675 = 3,95 \text{ m}^2$$

$$S_4 = 2,00 \times 1,975 = 3,39 \text{ m}^2$$

$$S = S_1 + S_2 + S_3 + S_4 = 14,68 \text{ m}^2$$

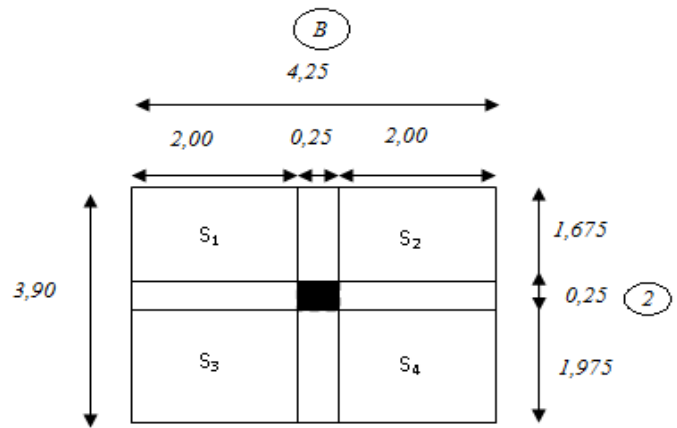


Figure II-5 : surface d'influence du poteau F3

**Détermination des charges et des surcharges :**

Pour déterminer les charges permanentes G (KN/m<sup>2</sup>) ; et les surcharges d'exploitation Q (KN/m<sup>2</sup>); nous allons nous référer au document technique règlementaire (DTR B.C.2.2)

« charges et surcharges d'exploitation »

**Charges permanentes G :**

Plancher terrasse

Tableau II -1 Charges permanentes de la terrasse inaccessible.

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

Figure II-6 : Plancher étage la terrasse inaccessible

Plancher étage courant

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

| Désignation des éléments |                              | Epaisseur (m) | Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> ) | Poids surfacique (KN/m <sup>2</sup> ) |
|--------------------------|------------------------------|---------------|--------------------------------------|---------------------------------------|
| 1                        | Maçonnerie en briques Creuse | 0.10          | 9                                    | 0.9                                   |
| 2                        | Revêtement en carrelage      | 0.02          | 22                                   | 0,44                                  |
| 3                        | Mortier de pose              | 0.02          | 22                                   | 0.44                                  |
| 4                        | Couche de sable              | 0.02          | 18                                   | 0.36                                  |
| 5                        | Plancher en corps creux      | (16+4)        | 3                                    | 1.9775                                |
| 6                        | Enduit en plâtre             | 0.02          | 10                                   | 0.2                                   |
| TOTAL                    |                              |               |                                      | 4,32                                  |

Figure II- 7 : Plancher étage courant.

II.4 murs intérieurs

Tableau II – 3 Charges permanentes des murs intérieurs.

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

Figure II-8 : Coupe verticale du mur intérieur

II.2.5 murs extérieurs

Tableau II – 4 Charges permanentes des murs extérieurs.

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

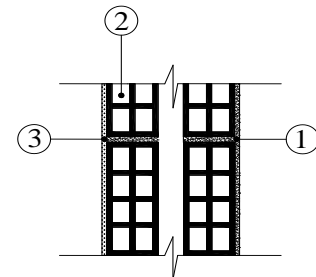


Figure II-9 : Coupe verticale du mur extérieur

**Poids propre des éléments :**

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

**Plancher terrasse :**

$$G_t = 14,68 \times 4,64 = 68,12 \text{ KN}$$

**Plancher courant :**

$$G_c = 14,68 \times 4,32 = 63,42 \text{ KN}$$

**Poutres principales :**

$$G_{pp} = (0,35 \times 0,25) \times (4,25 - 0,25) \times 25 = 8,75 \text{ KN}$$

**Poutres secondaires :**

$$G_{ps} = (0,35 \times 0,25) \times (3,90 - 0,25) \times 25 = 7,98 \text{ KN}$$

$$G_{total} = 8,75 + 7,98 = 16,73 \text{ KN}$$

**Poteaux :**

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

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

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

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

$$G_{\text{RDC}} = 0,25 \times 0,25 \times (h_e) \times 25 = (0,25 \times 0,25) \times (4,08) \times 25 = 6,38 \text{ KN}$$

**Surcharge d'exploitation Q :**

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

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

**Etages RDC**

$$Q \times S = 2,5 \times 14,68 = 36,70 \text{ KN}$$

**Etages courants**

$$Q \times S = 1,5 \times 14,68 = 22,02 \text{ KN}$$

**Plancher terrasse inaccessible**

$$Q \times S = 1 \times 14,68 = 14,68 \text{ KN}$$

**Loi de dégression des charges d'exploitation**

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

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

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

*Art 6.3*

$$\Sigma_0 = Q_0$$

$$\Sigma_1 = Q_0 + Q_1$$

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

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

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

**Q<sub>0</sub>** : surcharge d'exploitation à la terrasse.

**Q<sub>i</sub>** : surcharge d'exploitation de l'étage i.

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

**Q<sub>n</sub>** : surcharge d'exploitation à l'étage « n » en tenant compte de la dégression des surcharges

**Coefficients de dégression des surcharges :**

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

|              |   |   |      |      |      |      |
|--------------|---|---|------|------|------|------|
| Niveaux      | 5 | 4 | 3    | 2    | 1    | RDC  |
| Coefficients | 1 | 1 | 0.95 | 0.90 | 0.85 | 0.80 |

➤ **Les surcharges cumulées :**

5<sup>ème</sup> niveau :  $Q_0=14,68$  KN

4<sup>ème</sup> niveau :  $Q_0 + Q_1= 36,70$  KN

3<sup>ème</sup> niveau :  $Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2)= 56,52$  KN

2<sup>ème</sup> niveau :  $Q_0 + 0.9 (Q_1+Q_2+Q_3) = 74,13$  KN

1<sup>ème</sup> niveau :  $Q_0+0.85 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)= 89,55$  KN

1<sup>er</sup> niveau :  $Q_0+0.80 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5) = 91,02$  KN

**Dimensionnement des sections des poteaux :**

| Niveau | Charges permanentes (KN) |                   |                   |           |           | Surcharges D'exploitation (KN) |            | Effort normal (KN)<br>$N = G_c + Q_c$ | Section des Poteaux (cm <sup>2</sup> )     |                |
|--------|--------------------------|-------------------|-------------------|-----------|-----------|--------------------------------|------------|---------------------------------------|--|----------------|
|        | Poids du plancher        | Poids des poteaux | Poids des poutres | $G_{tot}$ | $G_{cum}$ | $Q_i$                          | $Q_{cumu}$ |                                       | Section trouvée<br>$\frac{N}{0,3 f_{c28}}$ | Section Adopté |
| 5      | 68,12                    | 4,78              | 16,73             | 89,63     | 89,63     | 14,68                          | 14,68      | 104,31                                | 139,08                                     | <b>30×30</b>   |
| 4      | 63,42                    | 4,78              | 16,73             | 84,93     | 174,56    | 22,02                          | 36,7       | 211,26                                | 281,68                                     | <b>30×30</b>   |
| 3      | 63,42                    | 4,78              | 16,73             | 84,93     | 259,49    | 22,02                          | 56,518     | 316,00                                | 421,34                                     | <b>30×30</b>   |
| 2      | 63,42                    | 4,78              | 16,73             | 84,93     | 344,42    | 22,02                          | 74,134     | 418,55                                | 558,07                                     | <b>35×35</b>   |
| 1      | 63,42                    | 4,78              | 16,73             | 84,93     | 429,35    | 22,02                          | 89,548     | 518,89                                | 691,86                                     | <b>35×35</b>   |
| RDC    | 63,42                    | 6,38              | 16,73             | 86,53     | 515,88    | 36,7                           | 91,016     | 606,89                                | 809,19                                     | <b>35×35</b>   |

Tableau II – 6 Sections des poteaux.

**Remarque :**

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

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

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

-éviter la rotule plastique dans les poteaux.

➤ **Sections adoptées suivant les étages :**

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

Pour le RDC, 1er 2<sup>eme</sup>, étage : **S= (35 ×35)**

Pour le 3<sup>eme</sup> et 4<sup>eme</sup> 5<sup>eme</sup> étages : **S= (30 ×30)**

- ✓ Pour donner aux poteaux une meilleure résistance aux sollicitations sismique, il est recommandé de donner aux poteaux d'angle et de rive des sections de mêmes dimensions à celles des poteaux centraux. Rappelant que les poteaux doivent être coulés une seule fois suivant toute leur longueur, les dés de calages sont interdits.  
**(RPA 99/version2003/Art.7.4.1.)**

➤ **Vérification des conditions du RPA 99 version 2003/Art.7.4.1 :**

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

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

**Le RDC :**

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

$Min(b, h) = 35 \text{ cm} > \frac{408}{20} = 20,40 \text{ cm}$  .....Condition vérifiée.

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

**Le 1<sup>er</sup> et le 2<sup>ème</sup> niveau :**

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

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

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

**Du 3<sup>ème</sup> au 5<sup>ème</sup> niveau :**

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

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

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

**Vérification au flambement :**

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

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

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

$\lambda$  : Elancement du poteau.

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

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

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

$l_0$  : longueur libre du poteau.

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

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

**Tableau II – 7 Vérification du flambement des poteaux.**

| Niveaux | $b$<br>(cm) | $h$<br>(cm) | $I$<br>(cm <sup>4</sup> ) | $S$<br>(cm <sup>2</sup> ) | $i$<br>(cm) | $l_0$<br>(cm) | $L_f$<br>(cm) | $\lambda$ | Condition         |
|---------|-------------|-------------|---------------------------|---------------------------|-------------|---------------|---------------|-----------|-------------------|
| 5       | 30          | 30          | 67500                     | 900                       | 8,66        | 306           | 214,2         | 24,73     | Condition vérifié |
| 4       | 30          | 30          | 67500                     | 900                       | 8,66        | 306           | 214,2         | 24,73     | Condition vérifié |
| 3       | 30          | 30          | 67500                     | 900                       | 8,66        | 306           | 214,2         | 24,73     | Condition vérifié |
| 2       | 35          | 35          | 125052,08                 | 1225                      | 10,10       | 306           | 214,2         | 21,20     | Condition vérifié |
| 1       | 35          | 35          | 125052,08                 | 1225                      | 10,10       | 306           | 214,2         | 21,20     | Condition vérifié |
| RDC     | 35          | 35          | 125052,08                 | 1225                      | 10,10       | 408           | 285,6         | 28,27     | Condition vérifié |

**II.2.6 Pré dimensionnement des voiles**

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

Le pré dimensionnement des voiles se fera conformément à le **RPA 99 /version 2003**  
**Art 7.7.1.**

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

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

Pour notre cas :

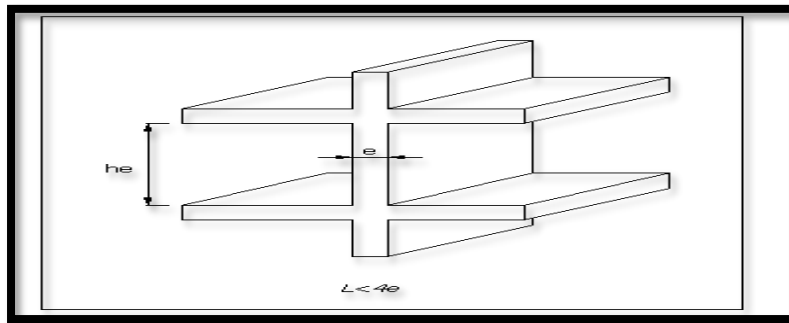


Figure II- 10 : Coupe de voile en élévation

$a$  : épaisseur du voile,

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

$h$  : hauteur d'étage,

$e_p$  : épaisseur du plancher

Et ils doivent vérifier la condition

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

$$L_{min} \geq 4e_p \quad h_e = 408 - 20 = 388 \text{ cm} \quad e_p = \frac{h_e}{20} = \frac{388}{20} = 19,40 \text{ cm}$$

$$\text{On prend : } e_p = 20 \text{ cm}$$

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

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

$L_{min} = 265 \text{ cm} > 4 \times 20 = 80 \text{ cm}$  ..... Condition vérifiée.

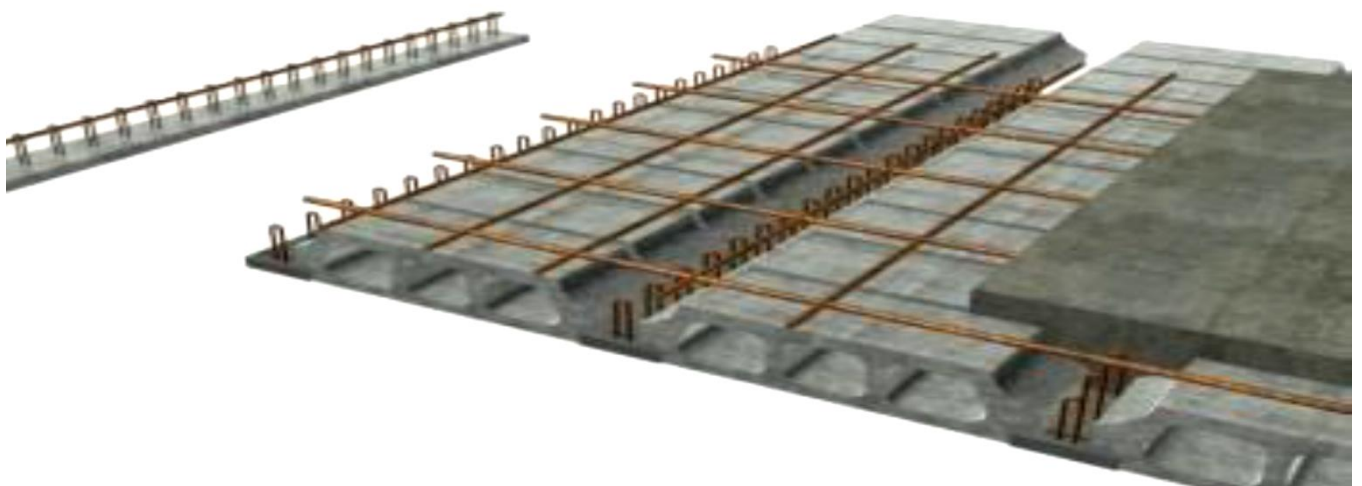
**Conclusion :**

- Poutres principales : 25 × 35
- Poutres secondaires : 25 × 35
- Poutres palières : 20 × 30
- Poutres chainage : 25 × 35
- Epaisseur des voiles : 20 cm
- Epaisseur planché en corps creux : 16 + 4 = 20 cm
- Sections adoptées pour les poteaux
  - RDC au 2<sup>ème</sup> niveau : 35 × 35
  - 3<sup>ème</sup> au 5<sup>ème</sup> niveau : 30 × 30

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

## *CHAPITRE III:*

# *Calcul des éléments*



### III.1. Acrotère

#### III.1.1. 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.

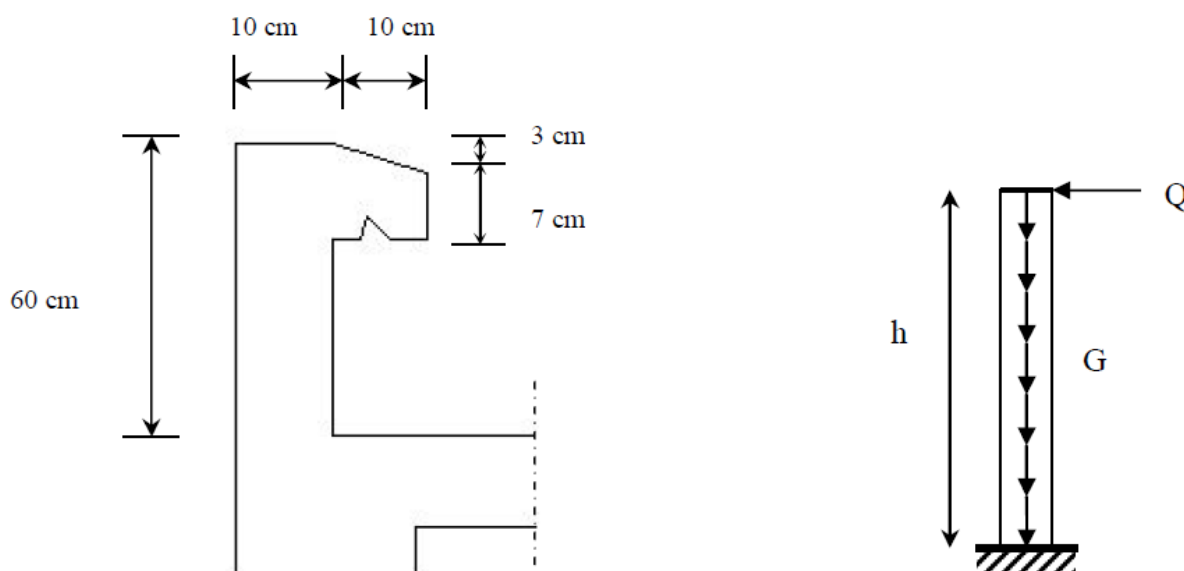
Le calcul se fera conformément aux règles (**BAEL 91 modifié 99**) et le **RPA**.

#### III.1.2. Définition et rôle de l'acrotère :

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

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

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



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

**III.1.3. Calcul des efforts :****a) Effort normal dû au poids propre  $G$  :**

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

Avec :  $G = \rho \times S$

$N$  : effort normal

$G$  : poids propre

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

$S$  : section transversale

$$G = 25 \times \left[ (0,6 \times 0,1) + (0,07 \times 0,1) + \frac{(0,03 \times 0,1)}{2} \right] = 1,7125 \frac{KN}{ml}$$

$$\Rightarrow N_G = G \times 1m = 1,7125 \times 1m = 1,7125 KN$$

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

$$M_q = Q \times H \times 1m = 1 \times 0,6 \times 1m = 0,6 KN.m$$

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

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

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

$$N_u = 1,35 \times G = 1,35 \times 1,7125 = 2,3125KN$$

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

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

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

$$M_u = 1,5 \times M_q = 1,5 \times 0,6 = 0,9 KN.m$$

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

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

$$N_s = G = 1,7125 KN$$

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

$$T_s = T = 1 KN$$

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

$$M_s = M_q = 0,6 KN.m$$

Schéma statique de l'Acrotère

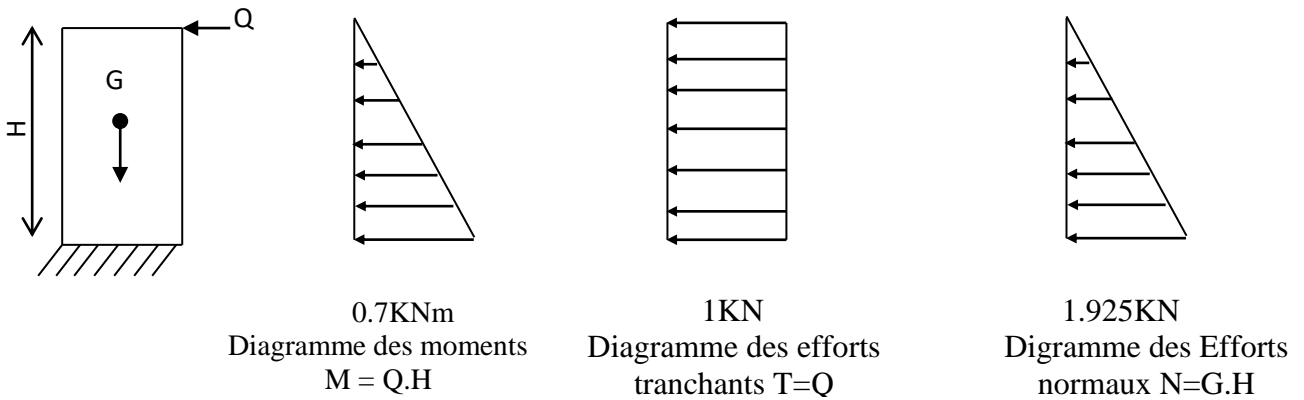


Figure III - 2 Diagrammes des efforts internes.

III.1.4. Ferrailage :

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

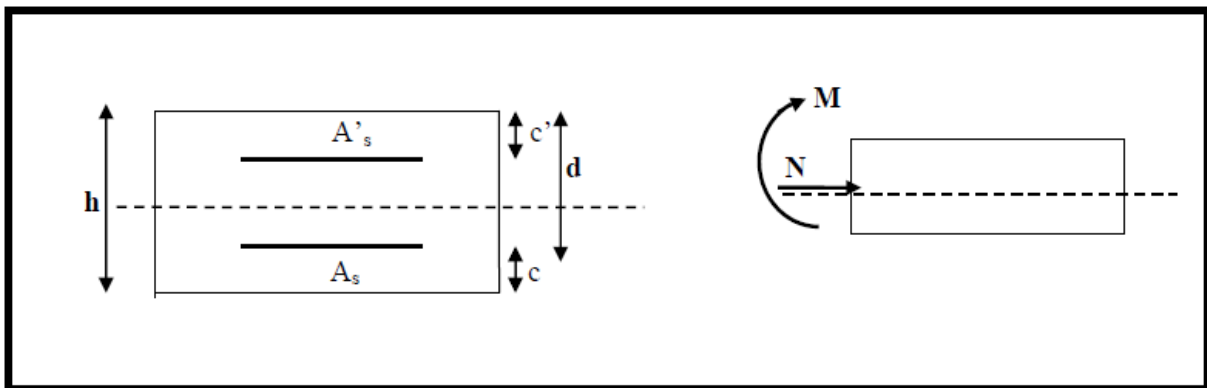


Figure III – 3 Schéma statique de la section de l'acrotère.

h : Epaisseur de la section : 10cm

b : Largeur de la section : 100cm

c et c' : Enrobage : 3cm

d : Hauteur utile (h – c) : 7cm

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

**Calcul de l'excentricité :**

Calcul de l'excentricité 
$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,9}{2,312} = 0,39 \text{ m} \Rightarrow e_u > \frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 3 = 2 \text{ cm}$$

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

Donc la section est partiellement comprimée. Elle sera calculée en flexion simple sous l'effort d'un moment fictif (Mf)

. **Calcul d'armatures en flexion simple :**

$$M_f = N_u \times g = N_u \left( e_u + \frac{h}{2} + c \right) = 2,312 \left( 0,39 + \frac{0,10}{2} + 0,03 \right) = 1,08 \text{ KN.m}$$

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

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

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

$$f_{bu} = \frac{0,85 \times 25}{1 \times 1,5} = 14,2 \text{ MPa} ; \mu = \frac{1,0866 \times 10^3}{100 \times 7^2 \times 14,2} = 0,0155 < \mu_{id} = 0,392$$

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

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

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

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

$$\mu = 0,00155 \quad \rightarrow \quad \beta = 0,992$$

$$A_{stf} = \frac{1,08 \times 10^3}{0,992 \times 7 \times 348} = 0,45 \text{ cm}^2$$

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

Donc  $A_{sc} = 0,45 \text{ cm}^2$

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

$$A_{st} = A_{stf} - \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 0,45 - \frac{2,312}{34,8} = 0,38 \text{ cm}^2$$

**III.1.5. Vérification à l'ELU :**

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

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

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

**a) Calcul la section minimale :**

$$A_{st}^{min} \geq \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e} \left( \frac{e_s - 0,455 d}{e_s - 0,185 d} \right), \quad e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0,6}{1,7125} = 0,35 m = 35 cm$$

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

$$A_{st}^{min} \geq \frac{0.23 \times 100 \times 7 \times 2,1}{400} \left( \frac{35 - 0,455 \times 7}{35 - 0,185 \times 7} \right) = 0,797 cm^2$$

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

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

Avec un espacement  $St = 25 cm$

**Armature de répartition :**

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

Avec un espacement  $St = 25cm$

- **Vérification des espacements :**

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

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

$S_t = 25 cm \leq 25 cm \dots \dots \dots$  Condition est vérifiée

h = l'épaisseur totale de l'élément .

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

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

Avec :

Vu : Effort tranchant à l'ELU

b = Largeur de la bande considérée

d = Hauteur utile de la section.

Vu = 1,5.q = 1,5.1 = 1,5 KN

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

Comme la fissuration est préjudiciable le BAEL impose :

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

$$\tau_{se} = \frac{1,5 \times 10^3}{0,9 \times 0,07 \times 10,048 \times 10^4} = 0,2369 \text{ MPa}$$

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

$\tau_{se} = 0,1895 \leq \overline{\tau_{se}} = 3,15 \text{MPa}$ ..... Condition vérifiée. Donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

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

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

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

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

Soit  $L_s = 30 \text{ cm}$

### III.1.6. Vérification des contraintes à l'ELS :

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

On doit vérifier :

La contrainte dans les aciers  $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$

La contrainte dans le béton  $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

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

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} \cdot f_e ; \max \left\{ 0,5 f_e, 110 \sqrt{nf_{t28}} \right\} \right\}$$

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

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

$$\bar{\sigma}_{st} = \text{Min} \left[ \left\{ \frac{2}{3} 400, \text{Max} \left( \frac{1}{2} 400 ; 110 \sqrt{1,6 \times 2,1} \right) \right\} \right]$$

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

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{A_s \beta_1 d} \quad ; \quad \rho = \frac{100 A_s}{bd} = \frac{100 \times 2,01}{100 \times 7} = 0,287$$

$$\left\{ \begin{array}{l} K_1 = 44,52 \\ \beta_1 = 0,916 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Dans le tableau 7 section rectangulaire en flexion simple.}$$

$$\sigma_{st} = \frac{0,7 \times 10^3}{0,911 \times 7 \times 2,01} = 54,314 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 54,314 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition est vérifiée.}$$

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

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

$$\sigma_{bc} = K \sigma_{st}, \quad \text{dans le tableau } K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{41,18} = 0,0224$$

$$\sigma_{bc} = 0,0224 \times 54,314 = 1,22 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1,22 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}. \dots\dots\dots \text{Condition est vérifiée.}$$

- **Vérification au séisme (Art 6.2.3 RPA99/version 2003):**

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

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

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

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

C<sub>p</sub> : Facteur de forces horizontales pour les éléments secondaires variant entre 0,3 et 0,8

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

W<sub>p</sub> = Poids de l'élément considéré

$$W_p = 25 * ( 0.6* 0.1+0.1*0.07+0.03*0.1/2) = 1,7125 \text{ KN/ml}$$

$$D'où : F_p = 4x0, 15x0, 8x1,7125 = 0,822 \text{ KN/ml}$$

$$F_p = 0,822\text{KN/ml} < Q = 1\text{KN/ml}$$

Notre acrotère est calculé sous un effort horizontal statique supérieur à l'effort sismique F<sub>p</sub>, donc le ferrailage adopté est vérifié vis a vis des charges sismiques.

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

-Calcul de l'élanement :

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

Avec :

λ : Élanement de l'élément

L<sub>f</sub> : Longueur de flambement

i : Rayon de giration

I : Moment d'inertie de la section

A : Surface de la section de l'élément

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

$$I = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{1 \cdot (0,1)^3}{12} = 8,33 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$L_f = 2 \cdot l_0 = 2 \cdot H = 2 \times 0,6 = 1,2 \text{ m}$$

$$\lambda = \frac{1,2 \sqrt{0,1}}{\sqrt{8,33 \cdot 10^{-4}}} = 13,15$$

$$\lambda \leq \max \left[ 50; \min \left( \frac{67 \cdot e_u}{h}, 100 \right) \right] = \max [50; \min(25,46; 100)]$$

$$\lambda = 13,15 < 50 \dots\dots\dots \text{ok}$$

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

• **Conclusion :**

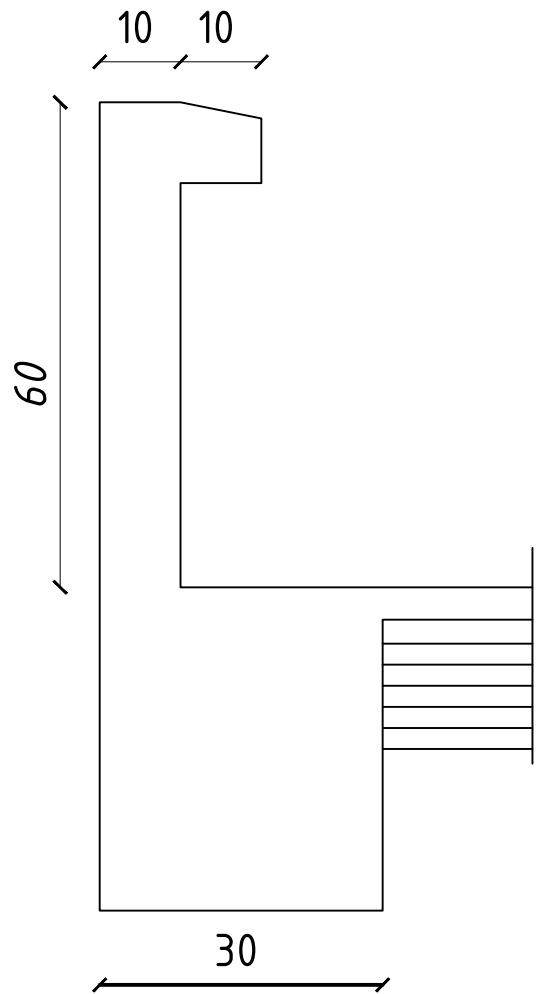
Suite a toutes les vérifications précédentes, on adoptera le ferrailage suivant :

-02 nappes d'armatures

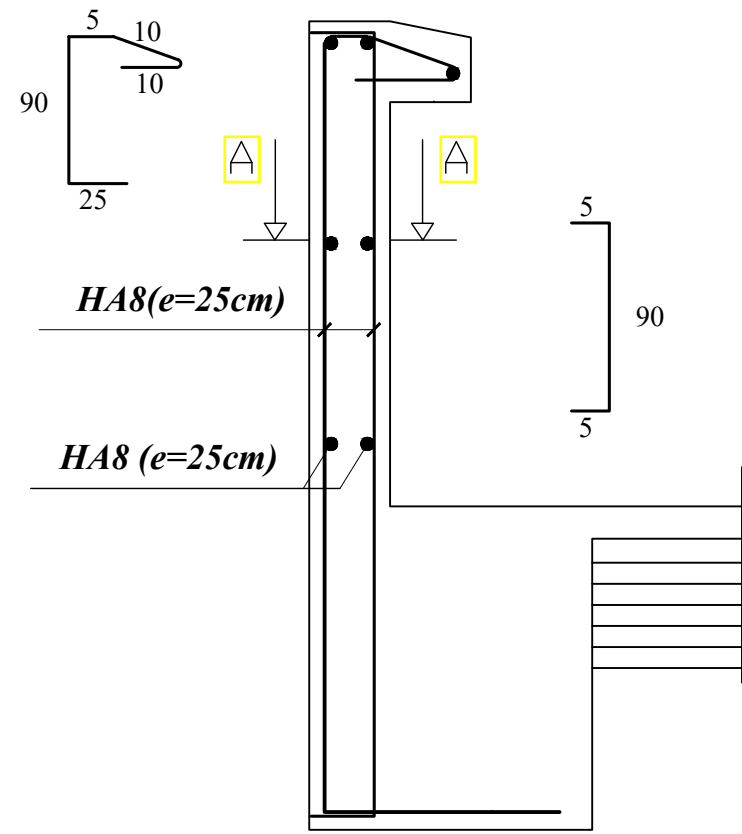
-4HA8/ml = 2,01 cm<sup>2</sup> comme armatures principales pour chaque nappe.

-4HA8/ml = 2,01 cm<sup>2</sup> comme armatures de répartition pour chaque nappe.

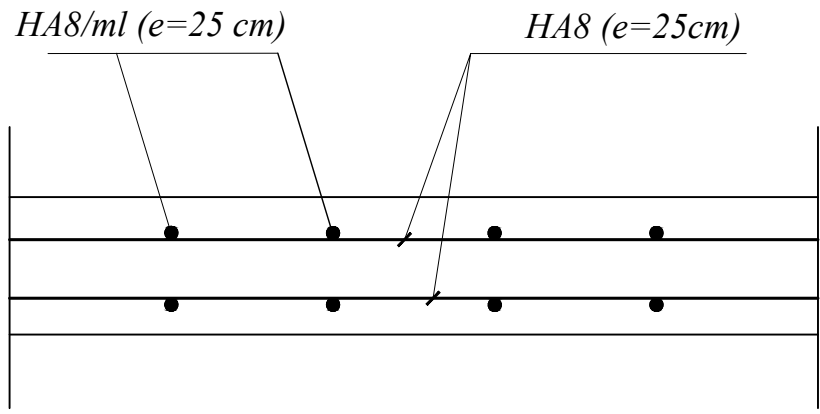
Avec un espacement St = 25cm.



Coffrage de l'acrotère



Ferrailage de l'acrotère



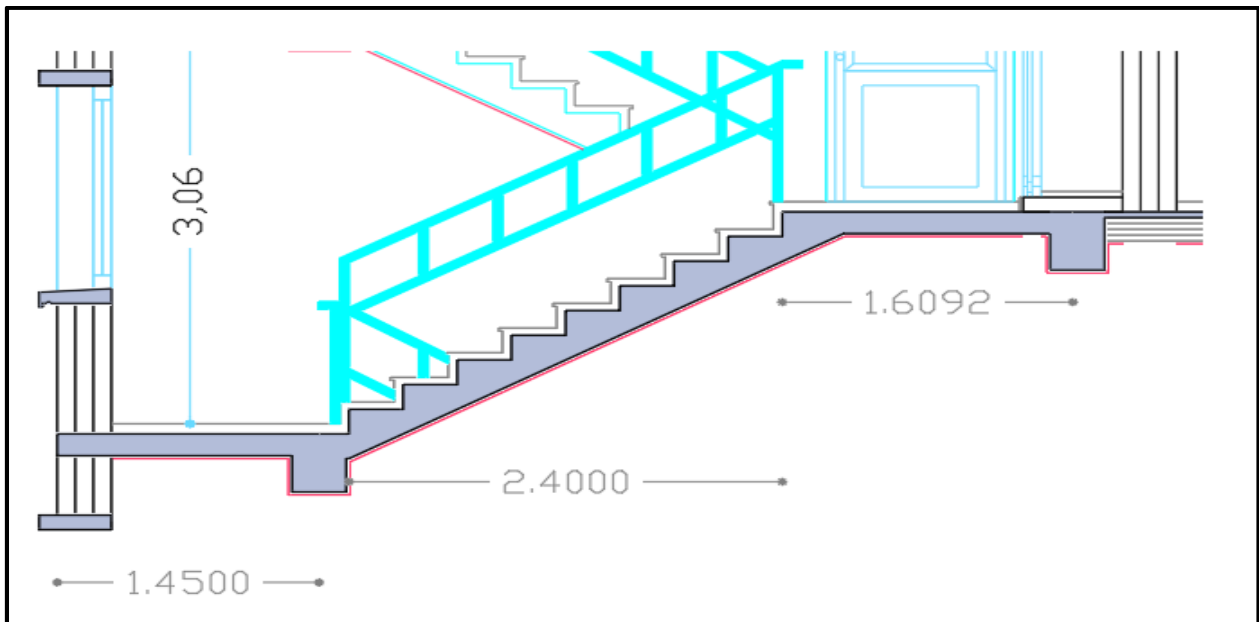
Coupe A-A

### III.2. Les Escaliers

#### III.2.1. Introduction

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

Ses caractéristiques dimensionnelles sont fixées par des normes, des DTU, des décrets en fonction du nombre d'utilisateurs et du type du bâtiment.



*Figure III-4 : coupe verticale de l'escalier.*

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

- ❖ **Un palier** : est la plateforme constituant un repos entre deux volées intermédiaires et/ou à chaque étage.
- ✓  $g$  : Largeur de la marche.
- ✓  $h$  : Hauteur de la contre marche.
- ✓  $e$  : épaisseur de la paillasse et de palier.
- ✓  $H$  : hauteur de la volée.
- ✓  $l$  : portée de la paillasse.
- ✓  $l_2$  : largeur du palier.
- ✓  $l_1$  : longueur de la paillasse projetée.
- ✓  $L$  : longueur linéaire de la paillasse et celle du palier.

### III.2.2. Calcul de l'escalier :

Notre bâtiment est muni d'une seule cage d'escalier à deux volées desservant la totalité des niveaux. Les escaliers sont assimilés dans le calcul à des poutres isostatiques.

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

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

Pour un bâtiment à usage d'habitation :  $14 \text{ cm} \leq h \leq 18 \text{ cm}$

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

#### ➤ **La hauteur de la marche h :**

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

#### ➤ **Nombre de marches n :**

$$n = \frac{H}{h} = \frac{306}{17} = 18 \quad n : \text{nombre des contre marches.}$$

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

#### ➤ **Le giron g :**

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

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

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

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

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

La relation est vérifiée donc l'escalier est confort.

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

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

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

**Avec :**

**L<sub>0</sub>** : longueur réelle de la paillasse et du palier (entre appuis) :  $L_0 = L_1 + L_2$ .

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

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

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

$$L_0 = \frac{240}{\cos \alpha} + 180 = 455,83 \text{ cm}$$

Donc l'épaisseur de la paillasse est  $\frac{455,83}{30} \leq e_p \leq \frac{455,83}{20}$

$15,19 \leq e_p \leq 22,79$  On prend :  $e_p = 18 \text{ cm}$

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

**III.2.3. Détermination des sollicitations de calcul :**

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

✓ **Charges permanentes :**

➤ **Paillasse :**

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

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

- Poids des revêtements :

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

---

**G = 9,35 KN/ml**

➤ **Palier :**

- Poids propre du palier :  $e_p \times \gamma_b \times 1m = 25 \times 0,18 \times 1 \dots\dots\dots = 4,5 \text{ KN/ml}$
- Poids des revêtements :
- Carrelage :  $0,02 \times 25 \times 1m \dots\dots\dots = 0,50 \text{ KN/ml}$
- Mortier :  $0,02 \times 25 \times 1m \dots\dots\dots = 0,50 \text{ KN/ml}$
- Enduit de ciment :  $0,02 \times 25 \times 1m \dots\dots\dots = 0,50 \text{ KN/ml}$
- Couche de sable :  $0,02 \times 18 \dots\dots\dots = 0,36 \text{ KN/ml}$

**G = 6,36 KN/ml.**

- **Charge concentrée :**

Une charge concentre sur l'extrémité du palier dû à la charge du mur extérieur (**F**)

$F = (3.06 - 0.2) \times 2.36 \times 1m = 6.75 \text{ kN}$

**Charges d'exploitation :**

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

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

**a) Combinaisons de charge :**

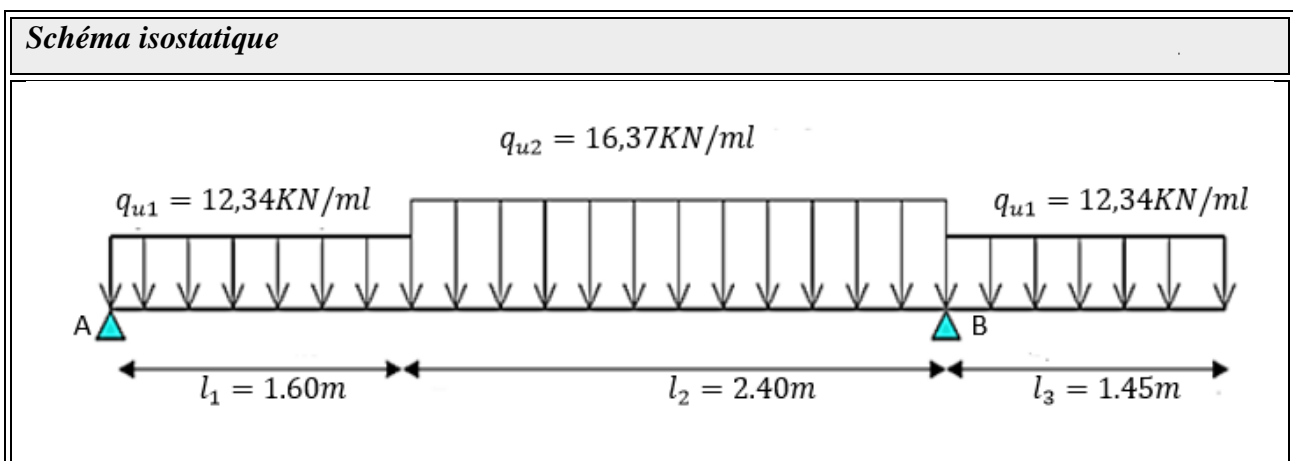
*A l'état limite ultime ELU : 1,35G + 1,5Q*

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

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

**Mur extérieur :**  $F = 9.11 \text{ Kn}$

**b) Effort interne :**



| <b>Les réactions d'appuis</b>                                     |  |                             |                             |
|---|--|-----------------------------|-----------------------------|
| $\Sigma F/y = 0$  | $R_A + R_B = q_{u2} * L_2 + q_{u1} * (L_1 + L_3)$ $R_A + R_B = 12,34 * 1,45 + 16,37 * 2,4 + 12,34 * 1,6$ $R_A + R_B = 76,925 \text{ KN}$   |                             |                             |
| $\Sigma M/A = 0$  | $R_B = (q_{u1} * \frac{l_1^2}{2} + q_{u2} * (\frac{l_2^2}{2} + l_1)) + q_{u1} * (\frac{l_3^2}{2} + l_1 + l_2) / (l_1 + l_2)$ $R_B = \frac{12,34 * \frac{1,6^2}{2} + 16,37 * 2,4 * (\frac{2,4}{2} + 1,6) + 12,34 * 1,45(1,45/2 + 1,6 + 2,4)}{4,00}$ $R_B = 52,586 \text{ KN}$ |                             |                             |
| $\Sigma M/B = 0$  | $R_A = (-q_{u1} * \frac{l_3^2}{2} + q_{u2} * \frac{l_2^2}{2} + q_{u1} * (\frac{l_1}{2} + l_2)) / (l_1 + l_2)$ $R_A = \frac{-12,34 * \frac{1,45^2}{2} + 16,37 * \frac{2,4^2}{2} + 12,34 * 1,6 * (\frac{1,6}{2} + 2,4)}{4}$ $R_A = 24,338 \text{ KN}$                          |                             |                             |
| <b>Vérification</b>   | $R_A + R_B = 24,338 + 52,586$ $R_A + R_B = 76,925 \text{ KN}$  |                             |                             |
| <b>Les efforts internes</b>                                       |  |                             |                             |
| <b>1<sup>er</sup> trançon <math>0m \leq x \leq 1,60m</math></b>   |  |                             |                             |
| <b>Efforts interne</b>  | <b>Equation</b>  | <b>Les valeurs</b>          |                             |
|   |  | <b><math>x=0m</math></b>    | <b><math>x=1,60m</math></b> |
| <b>Efforts tranchant</b>  | $T_Y = R_A - q_{u1} * x$   | $T_Y=24,338\text{KN}$       | $T_Y=4,594\text{KN}$        |
| <b>Moment fléchissant</b>   | $M_z = R_A * x - q_{u1} * x^2/2$   | $M_z = 0\text{KN.m}$        | $M_z = 23,1456\text{KN.m}$  |
| <b>2<sup>er</sup> trançon <math>1,6m \leq x \leq 4.00m</math></b> |  |                             |                             |
| <b>Efforts internes</b>   | <b>Equations</b>   | <b>Les valeurs</b>          |                             |
|   |  | <b><math>x=1.60m</math></b> | <b><math>X=4.00m</math></b> |
| <b>Efforts tranchant</b>  | $T_Y = R_A + q_{u1} * L_1 - q_{u2}(x - L_1)$   | $T_Y=4,594\text{KN}$        | $T_Y=-34,694\text{KN}$      |

|   |   |                            |                             |
|---|---|----------------------------|-----------------------------|
| <b>Moment fléchissant</b>                                       | $T_Y = R_A * x + q_{u1} * l_1(x - L_1 / 2) - q_{u2}(x - L_1)^2 / 2$ | $M_z = 23,1456\text{KN.m}$ | $M_z = -12,97\text{KN.m}$   |
| <b>3<sup>er</sup> trançon <math>0m \leq x \leq 1,45m</math></b> |   |                            |                             |
| <b>Efforts internes</b>   | <b>Equations</b>  | <b>Les valeurs</b>         |                             |
|   |   | <b><math>x=0m</math></b>   | <b><math>x=1,45m</math></b> |
| <b>Efforts tranchant</b>  | $T_Y = +q_{u1} * x$   | $T_Y=0\text{KN}$           | $T_Y=17,893\text{KN}$       |
| <b>Moment fléchissant</b>                                       | $M_z = -q_{u1} * x^2 / 2$   | $M_z = 0\text{KN.m}$       | $M_z = -12,97\text{KN.m}$   |

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

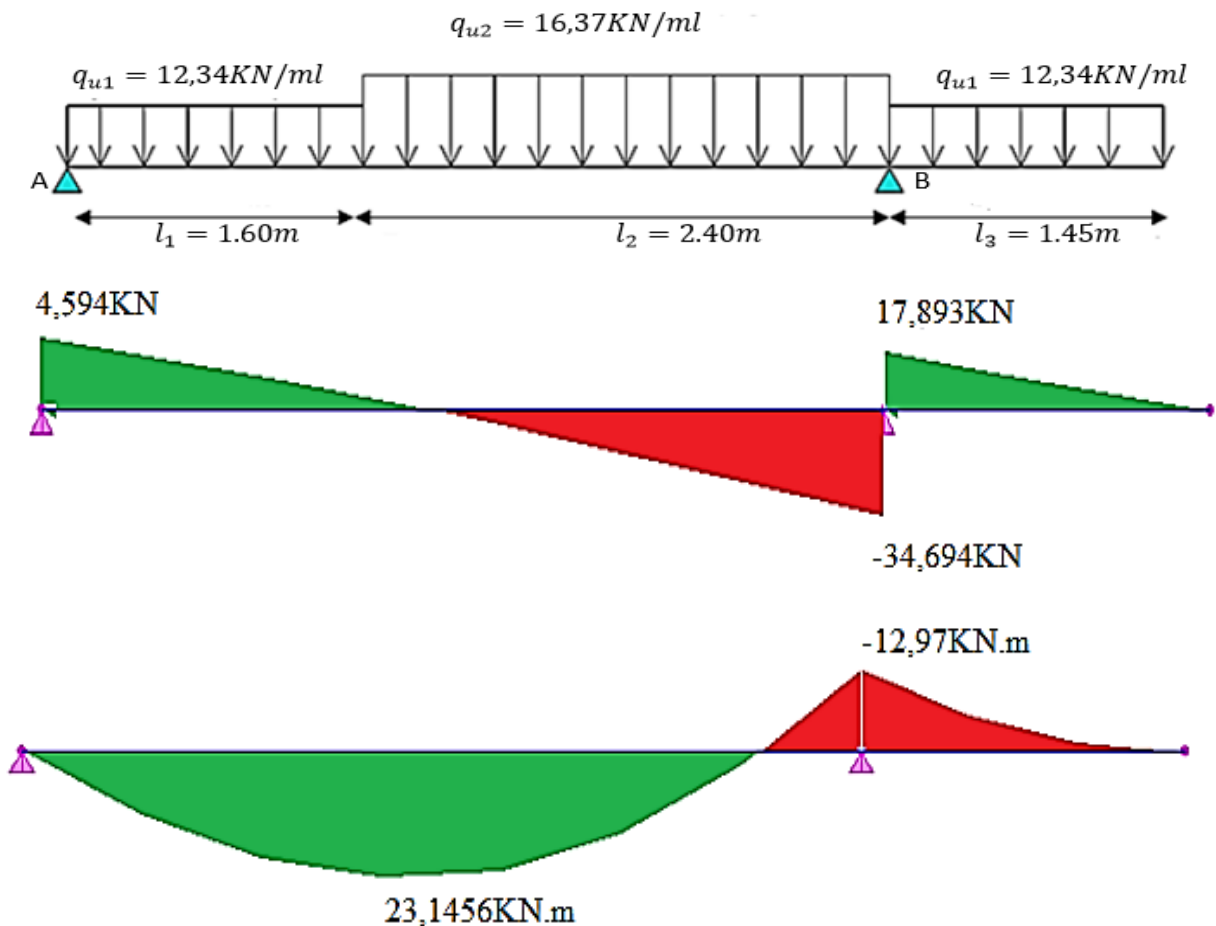


Figure III-5 Diagrammes des efforts internes à l'état limite ultime ELU.

**III.2.4. Ferrailage :****Calcul des armatures :**

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

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

➤ **Aux appuis :**  $M_{max}^A = 12,97 \text{ KN.m}$

✓ **Armature principale :**

$$\mu_A = \frac{M_u^A}{bd^2 f_{bu}} = \frac{12,97 \times 10^2}{100 \times 16^2 \times 1,42} = 0,0357$$

$$0,0357 < \mu_{id} = 0,392 \implies \text{Section simplement armée (S.S.A).}$$

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

$$\mu = 0,0357 \implies \beta = 0,982$$

$$A_{Ap} = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{12,97 \times 10^2}{0,982 \times 16 \times 34,8} = 2,11 \text{ cm}^2$$

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

✓ **Armatures de répartition :**

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

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

➤ **En travée :**  $M_{max}^t = 23,1456 \text{ KN.m}$

• **Armature principale :**

$$\mu_t = \frac{M_u^t}{bd^2 f_{bu}} = \frac{23,1456 \times 10^2}{100 \times 16^2 \times 1,42} = 0,0636 < \mu_{id} = 0,392$$

$$\mu_a = 0,0636 < \mu_i = 0,392 \implies \text{section simplement armée (S.S.A).}$$

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

$$\mu = 0,0636 \implies \beta = 0,967$$

$$A_t = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{23,1456 \times 10^2}{0,967 \times 16 \times 34,8} = 4,298 \text{ cm}^2$$

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

- **Armatures de répartition :**

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

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

**III.2.5. Vérification à l'ELU.**

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

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

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

**Calcul de la section minimale.**

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

$$A_{st}^{min} \geq \frac{0,23 \times 100 \times 16 \times 2,1}{400} = 1,932 \text{ cm}^2$$

**Aux appuis :**

$$A_{adopte} = 5,65 \text{ cm}^2 > A_{st}^{min} = 1,932 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

**En travée :**

$$A_{adopte} = 5,65 \text{ cm}^2 > A_{st}^{min} = 1,932 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

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

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

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

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

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

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

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

$$\text{Avec : } \bar{\tau}_u = \min \left( 0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right) = \min \left( \frac{0,15 \times 25}{1,5} ; 4 \text{ MPa} \right)$$

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

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b_0 d} = \quad \text{Avec : } T_{max} = 34,694 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b_0 d} = \frac{34,694 \times 10^3}{1000 \times 160} = 0,217 \text{ MPa}$$

Ce qui donne :  $\tau_u = 0,217 \text{ MPa} < \overline{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa}$  condition vérifiée.

il n'y a Pas de risque de cisaillement.

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

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

$$L_s = 35\phi$$

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

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

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

La longueur d'ancrage mesurée hors crochets est au moins égale  $0,4 L_s$  pour les aciers HA :

$$\text{Pour les HA 10 : } L_{ad} = 0,4 L_s = 0,4 \times 35 = 14 \text{ cm}$$

$$\text{Pour les HA 12 : } L_{ad} = 0,4 L_s = 0,4 \times 42 = 16,8 \text{ cm}$$

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

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

$$\text{Avec : } \overline{\tau}_{sc} = \Psi_s f_{t28}$$

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

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

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

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

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

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

$$\tau_{se} = \frac{34,694 \times 10^3}{0.9 \times 160 \times 184,4} = 1,31 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1,31 \text{ MPa} < \overline{\tau}_{sc} = 3,15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

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

➤ **Influence de l'effort tranchant.**

- **Influence sur les aciers (BAEL 91 modifier 99/ Art A5.1.312).**

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

$$A = \left( T_u \times \frac{\gamma_s}{f_e} \right) = \left( 34,694 \times 10^3 \times \frac{1,15}{400 \times 10^2} \right) = 0,997 \text{ cm}^2$$

$A_u = 5,65 \text{ cm}^2 > A = 0,997 \text{ cm}^2$  ..... Condition vérifiée.

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

Il faut vérifier que :

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

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

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

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

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

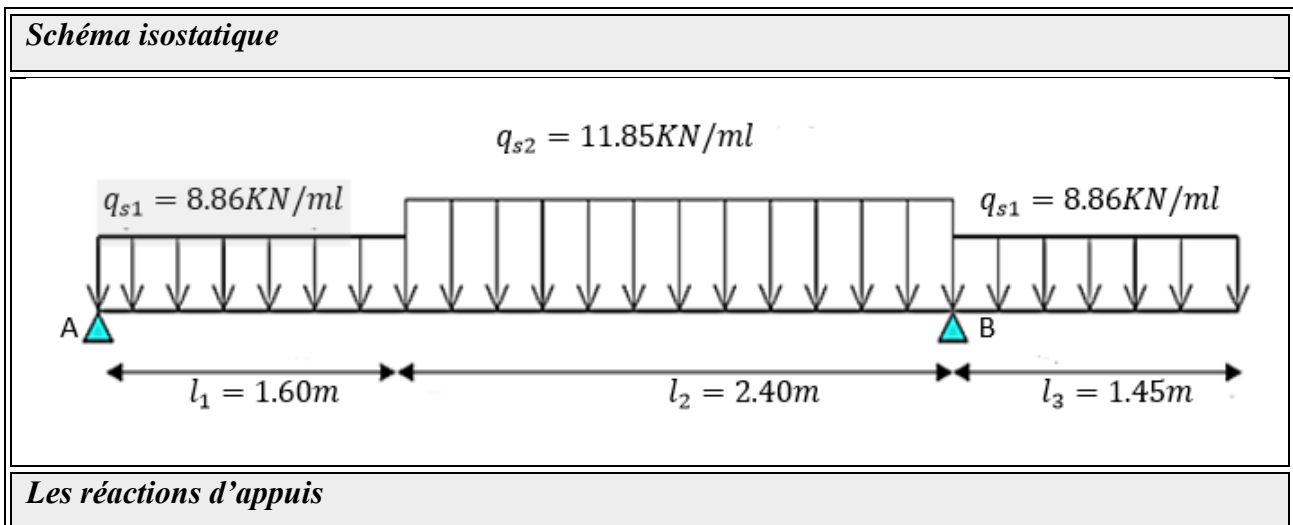
$T_{max} = 34,694 \text{ KN} < 960 \text{ KN}$  ..... Condition vérifiée.

**III.2.6. A l'état limite de service ELS : G + Q**

Le palier :  $q_{u1} = G_p + Q_p = (6,36 + 2,5) \times 1 \text{ ml} = 8,86 \frac{\text{KN}}{\text{ml}}$ .

La volée :  $q_{u2} = G_v + Q_v = (9,35 + 2,5) \times 1 \text{ ml} = 11,85 \frac{\text{KN}}{\text{ml}}$ .

a) **Effort interne :**



|   |  |                             |                             |
|---|--|-----------------------------|-----------------------------|
| $\Sigma F/y = 0$  | $R_A + R_B = q_{u2} * L_2 + q_{u1} * (L_1 + L_3)$ $R_A + R_B = 8.86 * 1,45 + 11.85 * 2,4 + 8.86 * 1,6$ $R_A + R_B = 55.463\text{KN}$   |                             |                             |
| $\Sigma M/A = 0$  | $R_B = (q_{s1} * \frac{l_1^2}{2} + q_{s2} * (\frac{l_2^2}{2} + l_1)) + q_{s1} * (\frac{l_3^2}{2} + l_1 + l_2) / (l_1 + l_2)$ $R_B = \frac{8.86 * \frac{1,6^2}{2} + 11.85 * 2.4 * (\frac{2,4}{2} + 1,6) + 8.86 * 1.45(1.45/2 + 1,6 + 2,4)}{4.00}$ $R_B = 37,919 \text{ KN}$ |                             |                             |
| $\Sigma M/B = 0$  | $R_A = (-q_{s1} * \frac{l_3^2}{2} + q_{s2} * \frac{l_2^2}{2} + q_{s1} * (\frac{L_1}{2} + l_2)) / (l_1 + l_2)$ $R_A = \frac{-8.86 * \frac{1,45^2}{2} + 11.85 * \frac{2,4^2}{2} + 8.86 * 1.6 * (\frac{1,6}{2} + 2,4)}{4}$ $R_A = 17,544 \text{ KN}$                          |                             |                             |
| Vérification  | $R_A + R_B = 37,919 + 17,544$ $R_A + R_B = 55,463 \text{ KN}$  |                             |                             |
| <b>Les efforts internes</b>                                       |  |                             |                             |
| <b>1<sup>er</sup> trançon <math>0m \leq x \leq 1,60m</math></b>   |  |                             |                             |
| <b>Efforts interne</b>  | <b>Equation</b>  | <b>Les valeurs</b>          |                             |
|   |  | <b><math>x=0m</math></b>    | <b><math>x=1,60m</math></b> |
| <b>Efforts tranchant</b>  | $T_Y = R_A - q_{s1} * x$   | $T_Y=17,544\text{KN}$       | $T_Y = 3,368\text{KN}$      |
| <b>Moment fléchissant</b>   | $M_z = R_A * x - q_{s1} * x^2 / 2$   | $M_z = 0\text{KN. m}$       | $M_z = 16,73\text{KN. m}$   |
| <b>2<sup>er</sup> trançon <math>1,6m \leq x \leq 4.00m</math></b> |  |                             |                             |
| <b>Efforts internes</b>   | <b>Equations</b>   | <b>Les valeurs</b>          |                             |
|   |  | <b><math>x=1.60m</math></b> | <b><math>X=4.00m</math></b> |
| <b>Efforts tranchant</b>  | $T_Y = R_A + q_{u1} * L_1 - q_{u2}(x - L_1)$   | $T_Y=3,368\text{KN}$        | $T_Y=-25,072\text{KN}$      |

|   |   |                          |                             |
|---|---|--------------------------|-----------------------------|
| <b>Moment fléchissant</b>                                       | $T_Y = R_A * x + q_{u1} * l_1(x - L_1 / 2) - q_{u2}(x - L_1)^2 / 2$ | $M_z = 16,73\text{KN.m}$ | $M_z = -9,315\text{KN.m}$   |
| <b>3<sup>er</sup> trançon <math>0m \leq x \leq 1,45m</math></b> |   |                          |                             |
| <b>Efforts internes</b>   | <b>Equations</b>  | <b>Les valeurs</b>       |                             |
|   |   | <b><math>x=0m</math></b> | <b><math>x=1,45m</math></b> |
| <b>Efforts tranchant</b>  | $T_Y = +q_{u1} * x$   | $T_Y=0\text{KN}$         | $T_Y=12,847\text{KN}$       |
| <b>Moment fléchissant</b>                                       | $M_z = -q_{u1} * x^2 / 2$   | $M_z = 0\text{KN.m}$     | $M_z = -9,315\text{KN.m}$   |

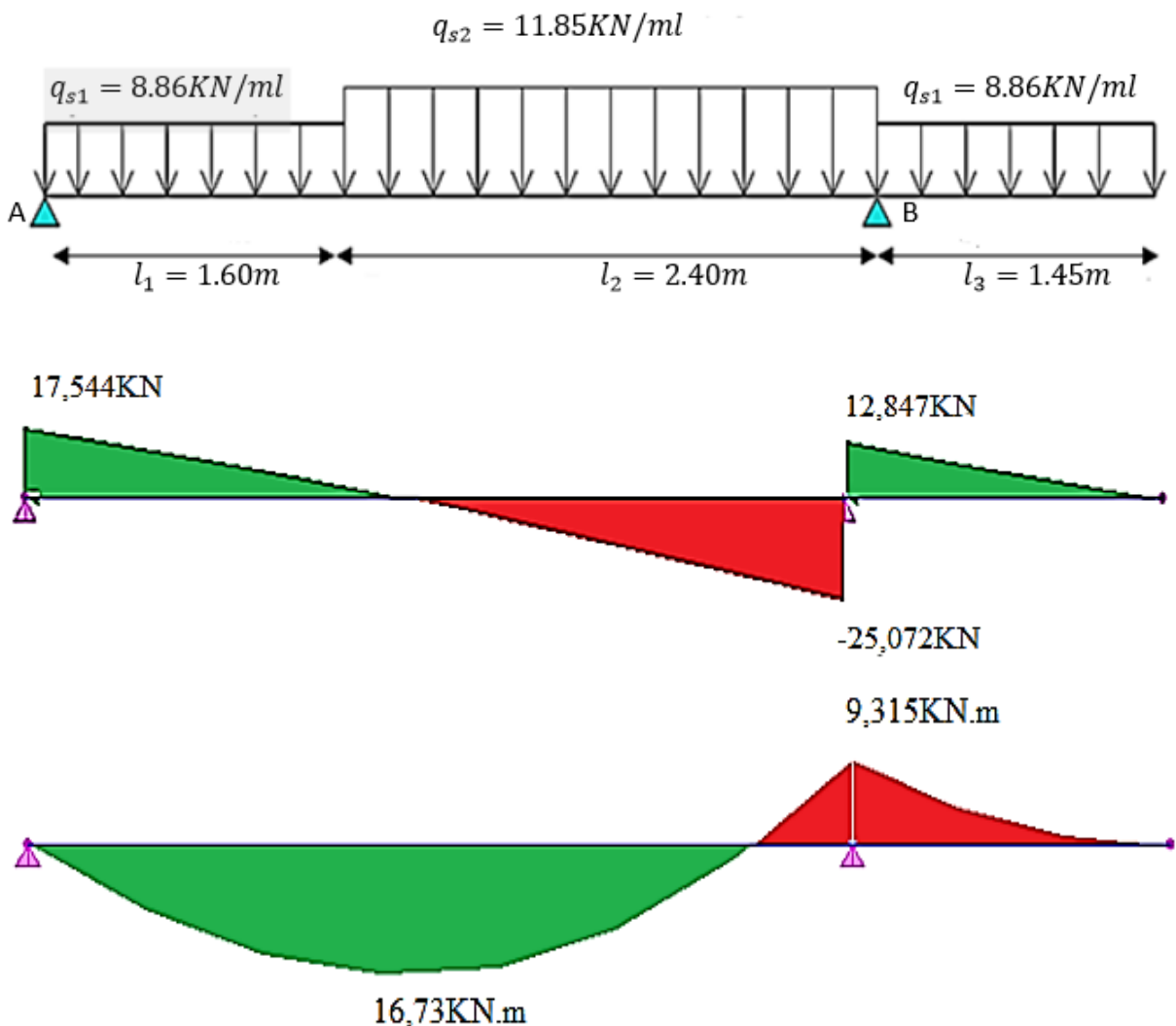


Figure III-6 Diagrammes des efforts internes à l'état limite ultime ELU.

**III.2.7. Vérification à l'ELS.** $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$  : Dans l'acier $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$  : Dans le béton• **Aux appuis :**✓ **Vérification de la contrainte dans les aciers**

$$\sigma_{st} = \frac{M_{Ap}}{A_{Ap} \times \beta_1 \times d} \quad \text{Avec : } A_{Ap} = 5,65 \text{ cm}^2 \quad ; \quad M_{Ap} = 6,315 \text{ KN.m} \quad ; \quad d = 16 \text{ cm}$$

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

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

$$\sigma_{st} = \frac{9,315 \times 10^3}{0,908 \times 16 \times 5,65} = 113,48 \text{ MPa} \quad \text{Avec : } \bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 113,48 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition est vérifiée.}$$

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

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{C28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 0,0254 \times 113,48 = 2,88 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 2,88 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition est vérifiée.}$$

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

$$\sigma_{st} = \frac{M_t}{A_t \times \beta_1 \times d} \quad \text{Avec : } A_t = 5,65 \text{ cm}^2 \quad ; \quad M_t = 16,73 \text{ KN.m} \quad ; \quad d = 16 \text{ cm}$$

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

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

$$\sigma_{st} = \frac{16,73 \times 10^3}{0,908 \times 16 \times 5,65} = 203,82 \text{ MPa} \quad \text{Avec : } \bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 203,82 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition est vérifiée.}$$

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

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{C28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 0,0254 \times 203,82 = 4,1 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} = 5,18 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$  .....Condition est vérifiée.

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

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

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

Avec :

$q_s = 16,73 \text{ KN/ml}$

$\bar{f}$  : La flèche admissible

$l = 4,00 \text{ m}$  : portée entre nus d'appuis,

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

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

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

$B_0$  : surface de la section homogène

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

$S_{xx}$  : Moment statique

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

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

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

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

$$f = \frac{5}{384} \frac{16,73 \times 4,00^2 \times 10^3}{1081,886 \times 10^6 \times 52566,06 \times 10^{-8}} = 0,006133 \text{ m} = 0,613 \text{ cm}$$

$$\bar{f} = \frac{400}{500} = 0,8 \quad f = 0,613 < \bar{f} = 0,80 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

**On opte pour le ferrailage suivant :**

- **Aux appuis :**

❖ *Armatures principales* : 5HA12 espacement = 25 cm

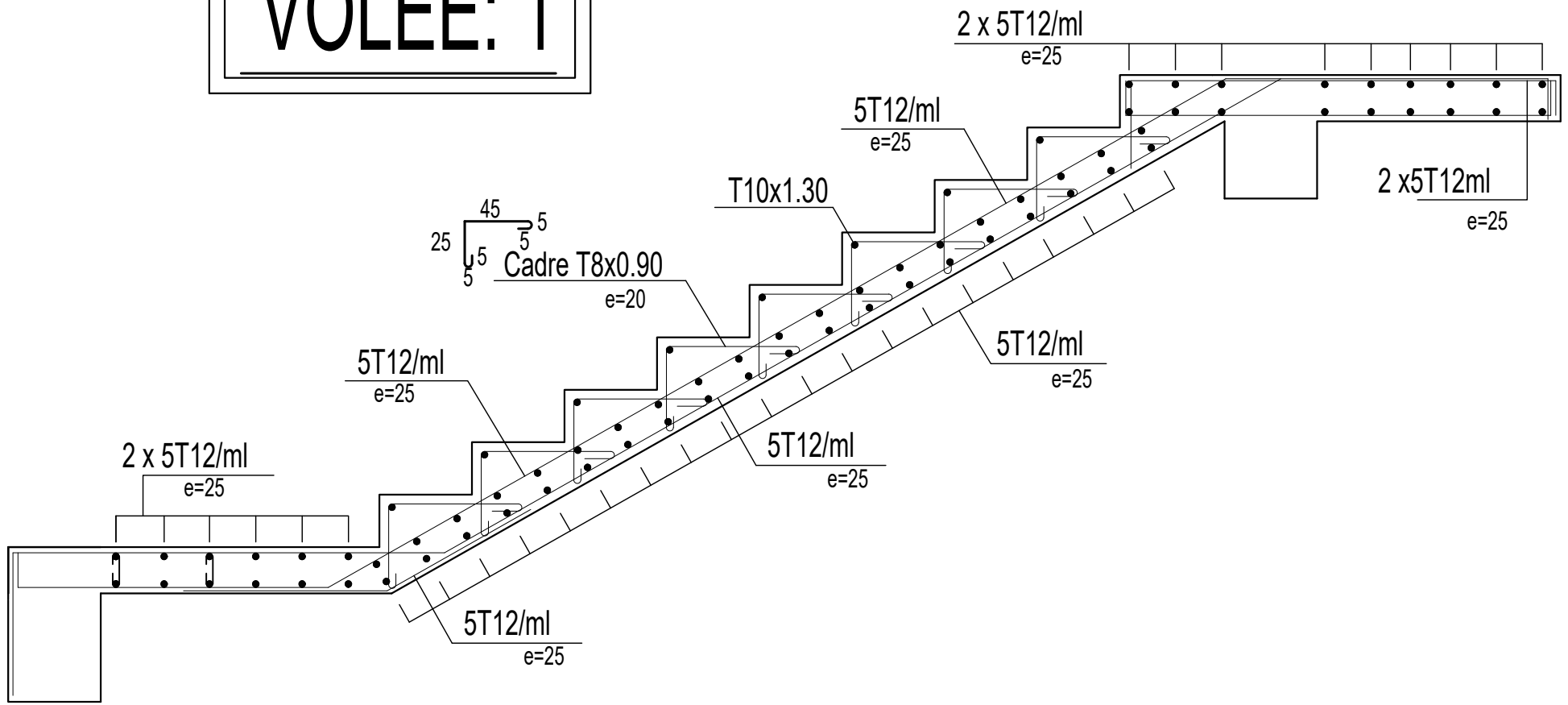
❖ *Armatures de répartition* : 5HA12 espacement = 25 cm

- **En travée :**

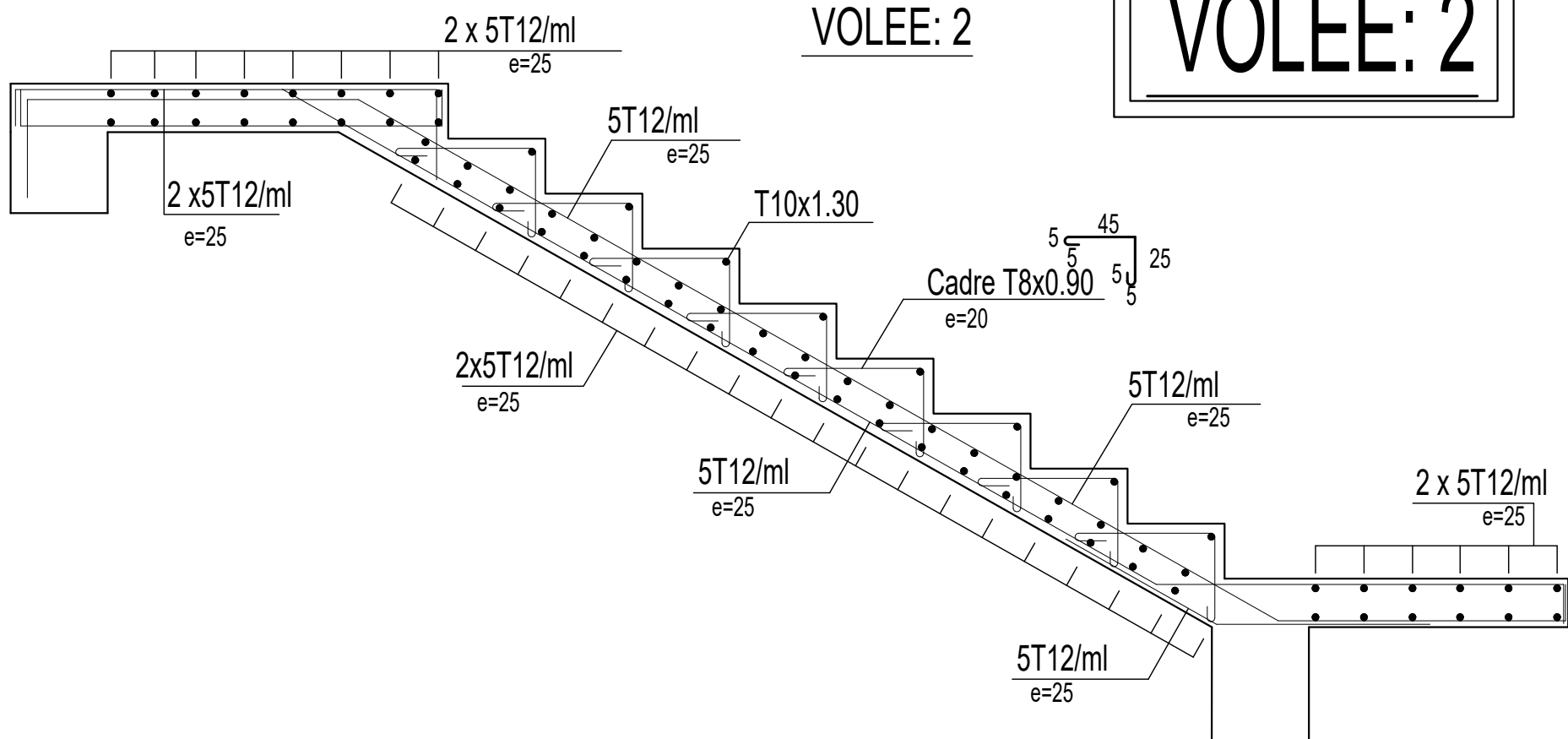
❖ *Armatures principales* : 5HA12 espacement = 25 cm.

❖ *Armatures de répartition* : 5HA12 espacement = 25 cm.

# VOLEE: 1



# VOLEE: 2



### III.3. Les planchers

#### III.3.1 Introduction :

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

- Corps creux, utilisé comme coffrage perdu et comme isolant phonique et thermique.
- Dalle de compression en béton armée d'une épaisseur de 4cm.
- Des poutrelles préfabriquées de section en Té, qui sont disposées dans le sens de la petite portée, pour réduire la flèche espacée de 65cm.

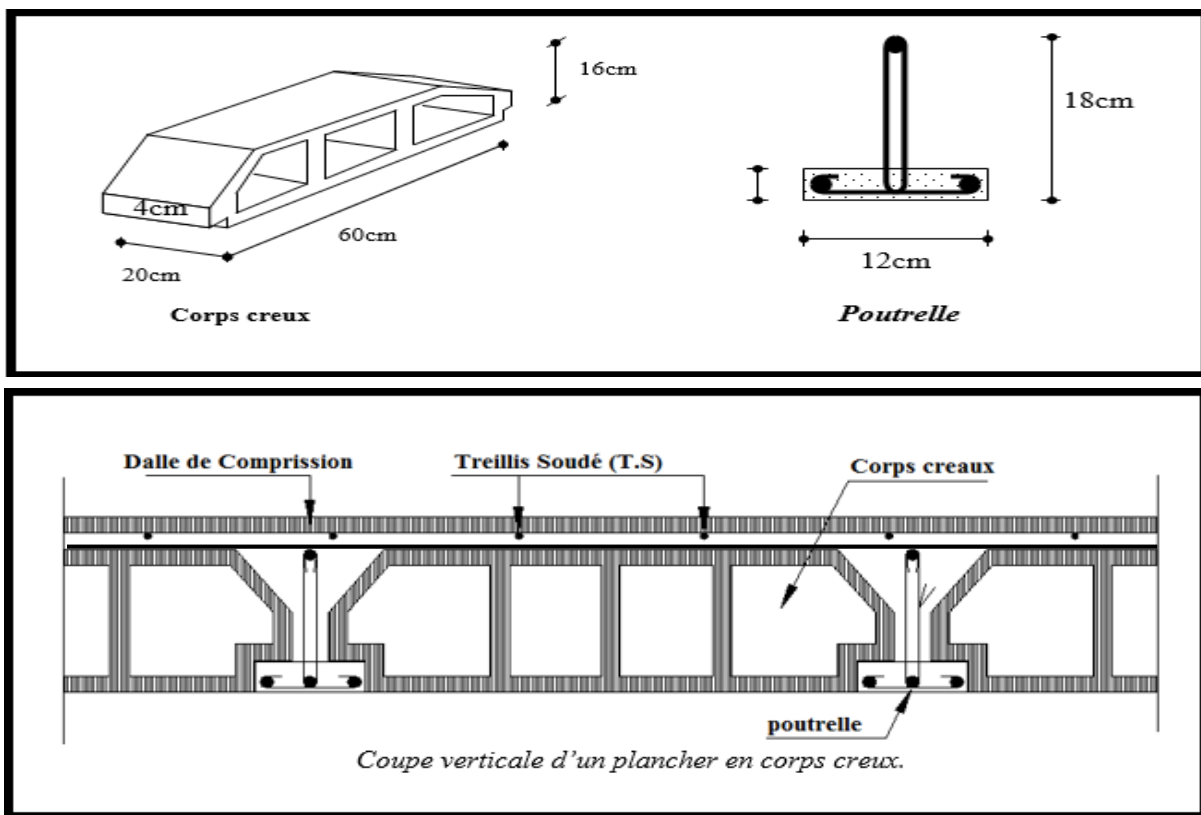


Figure III.7 : Coupe verticale d'un plancher corps creux

#### III.3.2. Etude de la Dalle de compression :

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

$f_e = 520\ MPa$  et une épaisseur courante de 4cm environ.

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

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

**Calcul des Armatures :**

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

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

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

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

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

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

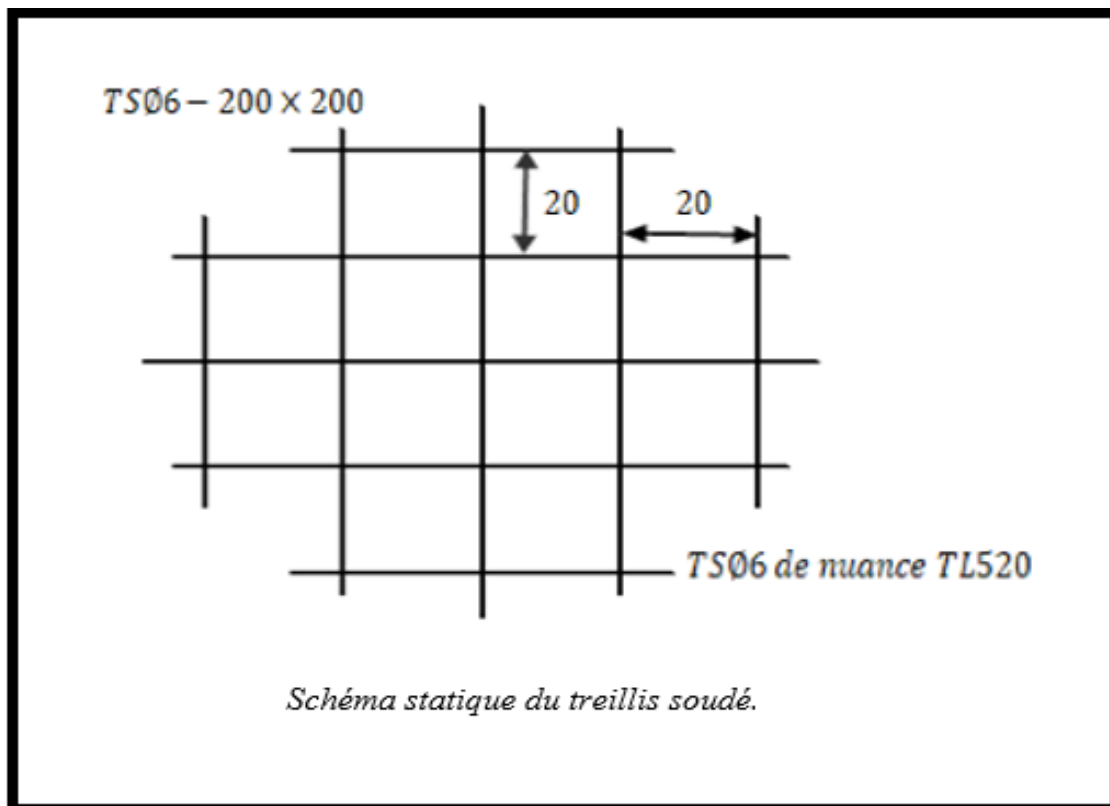
**b) Pour les armatures parallèles aux poutrelles :**

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

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

On adopte pour le ferrailage de la dalle de compression

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



**Figure III.8 :** schéma statique du treillis soudé

**III.3.3. Etude de la poutrelle :**

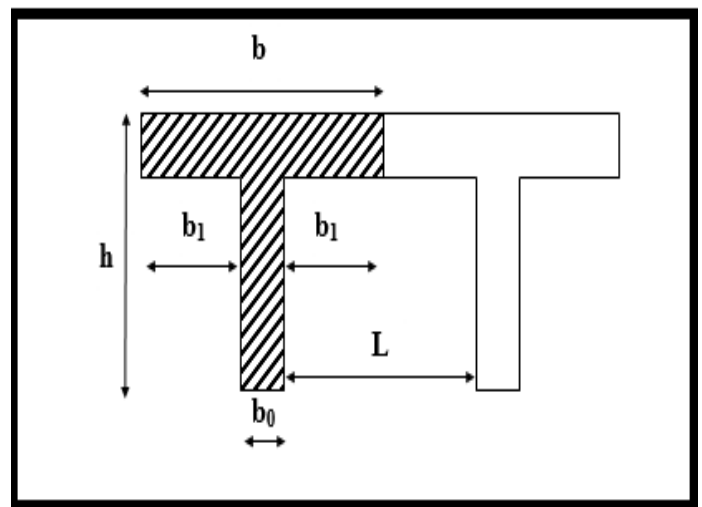
**a) Dimensionnement de la poutrelle :**

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

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

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

- $b_0$  : Largeur de la nervure  $b_0 = 12 \text{ cm}$ .
- $b$  : Distance entre axes des poutrelles.
- $L$  : La distance entre deux parements voisins de deux poutrelles  $L = 65 - 12 = 53 \text{ cm}$ .
- $L_1$  : Longueur de la plus grande travée  $l_1 = 4,20 \text{ m}$ .
- $h_0$  : épaisseur de la dalle de compression  $h_0 = 4 \text{ cm}$ .
- $h$  : hauteur totale de plancher.



**Figure III.9 :** caractéristique géométrique de la section en T.

$$\left\{ \begin{array}{l} b_1 \leq \frac{L}{2} = \frac{53}{2} = 26,5 \text{ cm} \\ b_1 \leq \frac{L_1}{10} = \frac{420}{10} = 42 \text{ cm} \\ b_1 \leq \frac{2}{3} \times \frac{L_1}{2} = \frac{2}{3} \times \frac{355}{2} = 118,33 \text{ cm} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{On prend : } b_1 = 26,5 \text{ cm}$$

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

**b) Calcul de la poutrelle :**

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

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

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

**2<sup>eme</sup> Etape : Après le coulage de la dalle de compression :**

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

**c) Chargement :**

**Terrasse inaccessible :**

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

$$Q = 1.00 \text{ kN/ml}$$

**Etage courant :**

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

$$Q = 1,50 \text{ kN/m}$$

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

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

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

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

| Désignation   | G(KN/m <sup>2</sup> ) | Q(KN/m <sup>2</sup> ) | q <sub>u</sub><br>(KN/m) | P <sub>u</sub><br>(KN/m) | q <sub>s</sub><br>(KN/m) | P <sub>s</sub><br>(KN/m) |
|---------------|-----------------------|-----------------------|--------------------------|--------------------------|--------------------------|--------------------------|
| Terrasse      | 4,64                  | 1                     | 7,764                    | 5,0466                   | 5,64                     | 3,666                    |
| Etage courant | 4,32                  | 1,5                   | 8,082                    | 5,2533                   | 5,82                     | 3,783                    |

**d) Choix de la méthode :**

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

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

**1) Méthode forfaitaire :**

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

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

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

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

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

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

$$\left. \begin{array}{l} 0,8 < \frac{4,25}{4,25} = 1 < 1,25 \\ 0,8 < \frac{4,25}{2,65} = 1,60 > 1,25 \\ 0,8 > \frac{2,65}{4,25} = 0,62 < 1,25 \\ 0,8 < \frac{4,25}{4,25} = 1 < 1,25 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Condition non vérifiée.}$$

Les conditions ne sont pas vérifiées donc la méthode forfaitaire est non applicable.

➤ **Exposé de la méthode des 3 moments :**

C’est un cas particulier de la méthode de force, elle est basée sur l’équilibre des rotations au niveau des appuis intermédiaires. On considère 3 appuis successifs dans une poutre continue, comme système de base, on décompose ce dernier au niveau des appuis intermédiaires pour aboutir à une succession de poutres isostatiques de longueurs respectives « li » et « li+1 ».

-Chaque travée est étudiée indépendamment.

-L’expression des trois moments est donnée par les équations suivantes :

**Aux appuis :**

$$M_{i-1} \times L_i + 2M_i (L_i + L_{i+1}) + M_{i+1} \times L_{i+1} = [(q_i L_i^3/4) + (q_{i+1} L_{i+1}^3/4)]$$

**En travée :**

$$M_{(x)} = \mu_{(x)} + M_i \left(1 - \frac{x}{L_i}\right) + M_{i+1} \frac{x}{L_i} \quad \text{Tel que : } \mu_{(x)} = \frac{qL}{2} x - \frac{qx^2}{2} = q \frac{x}{2} (1-x)$$

Avec :

- $\mu(x)$  : le moment de même travée considérée isostatique.
- “ $M_{i-1}$ ”, “ $M_i$ ” et “ $M_{i+1}$ ” : Sont respectivement les moments en valeurs algébriques aux appuis « i-1 », « i » et « i+1 ».
- $l_i$  : Portée de la travée à gauche de l’appui “i”.
- $l_{i+1}$  : Portée de la travée à droite de l’appui “i”.
- $q_i$  : Charge répartie à gauche de l’appui “i”.
- $q_{i+1}$  : Charge répartie à droite de l’appui “i”.

e) *Diagramme des efforts internes à ELU :*

A l'aide de logiciel ETABS on obtiens les résultats suivants

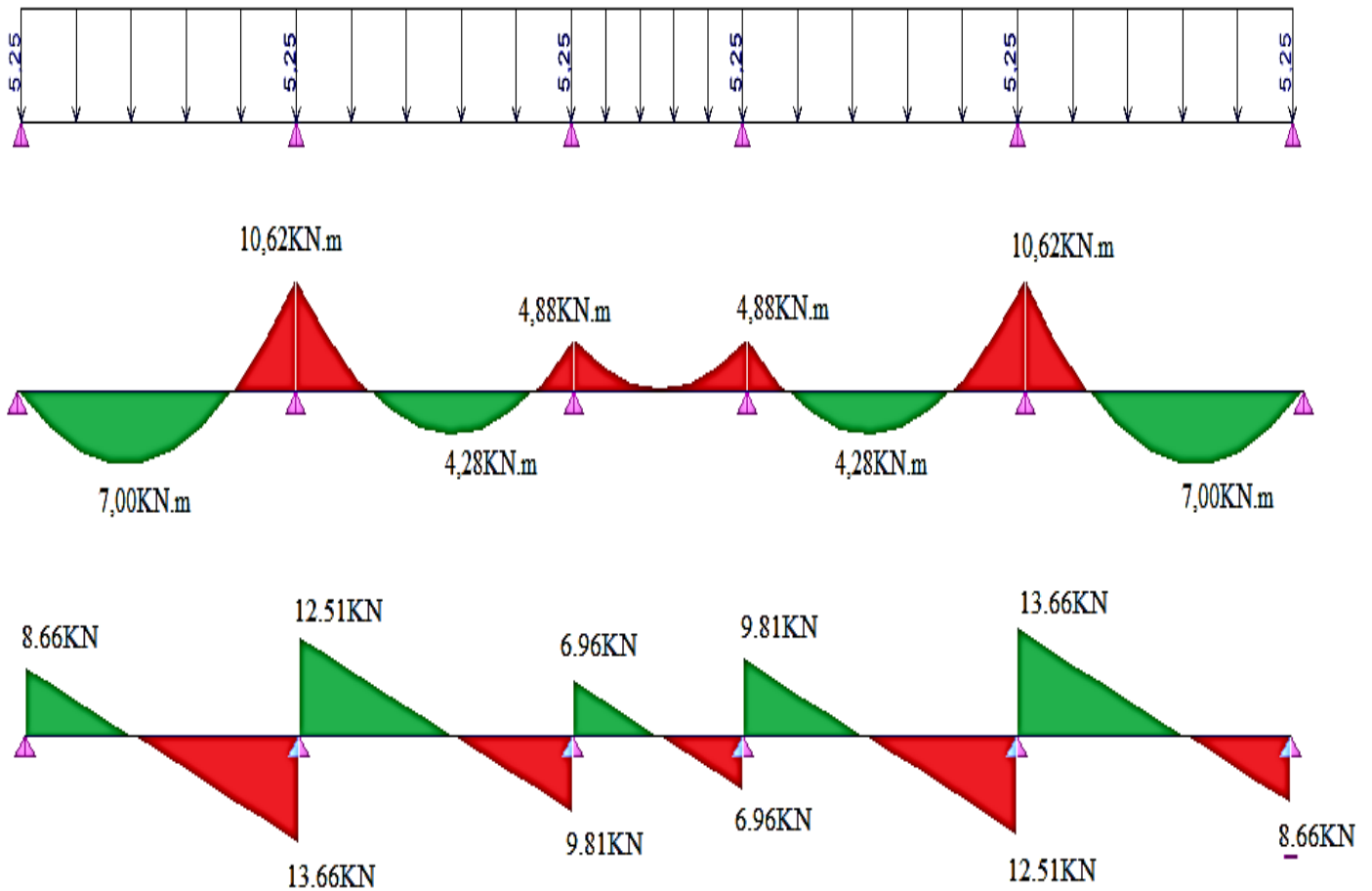


Figure III.10 : Diagramme des efforts internes à ELU.

f) *Calcul des Armatures à l'ELU :*

Les poutrelles seront calculées comme une section en Té :

$b = 65 \text{ cm}$  ,

$b_0 = 12 \text{ cm}$  ,

$h = 20 \text{ cm}$  ,

$h_0 = 4 \text{ cm}$  ,

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

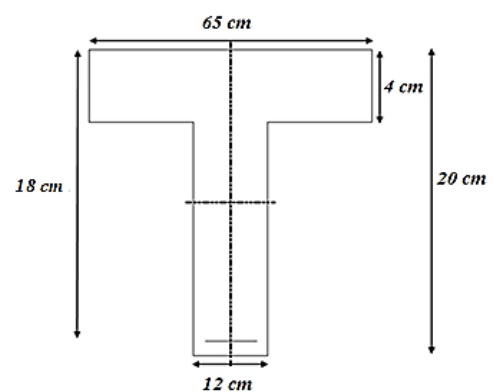


Figure III.11 : Section de la poutrelle après coulage de la dalle de compression.

- **Position de l'axe neutre :**

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

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

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

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

**Remarque :**

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

$$\begin{cases} M_{max}^t = 7.00 \text{ KN m.} \\ M_{max}^a = 10.62 \text{ KN m.} \end{cases}$$

$M_{max}^t = 10.62 \text{ KN m} < M_T = 59,072 \text{ KN m} \Rightarrow$  Donc, l'axe neutre tombe dans la table de compression (seule une partie de la table est comprimée) et comme le béton tendu n'intervient pas dans les calculs, la section Té sera calculée comme une section rectangulaire de dimensions (bxh)= (65x20 cm<sup>2</sup>).

- **Calcul des Armatures longitudinales :**

- **En travées :**

$$M_{max}^T = 7,00 \text{ KN.m}$$

$$\mu_t = \frac{M_u^t}{b d^2 f_{bu}} = 7,00 / (65 * 18^2 * 1.42) = 0,0234 < \mu_{id} = 0,392$$

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

$$\mu_t = 0,0234 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,988$$

$$A_t = \frac{M_{max}^t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{7,00 \times 10^2}{0,988 \times 18 \times 34,8} = 1,13 \text{ cm}^2$$

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

- **Aux appuis :**

$$M_{max}^A = 10,62 \text{ KN.m}$$

$$\mu_A = \frac{M_u^A}{b d^2 f_{bu}} = \frac{10.62 \times 10^2}{12 \times 18^2 \times 14.2} = 0,192 < \mu_{id} = 0,392$$

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

$$\mu_A = 0,192 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,892$$

$$A_A = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{10,62 \times 10^2}{0,854 \times 18 \times 34,8} = 1,90 \text{ cm}^2$$

On opte pour une section d'armature: 1HA10 + 1HA12 chap  $\Rightarrow A_{Ap} = 0,79 \text{ cm}^2 + 1,13 = 1,91 \text{ cm}^2$ .

• **Calcul des Armatures Transversales :**

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

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

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

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

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

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

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

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

**III.3.4. Vérification à l'ELU :**

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

○ **Calcul de la section minimale :**

• **En travée :**

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

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

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

• **Aux appuis :**

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

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

$$A_{st}^{min} = 0,26 \text{ cm}^2 < A_{ad} = 1,91 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

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

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b_0 d} < \bar{\tau}_u \quad \text{Avec : } T_{max} = 13,66 \text{ KN.}$$

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

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

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

- **Calcul la contrainte de cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b_0 d} = \frac{13,66 \times 10^3}{120 \times 180} = 0,632 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = 0,632 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée, pas de risque de cisaillement.}$$

✓ **Vérification d'adhérence et d'entraînement des barres (BAEL 91 modifiée 99/ Art 6.1.3).**

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{sc} \quad \text{Avec : } \bar{\tau}_{sc} = \Psi_s f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_{max}}{0,9 d \sum U_i}$$

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

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

- **En travée :**

$$\sum U_i = n \times \pi \times \phi = 2 \times 3,14 \times 10 = 62,8 \text{ mm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{13,66 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 62,8} = 1,342 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{se} = 1,342 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{sc} = 3,15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **Aux appuis :**

$$\sum U_i = n \times \pi \times \phi = 1 \times 3,14 \times (10 + 12) = 69,08 \text{ mm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{13,66 \times 10^3}{0,9 \times 69,08 \times 180} = 1,22 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{se} = 1,22 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{sc} = 3,15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

✓ **Ancrage des armatures (longueur de scellement) (BAEL 91 modifiée 99/ Art 6.1.22) :**

$$L_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_{su}} \quad \text{Avec : } \tau_{su} = 0,6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = 2,835 \text{ MPa}$$

$$\phi = 10\text{mm} \quad L_s = \frac{400 \times 1}{4 \times 2,835} = 35,27 \text{ cm.}$$

$$\phi = 12\text{mm} \quad L_s = \frac{400 \times 1,2}{4 \times 2,835} = 42,33 \text{ cm.}$$

Vu que la longueur de scellement est importante, les armatures dépassent la largeur de la poutre auxquelles les barres seront ancrées. Cela nous oblige à mettre des crochets aux extrémités des barres. La longueur d'ancrage mesurée hors crochets est au moins égale à  $0,4 L_s$  pour les aciers HA.

$$\phi = 10\text{mm} \quad L_{ad} = 0,4L_s = 0,4 \times 35,27 = 15 \text{ cm.}$$

❖ **Influence de l'effort tranchant :**

- **Sur le béton :**

$$V_u^{max} \leq 0,4 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \times 0,9db_0$$

$$V_u^{max} = 0,4 \times \frac{25 \times 10^{-1}}{1,5} \times 0,9 \times 18 \times 12 = 129,6 \text{ KN}$$

$$V_u^{max} = 13,66 \text{ KN} < 0,4 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \times 0,9db_0 = 129,6 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **Sur les armatures :**

$$A_a \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left( V_u^{max} + \frac{M_{max}}{0,9d} \right)$$

$$A_a = \frac{1,15}{40} \times \left( 13,66 + \frac{-10,62}{0,9 \times 0,180} \right) = -1,49 \text{ cm}^2$$

$$A_a = -0,49 \text{ cm}^2 < 0$$

Aucune vérification a effectué.

**III.3.5. Vérification à l'ELS :**

➤ **Diagramme des moments à ELS :**

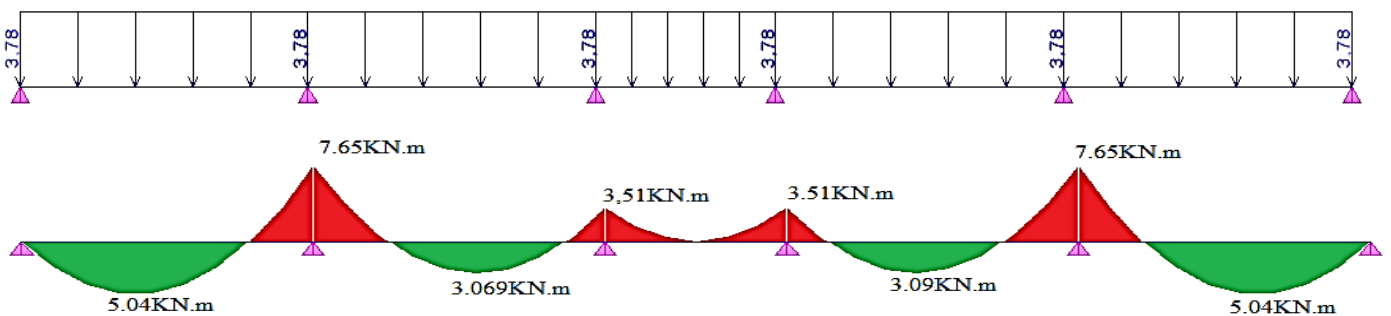


Figure III.12 : Diagramme des efforts internes à ELS.

$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$  : Dans l'acier

$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$  : Dans le béton

- Aux appuis :

• **Vérification de la contrainte dans les aciers**

$$\sigma_{st} = \frac{M_{max}^s}{A_a \times \beta_1 \times d} \quad \text{Avec : } A_a = 1,91 \text{ cm}^2 ; M_{max}^a = 7,65 \text{ KN.m} ; d = 18 \text{ cm.}$$

$$\beta_1 \text{ est en fonction de : } \rho_1 = \frac{100 \times A_A}{b_0 d} = \frac{100 \times 1,91}{12 \times 18} = 0,884$$

$\{K_1 = 22,59\}$   
 $\{\beta_1 = 0,867\} \Rightarrow$  Par interpolation à partir des tableaux, à l'ELS.

$$\sigma_{st} = \frac{7,65 \times 10^3}{0,867 \times 18 \times 1,57} = 312,23 \text{ MPa} \quad \text{Avec : } \bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$\sigma_{st} = 312,23 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa}$  ..... La Condition est vérifiée.

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

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

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{312,23}{22,59} = 13,82 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} = 13,82 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$  ..... Condition est vérifiée.

- **En travée :**

• **Vérification de la contrainte dans les aciers :**

$$\sigma_{st} = \frac{M_{max}^t}{A_t \times \beta_1 \times d} \quad \text{Avec : } A_t = 1,57 \text{ cm}^2 ; M_t = 5,04 \text{ KN.m} ; d = 18 \text{ cm.}$$

$$\beta_1 \text{ est en fonction de : } \rho_1 = \frac{100 \times A_A}{b_0 d} = \frac{100 \times 1,57}{12 \times 18} = 0,7268$$

$\{K_1 = 25,49\}$   
 $\{\beta_1 = 0,876\} \Rightarrow$  Par interpolation à partir des tableaux, à l'ELS.

$$\sigma_{st} = \frac{5,04 \times 10^3}{0,876 \times 18 \times 1,57} = 203,59 \text{ MPa} \quad \text{Avec : } \bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$\sigma_{st} = 203,59 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa}$  ..... La Condition est vérifiée.

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

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

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st1}}{K_1} \quad \text{Avec : } \frac{203,59}{25,49} = 7,99$$

$$\sigma_{bc} = 7,99 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition est vérifiée.}$$

• **Etat limite d'ouverture des fissurations :**

La fissuration étant peu nuisible (non préjudiciable) donc aucune vérification n'est nécessaire.

❖ **Vérification de la flèche (Etat limite de déformation) (BAEL 91 modifiée 99/ Art B.6.8.424) :**

Lorsqu'il est prévu de mettre des étais intermédiaires, on peut cependant se dispenser de donner une justification de la déformabilité des planchers à entrevous à condition que :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{22,5} \\ \frac{A_{st}}{b_0 d} \leq \frac{3,6}{f_e} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{15 M_0} \end{array} \right.$$

Avec :  $M_0 = q_s \frac{l^2}{8} = 3.783 \times \frac{4.25^2}{8} = 8.54 \text{ KN m.}$

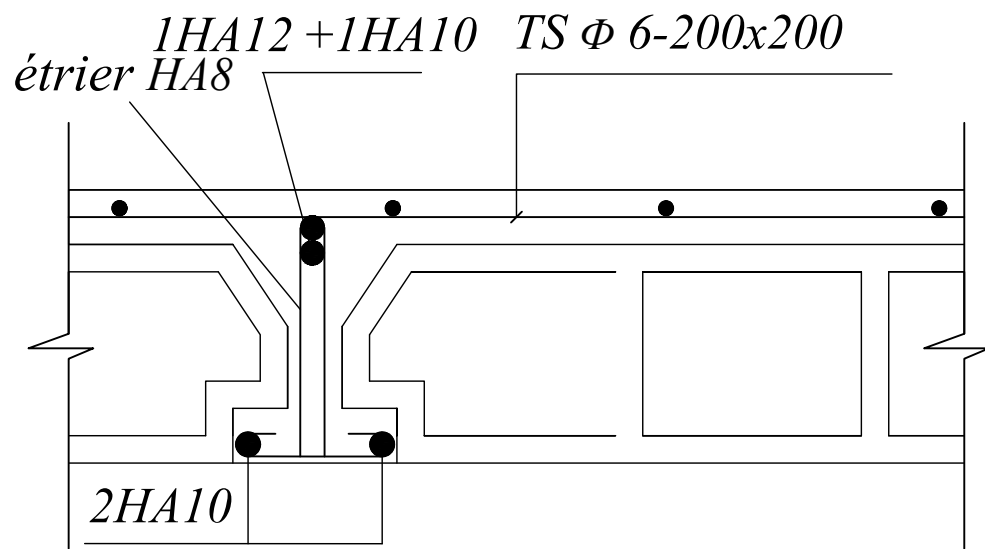
$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} = \frac{20}{425} = 0,047 > \frac{1}{22,5} = 0,044 \dots\dots\dots \text{La condition est vérifiée.} \\ \frac{A_{st}}{b_0 d} = \frac{1,57}{12 \times 18} = 0,0072 \leq \frac{3,6}{f_e} = \frac{3,6}{400} = 0,009 \dots\dots \text{la condition est vérifiée.} \\ \frac{h}{l} = \frac{20}{425} = 0,047 > \frac{5,04}{15 \times 8,54} = 0,039 \dots\dots\dots \text{La condition est vérifiée.} \end{array} \right.$$

Toutes les conditions sont vérifiées, les armatures calculées à l'Etat Limite Ultime sont suffisantes.

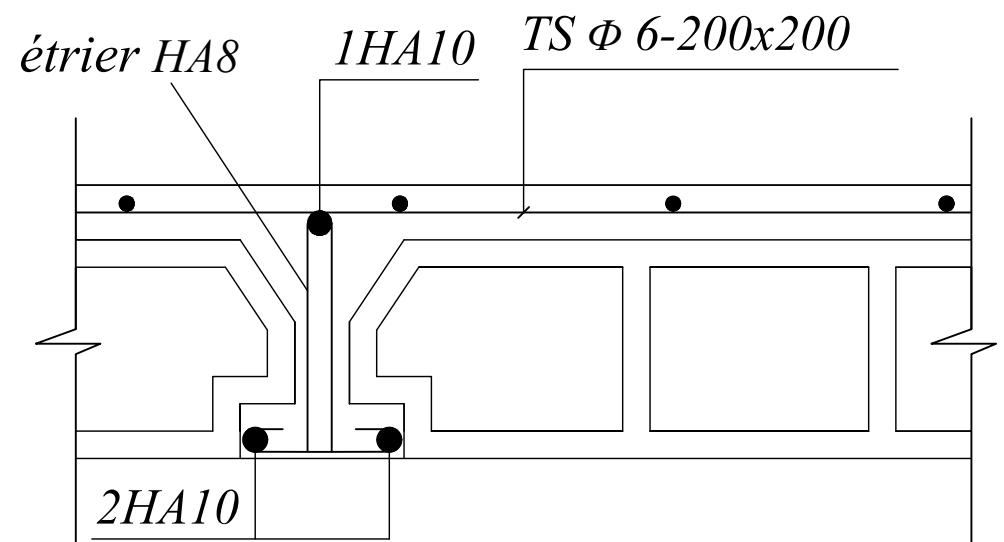
**Conclusion :**

- ❖ Armatures longitudinales :
  - ✓ En travée : 2HA10
  - ✓ Aux appuis : 1HA10+1HA12
- ❖ Armatures transversales :
  - ❖ Etrier HA 8
- ❖ Treillis soudé : TS Ø6 – 200 \* 200

# *Appuis*



# *Travée*



CHAPITRE IV:

*Vérifications aux exigences du  
RPA*

### **IV.1. Introduction**

Le règlement parasismique Algérien prévoit des mesures nécessaires à la conception et à la réalisation de la construction de manière à assurer une sécurité satisfaisante pour l'ensemble de l'ouvrage

En s'appuyant sur le règlement parasismique Algérien on doit faire les vérifications suivantes :

- ❖ Estimation de la période fondamentale de la structure T
- ❖ Le pourcentage de la participation de la masse modale (La masse participante)
- ❖ Vérification de l'excentricité
- ❖ Vérification des déplacements relatifs
- ❖ Vérification de l'effort tranchant à la base
- ❖ Justification vis-à-vis de l'effet Delta
- ❖ Vérification des efforts normaux au niveau des poteaux
- ❖ Classification de système de contreventement

### **IV.2. Vérification de la période fondamentale T [RPA 99/2003/ Art 4.2.4]**

On estimera la valeur de la période fondamentale à partir de la formule empirique suivante :

$$T = C_T h_N^{\frac{3}{4}}$$

Avec :

- $h_N$  : Hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau N. D'où :  $h_N = 19,38$  m
- $C_T$  : Coefficient, fonction de système de contreventement, du Type de remplissage et donnée par le tableau 4.6 de RPA. D'où :  $C_T=0.05$

Donc :

$$T_{RPA} = 0,05(19,38)^{3/4}$$

$$T_{RPA} = 0,462 \text{ sec}$$

Après avoir calculé la période empirique  $T_{RPA}$  il aura lieu de la majorer de 30% :

$$T_{maj} = T_{RPA} + 0.3 T_{RPA}$$

$$T_{maj} = 0,462 + 0,139 \quad \text{D'où : } T_{maj} = 0,602 \text{ sec}$$

✓ A partir des tableaux donnés par le logiciel ETABS après l'analyse on tire le  $T_{analytique}$  :

| Mode | Période  | UX      | UY      | RZ      | SumUX   | SumUY   |
|------|----------|---------|---------|---------|---------|---------|
| 1    | 0,600067 | 73,5419 | 0       | 0,0383  | 73,5419 | 0       |
| 2    | 0,529239 | 0       | 71,8975 | 0       | 73,5419 | 71,8975 |
| 3    | 0,368035 | 0,031   | 0       | 70,8203 | 73,5729 | 71,8975 |
| 4    | 0,157642 | 17,3525 | 0       | 0,002   | 90,9254 | 71,8975 |
| 5    | 0,133689 | 0       | 17,7986 | 0       | 90,9254 | 89,6961 |
| 6    | 0,08816  | 0,0023  | 0       | 18,8712 | 90,9277 | 89,6961 |
| 7    | 0,069131 | 5,8318  | 0       | 0,0008  | 96,7595 | 89,6961 |
| 8    | 0,06424  | 0,0003  | 0,0123  | 0       | 96,7599 | 89,7084 |
| 9    | 0,064216 | 0,0008  | 0,0255  | 0       | 96,7607 | 89,7339 |
| 10   | 0,062168 | 0,034   | 0       | 0,0062  | 96,7946 | 89,734  |
| 11   | 0,060137 | 0,2371  | 0,0001  | 0,0626  | 97,0317 | 89,734  |
| 12   | 0,059285 | 0,004   | 0,0646  | 0,0104  | 97,0357 | 89,7986 |
| 13   | 0,058465 | 0,0199  | 0,4318  | 0,0279  | 97,0556 | 90,2305 |
| 14   | 0,058109 | 0,001   | 4,5813  | 0,0013  | 97,0566 | 94,8118 |
| 15   | 0,057485 | 0,0001  | 0,0007  | 0       | 97,0567 | 94,8124 |

**Tableau IV.1 Résultats d'analyse dynamique ETABS**

T analytique c'est la valeur la plus défavorable des périodes données par le tableau ci-dessus en fonction des modes propres de vibrations

Donc : T analytique = 0.600 sec

| Période | $T_{RPA}$ | $T_{maj}$ | $T_{analytique}$ | Observation        |
|---------|-----------|-----------|------------------|--------------------|
| Valeur  | 0,462     | 0,602     | 0,600            | Condition vérifiée |

**IV.3. Vérification de pourcentage de la participation de la masse modale**

Le RPA 99/ version 2003 (ART 4.3.4) préconise de prendre en considération ce qui suit :

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales le nombre de mode de vibration à retenir dans les deux directions d'excitation doit être :

- ✓ Les sommes des masses effectives pour les modes retenus soit égale à 90 % au moins de la masse totale de la structure, avec un minimum de mode à retenir égale à 03 pour chaque direction.

D'après la **Tableau IV.1** On n'a le résultat suivant :

- ❖ Les 1<sup>ère</sup> et 2<sup>ème</sup> mode sont des modes de translation.
- ❖ Le 3<sup>ème</sup> mode est un mode de rotation.
- ❖ On doit retenir les 13 premiers modes que la masse atteigne les 90% (*selon RPA.99 version 2003/Art 4.3.4*).

Donc la condition du RPA est vérifiée.

**IV.4. Vérification de l'excentricité :**

D'après le **RPA99 vs 2003** (article 4.3.7), dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle (additionnelle) égale  $\pm 0.05 L$ , (L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

Dans cette étape, on doit vérifier l'écartement du centre de torsion par rapport au centre de gravité et le comparer à la valeur 5% de la longueur de la construction et cela dans les deux sens.

$$CM - CR \leq 5\% L_{\max} = 5\% L_x \quad . \quad L_x = 23,55 \text{ m.}$$

$$Ly = 15,7 \text{ m}$$

Avec :

CM : Le centre de masse.

CR : Le centre de torsion.

|   | Story    | Diaphragm | XCCM  | YCCM  | XCR   | YCR   |
|---|----------|-----------|-------|-------|-------|-------|
| ▶ | ET1      | D1        | 9,821 | 4,066 | 9,818 | 3,892 |
|   | ET2      | D2        | 9,825 | 4,076 | 9,821 | 3,895 |
|   | ET3      | D3        | 9,825 | 4,077 | 9,822 | 3,900 |
|   | ET4      | D4        | 9,825 | 4,079 | 9,823 | 3,902 |
|   | ET5      | D5        | 9,831 | 4,131 | 9,823 | 3,910 |
|   | TERRASSE | D6        | 9,825 | 4,192 | 9,824 | 3,930 |

**Figure IV.1 : Centre de masse d'excentricité**

**Tableau IV.2 : Vérification de l'excentricité.**

| Story    | XCM   | XCR   | XCM-XCR | 0,05Lx | YCM   | YCR   | YCM-YCR | 0,05Ly |
|----------|-------|-------|---------|--------|-------|-------|---------|--------|
| ET1      | 9,821 | 9,818 | 0,003   | 1,0025 | 4,066 | 3,892 | 0,174   | 0,47   |
| ET2      | 9,825 | 9,821 | 0,004   | 1,0025 | 4,076 | 3,895 | 0,181   | 0,47   |
| ET3      | 9,825 | 9,822 | 0,003   | 1,0025 | 4,077 | 3,9   | 0,177   | 0,47   |
| ET4      | 9,825 | 9,823 | 0,002   | 1,0025 | 4,079 | 3,902 | 0,177   | 0,47   |
| ET5      | 9,831 | 9,823 | 0,008   | 1,0025 | 4,131 | 3,91  | 0,221   | 0,47   |
| TERRASSE | 9,825 | 9,824 | 0,001   | 1,0025 | 4,192 | 3,93  | 0,262   | 0,47   |

**IV.5. Vérification des déplacements relatifs :**

D’après le RPA 99 version 2003 (Article 5-10), les déplacements relatifs latéraux d’un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d’étage.

D’après le RPA 99 version 2003 (art article 4-43) :

Selon la formule 4-19 de RPA 99 le déplacement relatif à chaque niveau k est calculé comme suit :

$$\Delta K = R \delta_{ek}$$

$\delta_{ek}$ : déplacement dû aux forces sismiques  $F_i$  (y compris l’effet de torsion).

R : coefficient de comportement.

Le déplacement relatif du niveau k” par rapport au niveau k-1”est égal à :

$$\Delta K = \delta_k - \delta_{k-1}$$

**Tableau IV.3 : Vérification de déplacements inter-étages.**

| Story    | UX     | $\delta_k - \delta_{k-1}$ | UY     | $\delta_k - \delta_{k-1}$ | $h_e$ | $1\%h_e$ | Observation        |
|----------|--------|---------------------------|--------|---------------------------|-------|----------|--------------------|
| TERRASSE | 0,0104 | 0,0018                    | 0,0088 | 0,0016                    | 306   | 3,06     | Condition vérifiée |
| ET5      | 0,0086 | 0,0019                    | 0,0072 | 0,0017                    | 306   | 3,06     | Condition vérifiée |
| ET4      | 0,0067 | 0,0021                    | 0,0055 | 0,0017                    | 306   | 3,06     | Condition vérifiée |
| ET3      | 0,0046 | 0,0019                    | 0,0038 | 0,0017                    | 306   | 3,06     | Condition vérifiée |
| ET2      | 0,0027 | 0,0016                    | 0,0021 | 0,0013                    | 306   | 3,06     | Condition vérifiée |
| ET1      | 0,0011 | 0,0011                    | 0,0008 | 0,0008                    | 408   | 4,08     | Condition vérifiée |

**IV.6. Justification vis-à-vis de contreventement**

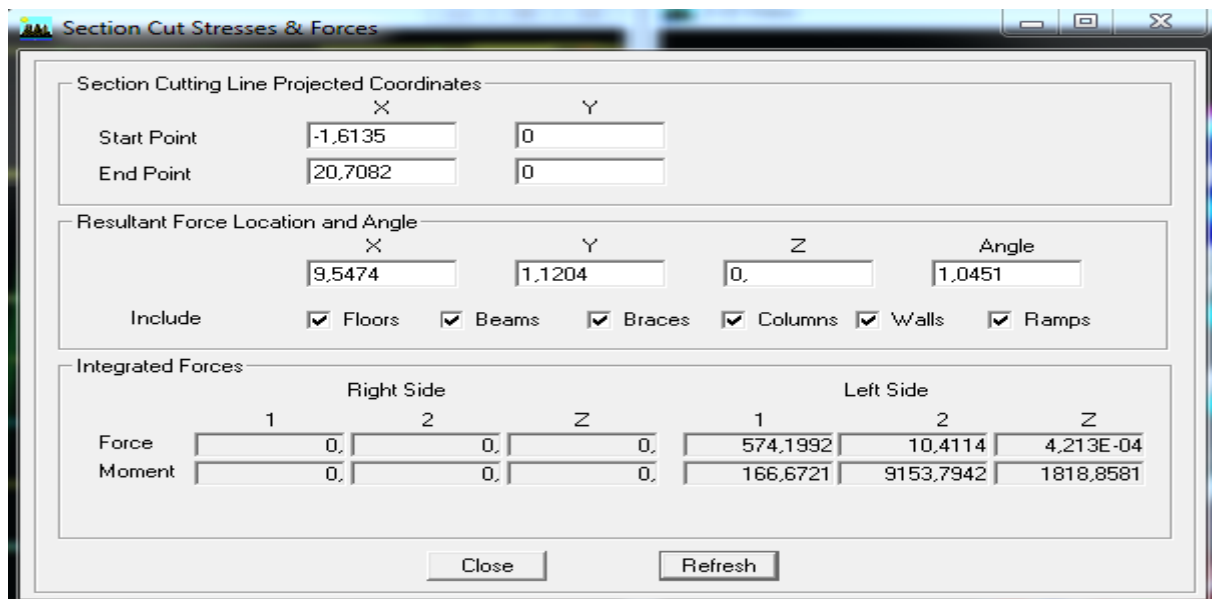
L’objet de cette classification se traduit par l’attribution d’une valeur numérique du coefficient de comportement R pour chacune des catégories (Tableau 4.3 du RPA 99).

**1. Forces horizontales :**

Les efforts horizontaux repris par le système de contreventement (voiles et portiques ou voiles uniquement) sont donnés par le logiciel ETABS comme suit :

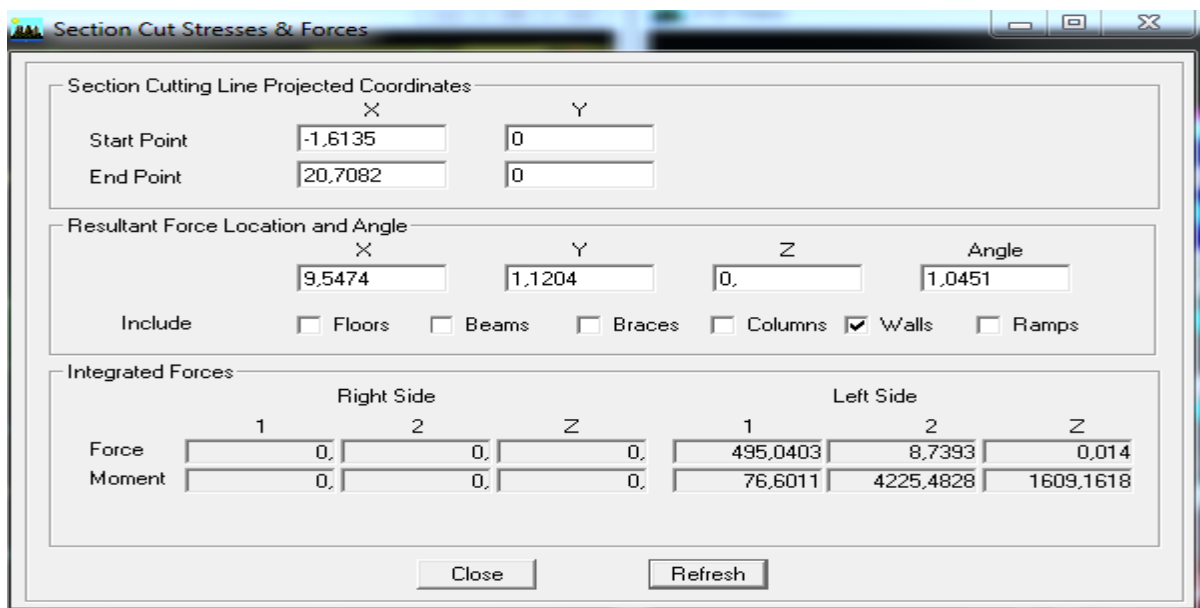
o **Voiles et portiques :**

**Sens XX**



***Figure IV.2 : Charges horizontales reprises par la structure dans le sens EY***

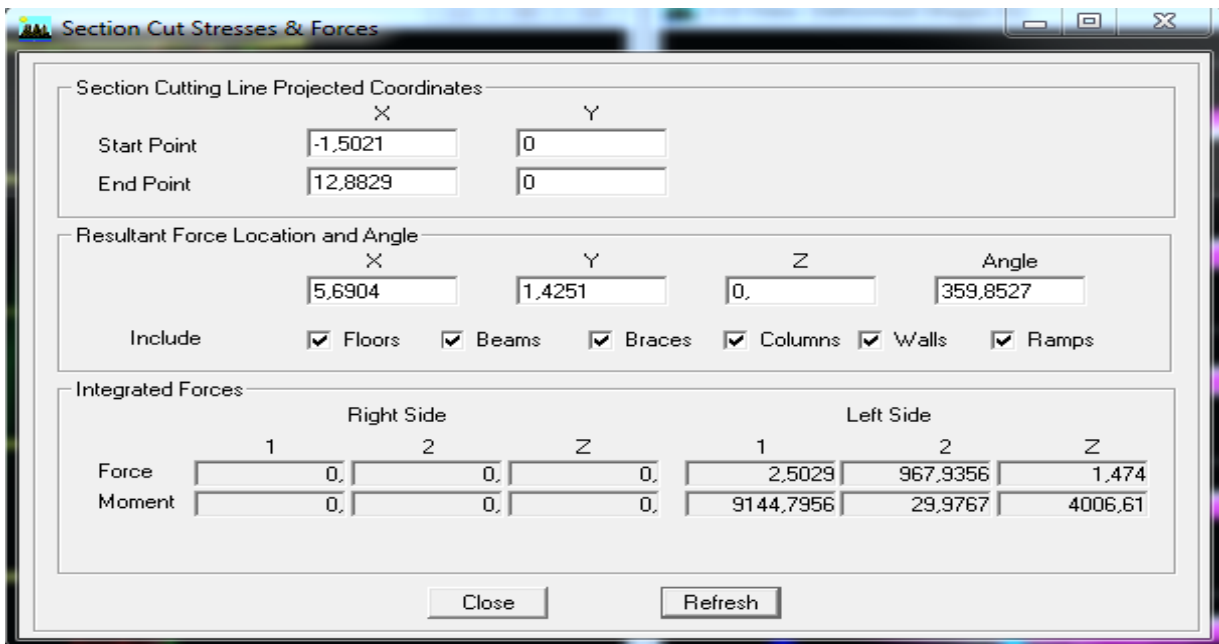
**Voile uniquement :**



***Figure IV.3 : Charges horizontales reprises par les voiles.***

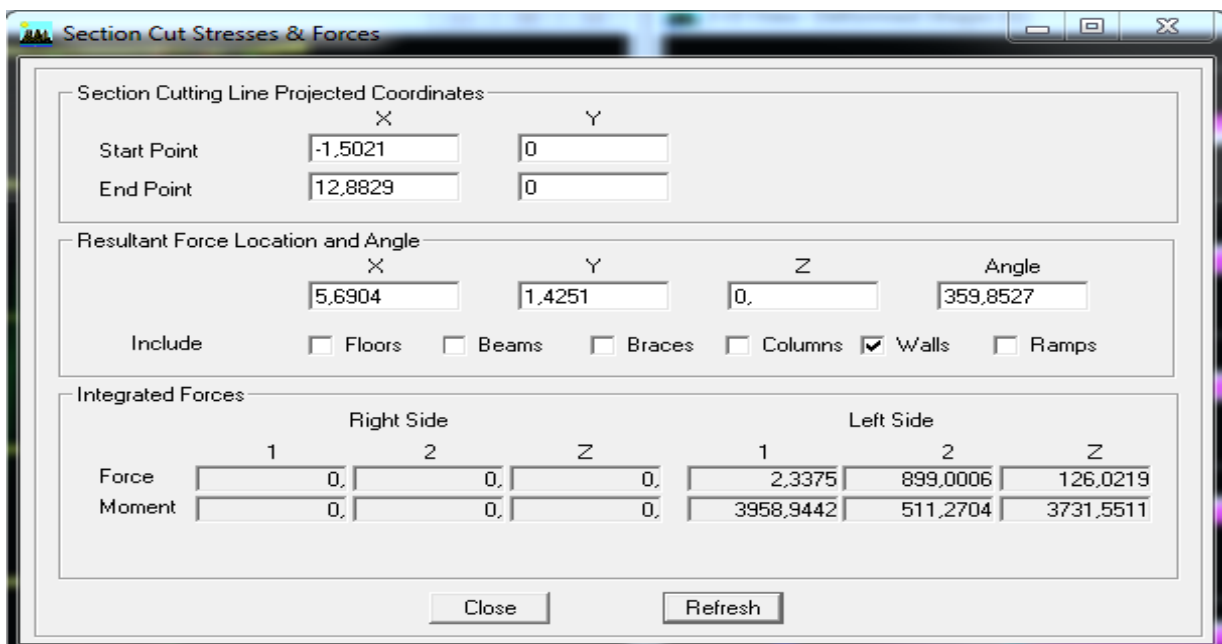
| Coupes | Forces reprises par les voiles et les portiques | Forces reprises par les voiles uniquement | Pourcentage % des voiles | Pourcentage % portiques |
|--------|---|---|--------------------------|-------------------------|
| Ex     | 574,19  | 495,04                                    | 86,22                    | 13,78                   |

Sens YY



**Figure IV.4 : Charges horizontales reprises par la structure dans le sens EY**

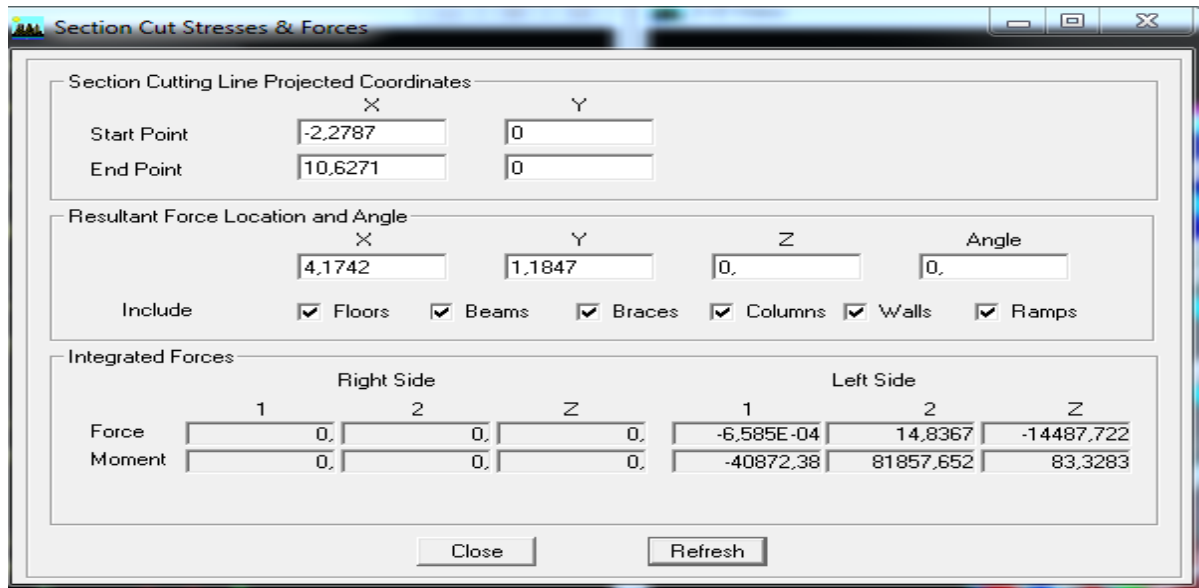
Voile uniquement :



**Figure IV.5 : Charges horizontales reprises par les voiles.**

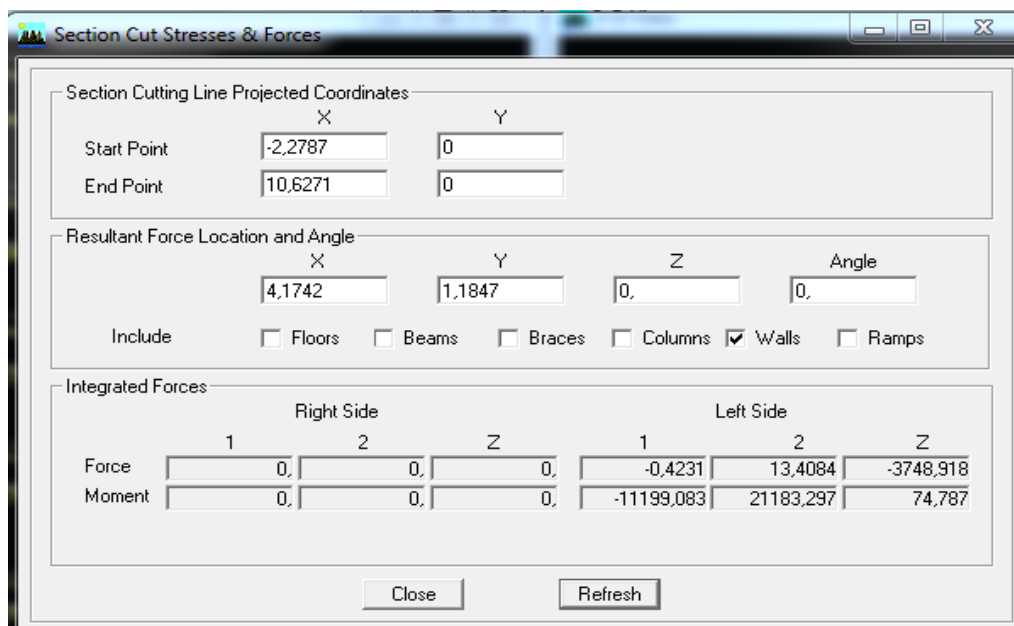
| Coupes | Forces reprises par les voiles et les portiques | Forces reprises par les voiles uniquement | Pourcentage % des voiles | Pourcentage % portiques |
|--------|---|---|--------------------------|-------------------------|
| Ey     | 967,93  | 899,00                                    | 92,88                    | 7,12                    |

2. Forces verticales :



**Figure IV.6 : Charges horizontales reprises par la structure dans le sens EY.**

Voile uniquement :



**Figure IV.7 : Charges horizontales reprises par les voiles.**

| Coupes | Forces reprises par les voiles et les portiques | Forces reprises par les voiles uniquement | Pourcentage % des voiles | Pourcentage % portiques |
|--------|---|---|--------------------------|-------------------------|
| ELU    | 14487,72  | 3748,81                                   | 25,88                    | 74,12                   |

D’après les résultats représentés dans le tableau des efforts verticaux on remarque que pour tous les étages les voiles reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

Selon les résultats représentés dans les deux tableaux des efforts horizontaux on remarque que les voiles reprennent presque la totalité des sollicitations dues aux charges verticales

- Donc suivant l’article 3.4 de RPA 99/2003 qui nous permet de classer notre système de contreventement et nos résultats ci-dessus, on opte pour un système de contreventement par voiles porteurs, son coefficient de comportement est pris  $R=3.5$  d’après le tableau 4.3 de RPA 99/2003.

**IV.7. Vérification de l’effort tranchant à la base [RPA 99 version 2003/ Art 4.3.6] :**

Selon le RPA la résultante des forces sismiques à la base  $V_t$  obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente  $V$  pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Si  $V_t \leq 0.8 V$  ; il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments.....) dans le rapport  $0.8V/V_t$ .

**Calcul de l’effort tranchant par la formule empirique du RPA :**

$$V = \frac{Ax D x Q}{R} W \quad \text{RPA99 version 2003 Page 28 formule (4.1)}$$

Avec :

A : coefficient d’accélération de zone

D : facteur d’amplification dynamique

Q : facteur de qualité

R : coefficient de comportement.

W : poids total de la structure.

D'après l'article du R.P.A 99/2003, la résultante des forces sismique à la base  $V_{logiciel}$  obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminées par la méthode spectrale pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée soit :

$$V_{Etabs} > 0,8 V_{MSE}$$

| Paramètres  |   | La valeur  |
|---|---|------------|
| <b>Coefficient d'accélération de zone : A</b><br>Tableau 4.1. Page 26 RPA2003.  | . Zone sismique IIa .<br>. Groupe d'usage 2   | A= 0,15    |
| <b>Calcul de la période T :</b><br>RPA version 2003 page 31 formule 4.6<br>$T = C_t \cdot (h_n)^{3/4}$  | $C_T = 0,05$ Tableau (4-6)<br>$h_n = 19,38$ m   | T=0,600 s. |
| <b>Facteur d'amplification dynamique moyen :</b><br>RPA99 version 2003 Page 26 Formule (4.2)<br>$D = 2.5 \cdot \eta$ $0 \leq T \leq T_2$<br>$D = 2.5 \cdot \eta \cdot (T_2 / T)^{2/3}$ $T_2 \leq T \leq 3s$<br>$D = 2.5 \cdot \eta \cdot (T_2 / T)^{2/3} \cdot (3/ T)^{5/3}$ $T > 3s$ | Valeur $T_2$ : RPA2003 page 34.<br>Site meuble d'où $T_2 = 0,5$ .<br>Valeur de $\xi$ :<br>RPA99 version 2003 Page 26 Tableau (4.2)<br>remplissage dense et contreventement voile porteur :<br>$\xi = 10$<br>Facteur de correction d'amortissement :<br>RPA99 Page 26 Formule (4.2).<br>$\eta = \sqrt{\frac{T}{2+\xi}} \geq 0,7$ $\eta = 0,76$ | D=1,68     |
| <b>Coefficient de comportement global de la structure R :</b><br>RPA 99 version 2003 Tableau (4.3) Page 28  | <b>une structure contreventée par voile</b>   | R=3,5      |
| <b>Poids total <math>W_t</math> :</b>   |   | 9599,77 KN |

5

$$Q = 1 + \sum_{1} P_q \text{ RPA99vs2003/Art4. 4}$$

Tableau IV.4 : Facteur de qualité Q.

| Observation de critère                                 | $Q_y$ |      | $Q_x$ |      |
|--|-------|------|-------|------|
|  | Oui   | Non  | Oui   | Non  |
| 1-Condition minimales sur les files de contreventement | 0     | 0.05 | 0     | 0.05 |

|                                      |      |      |      |      |
|--------------------------------------|------|------|------|------|
| 2-Redondance en plan                 | 0    | 0.05 | 0    | 0.05 |
| 3-Régularité en plan                 | 0    | 0.05 | 0    | 0.05 |
| 4-Régularité en élévation            | 0    | 0.05 | 0    | 0.05 |
| 5-Contrôle de qualité des matériaux  | 0    | 0.05 | 0    | 0.05 |
| 6-Contrôle de qualité de l'exécution | 0    | 0.10 | 0    | 0.10 |
| $Q = 1 + \sum P_q$                   | 1.05 |      | 1.05 |      |

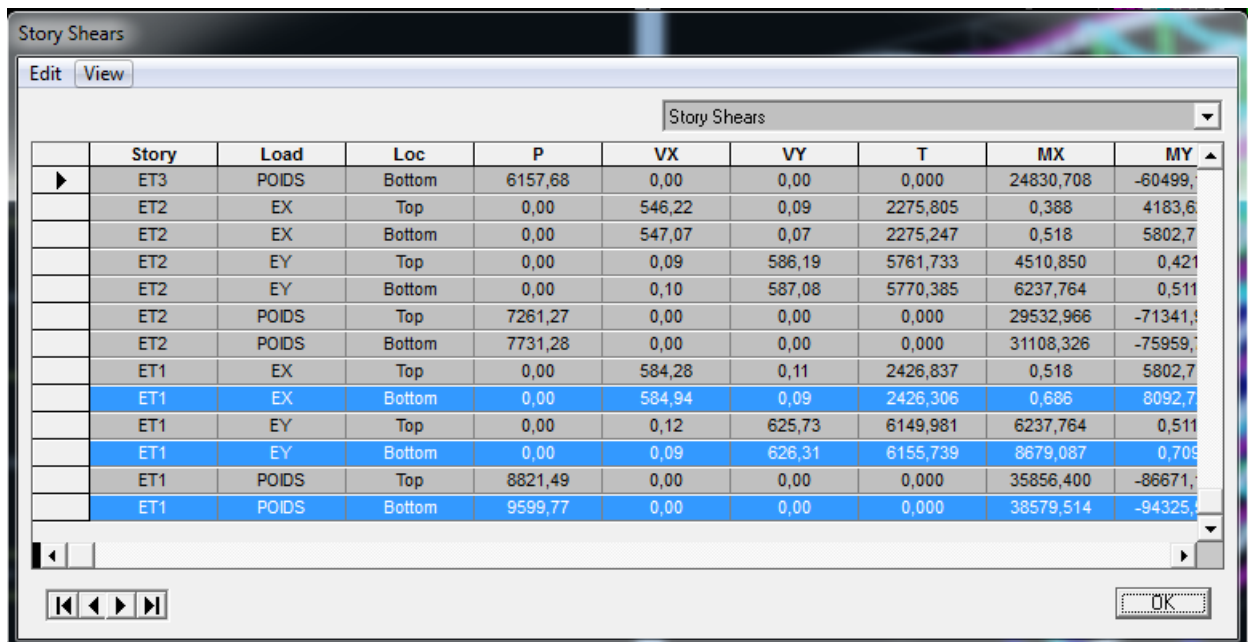


Figure IV.8 : Efforts tranchants donnés par ETABS

A partir de tableau ci-dessus on relève les valeurs de l'effort tranchant suivantes :

$V_{x-etabs} = F1 = 584.94 \text{ KN}$

$V_{y-etabs} = F2 = 626.31 \text{ KN}$

|                 | L'effort tranchant (MSE)     | $0,8*V_{MSE}$ | $V_{logiciel}$ | $V_{logiciel} \geq 0,8*V_{MSE}$ |                    |
|-----------------|------------------------------|---------------|----------------|---------------------------------|--------------------|
| <b>Sens X-X</b> | $V_x = \frac{A.D.Q_x}{R} .w$ | 725,74        | 580,59         | 584,94                          | Condition vérifiée |
| <b>Sens Y-Y</b> | $V_y = \frac{A.D.Q_y}{R} .w$ | 725,74        | 580,59         | 626,31                          | Condition vérifiée |

**IV.8. Justification vis-à-vis de l'effet P-Delta :**

D'après le RPA 99 /version 2003 (article 4.9), L'effet P-Delta est un effet de second ordre qui se produit dans chaque structure où les éléments sont soumis à des charges axiales. Cet effet est étroitement lié à la valeur de la force axiale appliquée (P) et le déplacement (Delta).

L'effet P-Δ peut être négligé dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_K \cdot \Delta_K}{V_K \cdot h_K} \leq 0,1$$

Avec :

$P_K$  : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau K ;

$V_K$  : Effort tranchant de l'étage k ;

$h_K$  : Hauteur de l'étage K ;

$\Delta_K$  : Déplacement relatif du niveau K par rapport au niveau K-1.

Sinon si :

0,10 <  $\theta_K$  < 0,20 : il faut augmenter les effets de l'action sismique calculés par un facteur égale à  $1/(1-\theta_K)\theta$

$\theta_K > 0,20$ : la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Les résultats de vérification de l'effet P-Δ dans les deux sens xx, yy sont donner dans le tableau.

*Suivant Ex :*

**Tableau IV.5: Vérification L'effet P-Delta .**

| STORY       | $P_K$ (KN) | $h_K$ | Sens X-X [sous EY] |           |                  |              | Sens Y-Y [ Sous EY] |           |                  |              |
|-------------|------------|-------|--------------------|-----------|------------------|--------------|---------------------|-----------|------------------|--------------|
|             |            |       | $\Delta_K$         | $V_K$ (m) | $V_K \times h_K$ | $\theta$ (x) | $\Delta_K$          | $V_K$ (m) | $V_K \times h_K$ | $\theta$ (y) |
| <i>5ème</i> | 1533,28    | 3,06  | 0,0018             | 179,58    | 549,51           | 0,0050       | 0,0016              | 196,84    | 602,33           | 0,0041       |
| <i>4ème</i> | 3058,68    | 3,06  | 0,0019             | 310,37    | 949,73           | 0,0061       | 0,0017              | 337,34    | 1032,26          | 0,0050       |
| <i>3ème</i> | 4584,08    | 3,06  | 0,0021             | 415,06    | 1270,08          | 0,0076       | 0,0017              | 448,31    | 1371,83          | 0,0057       |
| <i>2ème</i> | 6157,68    | 3,06  | 0,0019             | 493,4     | 1509,80          | 0,0077       | 0,0017              | 530,59    | 1623,61          | 0,0064       |
| <i>1er</i>  | 7731,28    | 3,06  | 0,0016             | 547,07    | 1674,03          | 0,0074       | 0,0013              | 587,08    | 1796,46          | 0,0056       |
| <i>RDC</i>  | 9599,77    | 4,08  | 0,0011             | 584,94    | 2386,56          | 0,0044       | 0,0008              | 626,31    | 2555,34          | 0,0030       |

**IV.9. Vérification de l'effort normal réduit RPA99 modifiée 2003 (l'Art.7.4.3)**

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}}$$

Avec :

$N_d$  : Effort normal maximal ;

$B_c$  : Section du poteau ;

$f_{c28}$  : Résistance caractéristique du béton.

Les résultats sont donnés par le tableau suivant :

**Tableau IV-6 : L'effort normal réduit dans les poteaux**

| POTEAUX | $N_d$ (kN) | $B_c$ (cm <sup>2</sup> ) | $F_{c28}$ (kN/cm <sup>2</sup> ) | V     | Observation                  |
|---------|------------|--------------------------|---------------------------------|-------|------------------------------|
| 35 X 40 | 980,55     | 1 400                    | 2,5                             | 0,280 | $v < 0.3$ condition vérifiée |
| 30 X 35 | 474,45     | 1 050                    | 2,5                             | 0,181 | $v < 0.3$ condition vérifiée |

**Conclusion :**

Après avoir vérifié les exigences imposées par le règlement parasismique algérien RPA 99/Version 2003 ; le model étudié et modélisé à l'aide de logiciel ETABS, peut passer aux ferrailages de ces éléments porteurs

CHAPITRE V:

*Ferraillage des éléments*

*Structuraux*

**V.1. Calcul des éléments principaux**

On désigne sous le nom des éléments principaux les éléments qui interviennent dans la résistance aux actions sismiques d'ensemble ou dans la distribution de ces actions au sein de l'ouvrage.

Nous présentons dans ce chapitre le calcul du ferraillage de ces éléments résistants (Les portiques « poteaux – poutres », et les voiles), accompagnée de leurs schémas de ferraillage.

**V.2. Etude des poteaux**

**V.2.1. Introduction**

Les poteaux sont des éléments structuraux qui ont pour rôle la transmission des efforts vers la fondation. Un poteau est soumis à un effort normal « N » et un moment de flexion « M » dans les deux sens (sens longitudinal et transversal) donc le calcul de ferraillage des poteaux se fera en flexion composé dans le sens le plus défavorable selon les deux directions, puis vérifiées à l'ELS

Les combinaisons considérées pour les calculs sont :

- 1.35 G + 1.5 Q.....ELU
- G + Q.....ELS
- G + Q ± E.....RPA 99/2003
- 0.8 G ± E.....RPA 99/2003

Les calculs se font en tenant compte de trois sollicitations :

Effort normal maximal et le moment correspondant  $N_{max} \Rightarrow M_{cor}$ ,

Effort normal minimal et le moment correspondant  $N_{min} \Rightarrow M_{cor}$ ,

Moment fléchissant maximal et l'effort normal correspondant  $M_{max} \Rightarrow N_{cor}$ .

**Tableau V.1 : Caractéristiques mécaniques des matériaux en situation durable et accidentelle.**

| Situation    | Béton      |                |               | Acier      |             |                  |
|--------------|------------|----------------|---------------|------------|-------------|------------------|
|              | $\gamma_b$ | $f_{c28}[MPa]$ | $f_{bu}[MPa]$ | $\gamma_s$ | $F_e [MPa]$ | $\sigma_s [MPa]$ |
| Durable      | 1.5        | 25             | 14.167        | 1.15       | 400         | 348              |
| accidentelle | 1.15       | 25             | 21.74         | 1          | 400         | 400              |

**V.2.1. Recommandations et exigences du RPA**

**Les armatures longitudinales RPA 99/ version 2003 /Art 7.4.2.1 :**

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.

Les pourcentages d'armatures recommandés par rapport à la section du béton sont :

- Le pourcentage minimal d'armatures est de  $0,8 \% \times b \times h$  en zone IIa.

- Le pourcentage maximal dans la zone courante est de  $4\% \times b \times h$  en zone IIa.
- Le pourcentage maximal dans la zone de recouvrement est de  $6\% \times b \times h$  en zone IIa.

Tableau V. 2 : Armatures longitudinales des poteaux exigés par le RPA

| Sections des poteaux $cm^2$ | Pourcentage minimal | Pourcentage maximal      |                                 |
|-----------------------------|---------------------|--------------------------|---------------------------------|
|                             | 0.8 % [bh]          | 4% [bh] en zone courante | 6% [bh] en zone de recouvrement |
| 35 X 40                     | 11,2                | 56                       | 84                              |
| 30 X 35                     | 8,4                 | 42                       | 63                              |

- Le diamètre minimum est de 12 mm.
- La longueur minimale des recouvrements est de:  $40 \varnothing$  en zone IIa
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser :  
25 cm en zone II
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales.

**V.2.2. Calcul des Armatures :**

**a) Armatures longitudinales :**

Chaque poteau est soumis à un effort normal  $N$  (de compression ou de traction) et à un moment fléchissant  $M$ , ce qui nous conduit à étudier les deux cas suivants :

- Section partiellement comprimée (SPC).
- Section entièrement comprimée (SEC).

Le système constitué d'un moment et d'un effort normal peut être remplacé par un effort normal appliqué au centre de pression « C » qui est distant du centre de gravité de la section de  $e = M/N$ .

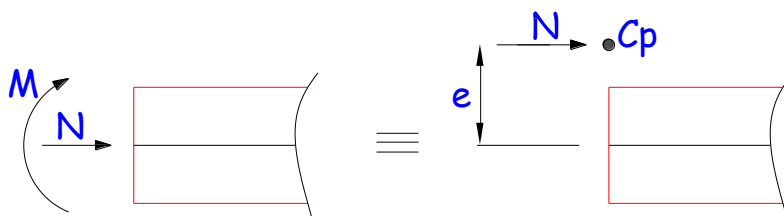


Figure V. 1 : Section en flexion composée

**b) Sollicitations dans les poteaux :**

Les sollicitations dans les poteaux sont extraites du logiciel ETABS qui a été utilisé dans la modélisation au chapitre précédent.

**1) Section partiellement comprimée (S.P.C) :**

Une section est partiellement comprimée si :

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

$C$  : Le centre de pression se trouve à l'extérieur du segment  $e = \frac{M_u}{N_u} \geq \left(\frac{h}{2} - c'\right)$

$N$  : Effort de compression ou de traction.

**2<sup>ème</sup> cas :**

$C$  : Le centre de pression se trouve à l'intérieur du segment  $e = \frac{M_u}{N_u} < \left(\frac{h}{2} - c'\right)$

$N$  : Effort de compression.

Dans ce cas il faut aussi vérifier l'inégalité suivante :

$$N(d - c) - M_f \leq \left(0,337 - 0,81 \frac{c'}{h}\right) \times b \times h^2 \times f_{bu}$$

Avec :

$$M_f = N_u \times g = N_u \left(\frac{h}{2} - c + e\right)$$

$$A_{st} = A_{st1} - \frac{N_u}{\sigma_{st}} \Rightarrow N_u : \text{effort de compression. } \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$A_{st} = A_{st1} + \frac{N_u}{\sigma_{st}} \Rightarrow N_u : \text{effort de traction.}$$

$$A_{sc} = A_{sc1}$$

En flexion composée la section d'armatures sera donnée par les relations suivantes :

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

**1<sup>er</sup> cas :** Section simplement armée : ( $A_{sc} = 0$ )

Si  $\mu < \mu_i = 0,392$  la section d'acier nécessaire sera donnée par la formule suivante :

$$A_{st1} = \frac{M_f}{\beta \times d \times \sigma_{st}}$$

**2<sup>ème</sup> cas :** Section doublement armée :

Si  $\mu > \mu_i = 0,392$  la section d'acier nécessaire sera données par les formules suivant

:

$$A_{st1} = \frac{M_1}{\beta_e \times d \times \sigma_{st}} + \frac{\Delta M}{(d-c) \times \sigma_{st}} ; \quad A_{sc1} = \frac{\Delta M}{(d-c') \times \sigma_{st}}$$

Avec :

$$M_1 = \mu_1 \times b \times d^2 \times f_{bu}$$

$$\Delta M = M_f - M_1$$

**2) Section entièrement comprimée (S.E.C) :**

$C$  : Le centre de pression ce trouve entre les armatures  $e = \frac{M_u}{N_u} < \left(\frac{h}{2} - c'\right)$

$N$  : Effort de compression.

$$N(d - c) - M_f \geq \left(0,337 - 0,81 \frac{c'}{h}\right) \times b \times h^2 \times f_{bu}$$

Deux cas peuvent se présenter :

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

$$N(d - c) - M_f \geq \left(0,5 - \frac{c'}{h}\right) \times b \times h^2 \times f_{bu}$$

$$A_{sc1} = \frac{M - (d - 0,5 h) \times b \times h \times f_{bu}}{(d - c') \times \sigma_{sc}}$$

$$A_{sc2} = \frac{N - bhf_{bu}}{\sigma_{sc}} - A_{sc1}$$

**2<sup>ème</sup> cas :**

$$\left(0,337 - 0,81 \frac{c'}{h}\right) \times b \times h^2 \times f_{bu} < N(d - c) - M_f < \left(0,5 - \frac{c'}{h}\right) \times b \times h^2 \times f_{bu}$$

$$A_{sc1} = \frac{N - \Psi \times b \times h \times f_{bu}}{\sigma_{sc}} \quad ; \quad A_{sc2} = 0$$

$$\Psi = \frac{0,3571 + \frac{N \times (d - c') - M_f}{b \times h^2 \times f_{bc}}}{0,8571 + \frac{c'}{h}} \quad ; \sigma_{sc} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

**3) Section entièrement tendue (S.E.T) :**

$C$  : Le centre de pression ce trouve entre les armatures

$N$  : Effort de compression.

$$A_{st1} = \frac{N \times a}{(d - c') \times \sigma_{sc}}; \quad A_{st2} = \frac{N}{\sigma_{sc}} - A_{st1}$$

**Calcul des armatures longitudinales à l'ELU :**

Le ferrailage des poteaux est fait par un calcul automatique à l'aide d'une application de calcul des sections d'armatures « Socotec».

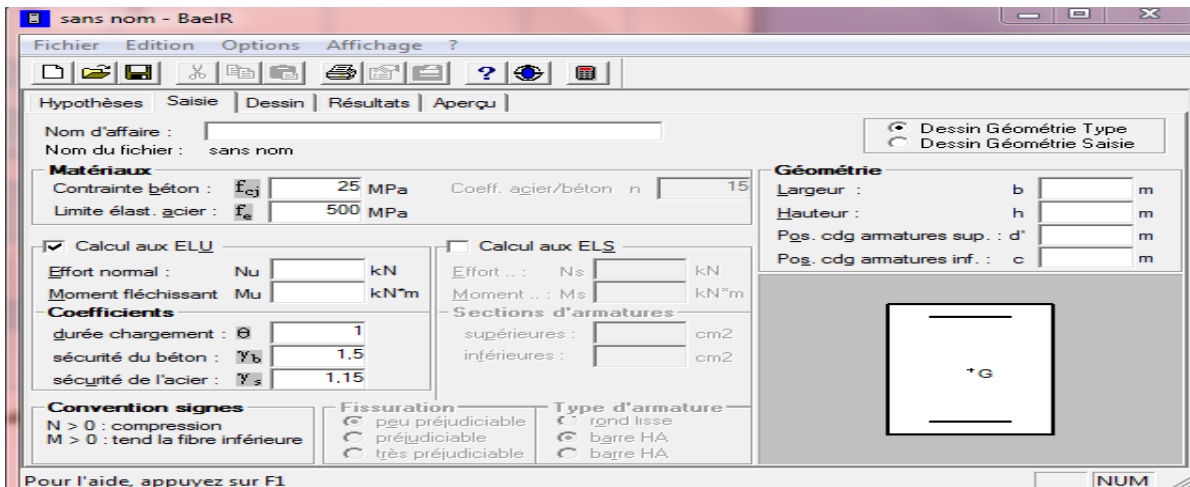


Figure V.2 : Calcul des armatures à l'aide de l'application Socotec.

➤ Les résultats de calcul sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

Tableau V.3: Résultats de ferrailage à l'ELU suivant les deux sens

| Poteaux | Effort Normal (KN) |           | Moment (KN.m) |           | Situation | Nature | $A_{Inf}$<br>cm <sup>2</sup> | $A_{Sup}$<br>cm <sup>2</sup> | $A_{min}$ cm <sup>2</sup> | Ferrailage | $A_{ad}$ cm <sup>2</sup> |
|---------|--------------------|-----------|---------------|-----------|-----------|--------|------------------------------|------------------------------|---------------------------|------------|--------------------------|
|         | $N_{max}$          | $N_{min}$ | $M_{corr}$    | $M_{max}$ |           |        |                              |                              |                           |            |                          |
| 40 x 40 | $N_{max}$          | 980,55    | $M_{corr}$    | 2,487     | ELU       | SEC    | 0                            | 0                            | 11,2                      | 8 HA 14    | 12,31                    |
|         | $N_{min}$          | 169,61    | $M_{corr}$    | 5,364     | 0.8G+EX   | SEC    | 0                            | 0                            |                           |            |                          |
|         | $N_{corr}$         | 94,82     | $M_{max}$     | 46,004    | ELU       | SEC    | 0                            | 3,01                         |                           |            |                          |
| 35 x 30 | $N_{max}$          | 474,45    | $M_{corr}$    | 5,84      | ELU       | SEC    | 0                            | 0                            | 8,4                       | 8 HA 12    | 9,05                     |
|         | $N_{min}$          | 11,69     | $M_{corr}$    | 0,43      | 0.8+G+EX  | SEC    | 0                            | 0                            |                           |            |                          |
|         | $N_{corr}$         | 27,22     | $M_{max}$     | 38,395    | ELU       | SEC    | 0                            | 3,29                         |                           |            |                          |

### V.2.3. Vérifications à l'ELU :

➤ **Les Armatures transversales RPA 99/ version 2003 /Art 7.4.2.2 :**

Les armatures transversales sont calculées par la formule suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a T_u}{h_1 f_e}$$

a) **Diamètre des armatures transversales : (/BAEL91 modifiées 99/ Art A.8.1,3) :**

Le diamètre des armatures transversales est au moins égal à la valeur normalisée la plus proche du tiers du diamètre des armatures longitudinales qu'elles maintiennent.

$$\phi_t = \frac{1}{3} \phi_L^{max} = \frac{14}{3} = 4,66 \text{ mm} \quad \text{soit } \phi_t = 8 \text{ mm}$$

Avec :

$\phi_L^{max}$  : Le plus grand diamètre des armatures longitudinales.

Les armatures transversales des poteaux seront encadrées par deux cadres en  $\phi = 8 \text{ mm}$ . Soit  $A_t = 2,01 \text{ cm}^2$

b) **Espacement des armatures transversales :**

Selon BAEL 91 modifié 99 (Art A8.1.3)

$$S_t \leq \min\{15\phi_l^{min}; 40\text{cm}; (a + 10)\text{cm}\}$$

$$S_t \leq \min\{15 \times 1,2; 40\text{cm}; (25 + 10)\text{cm}\}$$

Avec :

a c'est la petite dimension transversale des poteaux.

$$S_t \leq 18\text{cm} \rightarrow \text{Soit } S_t = 15\text{cm}$$

Selon RPA99 vs 2003 (Art 7.4.2.2)

En zone courante (pour zone II<sub>a</sub>) :

$$S_t \leq \{15\phi_l^{min}\} = 15 \times 1,2 = 18\text{cm}$$

$$S_t \leq 18\text{cm} \rightarrow \text{soit } S_t = 15\text{cm}$$

En zone nodale (pour zone II<sub>a</sub>) :

$$S_t \leq \min\{15\text{cm}; 10\phi_l^{min}\} = \min\{15\text{cm}; 10 \times 1,2\} = 12\text{cm}$$

$$S_t \leq 12\text{cm} \rightarrow \text{Soit } S_t = 10\text{cm}$$

c) **Vérification de la quantité d'armatures transversales :**

$$\text{Si } \lambda_g \geq 5 \quad \rightarrow \quad A_t^{min} = 0,3\% S_t \times b_1$$

$$\text{Si } \lambda_g \leq 3 \quad \rightarrow \quad A_t^{min} = 0,8\% S_t \times b_1$$

Si  $3 \leq \lambda_g \leq 5$  Interpoler entre les deux valeurs présentes.

Avec :

$b_1$  : dimension de la section droite du poteau dans la direction considérée

$\lambda_g$  : Elancement géométrique du poteau  $\lambda_g = \frac{L_f}{a}$

$L_f$  : Longueur de flambement du poteau  $L_f = 0.7L_0$

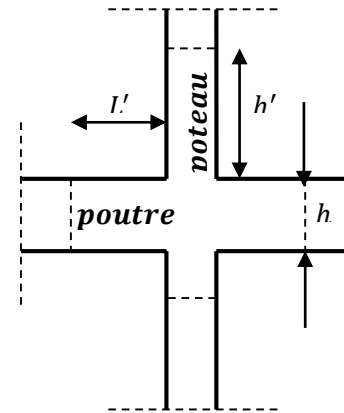


Tableau V.4: Vérification de la quantité d’armatures transversales

| Poteaux | Hauteur | $L_f$ | $\lambda_g$ | $A_t^{min} [cm^2]$        |                         | $A_{adoptée} [cm^2]$ | Observation        |
|---------|---------|-------|-------------|---------------------------|-------------------------|----------------------|--------------------|
|         |         |       |             | Zone courante<br>St=15 cm | Zone nodale<br>St=10 cm |                      |                    |
| 40x35   | 408     | 285,6 | 7,14        | 1,8                       | 1,2                     | 2.01                 | Condition vérifiée |
| 40x35   | 306     | 214,2 | 5,355       | 1,8                       | 1,2                     | 2.01                 | Condition vérifiée |
| 35x30   | 306     | 214,2 | 6,12        | 1,575                     | 1,05                    | 2.01                 | Condition vérifiée |

➤ **Délimitation de la zone nodale**

La zone nodale est constituée par le nœud poutre-poteaux proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent. Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure ci-dessous.

$$h' = \text{Max} (h_e/6; b_1; h_1; 60) \quad (\text{Art.7.4.2.1}).$$

$h_e$  : la hauteur d’étage moins la hauteur de la poutre secondaire.

Tableau V.5 : Détermination de la zone nodale.

|                | H    | h'   |
|----------------|------|--|
| Poteau (40*35) | 4,08 | $h' = \text{Max} (\frac{408-35}{6}; 40; 35; 60) = 70 \text{ cm}$ |
| Poteau (40*35) | 3,06 | $h' = \text{Max} (\frac{306-35}{6}; 40; 35; 60) = 60 \text{ cm}$ |
| Poteau (35*30) | 3,06 | $h' = \text{Max} (\frac{306-35}{6}; 35; 30; 60) = 60 \text{ m}$  |

➤ **Longueur minimale de recouvrement :**

La longueur minimale des recouvrement est de :  $40\phi$  en zone II<sub>a</sub> .

Poteaux (40 x 35) :  $l_r = 40 \times 1,4 = 56 \text{ cm.}$

Poteaux (35 x 30) :  $l_r = 40 \times 1,2 = 48 \text{ cm.}$

**Encrage des armatures (longueur de scellement) (BAEL 91 modifiée 99/ Art 6.1.22).**

Longueur de scellement :  $L_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_{su}} \Rightarrow \tau_{su} = 0,6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = 2,835 \text{ MPa}$

- Pour les  $\phi_{14}$  :  $L_s = 49,38 \text{ cm}$
- Pour les  $\phi_{12}$  :  $L_s = 42,32 \text{ cm}$

Pour l’encrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochet est au moins égale à :  $0,4 L_s$ , pour les aciers HA.

- Pour les  $\phi_{14}$  :  $L_a = 19,75 \text{ cm.}$
- Pour les  $\phi_{12}$  :  $L_a = 16,92 \text{ cm.}$

➤ **Vérification au cisaillement (RPA 99/ version 2003/ Art 7.4.3.2) :**

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton  $\tau_{bu}$  sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$\tau_{bu} = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_{bu} = \rho_d f_{c28}$$

Avec :

$$\rho_d = \begin{cases} 0,075 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,04 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

**Tableau V. 6 : Vérification au cisaillement dans les poteaux.**

| Poteau (cm <sup>2</sup> ) | b(mm) | h (mm) | $\lambda_g \geq 5$ | d (mm) | $T_u$ (X10 <sup>3</sup> N) | $\tau_b$ (MPa) | $\bar{\tau}_{bu}$ (MPa) | Observation        |
|---------------------------|-------|--------|--------------------|--------|----------------------------|----------------|-------------------------|--------------------|
| 40x35                     | 350   | 400    | 5,355              | 375    | 30,81                      | 0,23           | 1,875                   | Condition vérifiée |
| 35x30                     | 300   | 350    | 6,12               | 325    | 26,95                      | 0,28           | 1,875                   | Condition vérifiée |

V.2.3. Vérifications à l'ELS :

➤ Vérification des contraintes à l'ELS :

La vérification d'une section en béton armé à l'ELS consiste à démontrer que les contraintes maximales dans le béton  $\sigma_{bc}$  et dans les aciers  $\sigma_{st}$  sont au plus égales aux contraintes admissibles  $\bar{\sigma}_{bc}$  et  $\bar{\sigma}_{st}$ .

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_b = 15MPa$$

| Poteaux | $N_s$<br>Effort Normal<br>(KN) |        | $M_s$<br>Moment<br>(KN.m) |        | Etat des<br>contrainte | $\sigma_{\text{béton}}^s$ | $\sigma_{\text{béton}}^i$ | $\sigma_{\text{béton}}^{\text{ad}}$ | $\sigma_{\text{Acier}}^s$ | $\sigma_{\text{Acier}}^i$ | $\sigma_{\text{Acier}}^{\text{ad}}$ | Observation        |
|---------|--------------------------------|--------|---------------------------|--------|------------------------|---------------------------|---------------------------|-------------------------------------|---------------------------|---------------------------|-------------------------------------|--------------------|
|         | $N_{max}$                      |        | $M_{corr}$                |        |                        |                           |                           |                                     |                           |                           |                                     |                    |
| 40 x 35 | $N_{max}$                      | 711,39 | $M_{corr}$                | 1,8    | SEC                    | 4,64                      | 4,33                      | 15                                  | 69,3                      | 65,5                      | 348                                 | Condition vérifiée |
|         | $N_{min}$                      | 68,86  | $M_{corr}$                | 0,141  | SEC                    | 0,45                      | 0,42                      | 15                                  | 6,66                      | 6,38                      | 348                                 | Condition vérifiée |
|         | $N_{corr}$                     | 412,23 | $M_{max}$                 | 15,424 | SEC                    | 4,08                      | 1,11                      | 15                                  | 57,4                      | 21,2                      | 348                                 | Condition vérifiée |
| 35 x 30 | $N_{max}$                      | 344,53 | $M_{corr}$                | 4,224  | SEC                    | 3,44                      | 2,37                      | 15                                  | 50,2                      | 37,1                      | 348                                 | Condition vérifiée |
|         | $N_{min}$                      | 1,69   | $M_{corr}$                | 0,205  | SEC                    | 0,04                      | 0                         | 15                                  | 0,58                      | -0,25                     | 348                                 | Condition vérifiée |
|         | $N_{corr}$                     | 70,13  | $M_{max}$                 | 16,557 | SEC                    | 3,56                      | 0                         | 15                                  | 42,5                      | -61,1                     | 348                                 | Condition vérifiée |

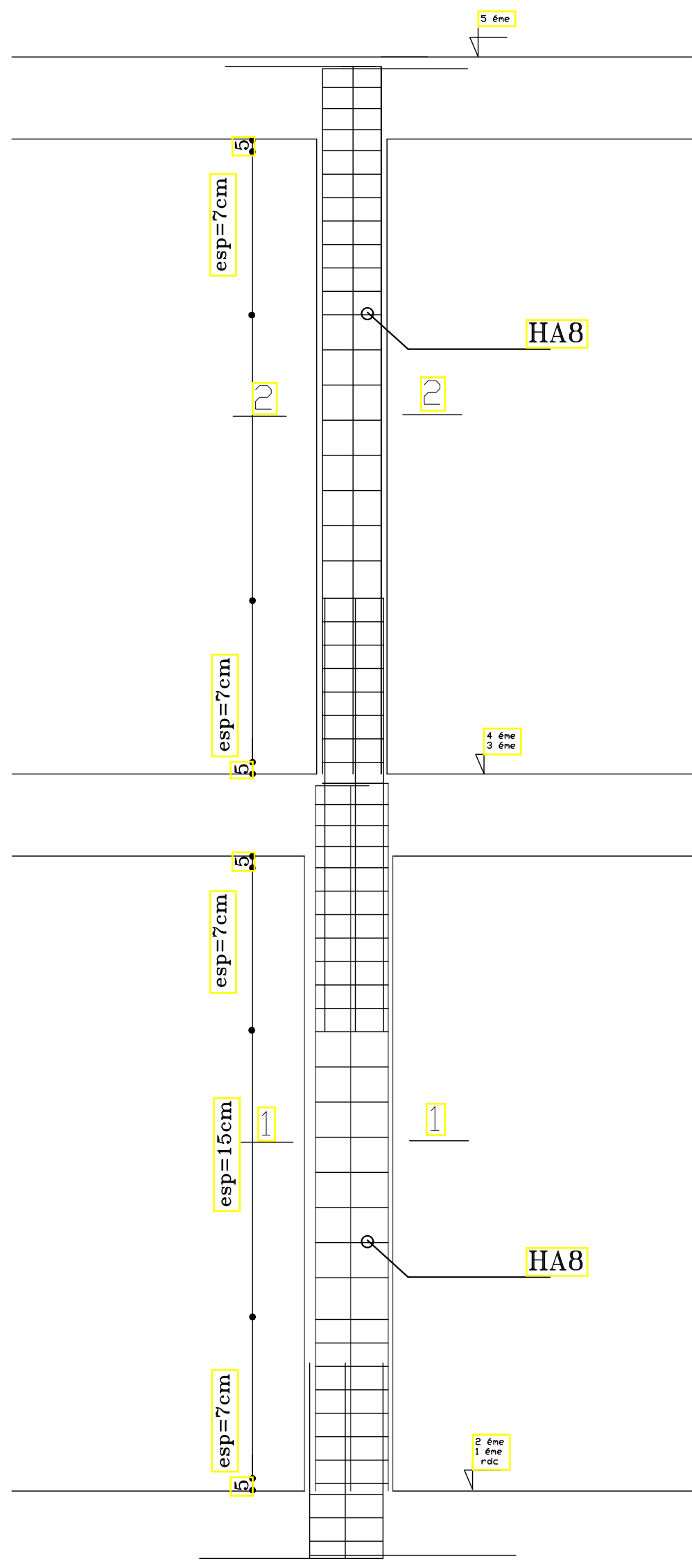
$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_s = 348MPa$$

Tableau V. 7 : Vérifications des contraintes à l'ELS

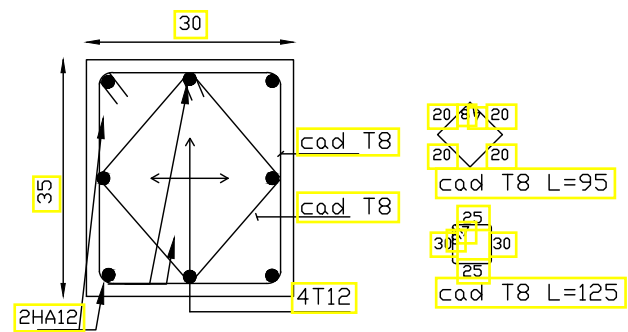
Conclusions :

Le ferraillage des différents poteaux se fera suivant la section minimale d'armatures  $A_{s\ min}$  correspondante recommandée par le règlement « RPA 99/Version 2003 » en zone IIa.

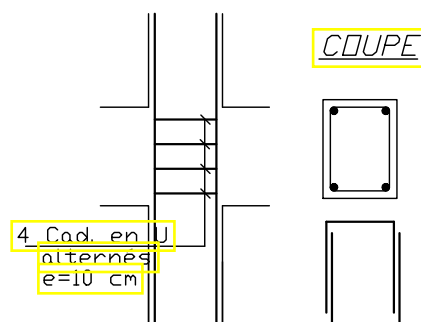
| Poteaux | Ferraillage longitudinale | Ferraillage transversale      |
|---------|---------------------------|-------------------------------|
| 40 x 35 | 8HA14                     | deux cadres en $\phi = 8mm$ . |
| 35 x 30 | 8HA12                     | deux cadres en $\phi = 8mm$ . |



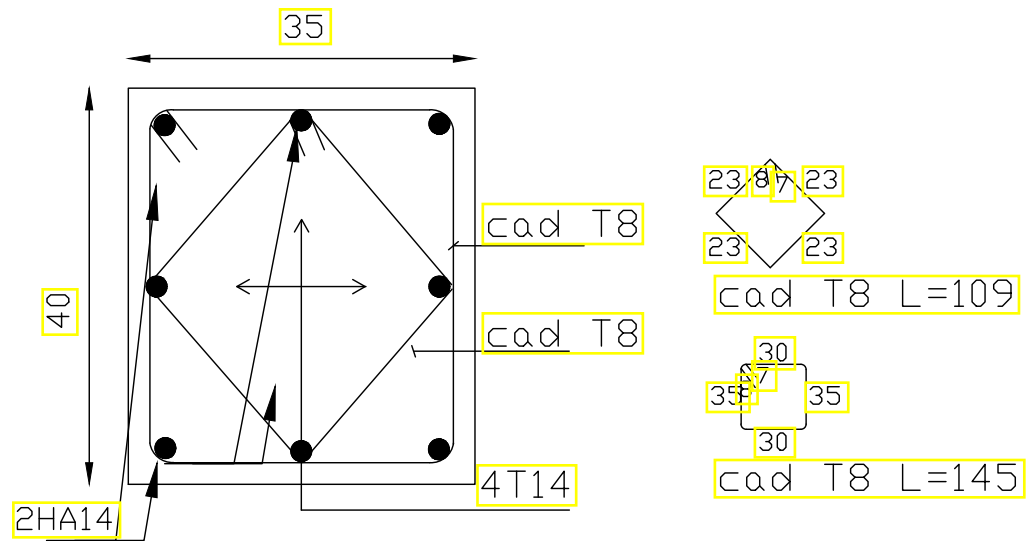
### coupe 2-2



### NOEUDS



### coupe 1-1



### V.3. Poutres

#### V.3.1. Introduction :

Les Poutres en béton armé, sont des éléments structuraux non exposés aux intempéries, sollicités par des moments de flexion et des efforts tranchants. Leur calcul se fera en flexion simple en considérant la fissuration comme étant peu nuisible, et leur ferrailage se fera en fonction de combinaison de charge la plus défavorable, décrites par le *RPA 99 version 2003* et le *B.A.E.L 91/99* :

$$\left. \begin{array}{l} 1,35G + 1,5Q \text{ à } L'ELU \\ G + Q \text{ à } L'ELS \end{array} \right\} \text{BAEL 91}$$

$$\left. \begin{array}{l} G + Q \mp E \\ 0,8G \mp E \end{array} \right\} \text{RPA 99/Version 2003}$$

#### V.3.2. Recommandations du RPA 99 version 2003 :

##### a) Armatures longitudinales (RPA99 version 2003/ Art 5.7.2.1) :

- ❖ 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.

**Tableau V.8 Recommandations du RPA**

| Section [cm <sup>2</sup> ]        | 0.5%bh [cm <sup>2</sup> ] | 4% bh [cm <sup>2</sup> ] | 6% bh [cm <sup>2</sup> ] |
|-----------------------------------|---------------------------|--------------------------|--------------------------|
| <b>Poutre principale (25x35)</b>  | 4.375                     | 35                       | 52.50                    |
| <b>Poutre secondaire (25x35)</b>  | 4.375                     | 35                       | 52.50                    |
| <b>Poutre de chaînage (25x35)</b> | 4.375                     | 35                       | 52.50                    |
| <b>Poutre palière (20x30)</b>     | 3                         | 24                       | 36                       |

- ❖ La longueur minimale de recouvrement est de **40Ø** en zone II<sub>a</sub>.
- ❖ L'ancrage des armatures longitudinales supérieure et inférieure dans les poteaux de rives et l'angle doit être effectué avec des crochets à **90°**.
- ❖ Le diamètre minimal est de **12mm**.
- ❖ Les poutres supportant de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.

- ❖ Les cadres du nœud disposés comme armatures transversales des poteaux, sont constitués de 2 U superposés formant un carré ou un rectangle (là où les circonstances le permettent, des cadres traditionnels peuvent également être utilisés).
- ❖ Les directions de recouvrement de ces U doivent être alternées. Néanmoins, il faudra veiller à ce qu'au moins un côté fermé des U d'un cadre soit disposé de sorte à s'opposer à la poussée au vide des crochets droits des armatures longitudinales des poutres.
- ❖ On doit avoir un espacement maximum de 10cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœud.

**b) Armatures transversales (RPA 99/ version 2003 Art 7.5.2.2) :**

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0,003 \times s \times b$$

L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

➤  $S_{tmax} = \min \left( \frac{h}{4}, 12 \varnothing \right)$  en zone nodale et en travée

➤  $S_t \leq \frac{h}{2}$  en zone de recouvrement

La valeur du diamètre  $\varnothing_l$  des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé, et dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées, c'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

**V.3.3. Calcul du moment réduit**

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

On distingue deux cas:

Si  $\mu < \mu_l = 0.392$  : Section simplement armée (SSA)

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

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}} \quad \text{Avec :} \quad \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_b}$$

Si  $\mu > \mu_l = 0,392$  les sections d'acier nécessaire seront données par les formules suivantes :

$$A_{st} = \frac{M_e}{\beta_e \times d \times \sigma_{st}} + \frac{\Delta M}{(d-c) \times \sigma_{st}} \quad ; \quad A_{sc} = \frac{\Delta M}{(d-c) \times \sigma_{st}}$$

Avec :  $M_e = \mu_e \times b \times d^2 \times f_{bu}$

$$f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \gamma_b}$$

$$\Delta M = M_u - M_e$$

$M_u$  : Moment sollicitant.

$M_e$  : Moment limite pour qu'une section soit simplement armée.

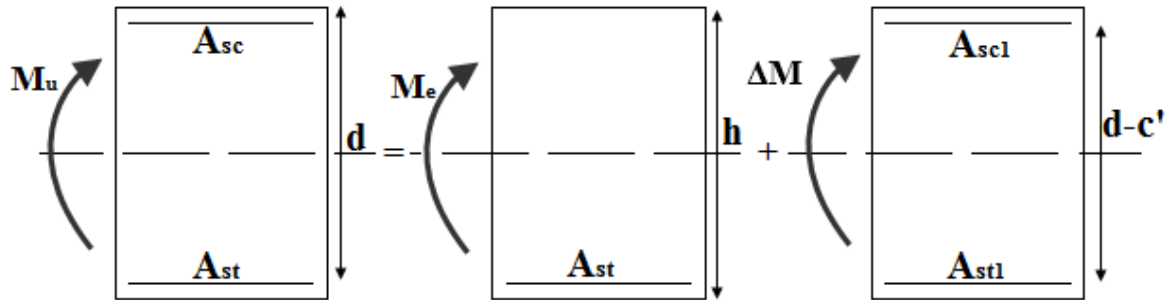


Figure V.3 : section doublement armée.

### V.3.4. Les efforts internes et Ferraillage des poutres :

Les valeurs extrêmes globales des efforts sont résumées dans les tableaux ci-dessous, selon les différentes combinaisons.

Tableau VII- 9 Ferraillage des poutres a l'ELU

|                    | Localisation | Moments (KN.m) | $\mu$  | $\beta$ | $A_{cal}$ [cm <sup>2</sup> ] | $A_{min}$ [cm <sup>2</sup> ] | Ferraillage  | $A_{ad}$ [cm <sup>2</sup> ] |
|--------------------|--------------|----------------|--------|---------|------------------------------|------------------------------|--------------|-----------------------------|
| Poutre Principale  | Travée       | 45,746         | 0,1220 | 0,935   | 3,764                        | 2,1875                       | 3 HA12       | 3,39                        |
|                    | Appuis       | 65,178         | 0,1738 | 0,904   | 5,546                        | 2,1875                       | 3 HA12+2HA12 | 5,65                        |
| Poutre Secondaire  | Travée       | 40,819         | 0,1089 | 0,943   | 3,330                        | 2,1885                       | 3 HA12       | 3,39                        |
|                    | Appuis       | 59,366         | 0,1583 | 0,914   | 4,996                        | 2,189                        | 3 HA12+2HA12 | 5,65                        |
| Poutre de Chainage | Travée       | 6,045          | 0,0161 | 0,992   | 0,469                        | 1,5                          | 3 HA12       | 3,39                        |
|                    | Appuis       | 8,085          | 0,0216 | 0,989   | 0,629                        | 1,5                          | 3 HA12       | 3,39                        |
| Poutre Palière     | Travée       | 12,27          | 0,0571 | 0,971   | 1,320                        | 1,5                          | 3 HA12       | 3,39                        |
|                    | Appuis       | 13,914         | 0,065  | 0,966   | 1,505                        | 1,5                          | 3 HA12       | 3,39                        |

### V.3.5. Armatures transversales (BAEL 91. Art.7.2.2)

- Calcul des armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min\{h/35; \phi_l; b/10\}$$

• **Pourcentage minimal d'armatures transversales (A.5.1,22)**

Il faut vérifier :  $St \leq \min\{0,9d; 40 \text{ Cm}\}$

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t} \geq 0,4 \text{MPa.}$$

**Tableau V.10 : Ferrailage d'armatures transversales**

| Section [cm <sup>2</sup> ]    | zone     | BEAL |       |                                   | RPA   |                    | Section Adepté |                                   |            |                      |
|-------------------------------|----------|------|-------|-----------------------------------|-------|--------------------|----------------|-----------------------------------|------------|----------------------|
|                               |          | φ Cm | St Cm | At <sub>Min</sub> Cm <sup>2</sup> | St Cm | At Cm <sup>2</sup> | φ mm           | St <sub>Min</sub> Cm <sup>2</sup> | Ferrailage | Aadp Cm <sup>2</sup> |
| Poutre principale<br>(25x35)  | nodale   | 0,8  | 25    | 0,625                             | 7     | 0,525              | 8              | 7                                 | 4 HA8      | 2,01                 |
|                               | Courante |      |       |                                   | 15    | 1,125              |                | 15                                | 4 HA8      | 2,01                 |
| Poutre secondaire<br>(25x35)  | nodale   | 0,8  | 25    | 0,625                             | 7     | 0,525              | 8              | 7                                 | 4 HA8      | 2,01                 |
|                               | Courante |      |       |                                   | 15    | 1,125              |                | 15                                | 4 HA8      | 2,01                 |
| Poutre de chaînage<br>(25x35) | nodale   | 0,8  | 25    | 0,625                             | 7     | 0,525              | 8              | 7                                 | 4 HA8      | 2,01                 |
|                               | Courante |      |       |                                   | 15    | 1,125              |                | 15                                | 4 HA8      | 2,01                 |
| Poutre palière<br>(20x30)     | nodale   | 0,8  | 25    | 0,5                               | 7     | 0,42               | 8              | 7                                 | 4 HA8      | 2,01                 |
|                               | Courante |      |       |                                   | 15    | 0,9                |                | 15                                | 4 HA8      | 2,01                 |

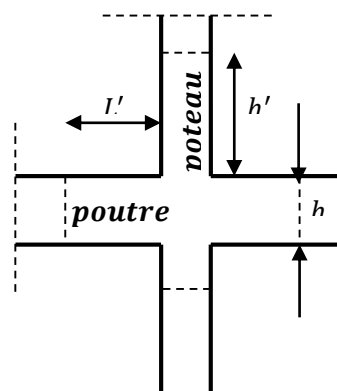
**V.3.6. Délimitation de la zone nodale RPA 99/ version 2003 /Art 7.4.2.1**

$$\begin{cases} l' = 2 \times h \\ h' = \max \left( \frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60 \text{ cm} \right) \end{cases}$$

$h$  : Hauteur de la poutre.

$b_1$  et  $h_1$  : Dimensions du poteau.

$h_e$  : Hauteur entre nus des poteaux.



**Figure V.4 : Délimitation de la zone nodale.**

On aura :

- $h' = \max (59,5; 25; 35; 60 \text{ cm}) = 60 \text{ cm.}$
- Poutre Principale  $l' = 2 \times h = 2 \times 35 = 70 \text{ cm.}$
- Poutre Secondaire  $l' = 2 \times h = 2 \times 35 = 70 \text{ cm.}$

**Remarque :**

Les premières armatures transversales doivent être disposées à **5 cm** au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

**Ancrage des armatures (longueur de scellement) (BAEL 91 modifiée 99/ Art 6.1.22).**

Longueur de scellement :  $L_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_{su}}$

$\tau_{su} = 0,6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = 2,835 \text{ MPa}$

$L_s = 42,32 \text{ cm}$

Le règlement **BAEL 91 modifié 99** admettent que l’ancrage d’une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la portée ancrée mesurée hors crochet “Lc” est au moins égale à 0.4Ls

$L_c = 18 \text{ cm}$

**V.3.7. Vérification à l’ELU :**

**1) Vérification condition de non fragilité (BAEL 91 modifiée 99/ Art B.4.2.1).**

Le ferrailage de la poutre doit satisfaire la C.N.F :  $A_{st} \geq A_{st}^{min}$

**❖ Calcul de la section minimale.**

$A_{st}^{min} \geq \frac{0,23 b d f_{t28}}{f_e}$

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

**Tableau V.11 : Vérification condition de non fragilité**

|                           | Localisation  | $A_{st}^{min}$ | $A_{Adopte}$ | Observation        |
|---------------------------|---------------|----------------|--------------|--------------------|
| <b>Poutre Principale</b>  | <b>Travée</b> | 0,9735469      | 3,39         | Condition vérifiée |
|                           | <b>Appuis</b> | 0,9735469      | 5,65         | Condition vérifiée |
| <b>Poutre Secondaire</b>  | <b>Travée</b> | 0,9735469      | 3,39         | Condition vérifiée |
|                           | <b>Appuis</b> | 0,9735469      | 5,65         | Condition vérifiée |
| <b>Poutre de Chainage</b> | <b>Travée</b> | 0,6580875      | 3,39         | Condition vérifiée |
|                           | <b>Appuis</b> | 0,6580875      | 3,39         | Condition vérifiée |
| <b>Poutre Palière</b>     | <b>Travée</b> | 0,6580875      | 3,39         | Condition vérifiée |
|                           | <b>Appuis</b> | 0,6580875      | 3,39         | Condition vérifiée |

**2) Vérification aux cisaillements (BAEL 91 modifiée 99 /Art 5.1.1).**

$\tau_u = \frac{T_u}{b d} < \bar{\tau}_u$

Avec :  $T_u^{max}$  : Effort tranchant max à l’ELU.

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

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

Tableau V.12 : Vérification aux cisaillements.

| Poutres                           | T (KN) | b (cm) | d (cm) | (MPa) | (MPa) | Observation        |
|-----------------------------------|--------|--------|--------|-------|-------|--------------------|
| <b>Poutre principale (25x35)</b>  | 52,98  | 25     | 32,5   | 0,065 | 2,5   | Condition vérifiée |
| <b>Poutre secondaire (25x35)</b>  | 41,57  | 25     | 32,5   | 0,051 | 2,5   | Condition vérifiée |
| <b>Poutre de chaînage (25x35)</b> | 7,48   | 25     | 32,5   | 0,009 | 2,5   | Condition vérifiée |
| <b>Poutre palière (20x30)</b>     | 15,17  | 20     | 27,5   | 0,028 | 2,5   | Condition vérifiée |

3) Influence de l'effort tranchant.

✓ Influence sur le béton (BAEL 91 modifiée 99 /Art A.5.1.313).

On se doit de vérifier la relation :

$$\frac{2 \times T_u}{0,9 b d} \leq \frac{0,8 f_{c28}}{\gamma_b} \quad T_u \leq \frac{0,8 \times 0,9}{2} \times \frac{f_{c28} b d}{\gamma_b} \leq 0,36 \times \frac{f_{c28} b d}{\gamma_b}$$

Tableau VII- 13 : Influence de l'effort tranchant sur le béton.

| Poutres                           | b (cm) | d (cm) | F <sub>c28</sub> (MPa) | γ <sub>b</sub> | T (KN) | T <sub>u</sub> (KN) | Observation        |
|-----------------------------------|--------|--------|------------------------|----------------|--------|---------------------|--------------------|
| <b>Poutre principale (25x35)</b>  | 25     | 32,5   | 25                     | 1,5            | 52,98  | 487,5               | Condition vérifiée |
| <b>Poutre secondaire (25x35)</b>  | 25     | 32,5   | 25                     | 1,5            | 41,57  | 487,5               | Condition vérifiée |
| <b>Poutre de chaînage (25x35)</b> | 25     | 32,5   | 25                     | 1,5            | 7,48   | 487,5               | Condition vérifiée |
| <b>Poutre palière (20x30)</b>     | 20     | 27,5   | 25                     | 1,5            | 15,17  | 330                 | Condition vérifiée |

✓ Influence sur les aciers (BAEL 91 modifiée 99/ Art A.5.1.312).

Lorsqu'au droit d'un appui :  $T_u + \frac{M_u}{0,9d} > 0$  on doit prolonger au-delà de l'appareil

de l'appui, une section d'armatures pour équilibrer un moment égal à  $\left(T_u + \frac{M_u}{0,9d}\right) \times \frac{1}{\sigma_{st}}$

D'où :  $A_s \geq \frac{1,15}{f_e} \left(V_u + \frac{M_u}{0,9d}\right)$  Si  $T_u + \frac{M_u}{0,9d} < 0$  la vérification n'est pas nécessaire

Tableau V.14 : Influence de l'effort tranchant sur l'acier.

| Poutres                           | T <sub>u</sub> <sup>max</sup> (KN) | M <sub>u</sub> <sup>max</sup> (KN.m) | d (cm) | 0,9 × d | A <sub>u</sub> (cm <sup>2</sup> ) | Observation        |
|-----------------------------------|------------------------------------|--------------------------------------|--------|---------|-----------------------------------|--------------------|
| <b>Poutre principale (25x35)</b>  | 52,98                              | 65,178                               | 32,5   | 0,2925  | -169,851                          | Condition vérifiée |
| <b>Poutre secondaire (25x35)</b>  | 41,57                              | 40,819                               | 32,5   | 0,2925  | -97,982                           | Condition vérifiée |
| <b>Poutre de chaînage (25x35)</b> | 7,48                               | 59,366                               | 32,5   | 0,2925  | -195,481                          | Condition vérifiée |
| <b>Poutre palière (20x30)</b>     | 15,17                              | 6,045                                | 27,5   | 0,2475  | -9,254                            | Condition vérifiée |

#### 4) Vérification d'adhérence et d'entraînement des barres (BAEL 91 modifiée 99 Art 6.1.3).

L'adhérence des barres doit vérifier la relation :  $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{sc}$

Avec :  $\bar{\tau}_{sc} = \Psi_s f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0,9 d \sum U_i}$$

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

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

Tableau V.15 : Vérification d'adhérence et d'entraînement des barres

| Poutres                    | Ferrailage  | $T_u$ | $d$  | $\sum u(\text{mm})$ | $\tau_{se}(\text{MPa})$ | $\bar{\tau}_{se}(\text{MPa})$ |
|----------------------------|-------------|-------|------|---------------------|-------------------------|-------------------------------|
| Poutre principale (25x35)  | 3HA12+2HA12 | 52,98 | 32,5 | 188,4               | 0,009614024             | 3,15                          |
| Poutre secondaire (25x35)  | 3HA12+2HA12 | 41,57 | 32,5 | 188,4               | 0,007543506             | 3,15                          |
| Poutre de chaînage (25x35) | 3HA12       | 7,48  | 32,5 | 113,04              | 0,002262266             | 3,15                          |
| Poutre palière (20x30)     | 3HA12       | 15,17 | 27,5 | 113,04              | 0,005422234             | 3,15                          |

#### V.3.8. Vérification à l'ELS :

##### ❖ Etat limite d'ouverture des fissurations (BAEL 91 modifié 99/ Art. B.6.3) :

La fissuration est considérée comme peu nuisible, alors aucune vérification n'est nécessaire.

##### ❖ Etat limite de compression du béton $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,60 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{k_1} \times \sigma_{st}$$

Avec :

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

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d}$$

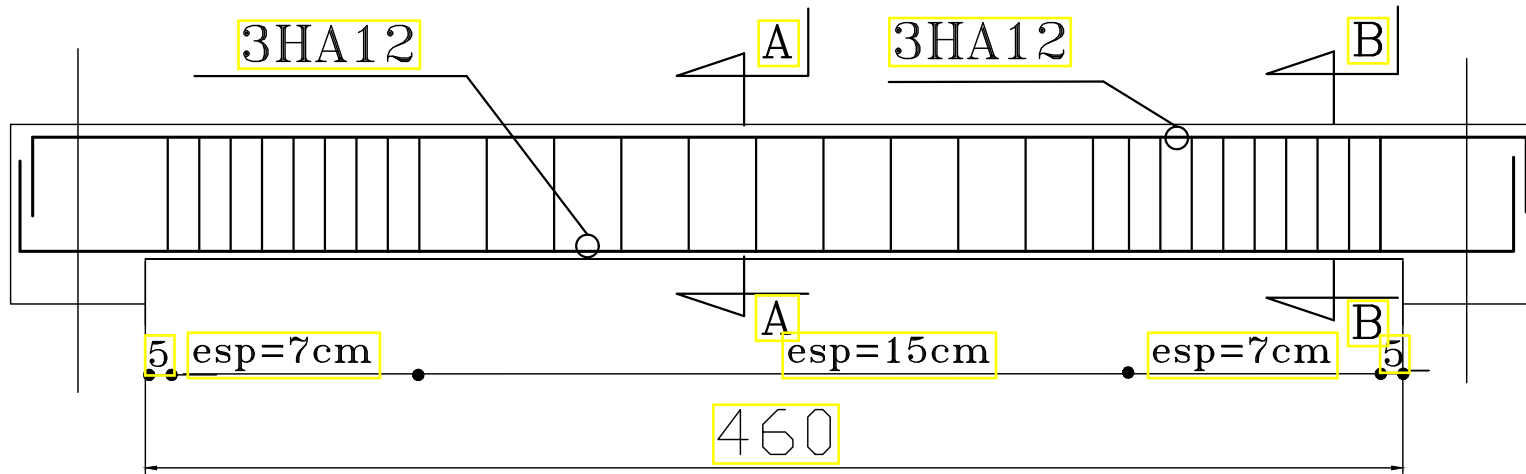
Tableau V.16 : Vérification à l'ELS

|                           |               | $M_s^{max}$<br>[kN.m] | $A_{adop}$<br>[cm <sup>2</sup> ] | $\rho_1$ | $\beta_1$ | $\sigma_{st}$ | $k_1$  | $\sigma_{bc}$ | $\bar{\sigma}_{bc}$ |
|---------------------------|---------------|-----------------------|----------------------------------|----------|-----------|---------------|--------|---------------|---------------------|
| <i>Poutre Principale</i>  | <i>Travée</i> | 22,904                | 3,39                             | 0,417    | 0,901     | 230,730       | 35,5   | 6,50          | 15                  |
|                           | <i>Appuis</i> | 30,783                | 5,65                             | 0,695    | 0,878     | 190,935       | 25,98  | 7,35          | 15                  |
| <i>Poutre Secondaire</i>  | <i>Travée</i> | 14,22                 | 3,39                             | 0,417    | 0,901     | 143,249       | 19,483 | 7,35          | 15                  |
|                           | <i>Appuis</i> | 21,097                | 5,65                             | 0,695    | 0,878     | 130,856       | 19,483 | 6,72          | 15                  |
| <i>Poutre de Chainage</i> | <i>Travée</i> | 4,254                 | 3,39                             | 0,417    | 0,901     | 42,854        | 28,1   | 1,53          | 15                  |
|                           | <i>Appuis</i> | 3,935                 | 3,39                             | 0,417    | 0,901     | 39,640        | 28,1   | 1,41          | 15                  |
| <i>Poutre Palière</i>     | <i>Travée</i> | 4,607                 | 3,39                             | 0,616    | 0,884     | 47,302        | 28,1   | 1,68          | 15                  |
|                           | <i>Appuis</i> | 5,392                 | 3,39                             | 0,611    | 0,884     | 55,362        | 28,1   | 1,97          | 15                  |

Conclusion

|                           | <i>Localisation</i> | <i>Ferrailage longitudinale</i> | <i>Ferrailage transversale</i> |
|---------------------------|---------------------|---------------------------------|--------------------------------|
| <i>Poutre Principale</i>  | <i>Travée</i>       | 3 HA12                          | 4HA8                           |
|                           | <i>Appuis</i>       | 3 HA12+2HA12                    | 4HA8                           |
| <i>Poutre Secondaire</i>  | <i>Travée</i>       | 3 HA12                          | 4HA8                           |
|                           | <i>Appuis</i>       | 3 HA12+2HA12                    | 4HA8                           |
| <i>Poutre de Chainage</i> | <i>Travée</i>       | 3 HA12                          | 4HA8                           |
|                           | <i>Appuis</i>       | 3 HA12                          | 4HA8                           |
| <i>Poutre Palière</i>     | <i>Travée</i>       | 3 HA12                          | 4HA8                           |
|                           | <i>Appuis</i>       | 3 HA12                          | 4HA8                           |

# Poutre de Chainage



A-A

B-B

3T12

3T12

30

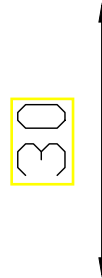
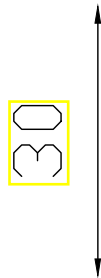
30

3T12

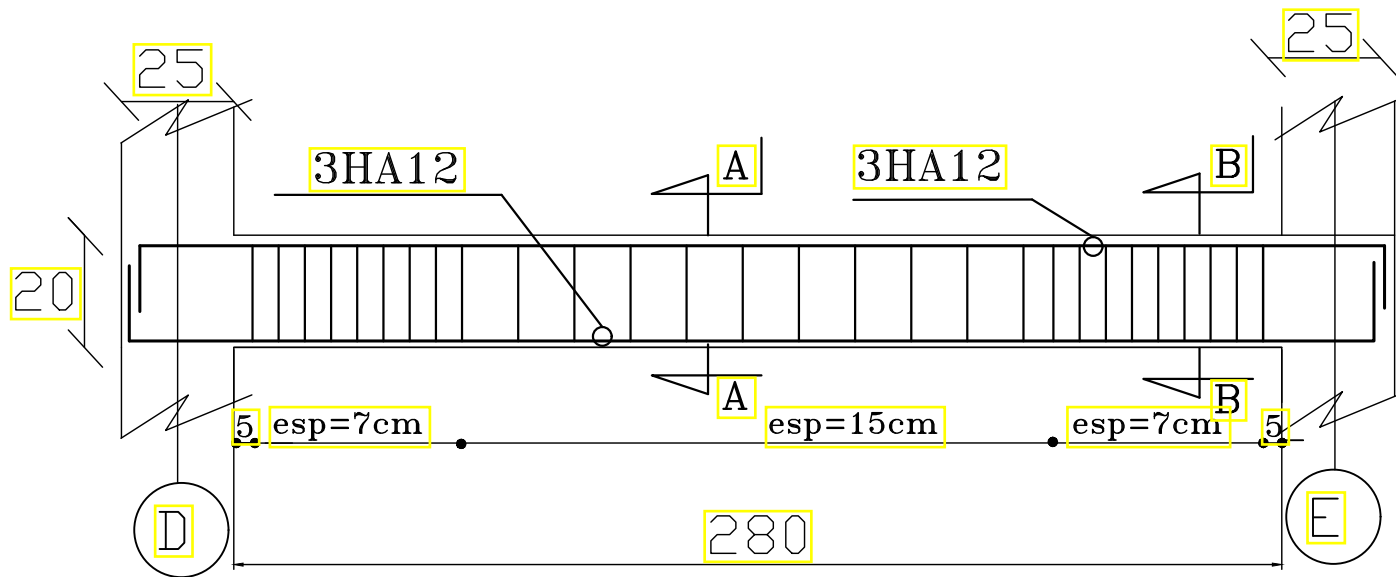
3T12

25

25



# Poutres paliere



COUPE

A-A

B-B

3T12

3T12

30

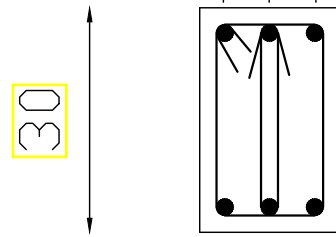
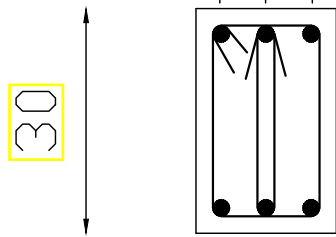
30

3T12

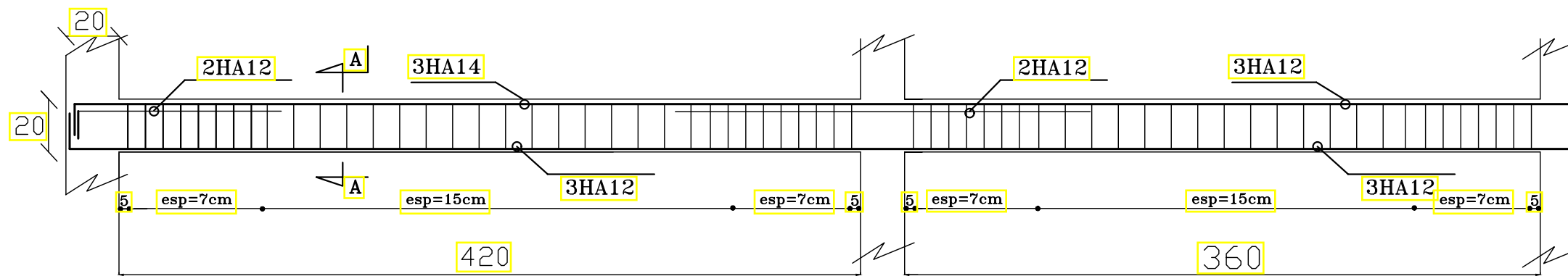
3T12

20

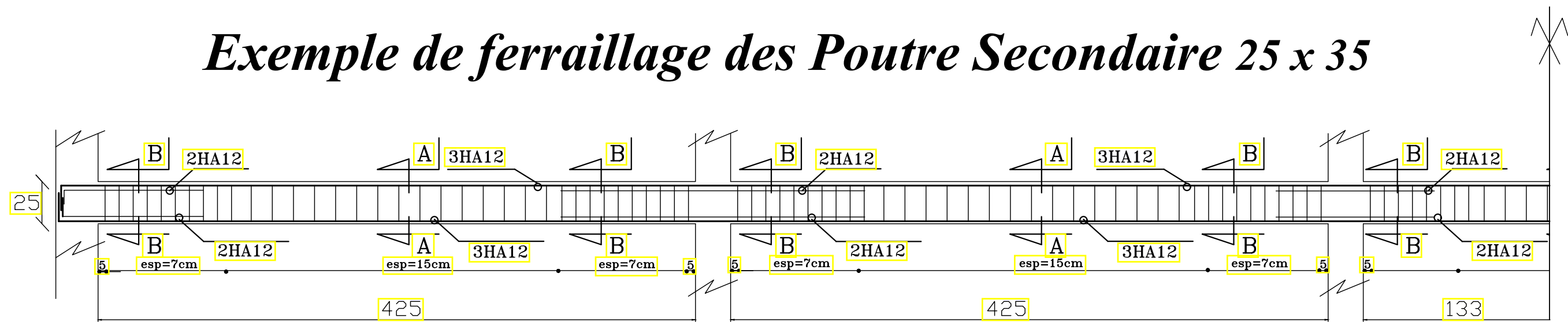
20



# Exemple de ferrailage des Poutres Principales 25 x 35

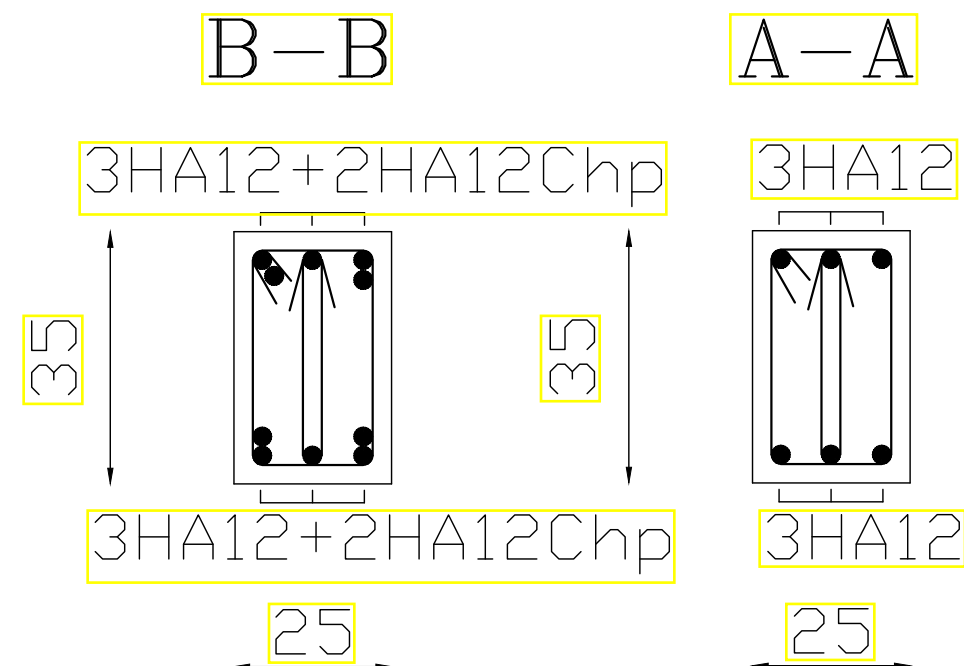
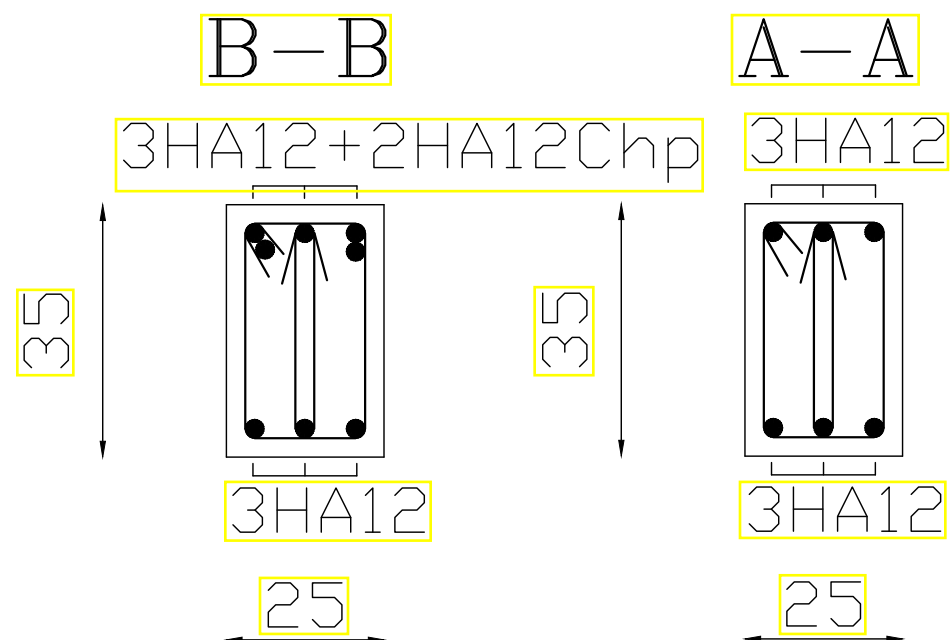


# Exemple de ferrailage des Poutre Secondaire 25 x 35



Poutre Principale

Poutre Secondaire



### V.3. Ferrailage des Voiles :

#### V.3.1. Introduction :

Le **RPA/99/version 2003** (Article.3.4. A.1.a), exige de mettre des voiles à chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14m de hauteur dans la zone IIa (moyenne sismicité)

Le voile est d'élément structural de contreventement, le ferrailage des voiles s'effectuera selon le règlement BAEL91 et les vérifications selon les Règles Parasismiques Algériennes RPA 99/Version 2003.

Sous l'action des forces horizontales ainsi que les forces dues aux charges verticales, le voile est sollicité à la flexion composée avec effort tranchant.

Les sollicitations engendrées dans le voile sont :

- ✓ Moment fléchissant et effort tranchant provoqués par l'action du séisme.
- ✓ Effort normal du à la combinaison des charges permanentes, d'exploitations et la charge sismique.

Les voiles sont ferrillés en trois types d'armatures

- Armatures verticales
- Armatures horizontales
- Armatures de montages

Les combinaisons d'actions sismiques et celle due aux charges verticales à prendre sont données ci- dessous :

$$\left. \begin{array}{l} 1,35G + 1,5Q \text{ à } L'ELU \\ G + Q \text{ à } L'ELS \end{array} \right\} \text{BAEL 91}$$

$$\left. \begin{array}{l} G + Q + E \\ 0,8G \mp E \end{array} \right\} \text{RPA 99/Version 2003}$$

#### V.3.2. Comportement d'un voile

Un voile est considéré comme une console encadrée à sa base, il y a deux types de voiles ayant un comportement différent :

- Voile élancé :  $\frac{h}{l} > 1,5$
- Voile court :  $\frac{h}{l} < 1,5$

#### V.3.2. Recommandation du RPA 99 version 2003 :

- *Armatures verticales : (RPA99 version 2003 /Art 7.7.4.1).*
- ❖ Le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue est de 0,20%

- ❖ La section totale d'armatures verticales de la zone tendue devant rester au moins égale à 0,20% de la section horizontale du béton tendu.

$$A_{min} \geq A = 0.002B \text{ (RPA version 2003 Art 7.7.4.1)}$$

$$A_{min} = \frac{Bf_{t28}}{f_e} \quad \text{(BAEL 91 modifié 99 Art A4.2.1)}$$

Avec : B : section du béton tendue

- ❖ Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
- ❖ Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).
- ❖ A chaque extrémité du voile (trumeau) l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la largeur du voile (figure 7.13). Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm.

- **Armatures horizontales : (RPA99 version 2003/ Art 7.7.4.2)**

Les barres horizontales doivent être munies des crochets à 135° ayant une longueur de 10  $\emptyset$  et disposée de manière à ce quelle servent de cadres aux armatures verticales.

- **Règles communes du RPA pour les aciers verticaux et horizontaux (RPA 99/2003/ Art 7.7.4.3)**

- Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales est donné comme suit :
- La section de ces armatures est :

$$\left. \begin{array}{l} A_H \geq 0,15\% B \text{ Globalement dans la section du voile} \\ A_H \geq 0,10\% B \text{ En zone courante} \end{array} \right\} \text{RPA9/Version2003 Art 7.7.4.3}$$

- Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur
- Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

- **Armatures transversales :**

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends. Elles retiennent les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression d'après l'article 7.7.4.3 du RPA99/ Version 2003.

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingles au mètre carré.

✓ **Armature pour les potelets**

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la section de celle-ci est  $\geq 4HA10$  ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

✓ **Espacement (RPA 99 version 2003/ Art 7.7.4.3)**

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$\left. \begin{array}{l} S_t \leq 1.5 e \\ S_t \leq 30 \text{ cm} \end{array} \right\}$$

Avec :

e = épaisseur du voile ( e = 25 cm )

A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié de  $1/(10)$  de la longueur du voile, cet espacement d'extrémité doit être au plus égale à 15 cm

✓ **Longueur de recouvrement : ( RPA 99/Ver 2003/ Art:7.7.4. 3)**

Elles 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.

✓ **Armatures de coutures**

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dont la section est donnée par la formule :

$$A_{vj} = 1,1 \frac{T}{f_e}$$

Avec :  $T = 1,4 \times V_u$

$V_u$  : Effort tranchant calculé au niveau considéré

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'acier tendue nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

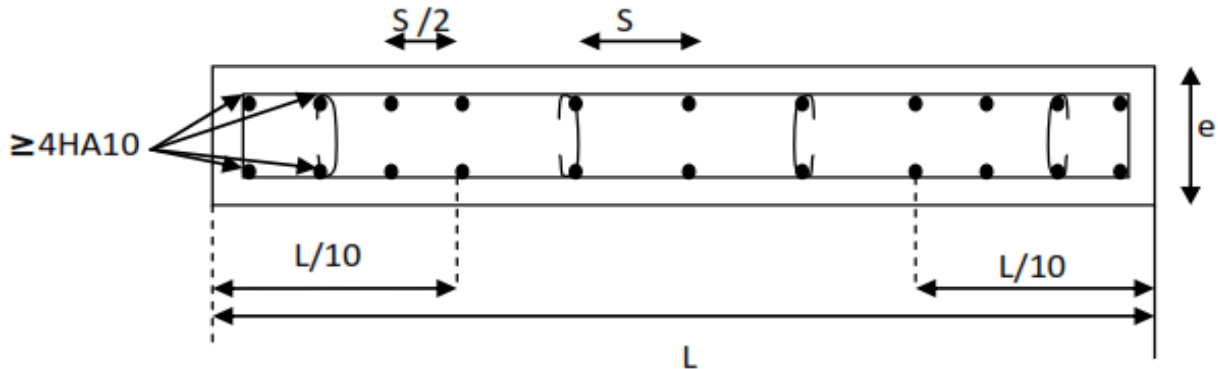


Figure VII-8 : Disposition des armatures verticales dans les voiles.

### V.3.3. Exposé de la méthode de calcul :

➤ calcul de l'excentricité :  $e = \frac{M}{N}$

➤ Détermination des diagrammes des contraintes

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables ( $N, M$ ) en utilisant les formules suivantes :

$$\sigma_{max} = \frac{N}{B} + \frac{M \times V}{I}$$

Avec :  $B$  : Section de béton

$I$  : Moment d'inertie du voile

$$\sigma_{min} = \frac{N}{B} - \frac{M \times V'}{I}$$

$V, V'$  : Bras de levier  $V = V' = \frac{L_{voiles}}{2}$

$M$  et  $N$  sont déterminés à partir du logiciel.

➤ Calcul de la longueur de la zone comprimée et la zone tendue :

$$L_c = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{max} + \sigma_{min}} \times L$$

$$L_t = L - L_c$$

**Calcul le moment fictif :**

$$M_f = M + Nu \left( \frac{h}{2} - c' \right) = Nu \times g$$

Avec :  $g = e_u + \frac{h}{2} - c$  si  $N_u$  est un effort de compression

$g = e_u - \frac{h}{2} + c$  si  $N_u$  est un effort de traction

➤ **Ferraillage du voile :**

✓ **Armatures verticales :**

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} \quad \text{Avec : } f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b}$$

$\gamma_b$  : 1,15 situation accidentelle ;  $\theta = 0,85$  : si la durée d'application est < à 1 heure.

$$A_V = \frac{M_b}{\beta \times d \times \sigma_s} + \frac{N}{100 \sigma_s}$$

Avec :  $A_V$  : section des armatures tendue du voile.

➤ **Vérification a ELU :**

• **Section minimal d'armature :**

$$A_{min} = \max \left\{ \begin{array}{l} A_{min} \geq \frac{B \times f_{t28}}{f_e} \quad (\text{BAEL 91 modifié 99/Art 4.2.1}) \\ A_{min} \geq 0,002B \quad (\text{RPA 99 version 2003/Art 7.7.4.1}) \end{array} \right.$$

**Exigences du RPA 99 (version 2003)**

**Zone tendue :**

On doit vérifier  $A_{total\ tendu} \geq 0,2\%B \times l_t$  (RPA 99 version 2003/Art 7.7.4.1)

Avec :

**B** : la section de voile

**l<sub>t</sub>** : la longueur de la zone tendue.

**Globalement dans le voile :**

On doit vérifier :

$$A_{total\ de\ voile} \geq 0,15\%B \quad (\text{RPA 99 version 2003/Art 7.7.4.2})$$

**Zone courante :**

On doit vérifier :  $A_{total\ courante} \geq 0,10\%LC \times b$  (RPA 99 version 2003/Art 7.7.4.2)

Avec

**LC** =  $L - 2L/10$  : La longueur de la zone courante

**B** : la largeur de voile.

➤ **Vérification à l'ELS :**

$$N_{ser} = G + Q$$

$$\sigma_b = \frac{N}{B + 15 \times A} \leq \bar{\sigma}_b$$

$$\bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Avec :

$N_{ser}$ : Effort normal appliqué

$B$  : Section du béton

$A$  : Section d'armatures adoptée.

• **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

*D'après l'RPA (RPA99 version 2003/ Art 7.7.2) :*

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0,2 \times f_{c28} = 5 \text{ Mpa}$$

$$\tau_b = \frac{V}{b_0 \times d}$$

Avec :  $V = 1,4 \times T$

$b_0$ : Epaisseur du linteau ou du voile

$d$  : Hauteur utile ( $d = 0,9 h$ )

$h$  : Hauteur totale de la section brute.

*D'après le BAEL (BAEL91 modifiées 99/ Art 5.1.1).*

$$\tau_u = \frac{V_{max.ELU}}{b.d} < \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15.f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 3,26 \text{ MPa.}$$

Avec :  $\bar{\tau}_u$  : contrainte de cisaillement admissible

VOILES VL=1,5 m

|       |           |      |
|-------|-----------|------|
| S     | I         | Y    |
| 0,375 | 0,0703125 | 0,75 |

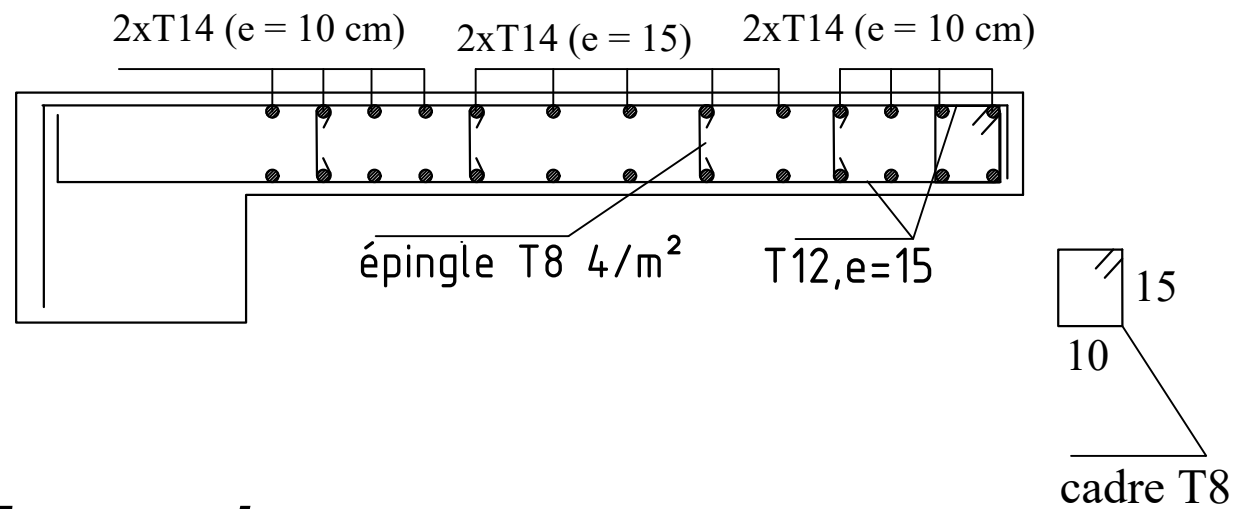
|         | Sollicitation de calcul |         |        |       |                |                |      |        | Armatures verticales |      |       |       |      |      |        | Armatures horizontales |       | Armatures transversales |             | Espacement |        | Vérification des constructions |  |                    |  |                    |  |                    |
|---------|-------------------------|---------|--------|-------|----------------|----------------|------|--------|----------------------|------|-------|-------|------|------|--------|------------------------|-------|-------------------------|-------------|------------|--------|--------------------------------|--|--------------------|--|--------------------|--|--------------------|
|         | N                       | M       | Vu     | COMB  | $\sigma_{max}$ | $\sigma_{min}$ | Lt   | Nt     | As                   | Aji  | As    | Av /2 | Amin | Av   | As /ml | Aadp                   | Avadp | Ah cm <sup>2</sup>      |             | At / ml    | nodale | Courante                       | $\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 5 \text{ MPa}$ |                    | $\tau_u < \bar{\tau}_u = 3,26 \text{ MPa}$ |                    | $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$ |                    |
|         |                         |         |        |       |                |                |      |        |                      |      |       |       |      |      |        |                        |       | τb                      | Observation |            |        |                                | τu   | Observation        | σbc  | Observation        |  |                    |
| Zone I  | -888,82                 | 346,837 | 116,05 | GQEX  | 1329,41        | -6069,78       | 0,50 | 66,47  | 1,91                 | 5,14 | 7,05  | 3,52  | 9,05 | 7,05 | 8,66   | 7 HA 14                | 10,77 | 5 HA 12                 | 5,65        | 4 ep HA 8  | 10     | 15                             | 0,683                                      | Condition vérifiée | 0,488                                      | Condition vérifiée | 5,492  | Condition vérifiée |
|         | 444,54                  | 343,418 | 115,03 | 08GEX | 4848,57        | -2477,69       | 1,50 | 727,28 | 20,90                | 5,09 | 25,99 | 12,99 | 9,05 | 8,66 |        |                        |       |                         |             |            |        |                                |  |                    |  |                    |  |                    |
|         | -888,75                 | 362,767 | 131,64 | GQEX  | 1499,51        | -6239,51       | 1,21 | 181,35 | 5,21                 | 5,83 | 11,04 | 5,52  | 9,05 | 6,03 |        |                        |       |                         |             |            |        |                                |  |                    |  |                    |  |                    |
| Zone II | -275,85                 | 27,448  | 29,61  | GQEY  | -442,82        | -1028,38       | 0    | 0,00   | 0,00                 | 1,31 | 1,31  | 0,66  | 9,05 | 6,03 | 6,03   | 7 HA 12                | 7,92  | 5 HA 12                 | 5,65        | 4 ep HA 8  | 10     | 15                             | 0,365                                      | Condition vérifiée | 0,260                                      | Condition vérifiée | 2,316  | Condition vérifiée |
|         | 27,86                   | 38,867  | 25,41  | 08GEX | 488,87         | -340,29        | 0,62 | 30,10  | 0,86                 | 1,12 | 1,99  | 0,99  | 9,05 | 6,03 |        |                        |       |                         |             |            |        |                                |  |                    |  |                    |  |                    |
|         | -243,43                 | 90,093  | 70,3   | GQEX  | 311,85         | -1610,14       | 1,26 | 39,19  | 1,13                 | 3,11 | 4,24  | 2,12  | 9,05 | 6,03 |        |                        |       |                         |             |            |        |                                |  |                    |  |                    |  |                    |

VOILES VT=1,7 m

|          |            |          |
|----------|------------|----------|
| <i>S</i> | <i>I</i>   | <i>Y</i> |
| 0,34     | 0,08188333 | 0,85     |

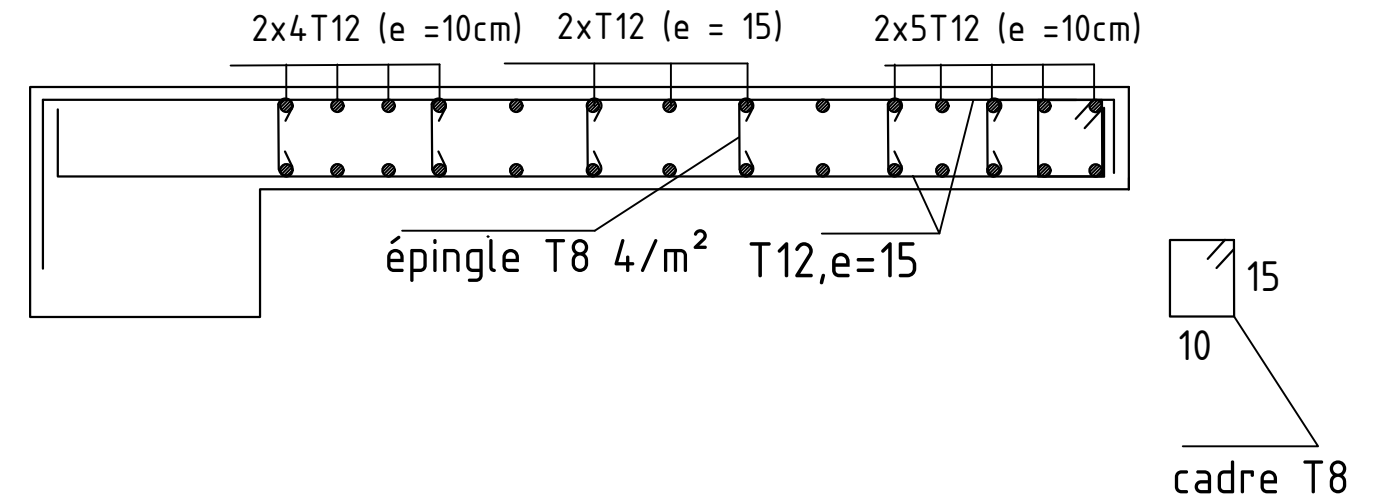
|                | Sollicitation de calcul |          |           |             |                |                |           |           | Armatures verticales |            |           |              |             |           |               | Armatures horizontales |              | Armatures transversales  |                    | Espacement     |               | Vérification des constructions |  |                    |  |                    |  |                    |
|----------------|-------------------------|----------|-----------|-------------|----------------|----------------|-----------|-----------|----------------------|------------|-----------|--------------|-------------|-----------|---------------|------------------------|--------------|--------------------------|--------------------|----------------|---------------|--------------------------------|--|--------------------|--|--------------------|--|--------------------|
|                | <i>N</i>                | <i>M</i> | <i>Vu</i> | <i>COMB</i> | $\sigma_{max}$ | $\sigma_{min}$ | <i>Lt</i> | <i>Nt</i> | <i>As</i>            | <i>Aji</i> | <i>As</i> | <i>Av /2</i> | <i>Amin</i> | <i>Av</i> | <i>As /ml</i> | <i>Aadp</i>            | <i>Avadp</i> | <i>Ah cm<sup>2</sup></i> |                    | <i>At / ml</i> | <i>nodale</i> | <i>Courante</i>                | $\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 5 \text{ MPa}$ |                    | $\tau_u < \bar{\tau}_u = 3,26 \text{ MPa}$ |                    | $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$ |                    |
|                |                         |          |           |             |                |                |           |           |                      |            |           |              |             |           |               |                        |              | <i>tb</i>                | <i>Observation</i> |                |               |                                | <i>tu</i>                                  | <i>Observation</i> | <i>σbc</i>                                 | <i>Observation</i> |  |                    |
| <b>Zone I</b>  | -1131,97                | 50,928   | 76,7      | GQEX        | -2800,66       | -3857,99       | 0         | 0,00      | 0,00                 | 3,39       | 3,39      | 1,70         | 10,26       | 6,03      | 6,03          | 7 HA 12                | 7,92         | 5 HA 12                  | 5,65               | 4 ep HA 8      | 10            | 15                             | 0,301                                      | Condition vérifiée | 0,215                                      | Condition vérifiée | 9,501  | Condition vérifiée |
|                | 250,77                  | 106,78   | 11,93     | 08GEX       | 1846,00        | -370,88        | 0,28      | 52,50     | 1,51                 | 0,53       | 2,04      | 1,02         | 10,26       | 6,03      |               |                        |              |                          |                    |                |               |                                |  |                    |  |                    |  |                    |
|                | -867,11                 | 552,404  | 65,82     | GQEX        | 3183,97        | -8284,62       | 1,23      | 391,00    | 11,24                | 2,91       | 14,15     | 7,07         | 10,26       | 6,03      |               |                        |              |                          |                    |                |               |                                |  |                    |  |                    |  |                    |
| <b>Zone II</b> | -267,29                 | 2,136    | 16,02     | GQEX        | -763,97        | -808,32        | 0         | 0,00      | 0,00                 | 0,71       | 0,71      | 0,35         | 10,26       | 6,03      | 6,03          | 7 HA 12                | 7,92         | 5 HA 12                  | 5,65               | 4 ep HA 8      | 10            | 15                             | 0,421                                      | Condition vérifiée | 0,300                                      | Condition vérifiée | 2,243  | Condition vérifiée |
|                | 17,77                   | 46,717   | 35,02     | 08GEY       | 537,22         | -432,69        | 0,76      | 40,74     | 1,17                 | 1,55       | 2,72      | 1,36         | 10,26       | 6,03      |               |                        |              |                          |                    |                |               |                                |  |                    |  |                    |  |                    |
|                | -129,26                 | 132,27   | 91,91     | GQEY        | 992,87         | -1753,22       | 1,09      | 107,76    | 3,10                 | 4,07       | 7,16      | 3,58         | 10,26       | 6,03      |               |                        |              |                          |                    |                |               |                                |  |                    |  |                    |  |                    |

# Ferrailage voile de 1,5 m

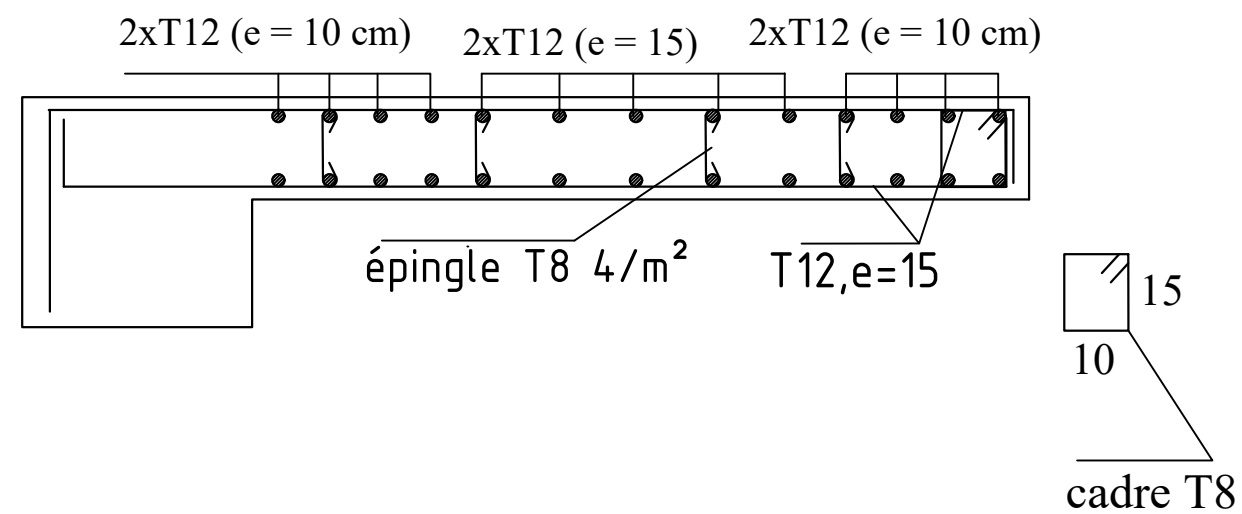


**Zone I**

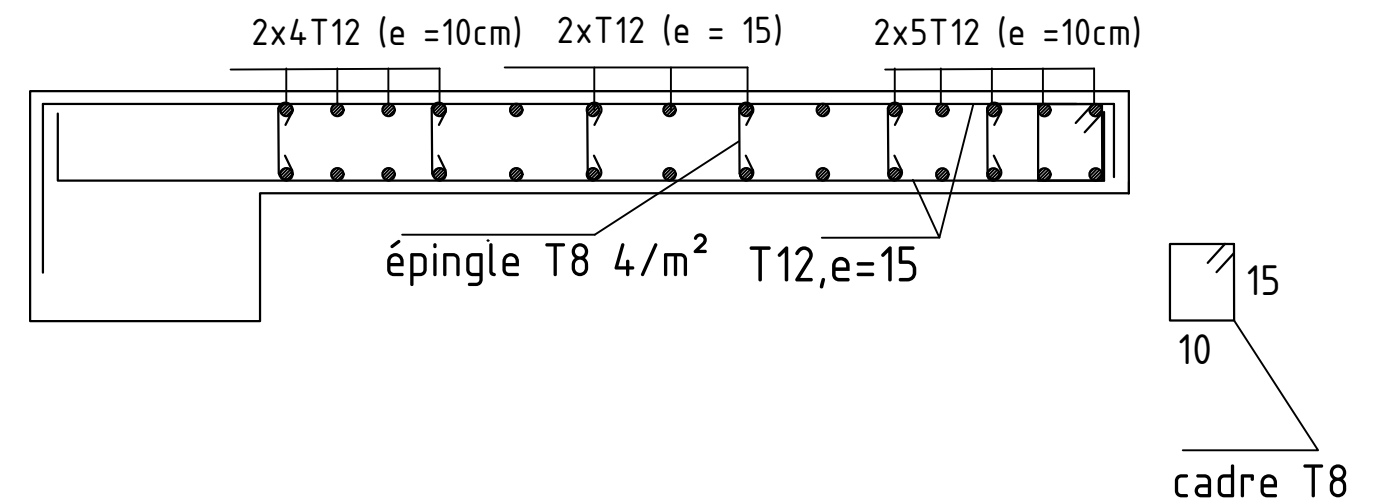
# Ferrailage voile de 1,7 m



**Zone I**



**Zone II**



**Zone II**

*CHAPITRE VI:*

*Fondation*

### VI.1. Introduction :

Les fondations sont des éléments de la structure ayant pour objet la transmission des efforts apportés par la structure au sol. Ces efforts consistent en :

**Un effort normal** : charge et surcharge verticale centrée ;

**Une force horizontale** : résultante de l'action sismique ;

**Un moment** qui peut être de valeur variable qui s'exerce dans les plans différents.

Nous pouvons classer les fondations selon le mode d'exécution et la résistance aux sollicitations extérieure, en :

- **Fondations superficielles** : Utilisées pour des sols de bonne capacité portante.

Elles sont réalisées près de la surface, (semelles isolées, semelles filantes et radier).

- **Fondations profondes** : Utilisées lorsque le bon sol est assez profond (pieux, puits).

### VI.2. Etude géotechnique du sol :

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur une étude détaillée du sol qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier. Les résultats de cette étude sont :

- La contrainte admissible du sol est  $\sigma_{sol} = 2$  bars.

- Absence de nappe phréatique, donc pas de risque de remontée des eaux.

### VI.3. Choix du type de fondation :

Le choix du type de fondation, est fonction du type de la superstructure ainsi que des caractéristiques topographiques et géologiques du terrain.

Ce choix est défini par :

- La stabilité de l'ouvrage ;
- La facilité de l'exécution ;
- La capacité portante du sol ;
- L'importance de la superstructure ; L'économie.

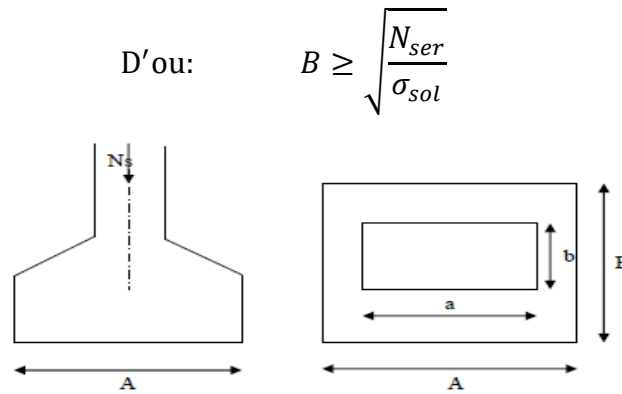
#### A) Semelles isolées sous poteaux :

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal  $N_{s \max}$  qui est obtenu à la base de tous les poteaux du sous-sol.

$$A, B \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$$

**Homothétie des dimensions :**

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = K \rightarrow \frac{35}{40} = 0,875,.$$



**Exemple de calcul :**

$$N_{ser} = 980,55 \text{ KN.}$$

$$\sigma_{sol} = 0.20 \text{ MPa.}$$

$$B \geq \sqrt{\frac{980,55}{200}} = 2,2 \text{ m}$$

Don : B= 2,3 m. Donc A = 2,3 × 0,875 = 2 m

**Conclusion :**

L'importance des dimensions des semelles expose nos fondations au chevauchement, alors il faut opter pour des semelles filantes.

**B) Semelles filantes :**

**1) Semelles filantes sous voiles :**

$$\frac{N_s}{S} \leq \sigma_{sol} \rightarrow \frac{G + Q}{B \cdot L} \leq \sigma_{sol} \rightarrow \frac{G + Q}{\sigma_{sol} \cdot L} \leq B$$

Avec :

B : La largeur de la semelle.

L : Longueur de la semelle.

G, Q : Charge et surcharge revenant au voile considéré.

$\sigma_{sol}$  : Contrainte admissible du sol.

Choisissant une semelle filante, de largeur B et de longueur L situé sous un portique formé de 4 poteaux.

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau VI.1 : Surface des semelles filantes sous voiles (sens longitudinal).

|                     | Voiles | Longueur | Ns max<br>(KN) | Largeur<br>B(m) | SL×B<br>(m2) | Nombres | S totale (m <sup>2</sup> ) |
|---------------------|--------|----------|----------------|-----------------|--------------|---------|----------------------------|
| Voiles longitudinal | V1     | 1,5      | 442,51         | 1,48            | 2,21         | 4,00    | 8,85                       |
| Voiles transversal  | V2     | 1,7      | 337,91         | 0,99            | 1,69         | 5,00    | 8,45                       |
|                     |        |          |                |                 |              |         | <b>17,30</b>               |

$S_v = \sum S_i = 17,30 \text{ m}$  Avec  $S_v$  : Surface totale des semelles filantes sous voiles.

**2) Semelles filantes sous poteaux :**

**a) Hypothèses de calcul :**

La semelle infiniment rigide engendre une répartition linéaire des contraintes sur le sol.

Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane telle que leurs centres de gravité coïncident avec le point d'application de la résultante des charges agissantes sur la semelle.

**b) Etape du calcul :**

- Détermination de la résultante des charges :  $R = \sum N_i$ .

- Détermination des coordonnées de la structure R :

$$e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{R}$$

- Détermination de la distribution par (ml) de semelle :

$e \leq \frac{L}{6} \rightarrow$  Répartition trapézoïdale.

$e > \frac{L}{6} \rightarrow$  Répartition triangulaire.

Avec L : longueur du bâtiment.

$$q_{\max} = \frac{R}{L} \left( 1 + \frac{6e}{L} \right) \quad q_{\min} = \frac{R}{L} \left( 1 - \frac{6e}{L} \right) \quad \text{et} \quad q\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{R}{L} \left( 1 + \frac{3e}{L} \right)$$

- Détermination de largeur B de la semelle :  $B \geq \frac{q\left(\frac{B}{4}\right)}{\sigma_{sol}}$

**c) Exemple de calcul :**

Dimensionnement des semelles filantes sous poteaux : fil de poteaux le plus sollicité.

Donc on fera le calcul sur le portique longitudinal. Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau VI.3 : Surface de semelles filantes sous poteaux.**

| Poteaux      | N <sub>s</sub> (KN) | M <sub>s</sub> (KN.m) | e <sub>i</sub> ( m) | N <sub>s</sub> . e <sub>i</sub><br>(KN.m) |
|--------------|---------------------|-----------------------|---------------------|---|
| 2            | 226,89              | 0,93                  | 9,83                | 2229,19                                   |
| 5            | 711,13              | 1,78                  | 5,58                | 3964,55                                   |
| 8            | 673,59              | -5,93                 | 2,93                | 1970,25                                   |
| 11           | 666,67              | 9,90                  | -1,33               | -883,34                                   |
| 14           | 711,39              | 1,80                  | -5,58               | -3966,00                                  |
| 17           | 226,89              | -0,92                 | -9,83               | -2229,19                                  |
| <b>Total</b> | <b>3216,56</b>      | <b>7,56</b>           |                     | <b>1085,46</b>                            |

Coordonnées de la résultante des forces par rapport au centre de gravité de la semelle :

$$e = \frac{1085,46 + 7,56}{3216,56} = 0,334 \text{ m}$$

Distribution des sollicitations par mètre linéaire des semelles :

$$e = 0,334 \text{ m} \leq \frac{L}{6} = \frac{19,65}{6} = 3,275 \text{ m} \rightarrow \text{Répartition triangulaire.}$$

$$q_{\min} = \frac{N_s}{L} \left( 1 - \frac{6.e}{L} \right) = \frac{3216,56}{19,65} \left( 1 - \frac{6 \times 0,334}{19,65} \right) = 147,00 \text{ KN/m}$$

$$q_{\max} = \frac{N_s}{L} \left( 1 + \frac{6.e}{L} \right) = \frac{3216,56}{19,65} \left( 1 + \frac{6 \times 0,334}{19,65} \right) = 180,39 \text{ KN/m}$$

$$q_{(L/4)} = \frac{N_s}{L} \left( 1 + \frac{3.e}{L} \right) = \frac{3216,56}{19,65} \left( 1 + \frac{3 \times 0,334}{19,65} \right) = 172,04 \text{ KN/m}$$

**d) Détermination de la largeur de la semelle :**

$$B \geq \frac{q\left(\frac{L}{4}\right)}{\sigma_{sol}} = \frac{172,04}{200} = 0,86 \text{ m}$$

On prend B = 0,90 m.

On aura donc, S<sub>p</sub> = (0,90 x 19,65 x 3) = 53,06 m<sup>2</sup>.

Nous aurons la surface totale de la semelle filante :

$$S_{TSF} = 17,30 + 53,06 = 70,35 \text{ m}^2$$

Avec: n : Nombre de portique dans le sens considéré.

$$S_{\text{BAT}} = 7,80 \times 19,65 = 153,27 \text{ m}^2$$

$$\frac{S_{\text{TSF}}}{S_{\text{bat}}} = \frac{70,35}{153,27} \times 100 = 0,46 \%$$

$$48,72 \% < 50\%$$

**Conclusion :** Nous allons opter pour des semelles filantes.

- **Hauteur des semelles**

$$h_s \geq (B-b) / 4 + 5 \text{ cm}$$

Avec

B : la largeur de la semelle

$h_s$  : hauteur de semelle

b : le 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**

$$h_s \geq (90-20) / 4 + 5 = 22,5 \text{ cm}$$

on adopte une hauteur de  **$h_s = 30 \text{ cm}$**

les dimensions adopter sont les suivantes :

$$\mathbf{B = 900 \text{ cm} , h_s = 30 \text{ cm} , L = 19,65 \text{ m}}$$

#### Semelles sous poteaux

##### **La hauteur de la semelle**

$$h_s \geq (90-40) / 4 + 5 = 17,5 \text{ cm}$$

On prend une hauteur de  **$h_s = 30 \text{ cm}$**

Les dimensions adopter sont les suivantes :

$$\mathbf{B = 90 \text{ cm} , h_s = 30 \text{ cm} , L = 19,65 \text{ m}}$$

Afin d'assurer une meilleure rigidité de la semelle, cette dernière sera munie d'une poutre de rigidité sur toute sa longueur qui agit comme une poutre renversée continue avec les poteaux comme appuis, d'où les armatures supérieures (moments positifs en travée) et des armatures inférieures (moments négatif aux appuis).

e) Etude de la poutre de rigidité :

1) Dimensionnement :

Il faut que :

$$\text{La hauteur : } L/9 \leq h_p \leq L/6$$

$$\text{La largeur : } 1/3 h_p \leq b_p \leq 2/3 h_p$$

L : la plus grande portée dans le sens étudié L= 4,25 m

$$\text{La hauteur : } \frac{425}{9} \leq h_p \leq \frac{425}{6} \rightarrow 47,22 \leq h_p \leq 70,83$$

On adopte une hauteur de **h<sub>p</sub> = 70 cm**

$$\text{La largeur : } \frac{1}{3} h_p \leq b_p \leq \frac{2}{3} h_p \rightarrow 23,33 \leq b_p \leq 46,67$$

On adopte une largeur de **b<sub>p</sub> = 45 cm**

Donc les dimensions de cette poutre rigide sont :

$$\mathbf{H = 70 \text{ cm} , b = 45 \text{ cm} , d = h - c = 65 \text{ cm} .}$$

2) Le ferrailage de la poutre (ELU)

Le schéma statique de la poutre de redressement est équivalent à une poutre continue sur 6 appuis. Le calcul des moments le long de la poutre se fera par les méthodes classiques de calcul en béton armé.

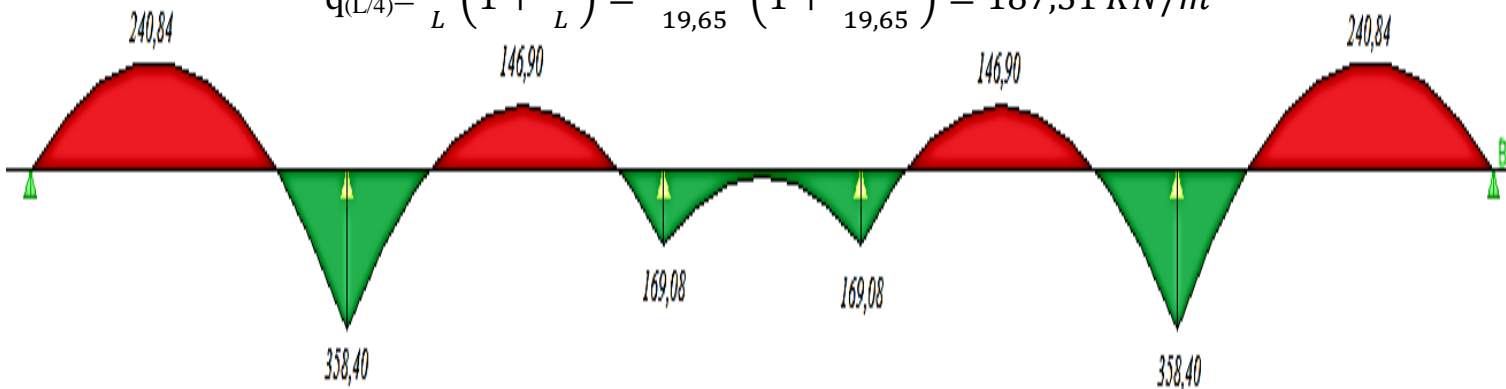
**Tableau VI.4 : les efforts et les moments de la poutre à l'ELU.**

| Poteaux      | N <sub>s</sub> (KN) | M <sub>s</sub> (KN.m) | e <sub>i</sub> ( m) | N <sub>s</sub> . e <sub>i</sub> (KN.m) |
|--------------|---------------------|-----------------------|---------------------|--|
| 2            | 299,37              | 14,943                | 9,83                | 2942,81                                |
| 5            | 723,64              | 1,9                   | 5,58                | 4037,91                                |
| 8            | 727,43              | -5,829                | 2,93                | 2131,37                                |
| 11           | 720,02              | 10,38                 | -1,33               | -957,63                                |
| 14           | 723,93              | 1,915                 | -5,58               | -4039,53                               |
| 17           | 299,46              | 14,966                | -9,83               | -2943,69                               |
| <b>Total</b> | 3493,85             | 38,28                 |                     | 1171,24                                |

$$e = \frac{1171,24 + 38,28}{3493,85} = 0,035 \text{ m}$$

3) Calcul de la charge uniforme

$$q_{(L/4)} = \frac{N_s}{L} \left( 1 + \frac{3.e}{L} \right) = \frac{3493,85}{19,65} \left( 1 + \frac{3 \times 0,35}{19,65} \right) = 187,31 \text{ KN/m}$$



4) Calcul des armatures :

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times f_{t28} / f_{bc} \rightarrow A_{min} = 0,23 \times 45 \times 65 \times \frac{2,1}{348} = 4,06 \text{ cm}^2$$

|                    | Localisation | Moments (KN.m) | $\mu$ | Obs | $\beta$ | $A_{cal}$ [cm <sup>2</sup> ] | $A_{min}$ [cm <sup>2</sup> ] | Ferrailage    | $A_{ad}$ [cm <sup>2</sup> ] |
|--------------------|--------------|----------------|-------|-----|---------|------------------------------|------------------------------|---------------|-----------------------------|
| poutre de rigidité | Travée       | 240,84         | 0,090 | SSA | 0,953   | 9,720                        | 4,06                         | 5HA16         | 10,05                       |
|                    | Appuis       | 358,4          | 0,132 | SSA | 0,929   | 15,837                       | 4,06                         | 5HA16 + 5HA14 | 17,74                       |

5) Calcul des armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10} \right\}$$

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{65}{35}; \phi_l; \frac{45}{10} \right\} \Rightarrow \phi_t \leq \min \{ 1,85; 1,4; 4,5 \}$$

$\phi_t = 10 \text{ cm}$  On adopte un cadre et un étrier de HA8, soit **4 HA10 = 3,14 cm<sup>2</sup>**

6) Pourcentage minimal d'armatures transversales (A.5.1,22)

Il faut vérifier :  $S_t \leq \min \{ 0,9d; 40 \text{ Cm} \}$

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t} \geq 0,4 \text{ MPa.}$$

Tableau VI.10 : Ferrailage d'armatures transversales

| Section [cm <sup>2</sup> ] | zone     | BEAL |       |                       | RPA   |                    | Section Adepté |                       |            |                      |
|----------------------------|----------|------|-------|-----------------------|-------|--------------------|----------------|-----------------------|------------|----------------------|
|                            |          | ϕ Cm | St Cm | AtMin Cm <sup>2</sup> | St Cm | At Cm <sup>2</sup> | ϕ mm           | StMin Cm <sup>2</sup> | Ferrailage | Aadp Cm <sup>2</sup> |
| Poutre principale (25x35)  | nodale   | 1    | 25    | 1,125                 | 7     | 0,525              | 8              | 7                     | 4 HA 10    | 3,14                 |
|                            | Courante |      |       |                       | 15    | 1,125              |                | 15                    | 4 HA 10    | 3,14                 |

**f) ferrailage de la semelle**

- Le calcul des armatures se fera avec la méthode des bielles

$$A_s = \frac{N_{uf} \times (B-b)}{8 \times d \times \sigma_{st}} \text{ avec } N_{uf} = B \times q(3/4) \times 100$$

A<sub>B</sub> :est la section d'armatures longitudinale donnée par mètre linéaire(cm<sup>2</sup>/ml)

$$B=0,90 \text{ m} \rightarrow N_{uf} = 0,90 \times 187,31 \times 100 = 16857,9 \text{ Kn}$$

$$A_s = \frac{16857,9 \times (90-45)}{8 \times 65 \times 348} = 4,19 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On prend une section de **6HA12=6,78 cm<sup>2</sup>/ml** avec **St=15 cm**

**-armatures de répartition**

$$A_r = A_s / 4 = 1.41 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{on prend une section de } 6 \text{ HA } 10 = 4.71 \text{ cm}^2 \text{ avec } St = 15 \text{ cm}$$

**g) Ferrailage de la longrine :**

- Le rôle des longrines :**

Les longrines servent à chaîner les semelles dans les deux sens, rigidifier et empêcher sont déplacement. Elles doivent être calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force égale à :

$$F = N / \alpha \geq 20 \text{ KN}$$

Avec

N : égale à la valeur maximale de la charge verticale de gravité apportée par les points d'appuis solidarisés.

α: Coefficient en fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée.(Site :S2 ;zone IIa )

- Dimensionnement des longrines :**

Les dimensions minimales de la section transversale des longrines d'après le **RPA 99 (Art 10.1.1)** sont :

(25cm x30cm) : site de catégorie S<sub>2</sub> et S<sub>3</sub>

(30cmx30cm) : site de catégorie S<sub>4</sub>

On adopte pour notre cas une section de (25cm x30cm)

- **Armatures longitudinales :**

$N_u=16857,9 \text{ KN}$  ,  $\alpha=12$  (zone IIa; site 3)

$F=N_u/\alpha=16857,9/12= 1404,83 \text{ KN}$

$A=F/\sigma_{st}=1404,83/348=4,04\text{cm}^2$

On prend **4 HA 12 = 4,52 cm<sup>2</sup>/ml**

Le ferrailage minimum exigé par RPA est de 0.6% de la section totale

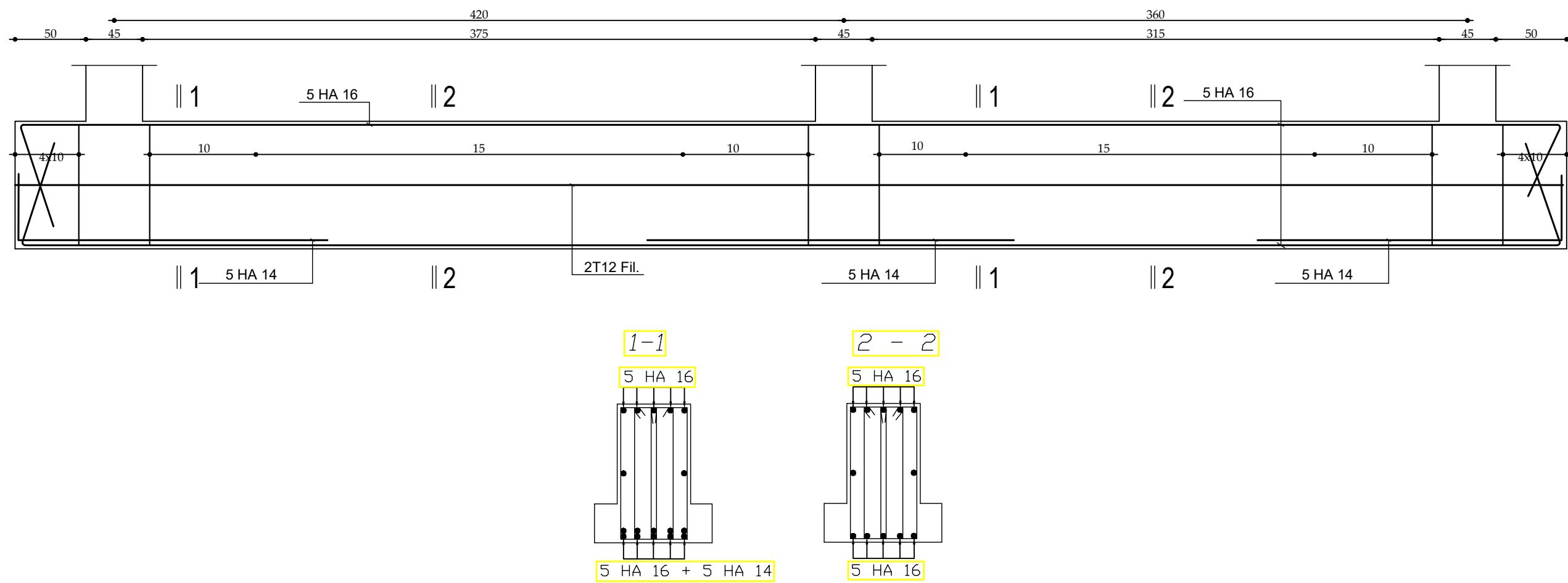
$A_{\min} = 0,6\% bh$

$A_{\min} = 0,006 \times 25 \times 30 = 4,5\text{cm}^2$

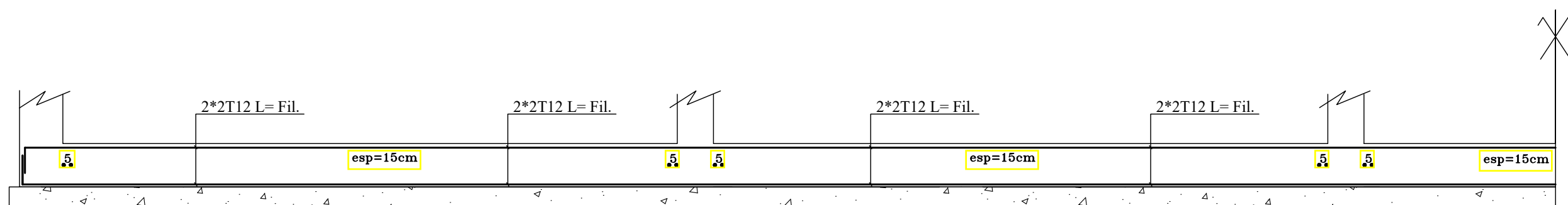
$A_t < A_{\min}$  la condition est vérifiée

# PLAN DE COFFRAGE ET FERRAILLAGE DES SEMELLE FILANTES

## PLAN DE COFFRAGE ET FERRAILLAGE DES POUTRE DE RIGIDITE 45\*70



## PLAN DE COFFRAGE ET FERRAILLAGE DES LONGRINE 25\*30



# CONCLUSION GENERALE

## CONCLUSION GENERALE

L'expérience de ce mémoire de fin d'étude, nous a permis de faire la liaison entre le monde de la théorie et le monde de la pratique, voire mieux comprendre le lien qui les relie ainsi que le passage de l'un à l'autre.

En effet à travers ce travail nous avons pu mettre nos connaissances théoriques acquises tout au long de notre cursus universitaire, les affiner et les approfondir d'une manière exponentielle pour voir mieux les attentes du monde professionnel vaste du génie civil. Et bien que le rôle d'un ingénieur et de rallier les deux facteurs économie et sécurité ; néanmoins ce dernier reste plus primordial lors d'une étude , et pour arriver au dimensionnement et ferrailage finaux nous avons exploré les différents éléments constituant un bâtiment et les différentes étapes de calcul de chacun de ces éléments tout cela en respectant les différents règlements actuellement en vigueur en Algérie .

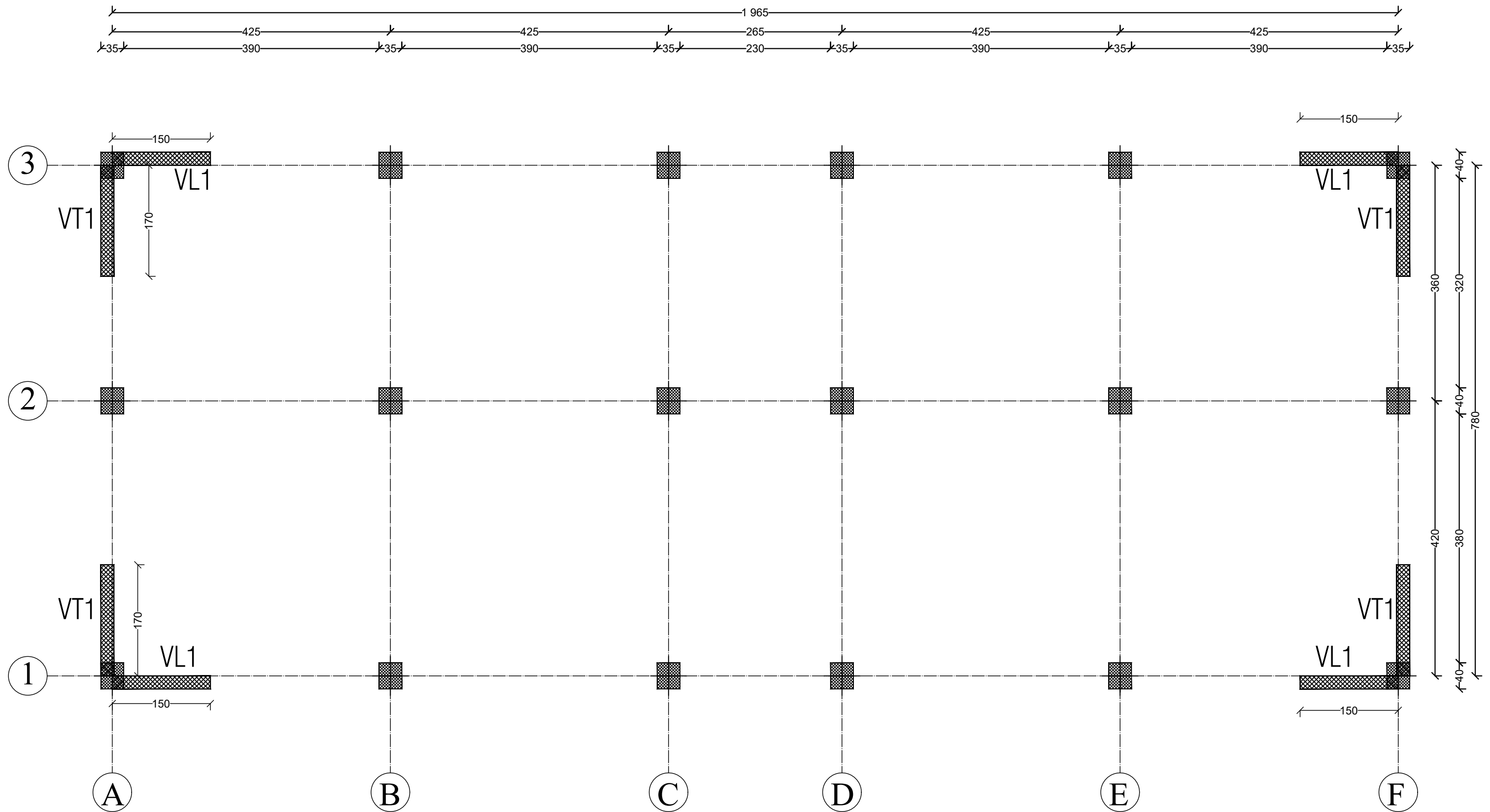
Concernant notre étude logicielle, les résultats techniques et les illustrations trouvées via ETABS nous ont permis de mieux assimiler, interpréter et même d'observer le comportement de la structure, et à cet égard avoir une meilleure rentabilité du travail en matière de temps et d'efficacité.

Tout compte fait, nous avons constaté que l'élaboration et la conception d'un projet ne se base pas uniquement sur le calcul, mais plutôt sur sa concordance avec le côté pratique ; enfin ce modeste travail n'est qu'une infime partie dans le domaine du génie civil, qui, nous espérons nous suivra dans le futur proche de notre vie professionnelle.

# Bibliographie

- ✓ Règlements Parasismiques Algériennes RPA99/version 2003 (DTR-BC2.48)
- ✓ Règles de conception et de calcul des structure en béton armé CBA 93 (DTR-BC 2.41).
- ✓ Charges permanente et charges d'exploitation DTR-BC2.2
- ✓ Règles technique de conception et de calcul des ouvrages de construction en béton armé suivant la méthode des états limites BAEL 91 modifiée 99.
- ✓ Résistance des matériaux.
- ✓ Béton armé.
- ✓ Cours de bâtiment
- ✓ Logiciel d'analyse des structures ETABS version 9.7.4
- ✓ Logiciel de ferrailage SOCOTEC
- ✓ EXCEL
- ✓ WORD
- ✓ POWERPOINT
- ✓ Logiciel de dessin AUTO CAD 2010

# PLAN DISPOSITION DES VOILE DE CONTREVENTEMENT



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

Dossier : Génie civil  
 Désignation : Disposition des voiles

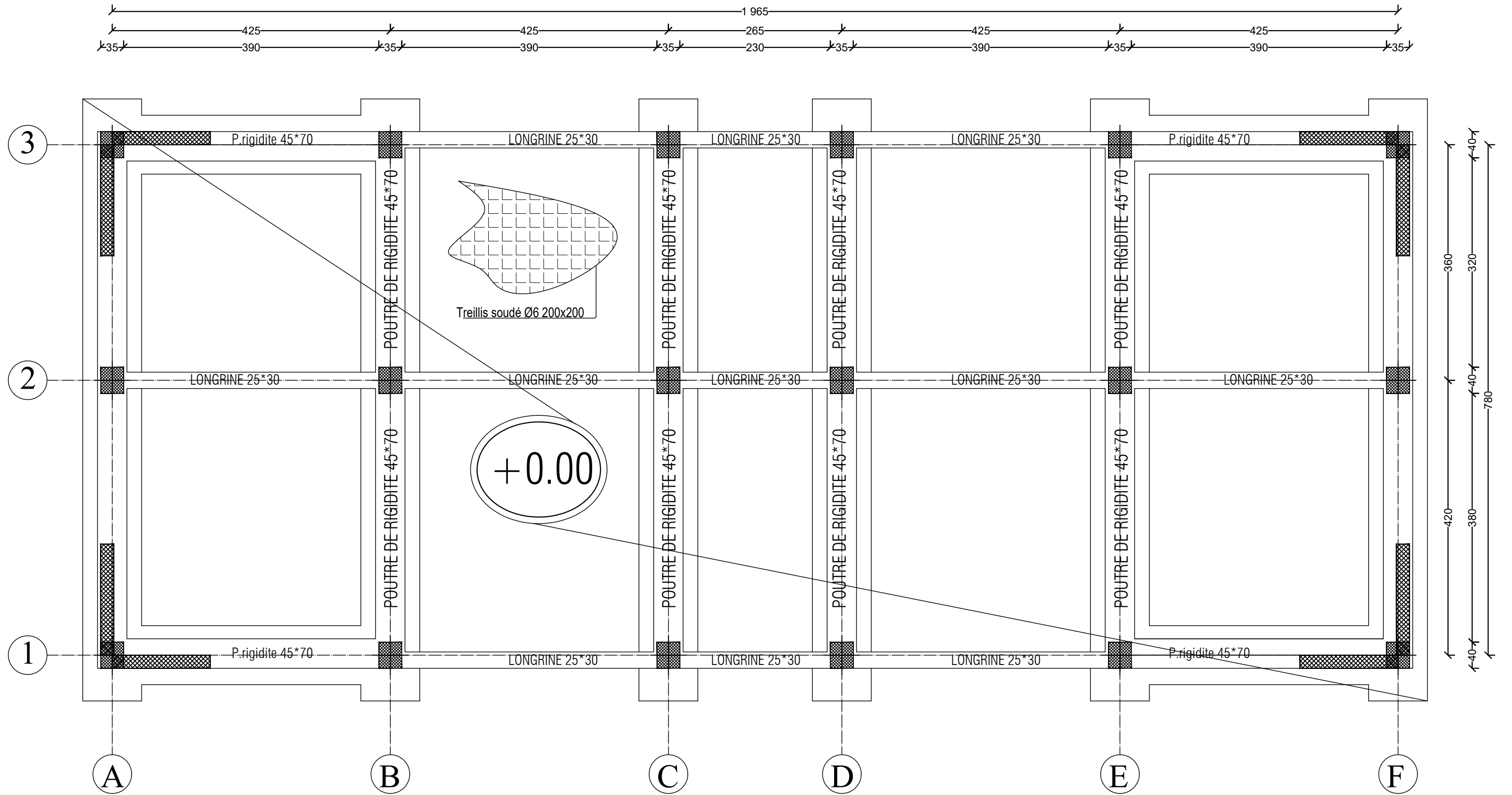
HADJ HAMOU Belkacem  
 AMRANI ALI

Encadreur : M.Mani  
 Promotion : © 2021/2022

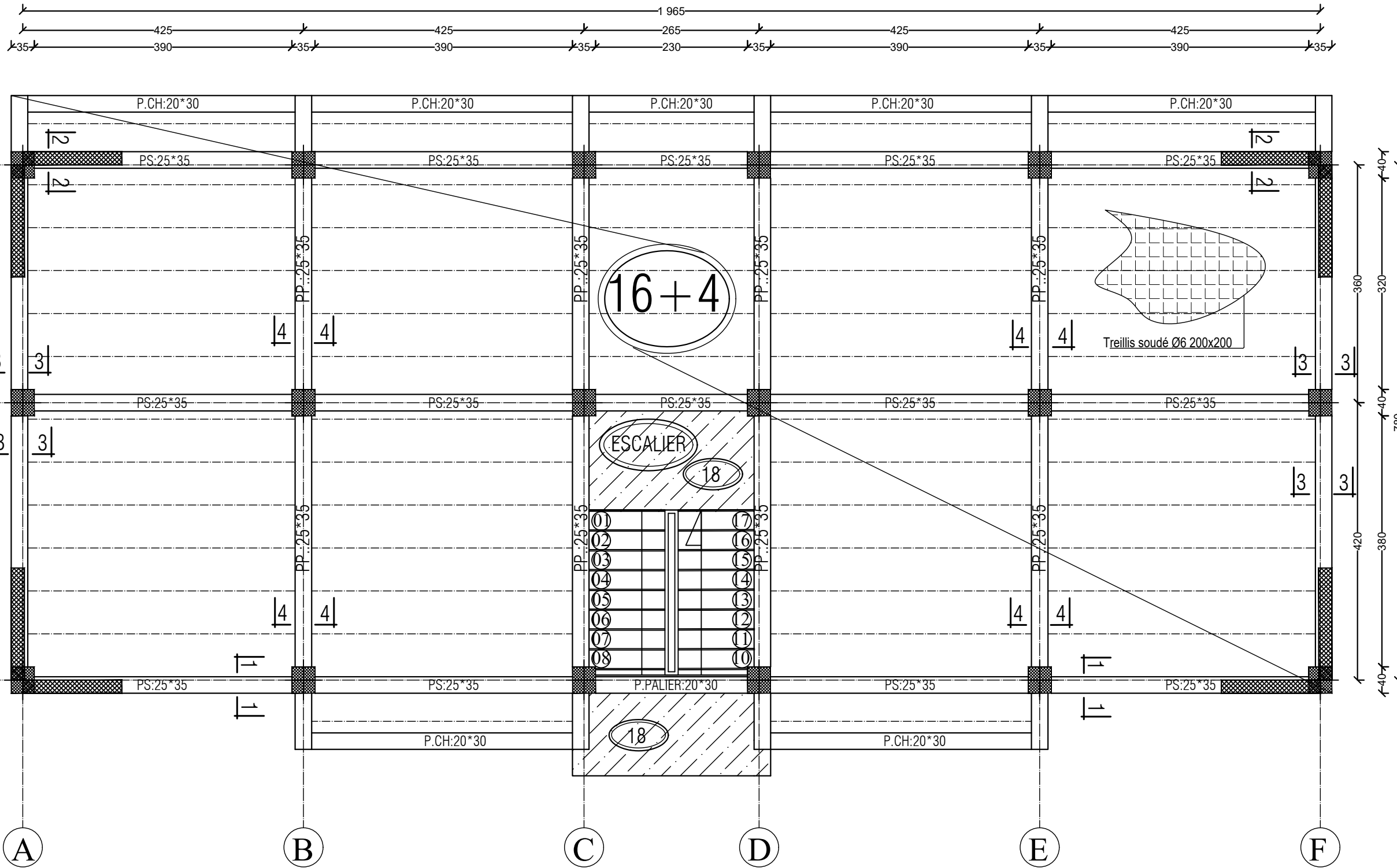
Echelle : 1/50



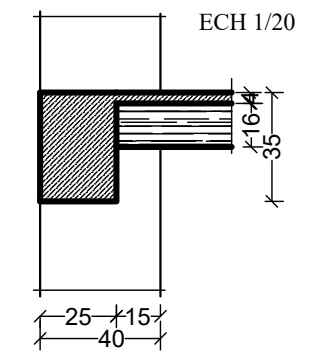
# PLAN DE COFFRAGE FONDATION NIV :+0.00 m



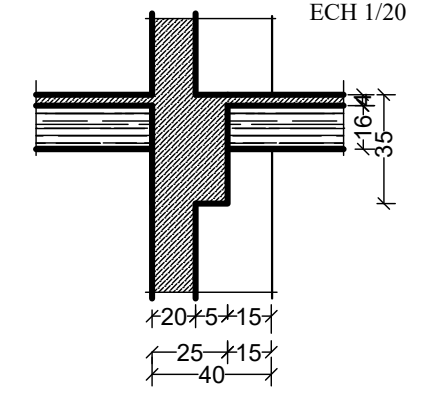
# PLAN DE COFFRAGE PLANCHER NIV :+ 4,08 m



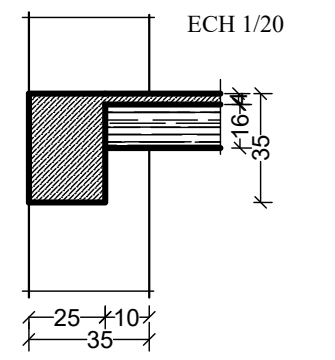
COUPE 1-1



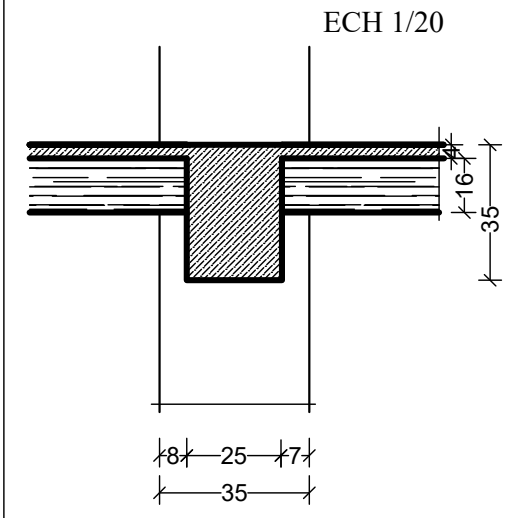
COUPE 2-2



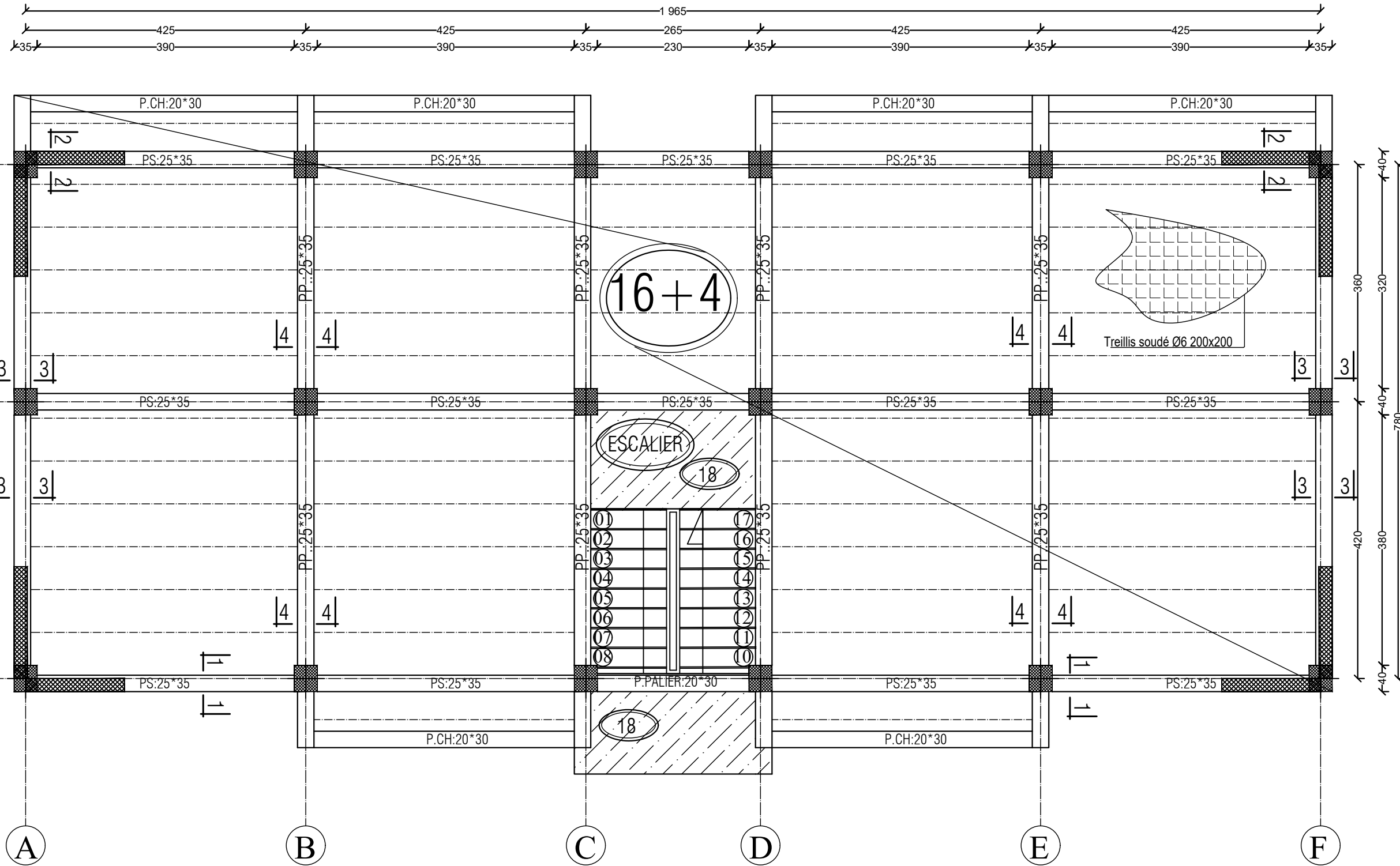
COUPE 3-3



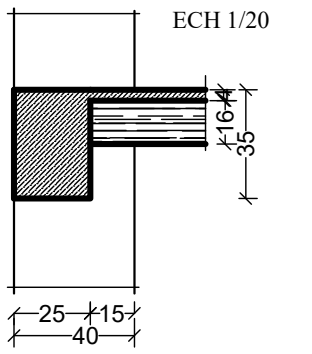
COUPE 4-4



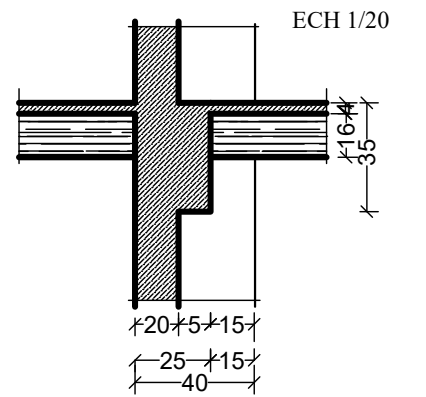
# PLAN DE COFFRAGE PLANCHER NIV :+7,14 ;+10,20 m



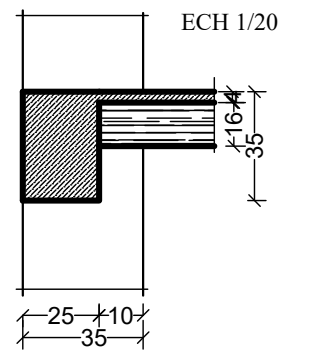
COUPE 1-1



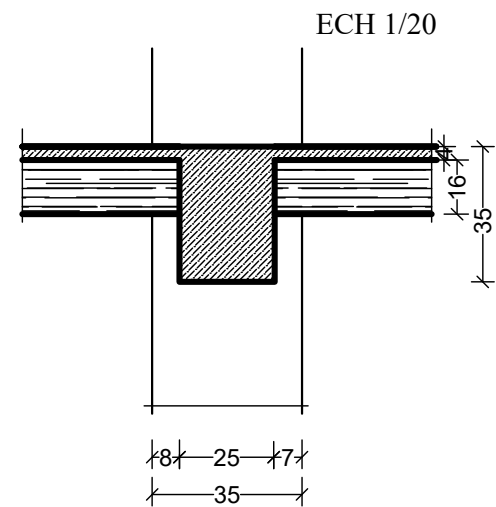
COUPE 2-2



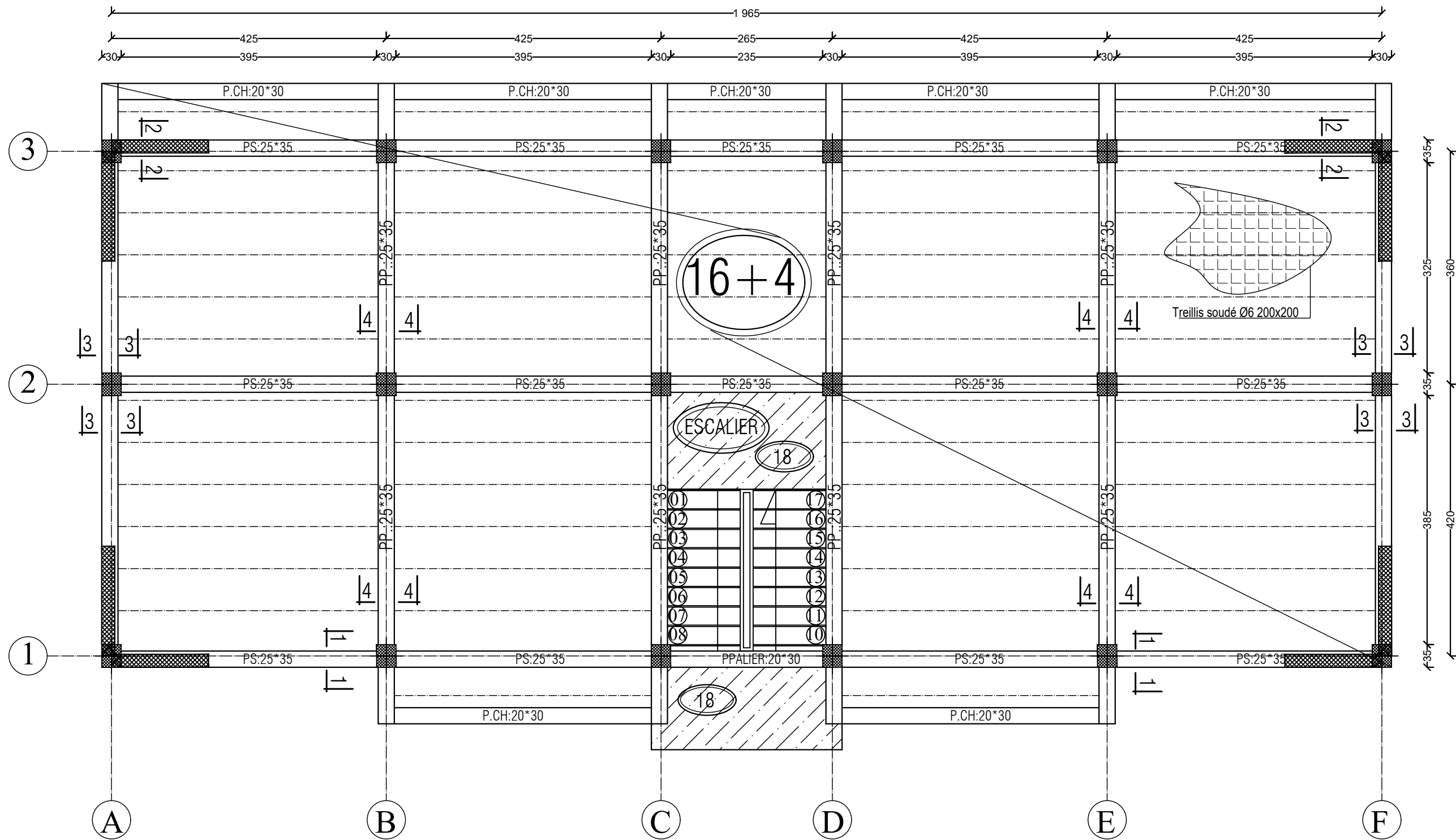
COUPE 3-3



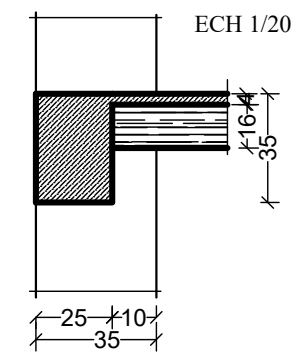
COUPE 4-4



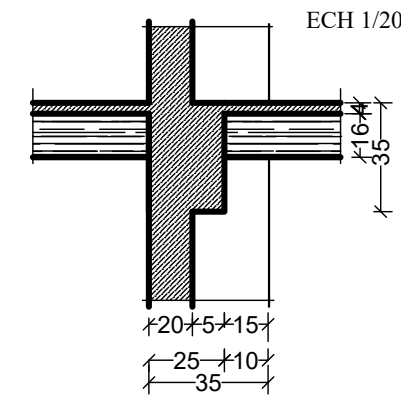
# PLAN DE COFFRAGE PLANCHER NIV :+13,26 ;+16,32 m



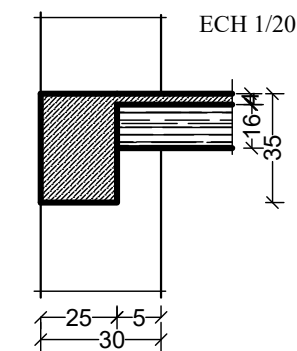
COUPE 1-1



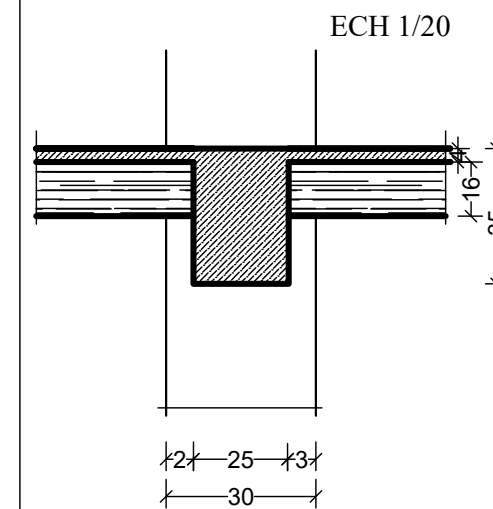
COUPE 2-2



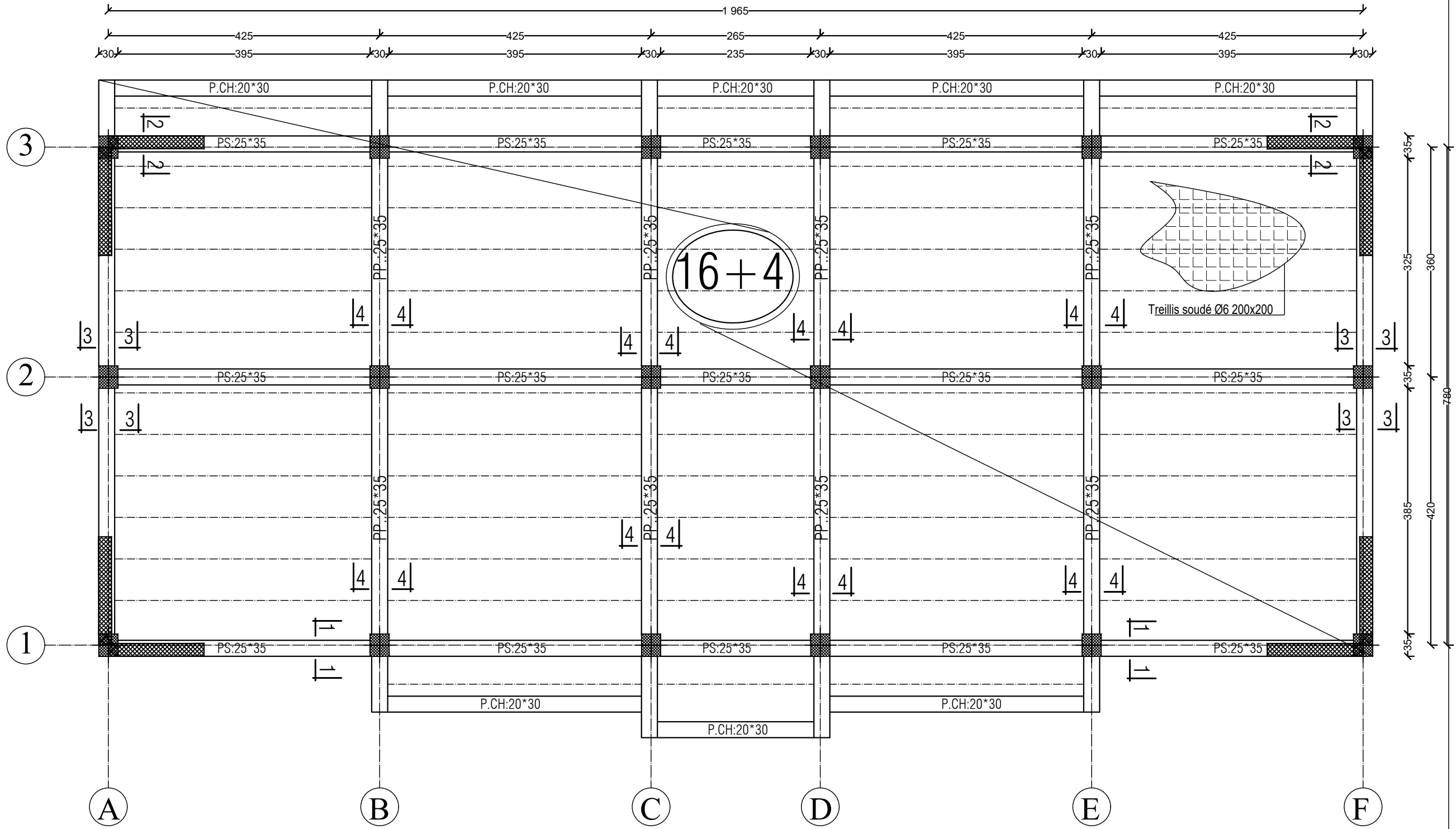
COUPE 3-3



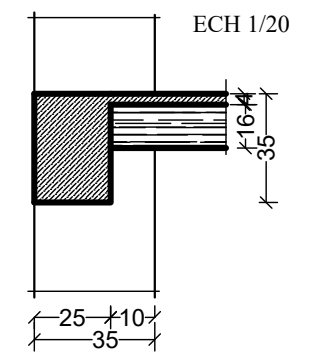
COUPE 4-4



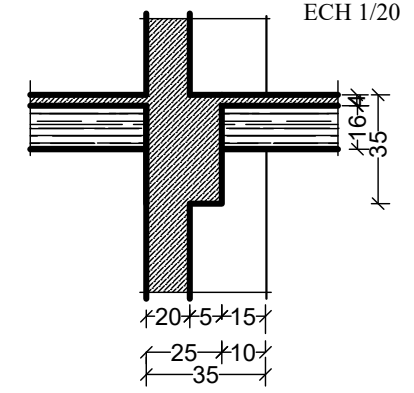
# PLAN DE COFFRAGE PLANCHER NIV :+19,38 m



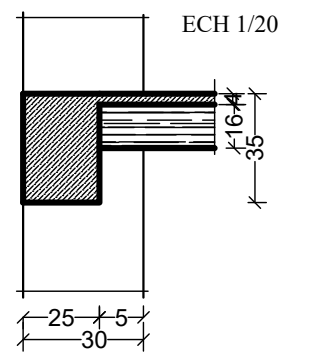
COUPE 1-1



COUPE 2-2



COUPE 3-3



COUPE 4-4

