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

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

En vue d'obtention du diplôme Master en Génie Civil

Option : Construction Civile et Industrielle

THEME

Étude d'un bâtiment (RDC+6+Sous-Sol à usage d'Habitation Contreventé par des Voiles avec l'application ETABS)

Étudié par :

- ***BOUAINE ZINEB***
- ***IOUTICHENE MOUNIR***

Dirigé par :

Mr : ALICHE.AMAR

Promotion 2020 - 2021

REMERCIEMENTS

*Nous tenons à exprimer nos vifs remerciements à notre encadreur M^r^ : **ALICHE AMAR** pour sa disponibilité et ses précieux conseils et orientations pour l'achèvement de notre projet de fin d'étude.*

*Nos remerciements vont également à tous les enseignants de département de génie civil, qui ont contribué à notre formation et tout le staff administratif à sa tête M^r^ : **IDIR ABDELKADER**.*

Nos remerciements à tous ceux qui nous ont aidé de près ou de loin pour mener à terme cet ouvre.

Notre profonde gratitude et reconnaissance à nos parents et familles qui nous ont toujours soutenus.

Enfin, nous tenons à remercier les membres de jury pour avoir accepté d'examiner notre travail.

Merci à tous

DEDICACES

Je dédie cet ouvre :

A la mémoire de mon oncle « Dada Arezki »

Aucun mot ni expression sera capable d'exprimer notre estime et considération pour toi cher oncle. Tu resteras toujours présent dans nos âmes et consciences.

À mes chers parents

Aucune expression ne pourra exprimer ma considération et mon estime pour les sacrifices que vous avez consentis pour mon éducation et mon instruction, seulement j'espère être à la hauteur de vos aspirations et vous rendre fier de moi.

À mes sœurs et mon frère

À ma cousine et son mari et leurs deux enfants

Votre présence à mes côtés été une assurance, ce qui m'a apporté le courage de faire face à de très dures épreuves. Je vous serai toujours reconnaissant.

À mes cousines et cousins

À mes amis et amies

À tous ceux et celles qui me sont chères

À mon binôme

À tous les anciens de l'UMMTO

IOUTICHENE Mounir

DEDICACES

Je dédie cet ouvre :

À mes chers parents

Aux deux piliers de ma vie, mes chers parents ; vôtre soutien, encouragement et amour m'ont donné la force de résister et de me mettre toujours debout, à travers ce modeste ouvre je vous exprime mon éternelle gratitude et reconnaissance.

À mes sœurs et frères

Vous occupez une énorme place dans mon cœur, je vous apprécie tellement, je vous souhaite un avenir prospère et un bonheur éternel.

À mes cousines et cousins

À mes amies et amis

À tous ceux et celles qui me sont chères

À mon binôme

BOUAINE Zineb

SOMMAIRE

Introduction générale

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage 01

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments 11

Chapitre III : Calcul des éléments 28

III.1 – L'acrotère 28

III.2 – Balcon.....36

III.3 – Salle machine.....43

III.4 – Escaliers.....53

III.4.4 – Poutre palière 66

III.5 – Planchers.....73

III.5.2 – Dalle plaine.....92

III.6 – Poutre de chainage.....95

Chapitre IV : Modélisation et vérification du RPA 102

Chapitre V : Ferraillage des éléments structuraux 119

V.1 – Poteaux.....120

V.2 – Poutres.....132

V.3- Voiles.....142

Chapitre VI : Étude d l'infrastructure…… 154

Chapitre VII : Étude du Mur Plaque…….....…….187

Conclusion générale

Annexe

Bibliographie

Liste des figures

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments

Figure II.1 : planches à corps crus

Figure II.2 : Les escalier

Figure II. 3 : Les différents types des voiles.

Figure II.4 : Coupe de voile en élévation

Figure II.5: Surface d'influence sur le poteau

Chapitre III : Calcul des éléments

Figure III.1.3 : Dimensions de la section à ferrailler d`acrotères

Figure III.1.4 : Ferraillage de l'acrotère 1

Figure III.1.5 : Ferraillage de l'acrotère 2

Figure III.2.1 : Ferraillage du Balcon 1

Figure III.2.2 : Ferraillage du Balcon 2

Figure III.3.1 : Répartition de la charge localisée sur la dalle

Figure III.3.2 : Ferraillage de la dalle pleine de la salle machine.

Figure III.4.1 : Vue en plan de l'escalier.

Figure III.4.2: Schéma statique de calcul d'escalier l'ELU

Figure III.4.3: Schéma statique de calcul d'escalier l'ELS

Figure III.4.4 : Diagrammes des efforts internes à l'ELU et L`ELS poutre palière

Figure III.4.5 : ferraillage des poutres palières des étages courants

Figure III.5.1 : Treillis soudées de la dalle de compression

Figure III.5.2 : section des poutrelles

Figure III.5.3 : Schéma du 1er type de poutrelle

Figure III.5.4 : Schéma du 2ème type de poutrelle

Figure III.5.5 : Schéma du 3ème type de poutrelle

Figure III.5.6 : Schéma statique de la poutrelle

Figure III.5.6 : Diagramme des moments fléchissant à ELU

Figure III.5.7 : Diagramme des efforts tranchants à ELU

Figure III.5.9 : disposition des armatures aux appuis

Figure III.6.1: Schéma de chargement à l'ELU et L`ELS

Figure III.6.2: Diagrammes des efforts internes à l'ELU et L`ELS

Figure III.6.3: ferraillage des poutres de chainage

Chapitre IV : Modélisation et vérification du RPA

Figure IV.1 : Vue en deux dimensions plancher s-sole

Figure IV.2 : Vue en deux dimensions plancher RDC

Figure IV.3 : Vue en deux dimensions plancher 1ér étage

Figure IV.4 : Vue en deux dimensions plancher 2émé étage

Figure IV.5 : Vue en deux dimensions plancher 3-5éme étage

Figure IV.6 : Vue en deux dimensions plancher 6éme étage

Figure IV.7 : Vue en trois dimensions de la structure

Figure IV.8 : Les paramètres du spectre de réponse

Figure IV.9 : L`efforts horizontaux repris par le système de contreventement par ETABS

Figure IV.10 : Déplacement maximal dans le sens x-x

Figure IV.11 : Déplacement maximal dans le sens y-y

Chapitre V : Ferraillage des éléments structuraux

Figure V.1. Zone nodale

Figure V. 2 : Plan de repérage des poteaux

Figure V.3 : Schéma de calcul en flexion composée

Figure V. 4 : Plan de repérage des poutres

Figure V. 5 : Disposition constructives des portiques

Figure V. 6 : Disposition des voiles en 3D

Figure V. 7 : exemple de disposition des armatures verticales dans les voiles

Chapitre VI : Étude d l'infrastructure

Figure VI.1 : Dimensionnement d'une fondation

Figure VI.2: Distribution des sollicitations

Figure VI.3: La coupe verticale d'un radier générale

Figure .VI.4 : Périmètre utile des voiles et des poteaux

Figure VI.5 : Le panneau le plus sollicité

Figure VI.6 : Schéma statique du débord

Figure VI .7 : schéma statique d'une Répartition trapézoïdale

Figure VI .8 : schéma statique d'un Chargement simplifié

Figure VI .9 : schéma statique d'un chargement triangulaire

Figure VI.10 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU (sens x-x)

Figure VI.11: Diagramme des moments fléchissant à l'ELU (sens x-x)

Figure VI.12 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELS (sens x-x)

Figure VI.13: Diagramme des moments fléchissant à l'ELS (sens x-x)

Figure VI.14 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU (sens y-y)

Figure VI.15: Diagramme des moments fléchissant à l'ELU (sens y-y)

Figure VI.14 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELS (sens y-y)

Figure VI.15: Diagramme des moments fléchissant à l'ELS (sens y-y)

Figure VI.16 : diagramme des contrainte Semelle isolée

Chapitre VII : Étude du Mur Plaque

Liste des tableaux

Chapitre I : Généralité

Tableau. I.1 : La résistance en fonction du type d'acier.

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments

Tableaux II.1: section des poutres adoptées

Tableau II.2. Calcul de la charge permanente de plancher terrasse inaccessible

Tableau II.3. Les charges permanentes revenant au plancher d'étage courant

Tableaux II.4 : Les différents types d'acrotères

Tableau II.5 : Charges permanentes des balcons en dalle pleine

Tableau II.6 : Charges permanentes des murs intérieur.

Tableau II.7 : Charges permanentes des murs extérieurs.

Tableaux II.8 : Charge permanente des escaliers

Tableaux II.9 : poids propre des éléments

Tableau II.10 : Coefficients de dégression des charges.

Tableau II .11 : récapitulatif de la descente de charge

Tableau II.12: Vérification les dimensions de la section transversales des poteaux

Chapitre III : Calcul des éléments

Tableaux III.1.1 : Les sollicitations d`acrotères

Tableaux III.1. 2 : Les combinaisons de charges

Tableaux III.1.3 : Calcul de l`excentricité d`acrotères

Tableaux III.1.4 : Calcul en flexion simple

Tableaux III.1.5 : Calcul en flexion composée les Armature réelles

Tableaux III.1.6 : Vérification de la condition de non fragilité

Tableaux III.1.7 : Les contraintes dans l`acier

Tableaux III.1.8 : Les contraintes dans le béton

Tableaux III.1.9 : Vérification au séisme

Tableaux III.2.1: Dimensionnement des balcons

Tableaux III.2.2 : Charges permanentes de Balcon

Tableaux III.2. 3 : Charges permanentes g (garde-corps)
Tableaux III.2.4 : Combinaison d'action des balcons
Tableaux III.2.5 : Calcule des efforts internes des balcons
Tableaux III.2.6 : Dimensions de la section à ferrailler
Tableaux III.2.7: Calcule les armatures principales
Tableaux III.2.8 : Calcule les armatures de répartition
Tableaux III.2.9 : Vérification la Condition de non fragilité
Tableaux III.2.10 : Vérification au cisaillement
Tableaux III.2.11 : Vérification de l'adhérence des barres
Tableaux III.2.12 : Vérification des contraintes dans les aciers
Tableaux III.2.13 : Vérification des contraintes dans le béton
Tableaux III.2.14 : Vérification de la flèche
Tableaux III.3.1 : Calcul des moments
Tableaux III.3.2: Résultats du calcul des armatures du panneau de dalle de la salle machine
Tableaux III.3.3 : résultats obtenus d`après les vérifications à l'ELU
Tableaux III.3.4 : résultats obtenus d`après les vérifications à l'ELU
Tableaux III.4.1 : Pré dimensionnement d`escalier
Tableaux III.4.2: les charges et surcharges
Tableaux III.4. 3 : les combinaisons des charges
Tableaux III.4. 4 : les réactions d`appuis l`ELU
Tableaux III.4. 5 : des efforts internes et les moments fléchissant
Tableaux III.4.5: Résultats du calcul des armatures à L`ELU
Tableaux III.4. 6 : les réactions d`appuis l`ELS
Tableaux III.4. 7 : des efforts internes et les moments fléchissant l`ELS
Tableaux III.4. 7 : des sollicitation volée 2
Tableaux III.4.8 : Calcule les armatures de la volée 2
Tableaux III.4 .4.1 : Pré dimensionnement de la poutre palière
Tableaux III.4.4.3: calcul des surcharges du palier
Tableaux III.4.4.3: calcul des efforts internes à l`ELU et l`ELS de la poutre palière
Tableaux III.4.4 .4 : Calcul de la section d'armature a l`ELU poutre palière
Tableaux III.4.4 .5 : vérification de la poutre palier a l`ELU
Tableaux III.5.1 : Calcule Avant coulage de la dalle de compression
Tableaux III.5.2 : La largeur de la dalle de compression
Tableaux III.5.3 : les charges et les combinaisons des charges

Tableaux III.5.4 : Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire
Tableaux III.5.5: Calcul des moments à L`ELU de la poutrelle la plus grande travée
Tableaux III.5.6: Calcul des moments à L`ELS de la poutrelle la plus grande travée
Tableaux III.5.7: les vérification ELU et ELS pour la dalle plaine
Tableaux III.6.1 : Pré dimensionnement de la poutre de chainage
Tableaux III.6.2 : combinaisons des charges ELU et ELS
Tableaux III.6.3 : calcul des efforts internes à l`ELU et l`ELS poutre de chainage
Tableaux III.6.4 : Calcul de la section d'armature a l`ELU
Tableaux III.6.5 : La vérification a l`ELU

Chapitre IV : Modélisation et vérification du RPA

Tableaux V.1 : justification du système de contreventement sens x
Tableaux IV.2 : justification du système de contreventement sens y
Tableau IV. 3.la période donnée par ETABS et Modal Participations Mass Ratios
Tableau IV.4. Vérification de l'excentricité
Tableau IV.5. Les conditions minimales sur les fils de contreventement
Tableau IV.6. La redondance en plan
Tableau IV.7. La régularité en plan
Tableau IV.8. La régularité en élévation
Tableau IV.9. Contrôle de la qualité des matériaux et de l'exécution
Tableau IV.10. Vérification l` Effort tranchant donné par la MMS avec l`effort tranchant statique
Tableau IV.11. Vérification des déplacements inter étages suivant l'axe X-X
Tableau IV.12. Vérification des déplacements inter étages suivant l'axe Y-Y
Tableau IV. 13 : Valeurs des sections avant vérification de l'effort normal réduit
Tableau IV-14 : Résumé de calcul de l'effet P-Δx
Tableau IV-15 : Résumé de calcul de l'effet P-Δy

Chapitre V : Ferraillage des éléments structuraux

Tableau V.1 : Détermination des zones nodales.
Tableau V.2 : Récapitulatif des sections d'aciers recommandés par le RPA
Tableau V. 3 : Ferraillage des poteaux rectangulaire
Tableau V.4: Vérification des contraintes à L'ELS des poteaux

Tableau V.5 : Ferraillage des poteaux circulaire

Tableau V.6: Section des armatures longitudinales

Tableau.V.7 : Les armatures longitudinales dans les poutres

Tableau V.8. Les armatures transversales à l'ELU

Tableau V. 9: Les vérification à l'ELU des armatures longitudinales dans les poutres

Tableau V. 10. Vérifications des contraintes à L'ELS poutre principale et secondaire

Tableau V. 11 : Tableaux des efforts normaux et les armatures verticales

Tableau V. 12 : Ferraillage des voiles longitudinaux VL1

Tableau V. 13 : Ferraillage des voiles longitudinaux VL2

Tableau V. 14 : Ferraillage des voiles transversaux VT3

Tableau V. 15 : Ferraillage des voiles transversaux VT4

Tableau V. 16 : Vérification des voiles longitudinaux VL1, VL2

Tableau V. 17 : Vérification des voiles longitudinaux VT3, VT4

Chapitre VI : Étude de l'infrastructure

Tableau VI.1: semelle filante sous voile

Tableau VI .2 : semelle filante Sous poteaux

Tableau VI .3 : Poids du radier

Tableau VI .4 : les efforts tranchant et les moments d`après logiciel ETABS

Tableau VI.5 : Ferraillage de la dalle du radier

Tableau VI.6 : Ferraillage du débord

Tableau VI.7: Charges revenant à la nervure la plus sollicitée

Tableau VI.8: Détermination des charges uniformes totales

Tableau VI.9 : Les efforts internes dans les nervures

Tableau VI.10 : Résultats du calcul des armatures des nervures

Tableau VI.11 : Armatures transversales minimales

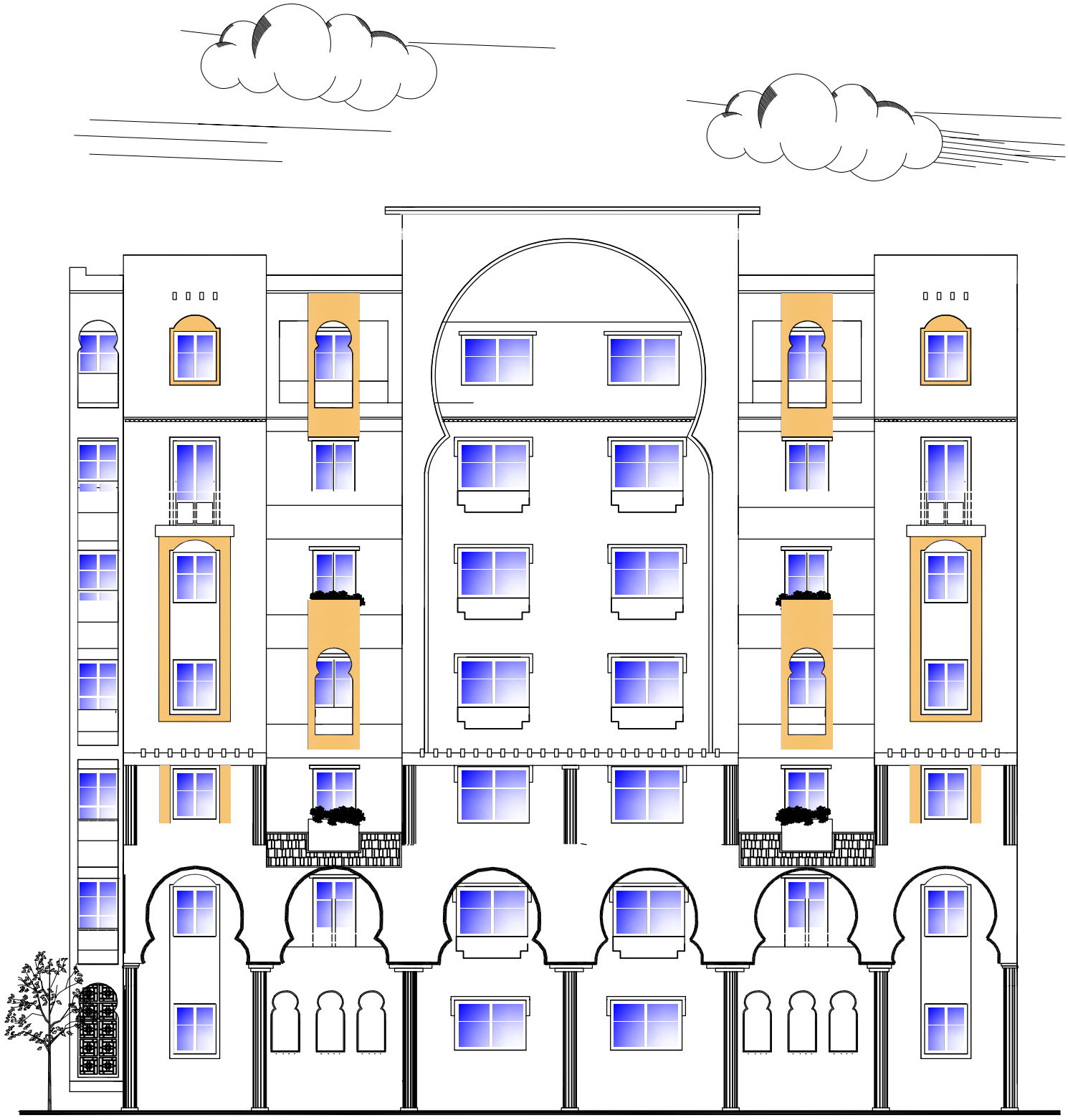
Tableau VI.12 : Vérification des contraintes à l'ELS

Chapitre VII : voile périphérique

Tableau VII. 1. Ferraillage de mur plaque.

Tableau VII. 2. Vérification de condition non fragilité

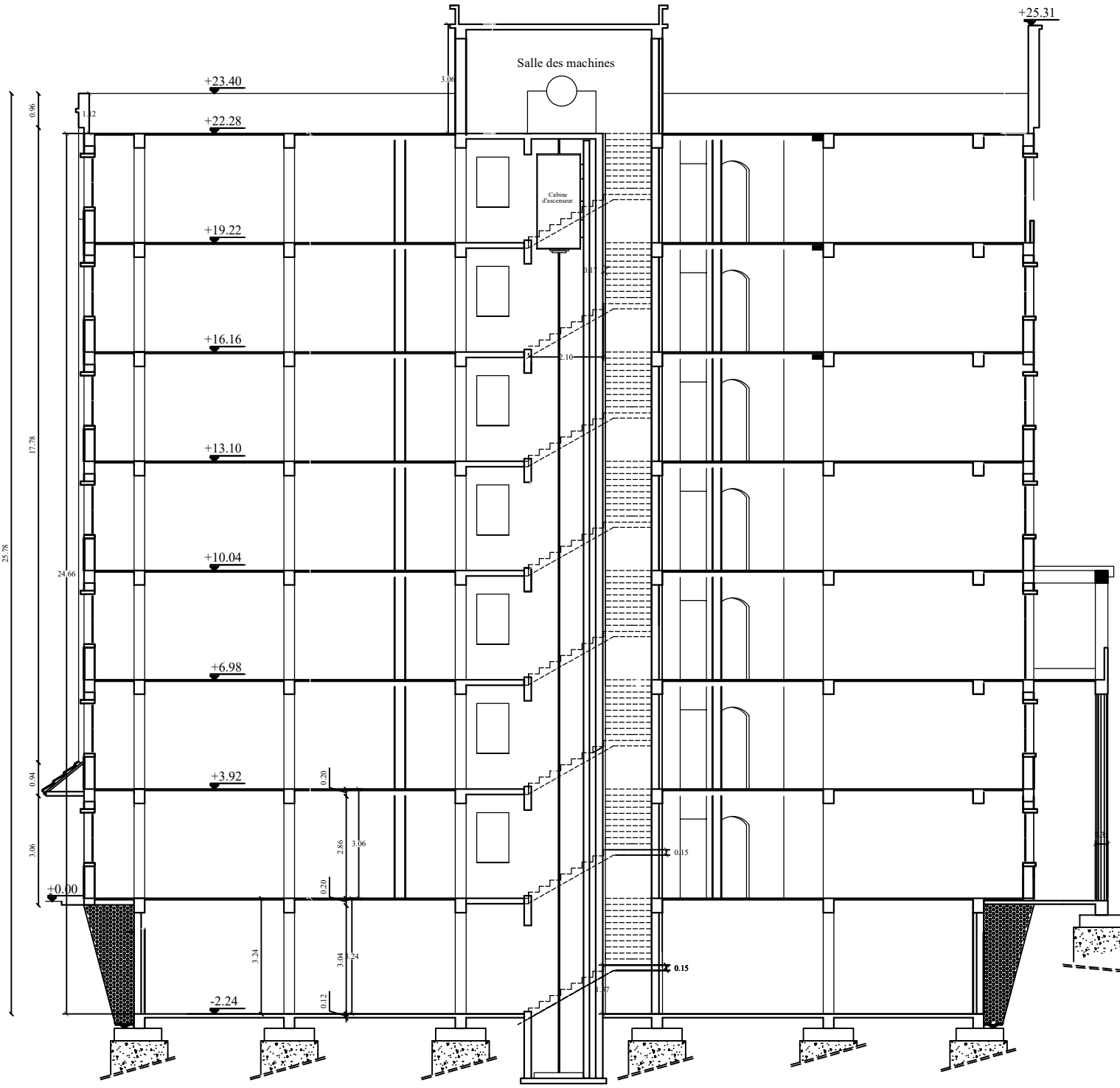
Tableau VII. 3.verification des contraint à l`ELS



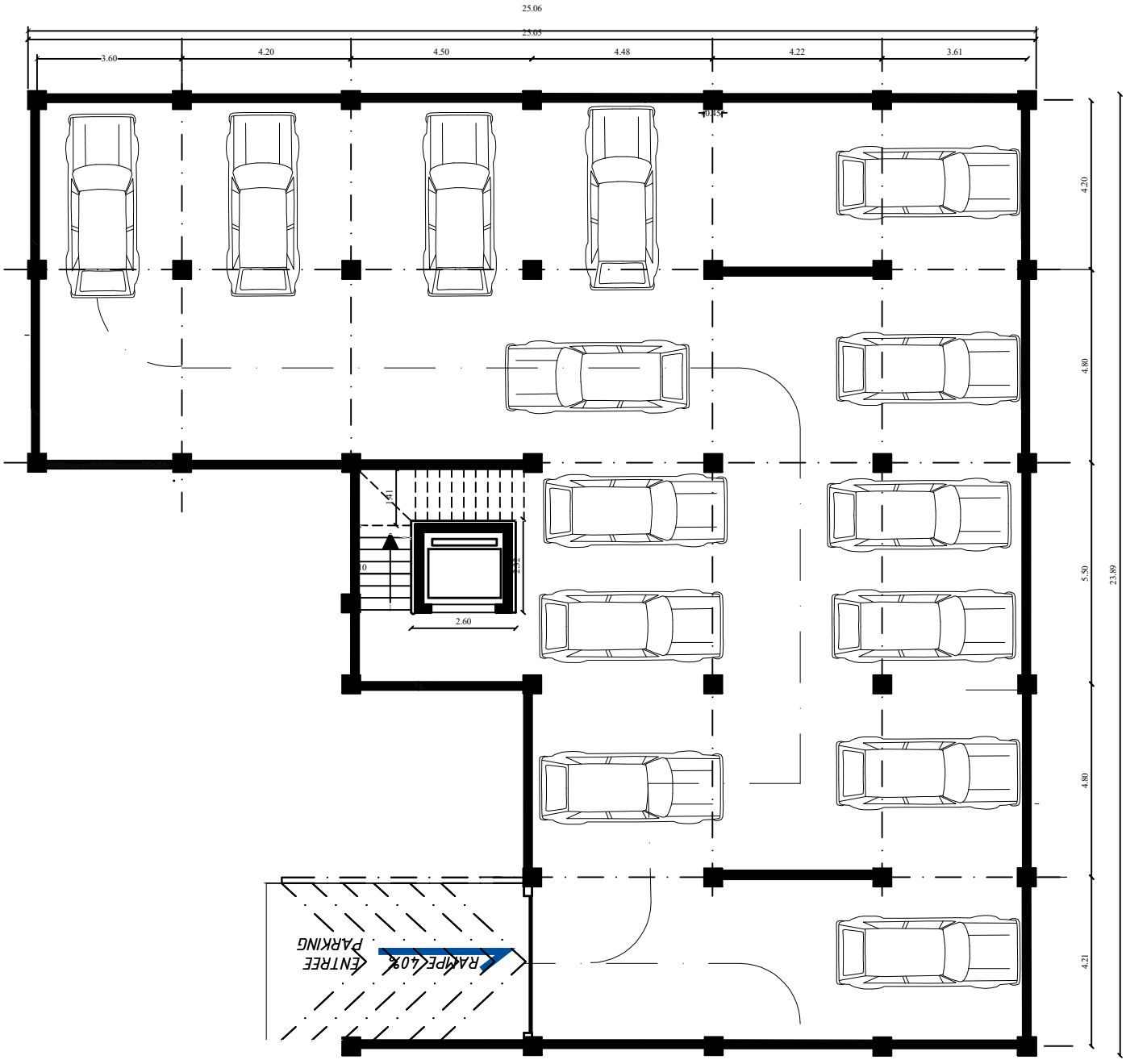
FAÇADE PRINCIPALE



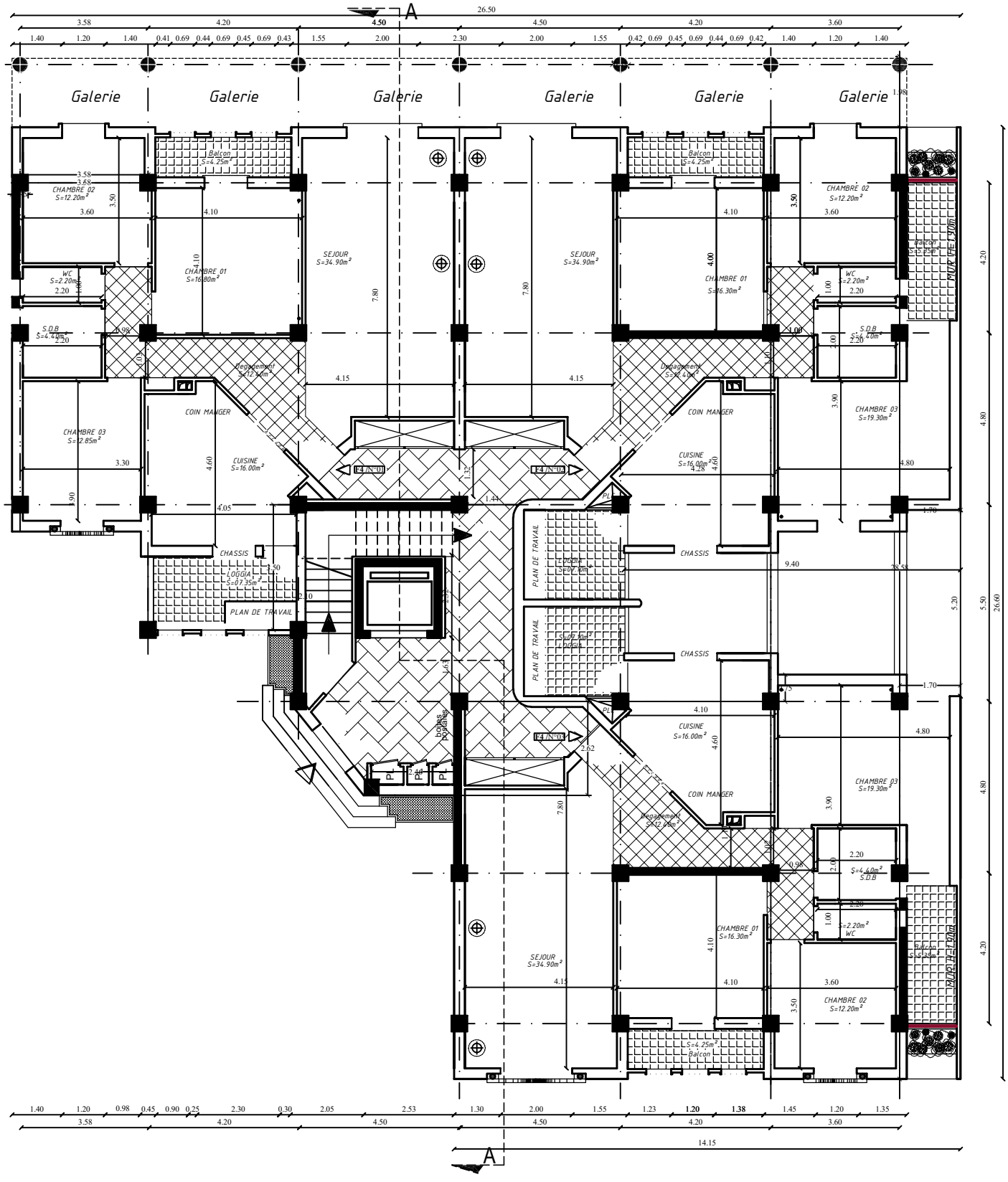
FAÇADE POSTERIEURE


Salle des machines
+25.31
+23.40
+22.28
+19.22
+16.16
+13.10
+10.04
+6.98
+3.92
+0.00
-2.24
Cabine d'ascenseur
25.78
17.78
3.06
0.96
0.94
24.66
3.06
2.86
3.24
3.04
0.20
0.12
0.15
2.10

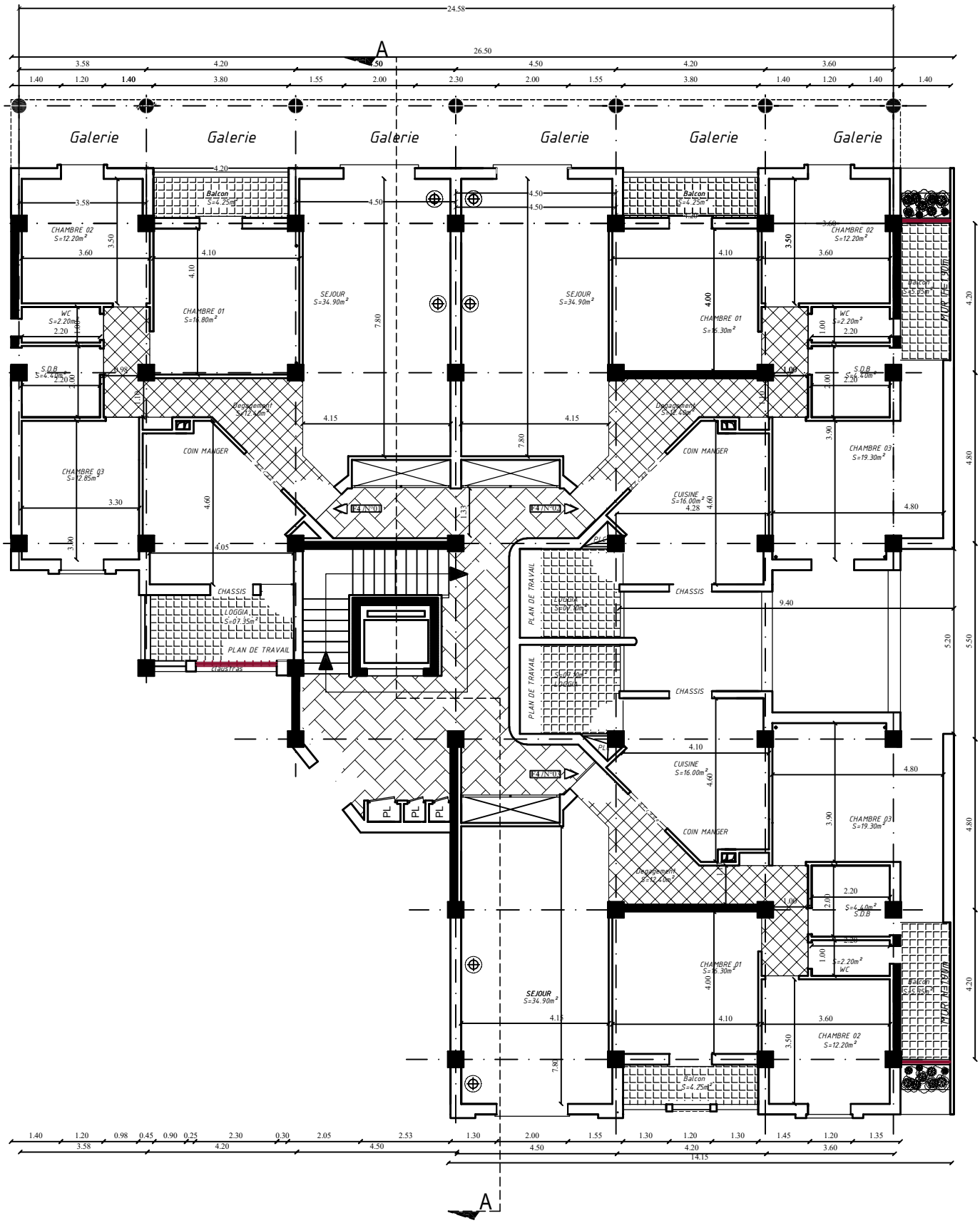
COUPE -AA-



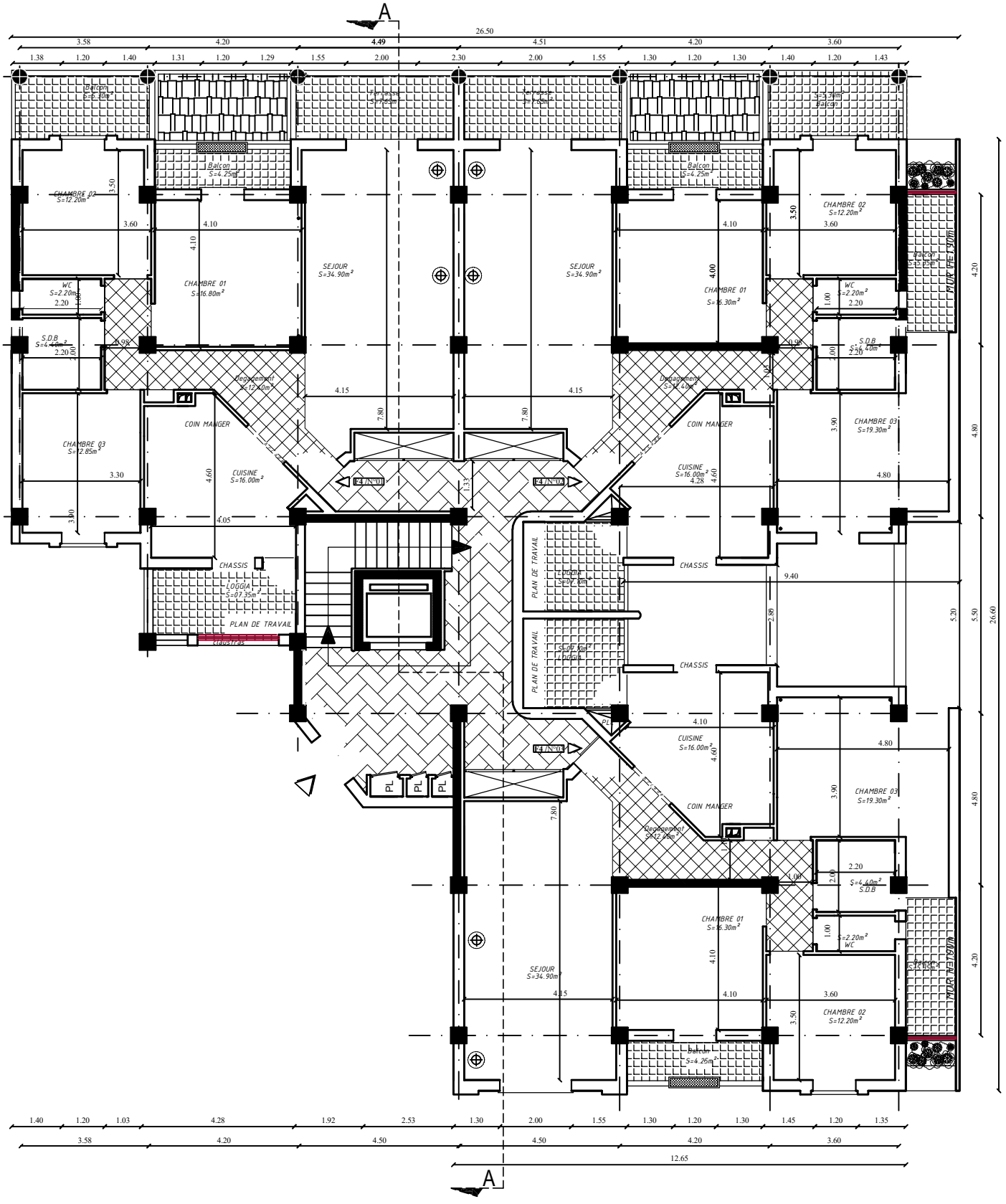
VUE EN PLAN DE *SOUS SOL*



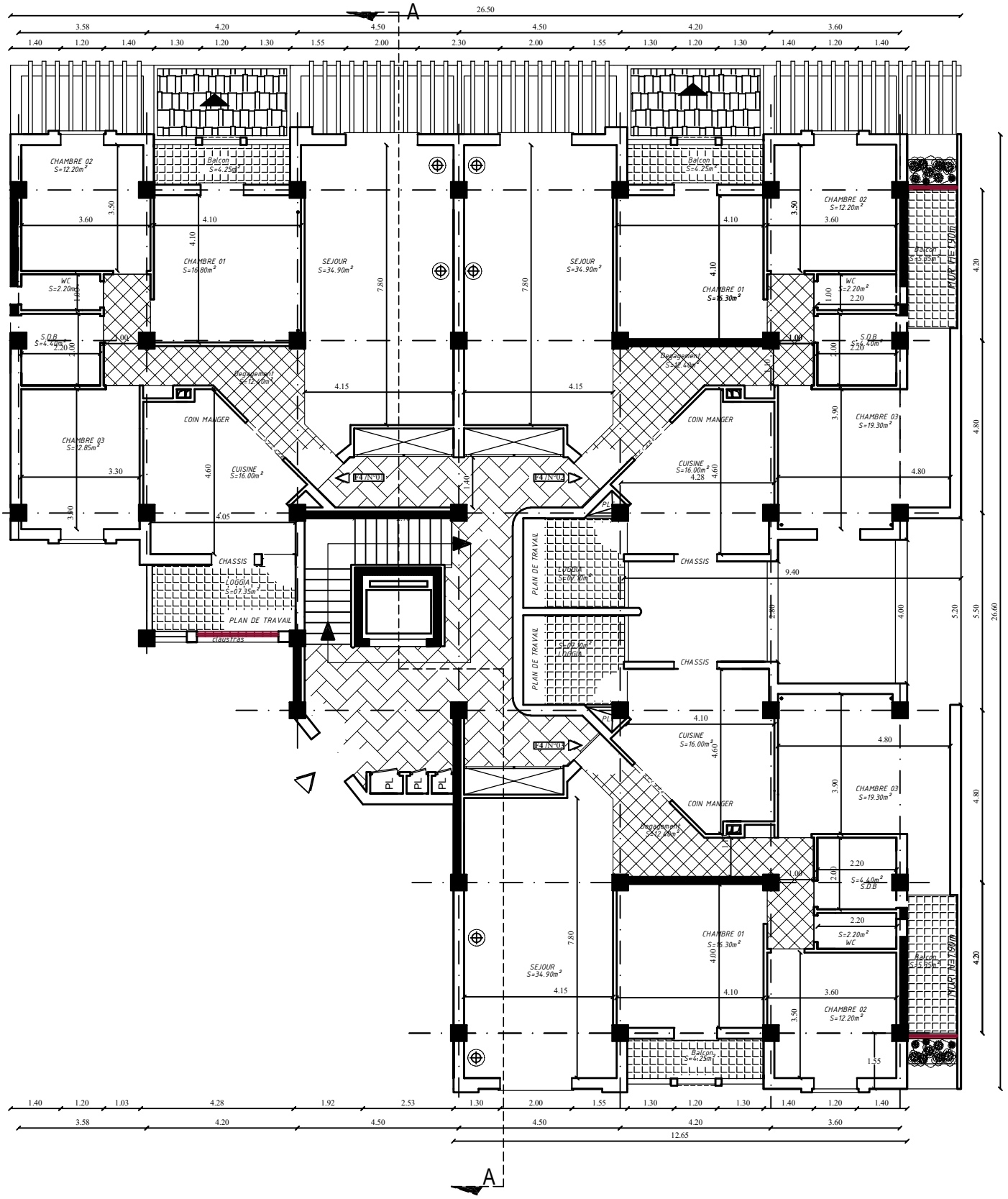
VUE EN PLAN R.D.C



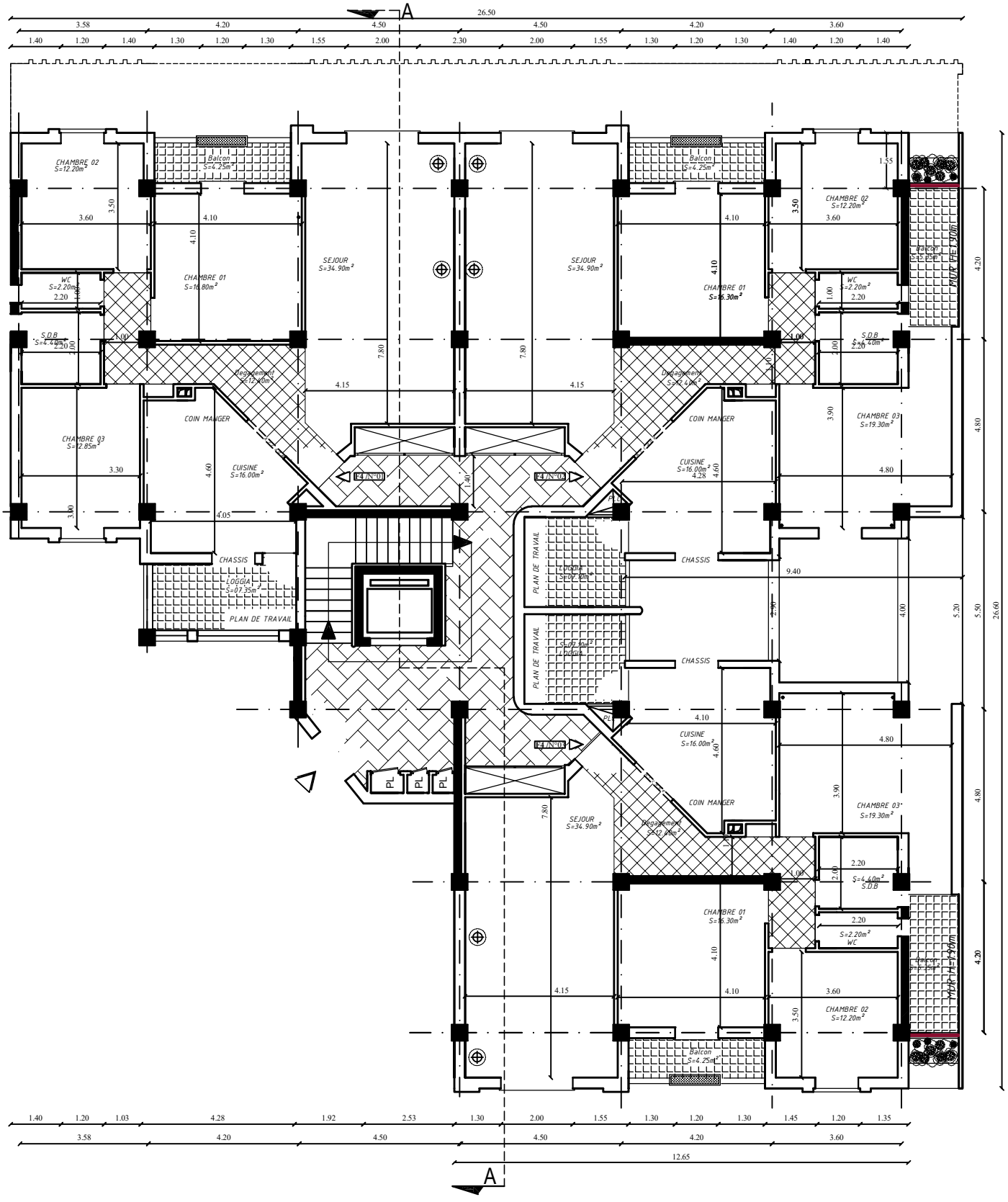
VUE EN PLAN DU 1er *ETAGE*



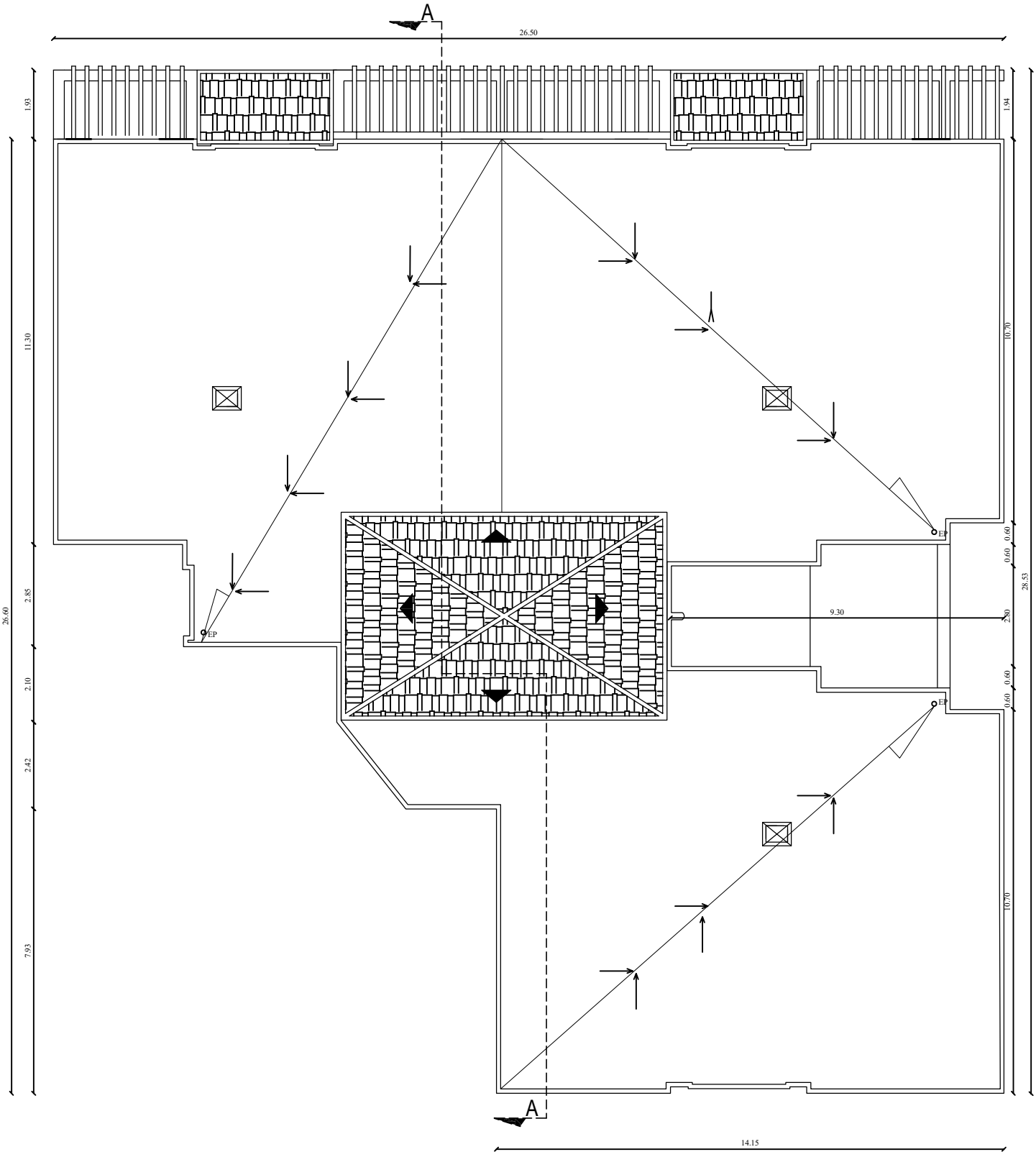
VUE EN PLAN DU 2eme *ETAGE*



VUE EN PLAN DE 3eme *ETAGE*



*VUE EN PLAN DE :*4eme, 5eme et 6 eme *ETAGES*



VUE EN PLAN DE TOITURE

Introduction

Le génie civil est l'ensemble des techniques de construction civil. Les ingénieurs en génie civil s'occupent de la conception et de la réalisation des ouvrages tout en s'assurant de respecter de nombreuse contraintes et enjeux.

Nous, en tant que étudiants en fin de cycle dans le domaine de génie civil somme tenu d'assurer une étude d'un projet dans laquelle nous utilisons toutes nos connaissances acquises durant notre cursus universitaire.

Nous allons procéder à l'étude d'un bâtiment constitué d'un sous-sol, RDC et six étages courants en respectant le règlement parasismique algérien(RPA), afin d'assurer la résistance de cet ouvrage contre le séisme et toutes les actions extérieures.

Nous allons commencer notre travail par la présentation de l'ouvrage et les matériaux utilisés (béton et acier) ensuite nous allons entamer le pré-dimensionnement des éléments tels que les planchers, les voiles et les poteaux… et dans le chapitre qui suit nous allons calculer les éléments secondaires.

L'étude dynamique de la structure sera l'objet du chapitre quatre dans lequel nous allons modéliser notre structure utilisant le logiciel de calcul des structure ETABS, puis les vérifications RPA dans le cinquième chapitre. Et basant sur les résultats extraits de l'analyse dynamique nous allons procéder au ferraillage des éléments structuraux tels que les poteaux, les poutres et les voiles sismiques ainsi l'infrastructure dans le dernier chapitre.

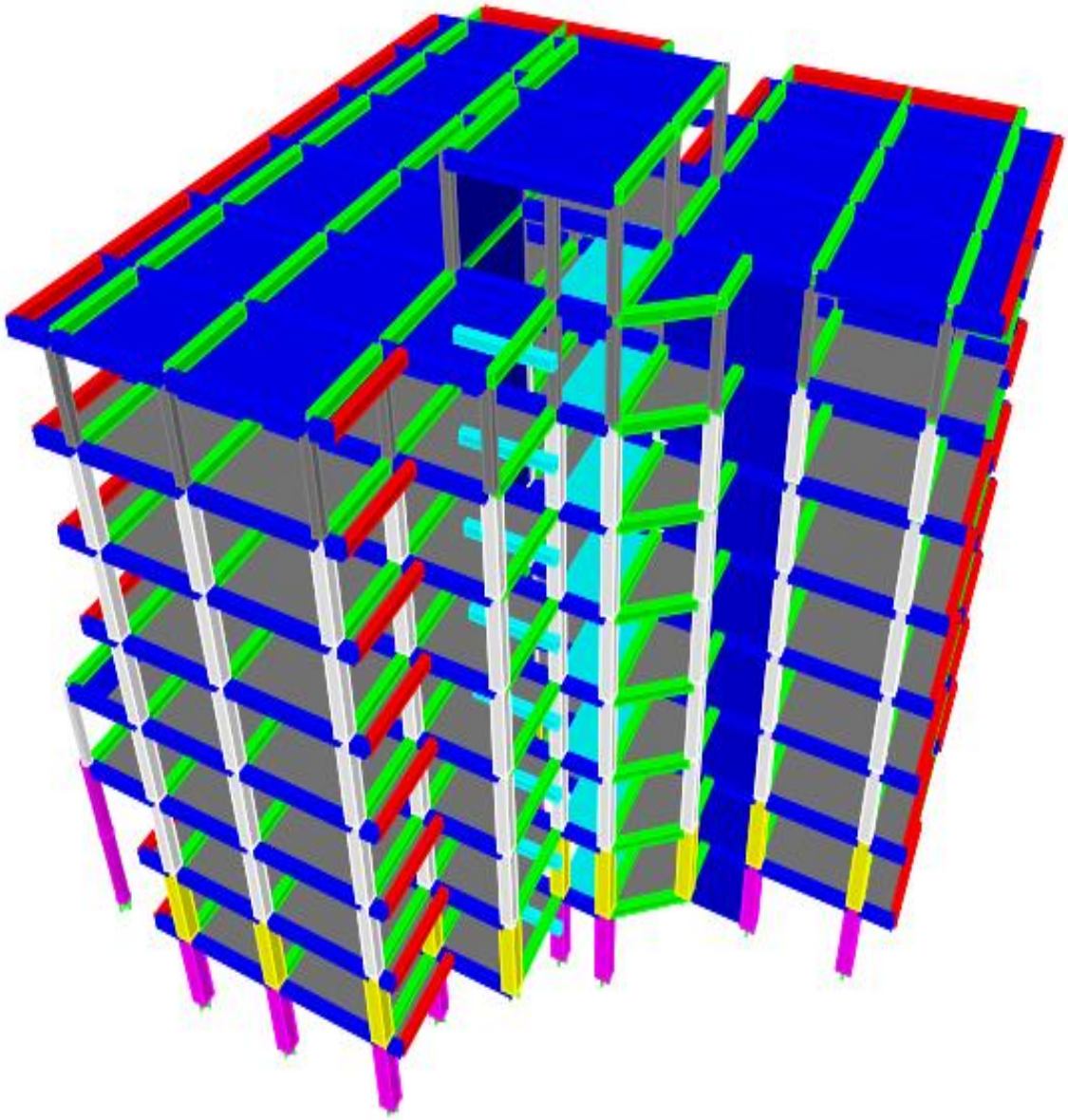
Finalement, nous terminerons notre travail par une conclusion générale.

I. Introduction

Ce chapitre, consacré à des généralités, donne la définition des caractéristiques géométriques de la structure objet de notre étude ainsi que les caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés pour sa réalisation. Cette étape est indispensable pour un calcul adéquat.

I.1 Présentation du projet

L'ouvrage faisant l'objet de la présente étude est un bâtiment à usage d'habitation (ces appartements de types F4) faisant partie d'une opération immobilière. Sa structure est en R+6 avec un sous-sol, implantée dans la Ville de TIPAZA. Cette région est classée en zone à sismicité élevée zone III selon le (RPA99/version 2003), règlement parasismique en vigueur en Algérie.



I.2.Caractéristiques de la structure

➢ Caractéristiques géométriques

- Longueur du bâtiment : 24.06m
- Largeur du bâtiment : 23,5m
- Hauteur du bâtiment : 27.72 m
- Hauteur de sous-sol : 3.24m
- Hauteur de rez-de-chaussée d'étage courant : 3,06m
- Hauteur de l'acrotère :

Type 01 h= 0,53 m

Type 01 h= 0,70 m

➢ Donne de site

Le bâtiment est implanté dans la wilaya de Tipaza, zone classée, par le RPA 99/version 2003, comme une zone de forte sismicité (Zone III).

L'ouvrage appartient au groupe d'usage 2.

Le site est considéré comme un site meuble (S3).

La contrainte admissible du sol $\bar{\sigma}_{adm}$= 2.5 bars.

I.3. La superstructure

➢ Ossature

Le bâtiment est constitué par des portiques et des voiles en béton armé (structure mixte), d'après le (RPA 99 version 2003) pour toute structure dépassent une hauteur de 14 mètre en zone III, son contreventement est assuré conjointement par les deux éléments :

- **Contreventement par portique**

C'est une ossature constituée de poteaux et poutres, qui doivent être disposés d'une façon à :

-Reprendre les charges et surcharges verticales et une partie des surcharges horizontales.

-Transmettre directement les efforts aux fondations.

- **Contreventement par voiles**

Composé des éléments verticaux « voiles » en béton armé, disposés dans les deux sens transversal et longitudinal, ils assurent :

-D'une part le transfert des charges verticales (fonction porteuse).

Et d'autre part la stabilité sous l'action des charges horizontales (fonction de contreventement)

-Ainsi ils minimisent les effets de torsion.

➢ Les planchers

Un plancher est une aire généralement plane, associé à un système de poutres (principales, secondaires, poutrelles...etc.), destinée à limiter les étages et à supporter les revêtements du sol, dont les deux fonctions principales sont :

-une fonction de résistance mécanique : il doit supporter son poids propre et les surcharges.

-Une fonction d'isolation acoustique et thermique : qui peut être assurée complémentairement par un faux plafond ou un revêtement de sol approprié.

➢ Les escaliers

Les escaliers sont des éléments secondaires permettant de se déplacer et relie entre les différents niveaux, ils sont constitués de palier de repos et paillasses en béton armé coulés sur place, dans notre projet on s'intéresse aux escaliers à marches droites à 02 volés.

➢ Cage d'ascenseur

Le bâtiment comporte une cage d'ascenseur en béton armé coulé sur place.

➢ La maçonnerie

Deux types de murs se présentent dans notre structure :

- **Murs extérieurs**

Constitués d'une double cloison en briques creuses et d'une lame d'air

- **Murs intérieurs**

En simple cloison de briques creuses de 10 cm d'épaisseur.

➢ Les revêtements

-Le revêtement horizontal est réalisé en plâtre pour les plafonds et en carrelage pour les sols.

-le revêtement vertical est en mortiers de ciment pour les murs extérieurs, en plâtre pour les murs intérieurs et en céramique pour les murs des salles d'eau.

➢ Les balcons

Les balcons sont réalisés en dalle plain.

➢ La terrasse

La terrasse est une surface plane servant à supporter son poids propre et les surcharges.

- Système du coffrage

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

- Fondation

C'est l'ensemble des ouvrages enterrés sur lesquels repose une construction. Les fondations assurent la stabilité du bâtiment. Elles transmettent au sol le poids total de l'ouvrage en le répartissant de manière à garantir une assise parfaite, leur choix se fait selon l'importance de l'ouvrage et le type de sol d'implantation.

I.4. Règlements et normes utilisés

Les règlements utilisés sont :

- RPA99 /version 2003.
- BAEL91/modifiées 99.
- CBA93.
- DTR B.C.2.2
- DTR B.C.2.33.1

I.5.Actions et sollicitations

- **Les actions**

Les actions sont les forces et les couples dues aux charges appliquées à une structure et aux déformations imposées, elles proviennent donc

- Des charges permanentes.
- Des charges d'exploitations.
- Des actions accidentelles (FA).

- **Valeurs caractéristiques des actions**
  - Les actions permanentes (G)

Les actions permanentes ont une intensité constante ou très peu variable dans le temps ; elles comprennent :

- Le poids propre de la structure.
-Cloisons, revêtement, superstructures fixes.
-Le poids des poussées des terres ou les pressions des liquides.

-Les déformations imposées à la structure.

- Les actions variables (Q)

Les actions variables ont une intensité varie fréquemment d'une façon importante dans le temps ; elles comprennent :

-Les charges d'exploitations.

-Les charges climatiques (neige et vent).

-Les effets thermiques.

- Les actions accidentelles (FA)

Ce sont celles provenant de phénomènes qui se produisant rarement et avec une courte durée d'application, on peut citer :

-Les chocs.

- Les séismes.

-Les explosions.

-Les feux.

➢ **Combinaisons de calcul**

Les combinaisons de calcul à considérer pour la détermination des sollicitations et des déformations sont :

Situations durables : $\begin{cases} \text{ELS} : G + Q \\ \text{ELU} : 1.35 \times G + 1.5 \times Q \end{cases}$

Situations accidentelles : $\begin{cases} 0.8\times G \pm E \\ G + Q \pm E \end{cases}$

➢ **Les sollicitations**

Les sollicitations sont les efforts (effort normal, effort tranchant, moment de flexion, moment de torsion) développés dans une combinaison d'action donnée.

I.6. Caractéristique des matériaux

➢ **Le béton**

- Définition

Le béton est un mélange des matériaux (granulats) avec un liant hydraulique (ciment), dosé a 350kg/m ^{3}, de l'eau et éventuellement des adjuvants

Dosage : pour 1m ^{3} du béton courant pour un rapport E/C=0.5 est :

- 350 Kg de ciment (CPA 32,5).
- 400 kg Sable (0<Dg<5mm).
- 800Kg de
  - Gravillons (5<Dg< 15mm).
  - Gravier (15<Dg<25mm).
- 175 l d'eau de gâchage.

➢ **Résistance caractéristique du béton**

▪ Résistance à la compression *(BAEL91/Art A.2.1.11)*

Dans les constructions courantes, le béton est défini, du point de vue mécanique par sa résistance caractéristique à la compression (à 28 jours d'âge noté « fc28 »). Cette résistance (f_{cj} en MPa).

Le durcissement étant progressif, f_{cj} est fonction de l'âge du béton. Aussi, la valeur conventionnellement retenue pour le calcul des ouvrages est *fcj*

- Pour des résistances *f*c28 ≤ 40 MPa

$$f_{cj} = \frac{j}{4{,}76+0{,}83\,j} f_{c28} \quad \text{si} \quad j \leq 28j$$

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

(CBA Art : 2.1.1.1)

- Pour des résistances fc28 > 40 MPa

$$f_{cj} = \frac{j}{1{,}4+0{,}95} f_{c28} \quad \text{si} \quad j \leq 28j$$

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

Pour 1m³ de béton courant dosé à 350kg de ciment *(CPA325)*, la résistance moyenne f_{c28} Comprise entre 22 et 25 MPa, On prend f_{c28} =25 MPa.

Pour les éléments principaux, le béton doit avoir une résistance au moins égale à 22 MPa et au plus égale à 45 MPa. *(RPA99/Art.7.2.1)*

On obtient facilement 25 MPa sur les chantiers faisant l´objet d´un contrôle régulier *(A.2.1.13/BAUL99)*

Pour l'étude de ce projet on prendra : fc28 = 25 MPa.

▪ La Résistance de béton à la traction f_{tj} *(BAEL91/Art A.2 12)*

La mesure directe de la résistance à la traction par un essai de traction axiale étant délicate on a recours à deux modes opératoires différents :

- Flexion d'éprouvettes prismatiques non armées.

Fendage diamétral d'une éprouvette cylindrique (essai Brésilien).

La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours, notée ftj, est conventionnellement définie par les relations :

$f_{tj} = 0{,}6 + 0{,}06\, f_{cj}$ si $f_{c28} \leq 60$ MPa

$f_{tj} = 0{,}275\, f_{cj}$ si $f_{c28} > 60$ MPa

Pour $j = 28$ *Jours* et $f_{c28} = 25$ MPa ; $f_{t28} = 2{,}1$ MPa

- **<u>Contrainte limite *(BAEL91/ Art A.4 –3 .41)*</u>**
  - <u>Contrainte ultime de compression</u>

Elle est définie par la formule suivante :

$$f_{bu} = \frac{0{,}85\, f_{c28}}{\gamma\, b}$$

f_{bu} : contrainte ultime du béton en compression.

γ_b : Coefficient de sécurité.

γ_b =1,15 en situations accidentelles ; γ_b = 1,5 en situations durables ou transitoires.

$f\ bu$ =14,17 MPa pour : γ_b =1,5

$f\ bu$ =18,48 MPa pour : γ_b =1,15

  - <u>État limite de service *(Art A.4 .5 .2/BAEL91)*</u>

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

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$$

avec : $\overline{\sigma_{bc}} = 0{,}6\, f_{c28} = 15$ MPa

- **<u>Contrainte ultime de cisaillement *(BAEL91/Art A.5.1.21)*</u>**

La contrainte ultime de cisaillement est limitée par $\tau \leq \tau$adm

$\tau\ adm$= min (0,2 f_{cj} / γ_b ; 5Mpa) pour la fissuration peu nuisible.

$\tau\ adm$= min (0,1 f_{cj} / γ_b ; 4Mpa) pour la fissuration préjudiciable.

Dans notre cas on a f_{c28} =25Mpa donc :

$\tau\ adm$ =3,33Mpa ⟶ fissuration peu nuisible.

$\tau\ adm$ =2,5Mpa ⟶ fissuration préjudiciable.

- **Déformation longitudinale du béton *(BAEL91/Art A.2.1, 22)***

On distingue deux modules de déformation longitudinale du béton ; le module de Young instantané Eij et différé Evj

- **Le module de déformation longitudinale instantané *(BAEL91/Art A.2.1.21)***

Sous les contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24h. On admet à défaut de mesures, qu'à l'âge « j » jours le module de déformation longitudinale instantanée du béton Eij est égal à :

$E_{ij} = 11000 \times (f_q)^{1/3}$ t ≤24 h *(CBA 93.Art : A.2.1.2.1*

($f_{cj} = f_{c28} = 25$ MPa) d'où : Ei28= 32164.2 MPa.

- **Le module de déformation longitudinale différé *(BAEL91/Art A.2.1.22)***

Sous des chargements de longue durée (cas courant), le module de déformation Longitudinale différé qui permet de calculer la déformation finale du béton (qui prend en compte les déformations de fluage du béton) est donné par la formule :

Evj= (1/3) Eij.

Eij= 11000 (f_{c28})1/3 *(CBA 93.Art: A.2.1.2.2)*

Pour les vérifications courantes : j > 28 jours on a :

Pour : f_{c28} =25Mpa on a :

E_{v28}=10721,40 MPa

E_{I28}= 32164,20 MPa

- **Module de déformation transversale**

La valeur du module de déformation transversale est donnée par :

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

ν : Coefficient de Poisson donné par l'article *(BAEL 91/Art A2.1.3)*

ν = 0 Pour le calcul des sollicitations

ν = 0.2 Pour le calcul des déformations

- **Coefficient de poisson *(BAEL91/Art A2.1.3)***

C'est le rapport des déformations transversales et longitudinales, qui est égale à : $V = \frac{\frac{\Delta L}{d}}{\frac{\Delta l}{l}}$

ν = 0,2 à l'état limite de service

ν = 0 à l'état limite ultime

I.6.2 L'acier

➢ **Définition**

Le matériau acier est un alliage Fer et Carbone en faible pourcentage, l'acier est un matériau caractérise par une bonne résistance aussi bien en traction qu'en compression ; Sa bonne adhérence au béton, en constitue un matériau homogène.

- Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est pris égale à : Es=200 000 MPa. *(BAEL91/Art A.2.2.1)*

➢ **Résistance caractéristique de l'acier**

On définit la résistance caractéristique de l'acier comme étant sa limite d'élasticité : FeE Principales armatures utilisés

Tableau. I.1 : La résistance en fonction du type d'acier.

	Acier rond lisses		Aciers a hautes adhérences	Treillis soudé à fils lisses		Treillis soudés à hautes adhérence
Désignation	FeE215	FeE235	FeE400	FeE500	TL500	Fe TE500
F_e [MPa]	215	235	400	500	500	500

Dans notre cas on utilise des armatures à haute adhérence, un acier de FeE400 type 1.

➢ **Contrainte limite**

- État limite ultime *(BAEL91/Art A.2.2.1)*

Le comportement des aciers pour les calculs à l'ELU avec :

$$\sigma_s = \frac{fe}{\gamma s} \quad \text{pour} \quad \varepsilon_{se} \leq \varepsilon_s \leq 10\ \%$$

$$\sigma_s = E_s \times \varepsilon_s \quad \text{pour} \quad \varepsilon_s \leq \varepsilon_{se}$$

γs: le coefficient de sécurité pour les aciers a pour valeurs :

$$\varepsilon_s = \frac{fe}{\gamma s \times Es};\ \gamma s = \begin{cases} 1{,}5 & \text{pour le cas courant} \\ 1 & \text{pour le cas accidentel} \end{cases}$$

ε_s : allongement relatif

E_s : module d`élasticité longitudinal de l`acier =200000 MPa

Pour le cas de ce projet :

$$\sigma_s = \begin{cases} 348\ \text{MPa Pour une situation courante.} \\ 400\ \text{MPa Pour une situation accidentelle.} \end{cases}$$

- État limite de service

Comme le béton, à l'ELS on suppose que les aciers travaillent dans le domaine élastique.

- Cas de fissuration peu nuisible : Pas de vérification à faire *(BAEL91 /Art 4-5-32)*
- Cas de fissuration préjudiciable *(BAEL91 /Art 4-5-33)*

$$\sigma_s = \min\left(\frac{2}{3} \times fe\ , (110\sqrt{\eta \times ftj})\right)$$

Avec :

η : Coefficient de fissuration : η = 1pour l'acier RL

η = 1.6 pour l'acier HA

- Cas de fissuration très préjudiciable *(BAEL91 /Art 4-5-34)*

$$\sigma_s = \min\left(\frac{1}{2} \times fe\ , (90\sqrt{\eta \times ftj})\right)$$

- Protection des Armatures (l'enrobage « e »)

On adopte : e = h-d

Avec : d = h-e

- **Protection des armatures** *(BAEL91/Art A.7-2.4)*

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

- C ≥ 5 cm : pour les éléments exposés à la mer, aux embruns ou aux brouillards Salins, ainsi que pour les éléments exposés aux atmosphères très agressives.
- C ≥ 3 cm : pour les éléments situés au contact d'un liquide (réservoir, tuyaux, canalisations).
- C ≥ 1 cm : pour les parois situées dans des locaux non exposés aux condensations.

II. 1.Introduction

La construction est un ensemble d'éléments qui sont classés en deux catégories : éléments principaux et élément secondaires. Dans ce chapitre on s'intéresse au pré dimensionnement ; c'est de donner les dimensions des différents éléments de la structure avant l'étude du projet, toutes en respectant la règlementation en vigueur (*RPA99 (2003),BAEL91 (modifié 1999)*).

II.2. Pré dimensionnement des éléments secondaires

II.2.1.Les planchers

Pour toute construction le plancher est une structure horizontale qui supportera les surcharges d'exploitation (mobilière, véhicules, personnes……) et les charges permanentes (cloisons, revêtements). Celle-ci retransmettra aux poutres, aux poteaux et aux murs porteurs. Au final toutes ces charges se reportent aux fondations.

Dans ce projet nous traitons d'abord le plancher à corps creux et ensuite le plancher à dalle plein.

- **Planchers à corps creux**

Ce plancher sera constitué de corps creux (sans rôle est le remplissage, il n'a aucune fonction de résistance), de poutrelle (ce sont les éléments résistants du plancher), d'une dalle de compression (dalle en béton armé, de hauteur varie de 4 à 6 cm), et le treillis soudé.

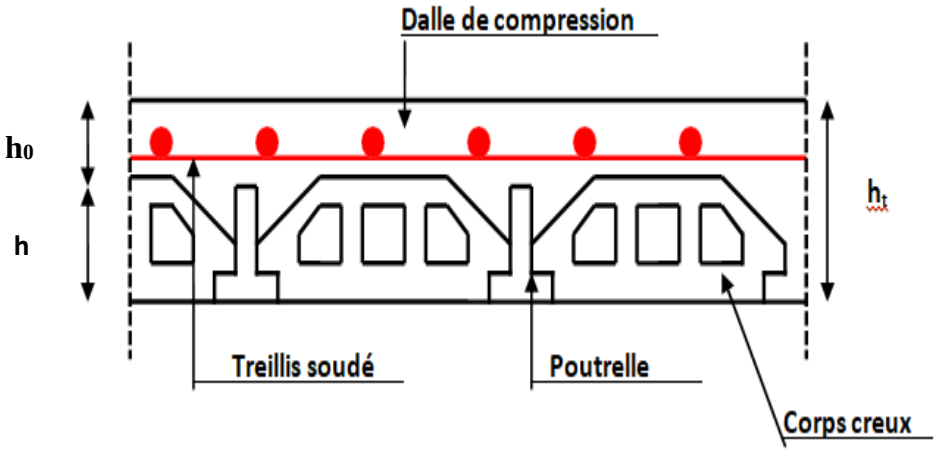


Figure II.1 : planches a corps creux

- **Dimensionnement**

L'épaisseur du plancher est déterminée par la relation suivante : $h_t = h + h_0$

Avec :

h_t : Hauteur total du plancher.

h: Épaisseur du corps creux.

h_0 : Épaisseur de la dalle de compression.

D'après le *BAEL (article 6.8.4.2.4)*la hauteur du plancher doit vérifier la condition suivante : $h_t \geq \frac{L\ max}{22,5}$

L_{max} : Travée maximale entre nu d'appuis dans le sens de disposition des poutrelles.

Avec :

L_{max} *=(450-30) = 420 cm*

h_t *=420/22,5=18 ,66cm*

On opte pour la hauteur du plancher ht = 16 cm (16+4) tel que 4 cm est l'épaisseur de la dalle de compression.

- **Planchers en dalles pleines**

Les dalles sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions et qui peuvent reposer sur 2, 3ou 4 appuis.

Dans le cas de notre bâtiment nous avons des dalles pleines reposant sur trois appuis le cas des paliers intermédiaires des escaliers et aussi les balcons qui sont encastrée à une extrémité.

Ce type d'élément travail essentiellement en flexion.

L'épaisseur des dalles dépend aussi bien des conditions d'utilisation que des vérifications de résistance.

- **<u>Condition de résistance à la flexion</u>**

L'épaisseur de la dalle pleine est donnée par la formule :$e > \frac{L0}{10}$

L_0 : portée libre$e$: épaisseur de la dalle.

L_0 = 169cm

e> 169/10 = 16,9cm

e_1 =18 cm

On adoptera une épaisseur de 18cm.

- **<u>Résistance au feu</u>**

Pour deux heures de coupe-feu, l'épaisseur minimale de la dalle pleine doit être égale à 11cm.

$e \geq$ 7cm→ Pour une heure de coupe-feu.

e_2 = 11 cm

$e \geq$ 11cm → Pour deux heures de coupe-feu.

- **Isolation acoustique *(règles technique CBA 93)***

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

L =13,3 log (10M) si M < 200 kg/m2

L =15 log (M) + 9 si M > 200 kg/m2

Donc pour assurer un minimum d'isolation acoustique, il est exigé une masse surfacique minimale de 350 kg/m et $\rho_{béton}$ = 2500 kg/m2

D'où l'épaisseur minimale de la dalle est :

ep =M/ρ=350/2500= 14 cm e_3 =14 cm

Donc $e=max\ (e_1, e_2, e_3)$ = e_1

Conclusion

Afin de satisfaire aux conditions citées ci-dessous, on adopte pour les dalles pleines une épaisseur e_P**=18cm.**

II.2.1.2. Les escaliers

Les escaliers sont des éléments secondaires permettant de se déplacer et relie entre les différents niveaux, ils sont constitués de palier de repos et paillasses en béton armé coulés Sur place.

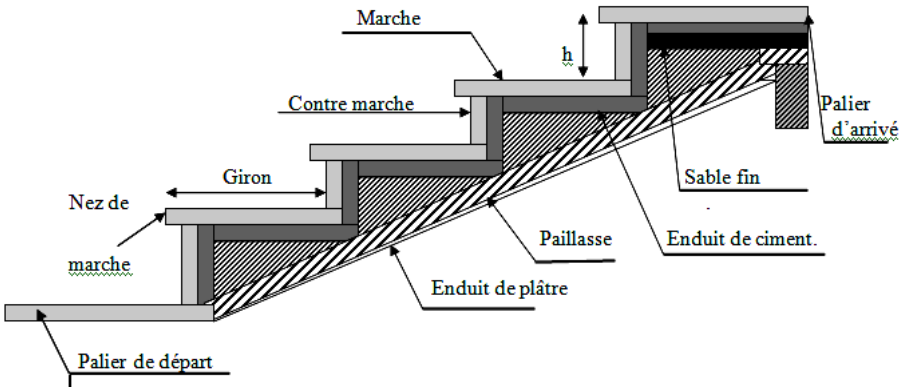


Figure II.2 : Les escalier

Avec

g : Largeur de la marche.

h : Hauteur de là 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

Du côté du vide, les volées et paliers sont munis d'un garde-corps ou rampe, deux volées parallèles sont réunies par un ou plusieurs paliers ou par un quartier tournant

- **Pré dimensionnement**

Dans notre projet on s'intéresse aux escaliers à marches droites à 2 volés.

On prend en compte les dimensions des plans d'architecture, ont redimensionné nos Escaliers convenablement en utilisant les ***conditions de BLANDEL*** qui est la suivante :

$59 \leq g + 2h \leq 66$ avec :$h = \frac{H}{n}$ et $g = \frac{L}{(n-1)}$

- Pour la volée (I)

L= 240+ 141=351 cm

h= 17cm

n= 8

$g = \frac{L}{(n-1)} = \frac{210}{7} = 30\ cm$**Condition vérifié**

$H = n \times h = 8 \times 17 = 136\ cm$

$60 \leq g + 2h \leq 66 \ \rightarrow \ 30 + 2 \times 17 = 64$**Condition vérifié**

- Épaisseur de la paillasse (e)

L'épaisseur de la paillasse e est donnée par : $\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20}$

Avec :

L=L0+Lp

L=210+141= 351 cm $\longrightarrow$ $11{,}7 \leq e \leq 17{,}55$ on prend : e = 14 cm

- L`inclinaison : $\alpha = tag\frac{136}{210} = 32{,}92°$

- Pour la volée (II)

La volée II est encastrée dans la poutre brisé donc on prend la même épaisseur que les volées (I)

H=170 cm

L=270 cm

n= 10 (nombre de contre marche)

- L`inclinaison : $\alpha = tag\frac{170}{270} = 32{,}19°$

II. 3. Pré dimensionnement des éléments principaux

II. 3.1. Les poutres

Les poutres sont des éléments en béton armé qui assurent la transmission des charges et surcharges des planchers aux éléments verticaux (poteaux, voiles).

Les dimensions des poutres sont définies en fonction de leurs portée L selon *(règlement B.A.E.L 91 modifié 99)*

Telles que

ht : Hauteur de la poutre : $L/15 \leq ht \leq L/10$

b : Largeur de la poutre : $0{,}4ht \leq b \leq 0{,}7ht$

Avec

h : hauteur de la poutre, b : largeur de la poutre,

L : portée maximum entre nus d'appuis.

- Coffrage minimum des poutres *(RPA 99 Art 7.5.1)*

  b>20cm

  h> 30m

  h/b<4

On distingue les poutres principales qui servent comme appuis aux poutrelles et les poutres secondaires qui assurent le chaînage.

- **Les poutres principales (ou porteuses)**

Elles sont disposées perpendiculairement aux poutrelles

L = 550 -45 =505cm

$505/15 \leq ht \leq 505/10 \quad \rightarrow 33{,}66\ cm \leq ht \leq 50{,}5cm$

On opte pour : *ht*= 40 cm.

$0.4 \times 40 \leq b \leq 0.7 \times 40 \rightarrow 16cm \leq b \leq 28cm$

On opte pour : b = 25 cm.

Section adoptée : Poutres principales PP$(25 \times 40)\ cm^2$.

- Vérification des exigences du *RPA 99 Version 2003 (Art 7-5-1)*

b = 25 cm >20 cm

h_t = 40cm >30 cm

Conditions vérifiées

$\frac{h_t}{b} = \frac{40}{25} = 1{,}6 < 4$

Quant aux exigences du (RPA 99), on constate qu'elles sont toutes vérifiées.

➢ **Les poutres secondaires**

Elles sont parallèles aux poutrelles, elles assurent le chaînage. L =450-45 =405 cm

$405/15 \leq ht \leq 405/10 \quad \rightarrow \quad 27\text{cm} \leq ht \leq 40{,}5$ cm

On opte pour : ht = 35 cm

$0.4 \times 35 \leq b \leq 0.7 \times 35 \rightarrow 14\text{cm} \leq b \leq 24{,}5\text{cm}$

On opte pour b =25cm

Section adoptée : Poutres secondaires PS (25 × 35) cm2.

- Vérification des exigences *du RPA 99 Version 2003 (Art 7-5-1)*

b = 25 cm >20 cm

h_t = 35 cm >30 cm

Conditions vérifiées

$\frac{h_t}{b} = \frac{35}{25} = 1.4 < 4$

Tableaux II.1: section poutre adoptes

Poutres	L_{max} (cm)	h_t (cal)		h_{tadp}	b (cal)		$b_{(adoptée)}$
		L/15	L/10		0,4Ht	0,7Ht	
poutres principale	505	33,66	50,5	40	16	28	25
poutres secondaires	405	27	40,5	35	14	24,5	25

Conclusion

On remarque bien que les conditions imposées par le RPA99 sont toutes vérifiées, donc les sections adoptées sont : (h×b)

- Poutres principales (40 × 25) cm
- Poutres secondaires (35 × 25) cm

II. 3.2.Les refends

Les voiles sont des éléments en béton armé destinés à assurer principalement la transmission des charges horizontales jusqu'au sol, sans désordre ni déformation excessive. D'après *l'article 7.7.1 de RPA 99/modifié 2003*, les voiles sont dimensionnés comme suit :

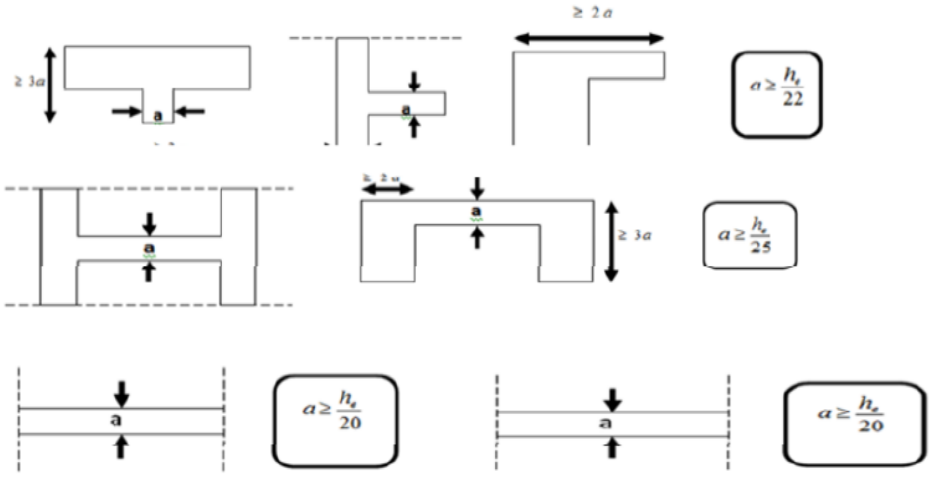


Figure II. 3 : Les différents types des voiles.

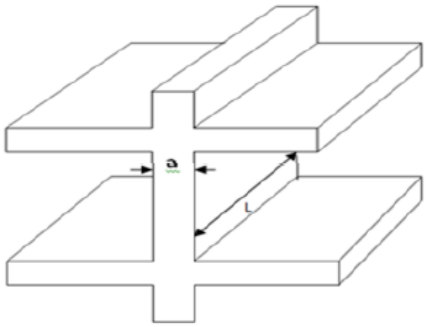


Figure II.4 : Coupe de voile en élévation

a : épaisseur du voile,

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

h : hauteur d'étage

ep : épaisseur du plancher

Et ils doivent vérifier la condition :

amin ≥ 15 cm

Lmin ≥ 4a

L`épaisseur du voile elle est déterminée en fonction de la hauteur libre de l`étage **he** et des conditions de rigidité aux extrémités de plus l`épaisseur minimale est de 15cm.

- **<u>Pour le Sous-sol</u>**

he= h – edalle

epdalle : Épaisseur de la dalle=24cm.

he= 324-24=300cm

Pour le cas de notre structure nous avons le troisième type de voiles c'est-à-dire des voiles linéaires, donc leurs épaisseurs seront comme suit :

$$a \geq \frac{he}{20} = \frac{300}{20} = 15cm$$

- **Pour le RDC et Étages courants**

he= 306-24=282cm

$a \geq \frac{he}{20}\, a \geq \frac{282}{20} = 14{,}1\text{cm}$

On opte pour une épaisseur **a=20cm.**

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

$\mathbf{a}_{min} \geq 15\text{cm} \rightarrow 20\text{ cm} > 15$ **Condition vérifiée**.

$L_{min} \geq 4a \rightarrow 155\text{cm} \geq 4 \times 20 = 80\text{cm}$ **Condition vérifiée.**

II. 3.3.Les poteaux

Ce sont les éléments verticaux qui composent le squelette d'un bâtiment, destiné à stabiliser la structure et transmettre les charges verticales et horizontales subit par l'édifice aux fondations.

Le pré dimensionnement des poteaux se fera en fonction des sollicitations de calcul en Compression centrée selon les règles du BAEL91, en appliquant les trois critères suivant :

- Critère de résistance.
- Critère de stabilité de forme.
- Règles du RPA99 (version2003).

Les poteaux sont pré dimensionnés à l'état limite de service en compression simple en supposant que seul le béton reprend l'effort normal Ns.

Tell que :**Ns=G+Q**

Avec :

Ns : Effort normal maximal à la base du poteau.

G : charge permanente.

Q : charge d'exploitation en tenant compte de la dégression des surcharges.

L'effort normal Ns sera déterminé à partir de la descente de charge en considérant le poteau le plus sollicité.

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

Min (b1, h1) ≥25cm en zones I et II

Min (b1, h1) ≥ 30 cm en zone III

Min (b1, h1) ≥he/20

1/4< b1/h1<4

Pour les poteaux circulaires :

D ≥ 25cm en zone I

D ≥30cm en zone II

D ≥35cm en zone III

D≥ he/15

La section S est donnée par la formule suivante : $S = \frac{N}{\sigma bc}$

σbc: Contrainte admissible du béton σbc =0.6xfc28 =0.6 x 25=15 MPa

- **Détermination des charges permanant et surcharges d'exploitation**

Elles sont données le document technique réglementaire *DTR B.C.2.2*

« Charges et surcharges d'exploitation »

- **Charge permanant**

  - Plancher terrasse inaccessible

Tableau II.2. Calcule de la charge permanente de plancher terrasse inaccessible

Composition	Épaisseur (m)	ρ (kN/ m^3)	G(kN/ m^2)
couche de gravillon	0,05	17	0,85
Étanchéité multicouche	0,02	6	0,12
Forme de la pente en béton	0,06	22	1,32
Feuille de polyane	_	_	0,01
Isolation thermique	0,04	4	0,16
Plancher en corps creux	0,20	14	2,80
Enduit ciment	0,20	10	0,2
Charge permanente totale			5,46

  - Plancher étage courant

Tableau II.3. Les charges permanentes revenant au plancher d'étage courant.

Composition	Épaisseur (m)	ρ (kN/ m^3)	G(kN/ m^2)
Maçonnerie en brique	0,1	9	0,9
Revêtement carrelage	0,02	20	0,4
Mortier de pose	0,02	20	0,4
Sable de pose	0,02	18	0,36
Plancher en corps creux	0,20	-	2,80
Enduit en plâtre	0,02	10	0,2
Charge permanente totale			5,06

- L'acrotère

▪ Étude de L'acrotère

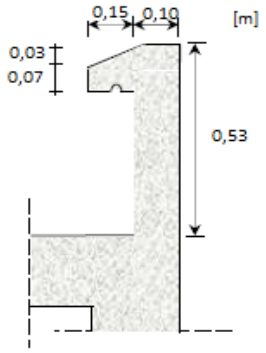
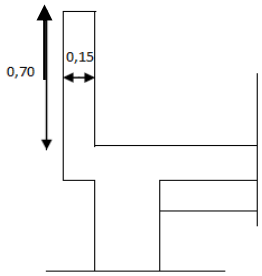
L'acrotère est un élément de sécurité au niveau de la terrasse, il forme une paroi, contre toute chute, elle est considérée comme une console encastrée soumise a son poids propre, à une charge (Q) qui est dû à la main courante et une force latérale sismique

▪ Hypothèse de calcul

Les hypothèses à prendre en compte pour le calcul sont :

- Le calcul se fera pour une bande de 1ml.
- Type de fissuration est considérée préjudiciable.
- L'acrotère est sollicité en flexion composée.

Tableaux II.4 : Les différents types d'acrotères

type		acrotère 1	acrotère 2
Schéma			
Géométrie	hauteur h (m)	0,53	0,7
	Épaisseur e (m)	0,1	0,15
	La surface S (m2)	0,07	0,105
Charge permanente G (KN/ml)		1,64	2,625
La surcharge Q (KN/ml)		1	1

- Dalle pleine (balcon)

Tableau II.5 : Charges permanentes des balcons en dalle pleine

Composition	Épaisseur (m)	ρ (kN/ m^3)	G(kN/ m^2)
Revêtement carrelage	0,02	22	0,44
Mortier de pose	0,02	20	0,4
Sable de pose	0,02	18	0,36
dalle plein en béton arme	0,15	25	3,75
	0,18		4,5
	0,2		5
Enduit en ciment	0,20	1,8	0,36
Charge permanente totale			5,31
			6,06
			6,56

- Maçonnerie

- Mur intérieur

Tableau II.6 : Charges permanentes des murs intérieur.

Composition	Épaisseur (m)	ρ (kN/ m^3)	G(kN/ m^2)
Enduit plâtre	0,02×2	10	0,4
Brique creuse	0,1	9	0,9
Charge permanente totale			1,3

- Mur extérieur

Tableau II.7 : Charges permanentes des murs extérieurs.

Composition	Épaisseur (m)	ρ (kN/ m^3)	G(kN/ m^2)
Mortier de ciment	0,02	18	0,36
Brique creuse (intérieure et extérieures)	2×0,1=0,2	9	1,8
Enduit plâtre	0,02	10	0,2
L'âme d'air	0,05	0	0
Charge permanente totale			2,36

- Les escaliers

Tableaux II.8 : Charge permanente des escaliers

Composition		Épaisseur (m)	ρ (kN/ m3)	G(kN/ m²)
Paillasse		0,43	25	10,63
Marches	Carrelage	0,02	22	0,44
	Mortier de pose	0,02	20	0,4
	Garde-corps	0,2		0,2
	Lit de sable	0,02	18	0,36
	Enduit de ciment	0,02	18	0,36
Charge permanente totale de paillasse				12,39
Palier		15	25	375
Carrelage		0,02	22	0,44
Mortier de pose		0,02	20	0,4
Garde-corps		0,2		0
Lit de sable		0,02	18	0,36
Enduit de ciment		0,02	18	0,36
Charge permanente totale de palier				5,31

- **Surcharge d'exploitation Q**

Les surcharges d'exploitation sont données par le DTR comme suit :

Plancher étage courant à usage d'habitation...……..…1.5 kN /m^2

Plancher terrasse inaccessible…….. 1 kN /m^2

Escalier…….. 2.5 KN /m^2

Balcon …….. 3.5KN /m^2

Acrotère……1kN /m^2

- **La surface d'influence**
  - Calcul des surfaces

S1=2.025×2,175 = 4,404 m²

S2=1,875×2,175= 4,078 m²

S3=2,025×2,525 = 5,113 m²

S4=1,875×2,525 = 4.734 m²

Section nette :

S_{nette} = S1 +S2 +S3 +S4 = 4,404+4,078+5,113+4.734 = 18,329 m²

Section brute :

S_{brute} = 4,15 × 4,95 =20,54 m²

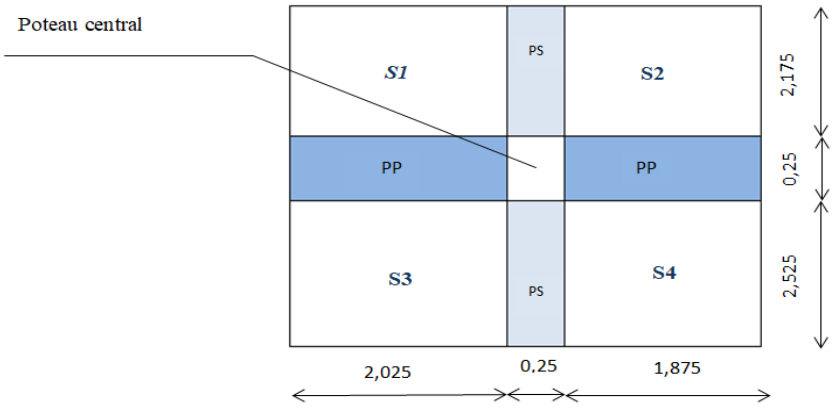


Figure II.5: Surface d'influence sur le poteau

- **Calcul des poids propre des éléments**
  - Les poteaux

P_{pot}= S ×ρ ×h_e

S : section des poteaux en zone (III) ≥ 30cm *(RPA 99/ 2003)*
ρ : poids volumique du béton
h_e: hauteur d'étage

Le sous sole et rez-de-chaussée : $P_{s.sol}$ = 0,55×0,55×25 ×3,24= 24,5Kn

Du 1er au 5eme étage : P = 0,45× 0,45× 25× 3,06 =15,5Kn

6eme étage : P = 0,3× 0,3 ×25×3,06 = 6,885 kn

  - Les poutres

$P_{poutres}$= (b× h×ρ) × L

ρ : poids volumique du béton

L : longueur de la poutre.

Les poutres principales (40× 25)

P_{PP} =(0,40× 0,25×25) × (2,025 + 1,875) = 9,75 KN

Les poutres secondaires (35×25)

P_{PS} =(0,35× 0,25×25) × (2,525 + 2,175) = 10,28 KN

D'où :

Le poids total : $P_t = P_{pp} + P_{ps} = 9.75 + 10.28 = 20,03$ KN

- Les planchers : $P_{plancher} = P_{plancher} \times S$

Étage courant : $\mathbf{P}_{étagecourant}$ = 5,60×18,329 = 92,74474 KN

Terrasse : $\mathbf{P}_{terrasse}$ = 6,27×18,329 = 100,07634 KN

Tableaux II.9 : poids propre des éléments

poids propre des éléments		
Élément		poids propre
poteaux	sous-sol + RDC	24,5
	1er au 5eme étage	15,5
	6eme étage	6,885
poutre	poutre principale	9,75
	poutre secondaire	10,28
	totale	20,03
planche	étage terrasse	100,07634
	étage courant	92,74474

- **La dégression des charges** *(DTR.B.C2.2.art.6.3)*

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

D'après le *BAEL91 modifié 99*cette loi s'applique aux bâtiments à grand nombre de nivaux **n≥ 5 niveaux** Où les occupations des divers niveaux peuvent être considérées comme indépendantes. Dans notre cas la loi de dégression de charges est applicable

$$\boldsymbol{Q} = Q_0 + \left(\frac{3+n}{2n}\right) \sum Q_i$$

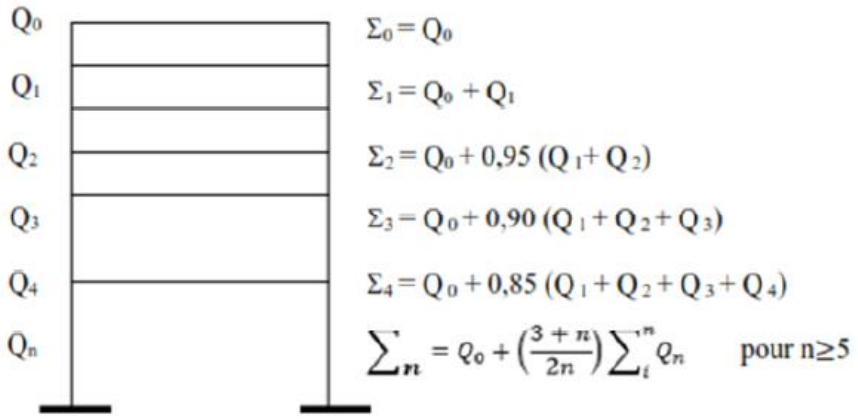


Figure II.6: Descente de charges

- **Coefficient de dégression de charges**

Tableau II.10 : Coefficients de dégression des charges.

Niveau	6	5	4	3	2	1	RDC	S-SOL
Coefficient	1	1	0,95	0,90	0,85	0,80	0,75	0,714

- **Les surcharges d'exploitation**

-Terrasse inaccessible :$Q_0 = 1 \times 20,54 = 20,54$kN

-Plancher d'étage courant : $Q_1 = 1.5 \times 18,329 = 27,494$ KN

- **Calcule des surcharges**

*Niveau 06 :*S7=20,54KN.

Niveau 05: S6=Qo+Q1= 20,54+27,494=48,034KN.

*Niveau 04:*S5=Qo+0.95 (Q1+Q2)= 20,54+0.95 (2×27 ,494) =72,779KN

*Niveau 03:*S4= Qo+0.90 (Q1+Q2+Q3) = 20,54+0.9 (3×27,494) =94,774 KN

*Niveau 02:*S3= Qo+0.85 (Q1+Q2+Q3+Q4)= 20 ,54 +0.85 (4×27,494)=114,0196 KN

Niveau 01 : S2= Qo+0.80 (Q1+Q2+Q3+Q4+Q5)= 20 ,54 +0.80 (5×27,494)=130,516 KN

Niveau RDC: S1= Qo+0.75 (Q1+Q2+Q3+Q4+Q5+Q6)=20 ,54+0.75(6×27,494)=144,264 KN

*Niveau S-S:*S0=Qo+0.71 (Q1+Q2+Q3+Q4+Q5+Q6 +Q7)

=20 ,54 +0.714 (7×27,494)=157,955 KN

Tableau II .11: récapitulatif de la descente de charge

	Charge permanente (KN)					Charge d`exploitation (KN)	Effort Normaux (KN)	Section transversale cm²	Section du poteau cm²
Ni	G plancher	G poteau	G poutre	G totale	G cumulé	Q cumulé	Ns=G+Q	S=N/σbc	Épaisseur adoptée
6	100,07634	6,885	20,03	126,99134	126,99134	20,54	147,531	98,354	30×30
5	92,74474	15,5	20,03	128,27474	255,26608	48,034	303,300	202,200	45×45
4	92,74474	15,5	20,03	128,27474	383,54082	72,779	456,320	304,213	45×45
3	92,74474	15,5	20,03	128,27474	511,81556	94,774	606,590	404,393	45×45
2	92,74474	15,5	20,03	128,27474	640,0903	114,019	754,109	502,740	45×45
1	92,74474	15,5	20,03	128,27474	768,36504	130,516	898,881	599,254	45×45
RDC	92,74474	24,5	20,03	137,27474	905,63978	140,263	1045,903	697,269	55×55
S-S	92,74474	24,5	20,03	137,27474	1042,91452	157,955012	1200,870	800,580	55×55

II.3.3.3. Vérification des conditions *(RPA 99 version 2003 Art .7.4.1)*

Les poteaux doivent être coulés sur toute leur hauteur (he) en une seule fois.

Les dimensions de la section transversales des poteaux en zone de forte sismicité (Zone III).

Doivent satisfaire les conditions suivantes :

Min (b1, h1) ≥ 30 cm en zone III

Min(b1, h1) ≥he/20

1/4 <b1/h1 < 4

- Sous-sol : poteau (55x55)

Min (b1, h1) =min(55,55)=55 cm > 30cm **Condition vérifiée**

Min (b1, h1) =55 cm>he /20 =324/20=16,2 cm **Condition vérifiée**

1/4<55/55<4 **Condition vérifiée**

- RDC : poteau (55x55)

Min (b1, h1) =min(55,55)=55 cm > 30cm **Condition vérifiée**

Min (1, h1) =55 cm >he /20 =306/20=15,3cm **Condition vérifiée**

1/4<55/55 <4 **Condition vérifiée**

- 1er , 2eme ,3eme, 4eme et 5eme étage : poteau (45x45)

Min (b1, h1) =min(45,45) =45 cm > 30 cm **Condition vérifiée**

Min(b1, h1) =45 cm>he /20 =306/20=15.3 cm **Condition vérifiée**

1/4<45/45<4 **Condition vérifiée**

- 6éme étage : poteau (30x30)

Min (b1, h1) =min(30,30)=30 cm ≥ 30 cm **Condition vérifiée**

Min (b1, h1) =25 cm> he /20 =306/20=15.3 cm **Condition vérifiée**

1/4< 30/30<4 **Condition vérifiée**

- Pour les poteaux circulaires(RDC, 1er étage)

D ≥35cm ⟶ D=50 **Condition vérifiée**

D≥ he/15 ⟶ 678 /15= 45,2 **Condition vérifiée**

- Pour les poteaux circulaires (2éme étage)

D ≥35cm ⟶D=35≥35 **Condition vérifiée**

D≥ he/15 ⟶ 35 ≥306 /15= 20,4 **Condition vérifiée**

Tableau II.12: Vérification Les dimensions de la section transversales des poteaux

Poteaux cm²			Sous-sol (55x55)	RDC (55x55)	1éme-5éme (45x45)	6éme (30x30)
les condition exige par RPA	section rectangulaire	Min (b1, h1) ≥ 30	vrai	vrai	vrai	vrai
		Min (b1, h1) ≥ he/20	vrai	vrai	vrai	vrai
		1/4 < b1/h1 < 4	vrai	vrai	vrai	vrai
	section circulaires	D ≥50		vrai		
		D≥ he/15		vrai		

D'où les sections des poteaux adoptées sont :

- Sous-sol et RDC :(55 x55) cm²
- 1er jusqu'à 5éme : (45 x 45) cm²
- 6éme étage : (30 x 30) cm²
-Poteau circulaire (RDC et 1 er étage) : D=50cm
- Poteau circulaire (2eme étage) : D= 35cm

II.3.3.4.Vérification de la résistance des poteaux au flambement

Le flambement est un phénomène d'instabilité de forme qui peut survenir dans les éléments comprimés des structures lorsque ces derniers sont élancés suite à l'influence défavorable des sollicitations.

$\lambda = L_f / i \leq 50 \longrightarrow \lambda = \frac{Lf}{\sqrt{\frac{Iyy}{S}}} = \frac{0{,}7L0}{\sqrt{\frac{b^2}{12}}} = 0{,}7\ L0\ \frac{\sqrt{12}}{b}$

Avec

L_f: longueur de flambement (L_f= 0.7 L0)

I: Élancement du poteau.

i: rayon de giration $i = \sqrt{\frac{B}{I}}$

L_0: hauteur libre du poteau ;

B: section transversale du poteau (B = b x h)

I : Moment d'inertie du poteau ($I_{yy}=bh^3/12$; $I_{xx} = bh_3/12$)

-Pour le sous-sol : (55x55)

L0 =3.24m d' où λ= 0.7x 3.24 ($\frac{\sqrt{12}}{0{,}55}$)= 14,28 < 50 **condition vérifiée**

- Pour le RDC : (45x45)

L0 = 3,06m d' oùλ = 0.7x 3,06 ($\frac{\sqrt{12}}{0{,}45}$) = 16,48< 50 **condition vérifiée**

- Pour poteaux circulaire D =50 (RDC et 1er étage)

L0 =6.78m d' où λ = 0.7x6,78 ($\frac{\sqrt{12}}{0{,}50}$) = 32,88 < 50 **condition vérifiée**

- Pour 1er, 2eme ,3eme, 4eme et 5eme étage : (45x45)

L0 =3.06m d' où λ=0.7x3.06 ($\frac{\sqrt{12}}{0{,}45}$) = 16,48< 50 **condition vérifiée**

- Poutre circulaire D =35 (2eme étage)

L0 =3.06m d' où λ =0.7x3.06 ($\frac{\sqrt{12}}{0{,}35}$) = 21,20 < 50 **condition vérifiée**

- Pour 6éme : (30x30)

L0 =3.06m d' où λ =0.7x3.06 ($\frac{\sqrt{12}}{0{,}30}$) = 24,73< 50 **condition vérifiée**

Puisque toutes les conditions sont vérifiées, les dimensions adoptées pour les poteaux sont convenables.

III.1. Calcule de l'acrotère

L'acrotère est un élément secondaire réalisé en béton armé, assimilée à une console encastrée au niveau du plancher terrasse. Il est soumis à un effort *G* dû à son poids propre et une poussée latéral *Q* dû à la main courante engendrant un mouvement de renversement M dans la section d'encastrement. Dans notre projet on a 02 type d`acrotère

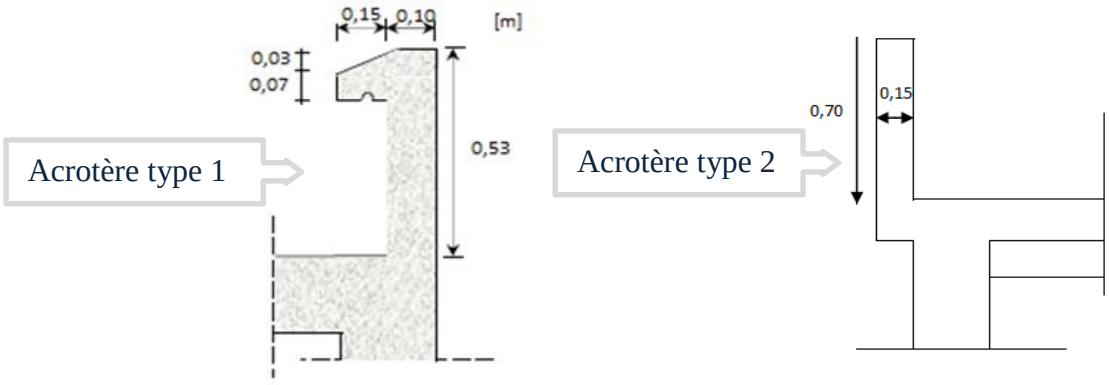


Figure III.1.1 : Type d'acrotère

III.1.1. Détermination des sollicitations

III.1.1.1. Calcul des sollicitations

- Effort normal dû au poids propre

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

Avec :

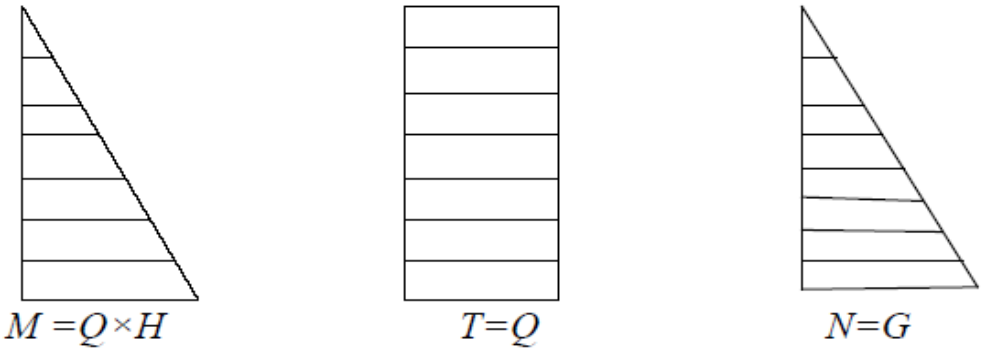
ρ : Masse volumique du béton.
S : Section de l'acrotère

  - Surcharge d'exploitation horizontale : $Q = 1KN/ml$

- Moment de renversement M du à l'effort horizontal : $M_Q = Q \times H$ [KN /m]
- Effort tranchant : $T = Q\ x1ml$ [KN]
- Effort normal dû au poids propre G : $N_G = G \times 1\ [KN]$

Tableaux III.1.1 : Les sollicitations d`acrotères

Type		acrotère 1	acrotère 2
Les sollicitations	Moment de reversement *MQ (KN.m)*	0,53	0,7
	Effort normale du poids propre *NG (KN.m)*	1,644	2,625
	Effort tranchant du a la surcharge *TQ (KN)*	1	1
	Moment de flexion du *a G (KN.m)*	0	0



Les Moments efforts tranchants efforts normaux

Figure III.1.2: diagramme des efforts interne de l'acrotère (M .T. N)

III.1.1.2. Combinaison de charges

ELU : 1,35G+ 1,5Q

ELS : G+Q

Tableaux III.1. 2 : Les combinaisons de charges

type			acrotère 1	acrotère 2
Combinaison de charge	ELU	Effort normal **Nu** (KN)	3,72	5,04
		Moment de flexion **Mu** (KN.m)	0,80	1,05
	ELS	Effort normal **Ns** (KN)	2,64	3,63
		Moment de flexion **Ms** (KN.m)	0,53	0,70

III.1.2. Ferraillage

Le ferraillage revient à l'étude d'une section rectangulaire soumise à la flexion composée. Pour se faire, on utilise l'organigramme de calcul, approprié dont le principe est d'étudier la section du béton en flexion simple sous un moment fictif M_f, afin de déterminer les armatures fictives A_f, puis en flexion composée pour déterminer les armatures réelles A_r.

Le calcul se fera à L'ELU puis vérifié à L'ELS pour une bande de 1m de largeur.

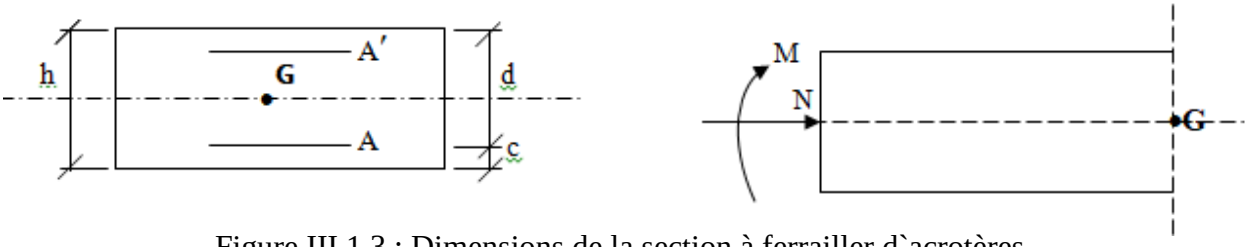


Figure III.1.3 : Dimensions de la section à ferrailler d`acrotères

Avec :

h : Épaisseur de la section (h= 10cm)

b : Largeur de la section (b=100 cm)

c et c': Enrobage (c=c'= 2cm)

d : Hauteur utile (h-c)

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

III.1.2.1. Calcule des armatures à l'ELU

- Calcul de l'excentricité
  - $eu = \frac{Mu}{Nu}$
  - g **:** Distance entre le CDG de la section et de CDG des armatures tendues :$g = \frac{h}{2} - c`$

Tableaux III.1.3 : Calcule de l`excentricité d`acrotères

type	acrotère 1	acrotère 2
l'excentricité eu (m)	0,214	0,208
G (m)	0,03	
eu>h/2-c`	VRAI	VRAI

$eu > \frac{h}{2} - c` \rightarrow$ Le centre de pression (point d'application de l'effort normal) se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures d'où la section est partiellement comprimée (SPC) donc la section sera calculée en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif puis on se ramène à la flexion composée.

III.1.2.1.2. Calcul en flexion simple

- Moment fictif : $Mf = Nu * (eu + \frac{h}{2} - C`)$
- Moment réduit μ : $\mu = \frac{Mf}{bd^2 fbu}$

Avec :

- $fbu = \frac{0,85 fc28}{\theta \gamma b}$=14,2 MPA
- $\mu l = 0,392$
- $\sigma st = \frac{fe}{\gamma s}$ = 348 MPA

- Armateur fictives : $Af = \frac{Mf}{\beta \, d\sigma st}$

Tableaux III.1.4 : Calcul en flexion simple

Flexion simple		
type	acrotère 1	acrotère 2
Moment fictif Mf (KN .m)	0,907	1,050
Moment réduit μ	0,010	0,012
μ<μl → SSA	VRAI	VRAI
β	0,995	0,994
Armature fictives Af (cm2)	0,33	0,38

Remarque

La section est simplement armée (SSA), les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ASC= 0. Donc on a uniquement des armatures tendues. A partir des abaques, on tire la valeur de β = 0.995

III.1.2.1.3. Calcul en flexion composée

- La section des armatures réelles Au : $Au = Af - \frac{Nu}{\sigma st}$

Tableaux III.1.5 : Calcul en flexion composée les Armature réelles

Flexion composée		
type	acrotère 1	acrotère 2
Armature réelles Au (cm2)	0,22	0,23

III.1. 3. Vérification à l'ELU

- **<u>Vérification de la condition de non fragilité du béton *(Art A-4.2.1, BAEL 91)*</u>**

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

Avec :

$$Amin = \frac{0{,}23 ft28}{fe} \ \frac{es - 0{,}455d}{es - 0{,}185d} \ bd$$

- es : l'excentricité a l`ELS : $es = \frac{Ms}{Ns}$
- *ft28 = 0.6 + 0.06 × 25 = 2.1 MPa.*

Tableaux III.1.6 : Vérification de la condition de non fragilité

type	acrotère 1	acrotère 2
Amin (cm2)	0,85	0,85
Condition de non fragilité Au > Amin	VRAI	VRAI

On remarque que Au < Amin donc la CNF n'est pas vérifié alors :

As = Amin = 0,85 cm2

La section d'acier est **A adoptée= 4HA8** =2,01 cm ^{2} Avec un espacement : **St =30cm**

- Armatures de répartitions Ar : $Ar = \frac{\text{A adoptée}}{4} = 0{,}50\ \text{cm}^2$

Soit : **Ar = 4HA8**= 2,01 cm^2

Avec un espacement : **St=15cm (**acrotère 1)

St=20cm (acrotère 2)

- **Vérification au cisaillement (*Art A.5.1.1/BAEL 91 modifié 99)***

La vérification s'effectue à l'ELU, la fissuration est considérée comme préjudiciable d'où :

τu : Contrainte de cisaillement

τ_{adm} : Contrainte de cisaillement admissible

$$\tau u \leq \tau_{adm} \longrightarrow \tau_{adm} = \min\left\{\frac{0{,}15 fc28}{\gamma b} \middle| 4MPA\right\}$$

Avec : γb =1,5 Situation durable

Vu = 1 ,5 Q = 1,5 × 1 = 1,5 KN

$$\tau u = \frac{Vu}{b\ d} = \frac{1{,}5 \times 10^3}{1000 \times 80} = 0{,}018\ MPA$$

$$\tau u = 0{,}018\ MPA \leq \tau_{adm} \min\left\{\frac{0{,}15 fc28}{\gamma b} \middle| 4MPA\right\} = 2{,}5\ MPA$$ **condition est vérifiée**

Donc pas de risque de cisaillement (les armatures transversales ne sont pas nécessaires).

- **L'adhérence des barres *(Art A.6 .1 .3/BAEL 91 modifié 99)***

La contrainte d'adhérence τs doit être inférieure à la valeur limite ultime : $\tau s \leq \tau s_{adm}$

Avec :

$$\tau s = \frac{Vu}{0{,}9\ d\ \sum u} = \frac{Vu}{0{,}9\ d \times (4\pi\emptyset)} = \frac{1{,}5 \times 10^3}{0{,}9 \times 80 \times (4 \times 3{,}14 \times 0{,}8)} = 2{,}07\ \text{MPA}$$

$$\tau s_{adm} = \Psi\ fc28 = 1{,}5 \times 2{,}1 = 3{,}15 MPA$$

On a :

$\tau s = 2{,}07 MPA \leq \tau s_{adm}$ =3,15MPA ; donc il n'y a pas risque d'entraînement des barres.

- **L'écartement des barres**

Armatures principales : St = 30 cm < min (3h ; 33cm) = 33 cm **Condition vérifiée**

Armatures secondaires : St = (17 cm et 15cm)< min (4h ; 45cm)=45 cm **Condition vérifiée**

III.1.4. Vérification à l'ELS

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

- **La contrainte dans l'acier *(Art A.4.5.33/BAEL 91 modifié 99)***

$\sigma s \leq \overline{\sigma s} = min\{\frac{2}{3} fe \,|\, max\{0{,}5fe \,|\, 110\sqrt{\eta ftj}\}\}$

Avec : $fe = 400\ MPA$

$ft28 = 0{,}6 + 0{,}06 \times 25 = 2{,}1\ MPA$

$\eta = 1{,}6 \qquad pour\ HA$

$\sigma s = \frac{Ms}{\beta\ d\ As}$

On a :

$\rho = \frac{100As}{b\ d} = \frac{100\times 2{,}01}{100\times 8} = 0{,}251$ ρ=0,251 $\longrightarrow$ β=0,920 K=47,50

$\overline{\sigma s} = mi\ n\{267|ma\ x\{200|201{,}63\}\} = 201{,}63 MPA$

Tableaux III.1.7 : Les contraintes dans l`acier

type		acrotère 1	acrotère 2
Contrainte dans l`acier	σs (MPA	35,83	47,32
	$\overline{\sigma s}$	201,63	
	$\sigma s \leq \overline{\sigma s}$	VRAI	VRAI

- **La contrainte dans le béton :** $\sigma b \leq \overline{\sigma b}$

$\sigma b = \frac{1}{K}\sigma s$

$\sigma b = 0{,}6 \times 2{,}1 = 1{,}26\ MPA$

Tableaux III.1.8 : Les contraintes dans le béton

type		acrotère 1	acrotère 2
Contrainte dans le béton (MPA)	σb	0,75	1,00
	$\overline{\sigma b}$	15	
	$\sigma b < \overline{\sigma b}$	VRAI	VRAI

Les conditions étant vérifiées ; donc le ferraillage calculé à l'ELU est vérifié à l'ELS

- **Vérification de l'acrotère au séisme *(RPA 99. Art 6.2.3)***

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

$$Fp = 4\ A\ Cp\ WP$$

A : Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le tableau (4.1 -RPA) pour la zone et le groupe d'usage appropriés A=0,25

Cp : Facteur de force horizontale variant entre 0.3 et 0.8 (voir tableau 6.1-RPA)

CP=0, 3 ⟶ {zone III, groupe d`usage 02}

W_P *:* Poids de l'élément considéré = G

Tableaux III.1.9 : Vérification au séisme

type	acrotère 1	acrotère 2
Poids propre G (KN/ml)	1,64	2,6250
Force sismique Fp (KN/ml)	0,49	0,79
La surcharge Q (KN/ ml)	1	
Fp<Q	VRAI	VRAI

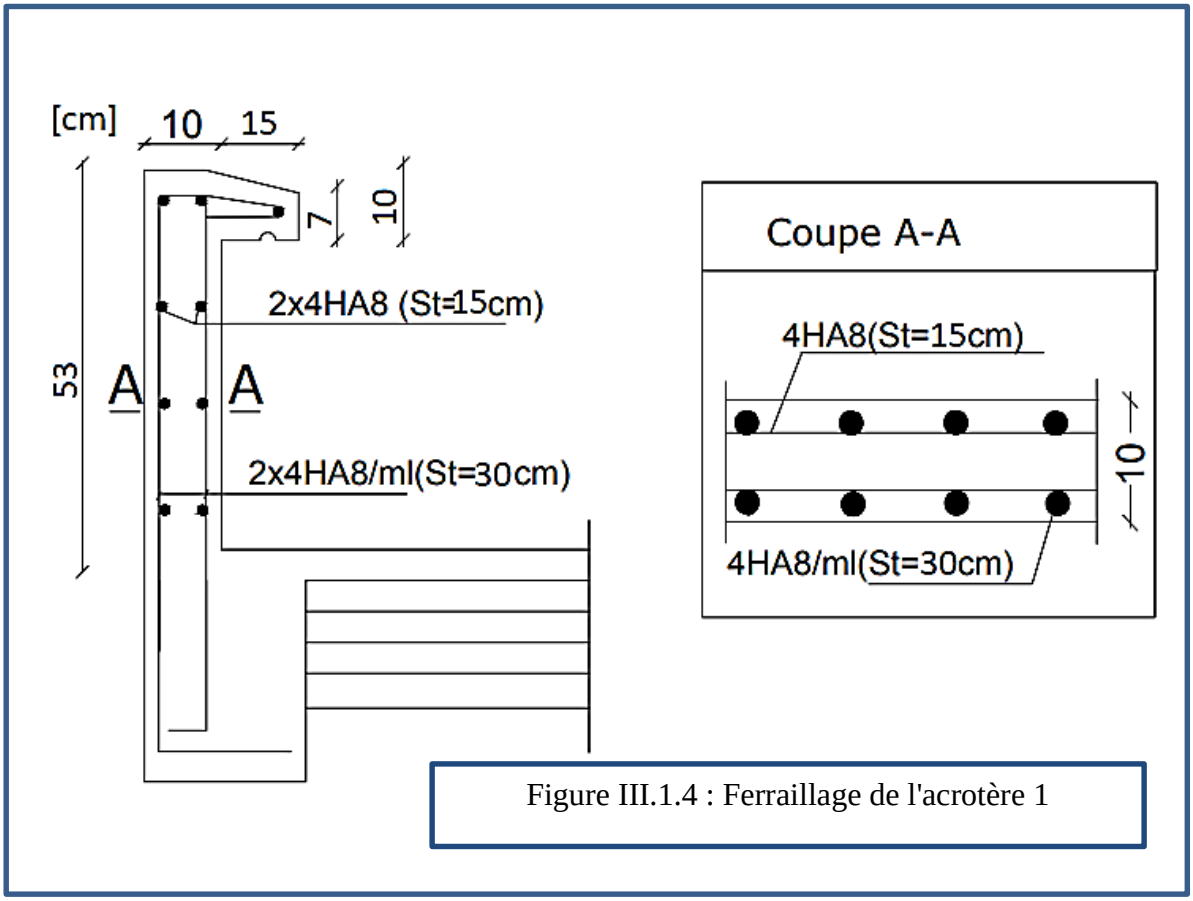


Figure III.1.4 : Ferraillage de l'acrotère 1

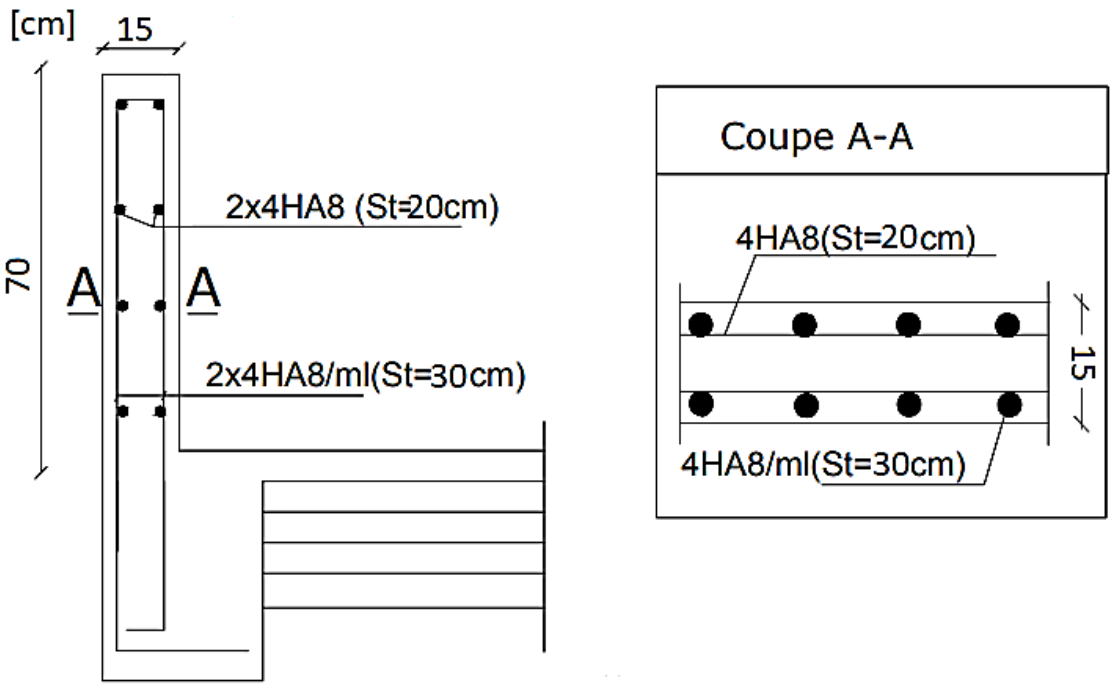


Figure III.1.5 : Ferraillage de l'acrotère 2

III.2. Calcule de Balcon

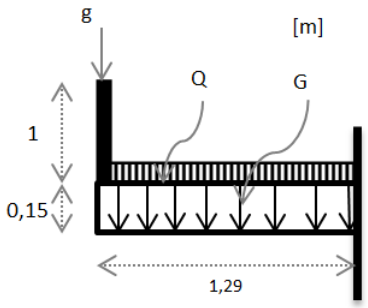
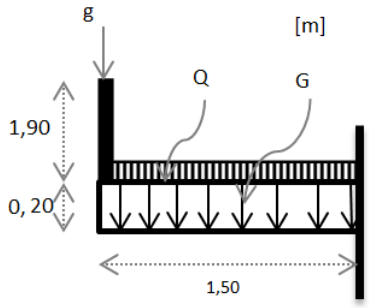
Le balcon se calcul comme une conso conditions d'environnement qui conduisent à des distributions constructives spéciales. Il est constitué d'une dalle pleine faisant suite à la dalle du plancher.

III.2.1. Dimensionnement

L'épaisseur de la dalle pleine est déterminée par la condition de la résistance à la flexion suivante : $ep \geq \frac{l}{10}$

l : Largeur de a console

Tableaux III.2.1: Dimensionnement des balcons

Type	Balcon 01	Balcon 02
Coupe vertical du balcon [cm]		
largeur [m]	1,29	1,50
longueur [m]	3,8	3,85
surface [m2]	4,56	5,78
épaisseur [cm]	15,00	20,00

III.2.2. Détermination des charges et surcharges

Tableaux III.2.2 : Charges permanentes de Balcon

Composition	Épaisseur(m)	ρ (kN/ m3)	G_1 (kN/ m2)
Revêtement carrelage	0,02	22	0,44
Mortier de pose	0,02	20	0,4
Sable de pose	0,02	18	0,36
dalle plein en béton arme	0,15	25	3,75
	0,2		5
Enduit en ciment	0,2	1,8	0,36
Charge permanente totale			5,31
			6,56

Tableaux III.2. 3 : Charges permanentes g (garde-corps)

Composition	Balcon 01	Balcon 02
Brique creuses (10cm)	0,9	
Enduit extérieur en ciment (1.5cm)	0,27	
Enduit intérieur en ciment (1.5cm).	0,27	
totale G_2 (kN/ m^2)	1,44	2,74

- Surcharges d'exploitation (uniformément répartie)

Surcharge revenant au balcon : Q=3.5KN/m^2

III.2.3. Combinaison d'action

- **Les combinaisons de charges à l'ELU**

Pour la dalle : q_u= (1,35G_1+1,5Q) x 1m

Pour le garde-corps : g_u = (1,35G_2) x1m

- **Les combinaisons de charges à l'ELS**

Pour la dalle : qs = (G_1+Q) x 1m

Pour le garde-corps : gs = G_2 x1m

Tableaux III.2.4 : Combinaison d'action des balcons

Type			Balcon 01	Balcon 02
Combinaisons de charges	ELU	pour la dalle (KN/m)	12,42	14,11
		pour le garde-corps (KN/m)	1,94	3,69
	ELS	pour la dalle (KN/m)	8,81	10,06
		pour le garde-corps (KN/m)	1,44	2,74

III.2.4. Calcule des efforts internes

- **A l'ELU**
  - Le moment fléchissant : $Mu = \frac{qu \times l^2}{2} + g_u \times l$
  - L'effort tranchant : $Vu = (qu \times l) + g_u$
- **A L'ELS**
  - Le moment fléchissant : $Ms = qs\frac{l^2}{2} + g_s \times l$
  - L'effort tranchant : $Vs = (qs \times l) + g_s$

Tableaux III.2.5 : Calcul des efforts internes des balcons

Type			Balcon 01	Balcon 02
Calcule des efforts internes	ELU	Le moment fléchissant **Mu** (KN,m)	12,84	21,41
		L'effort tranchant **Vu** (KN)	17,96	24,85
	ELS	Le moment fléchissant **Ms** (KN,m)	9,19	15,42
		L'effort tranchant **Vs** (KN)	12,80	17,83

III.2.5. Ferraillage

Le balcon sera calculé comme une section rectangulaire soumise à la flexion simple. Le calcul se fait pour une bande de 1ml.

Tableaux III.2.6 : Dimensions de la section à ferrailler

Type	Balcon 01	Balcon 02
c=c` (cm)	2,00	2,00
d (cm)	13,00	18,00
b (cm)	100	

- Moment réduit μ : $\mu = \frac{Mf}{bd^2 fbu}$
- Armateur fictives : $Af = \frac{Mf}{\beta\, d\sigma st}$

Tableaux III.2.7: Calcul des armatures principales

Type	Balcon 01	Balcon 02
Moment réduit μ	0,05	0,05
μ<μl ⟶ SSA	vrai	vrai
β	0,974	0,974
Armature principale Au (cm2)	2,56	3,51
Armature adopté $A_{u\ adp}$(cm2)	4 HA12	5 HA 12
	4,52	5,65
espacement St (cm)	25	20

- Les armatures de répartition : $Ar = \frac{As}{4}$

Tableaux III.2.8 : Calcul des armatures de répartition

Type	Balcon 01	Balcon 02
Armatures de répartition Ar (cm2)	1,13	1,41
Armatures de répartition Ar adp (cm2)	5 HA 8	
espacement St (cm)	20	

III.2.6. Vérification a l'ELU

- **Condition de non fragilité *(A .4.2.1/BAEL 91 modifier 99)***

$$Amin = \frac{0{,}23 ft28}{fe}\ bd$$

Tableaux III.2.9 : Vérification la Condition de non fragilité

Type	Balcon 01	Balcon 02
Condition de non fragilité Amin	1,57	2,17
Au $_{adp}$ > Amin	vrai	vrai

- **Vérification au cisaillement *(A.5.1.2. /BAEL91 modifié 99)***

$$\tau u = \frac{Vu}{b\ d} \quad \leq \quad \tau_{\text{adm}}\ \min\left\{\frac{0{,}15 fc28}{\gamma b}\middle| 4MPA\right\} = 2{,}5\ MPA$$

Tableaux III.2.10 : Vérification au cisaillement

Type	Balcon 01	Balcon 02
au cisaillement	0,138	0,191
	vrai	vrai

Pas de risque de cisaillement (les armatures transversales ne sont pas nécessaires).

- **Vérification de l'adhérence des barres *(A.6.1.3. BAEL 91modifié99)***

$$\tau s \leq \tau s_{\text{adm}} \quad \begin{cases} \tau s_{\text{adm}} = \Psi\ fc28 = 1{,}5 \times 2{,}1 = 3{,}15 MPA \\ \tau s = \frac{Vu}{0{,}9\ d\ \sum u} \end{cases}$$

Tableaux III.2.11 : Vérification de l'adhérence des barres

Type		Balcon 01	Balcon 02
l'adhérence des barres	τs(bar) MPA	3,15	
	Σ Ui (cm)	15,07	18,84
	τs	0,57	0,45
	τs < τs (bar)	vrai	vrai

III.2.7. Vérification a l'ELS

- **Vérification des contraintes dans les aciers** :$\sigma s < \sigma s_{adm}$ La fissuration étant préjudiciable

Tableaux III.2.12 : Vérification des contraintes dans les aciers

Type		Balcon 01	Balcon 02
contraintes dans les aciers	ρ	0,12	0,12
	β	0,942	
	K	71,21	
	σs MPA	165,99	160,97
	σs adm MPA	201,63	
	$\sigma s < \sigma s_{adm}$	VRAI	VRAI

- **Vérification des contraintes dans le béton :** $\sigma b < \sigma b_{adm}$

Tableaux III.2.13 : Vérification des contraintes dans le béton

Type		Balcon 01	Balcon 02
État limite de compression du béton	σb MPA	2,33	2,26
	σb adm MPA	15	
	$\sigma b < \sigma b_{adm}$	VRAI	VRAI

III.2.8. Vérification de la flèche

D'après le BAEL91, ont vérifié la flèche si l'une des conditions suivantes n'est pas vérifiée :

- $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$
- $\frac{h}{l} \geq \frac{Ms}{10\ M0}$
- $\frac{A}{bd} \leq \frac{4,5}{fe}$

Avec :

h : épaisseur cm

l :Largeur cm

A : Le moment fléchissant cm²

$M_0 = M_S$: Le moment fléchissant KN /m

Tableaux III.2.14 : Vérification de la flèche

Type		Balcon 01	Balcon 02
Vérification de la flèche	h/l	0,12	0,13
	(1 / 6)	0,0625	
	condition 1	vrai	vrai
	Ms/10*M0	0,1	0,1
	condition 2	vrai	vrai
	A /bd	0,003	0,003
	4,2 /fe	0,0105	
	condition 3	vrai	vrai

Remarque

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

Le ferraillage se fera comme suit :

Les conditions sont vérifiées donc pas de risque de flexion.

Les armatures calculées à l'État Limite Ultime sont suffisantes donc ce n'est pas nécessaire de calculer les armatures à l'État Limite de Service.

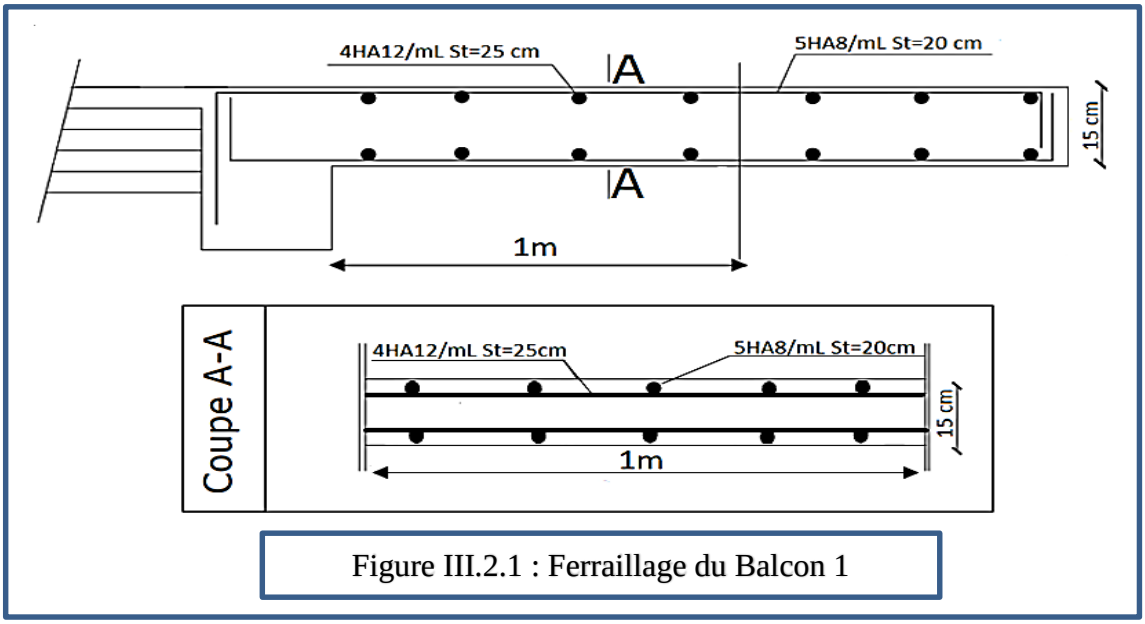


Figure III.2.1 : Ferraillage du Balcon 1

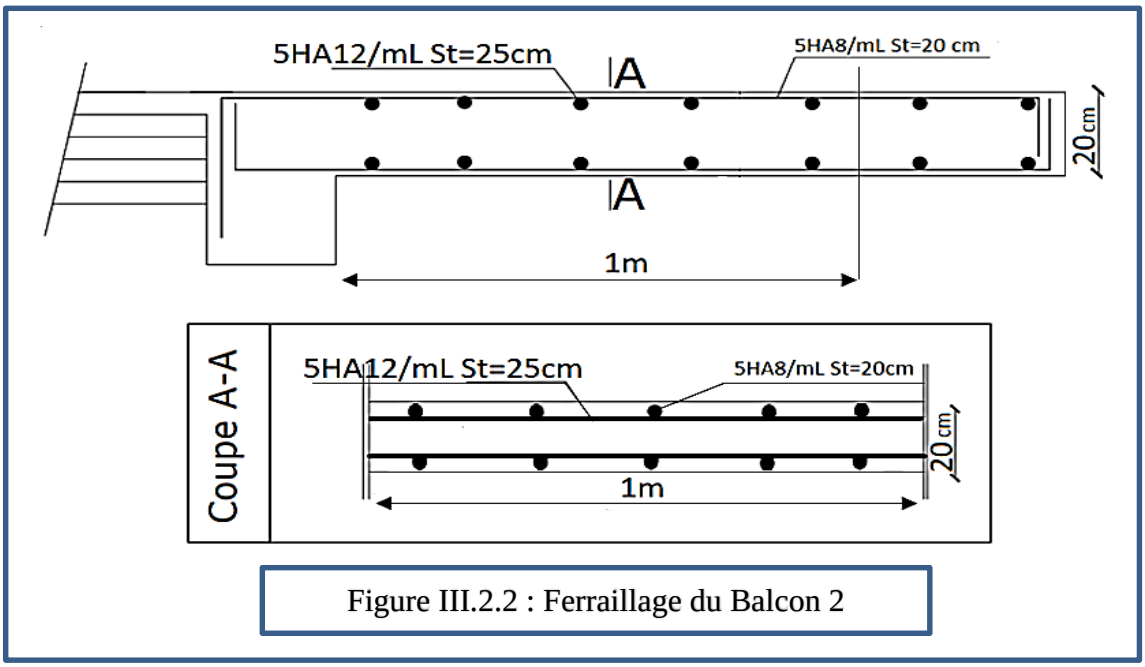


Figure III.2.2 : Ferraillage du Balcon 2

III.3. La salle machine

III.3.1. Introduction

L'Ascenseur est un appareil servant à déplacer verticalement des personnes ou des charges vers l'ensemble des étages de l'immeuble. C'est souvent un matériel muni de dispositif de sécurité. La machinerie et le local dans lequel se trouve l'ensemble des organes moteurs assurant le mouvement et l'arrêt de l'ascenseur, en général elle se trouve au-dessus de la gaine.

III.3.2. Caractéristiques de la cage d'ascenseur

- La surface de la salle machine est de : 2, 30 x 2,10 = 4,83 m²
- La surface de la cabine est de : 1,80 x 1,20 = 2.16 m²
- La charge totale du système de levage et la cabine chargée est de : 9t (P=90 KN).

III.3.3. Dimensionnement

- **Épaisseur de la dalle**

L'épaisseur de la dalle est donnée par la formule : $ht = \frac{Lx}{30} = \frac{210}{30} = 7$ cm

le RPA 2003 exige une hauteur $ht \geq 12$cm ; on adopte une hauteur ht = 15cm.

- **Calcul des sollicitations**

G_1 : poids de système de levage = 90 KN

G_2 : poids propre de la dalle et les revêtements = (25x0.15 +22x0.05) =4.85 KN/m2

Q : charge d'exploitation =1KN/m²

- **Combinaison de charge**

ELU : q_u =1.35G_2 + 1.5Q = (1.35 x 4.85 + 1.5 x 1) = 8.05 KN/ml

ELS : q_s = 4.85 + 1= 5.85 KN /ml

- **Mode de fonctionnement du panneau**

$\rho = \frac{lx}{ly}$ *(L'annexe E.3 du BAEL 91)*

Avec : ly: La grande portée de la cabine
lx: La petite portée la cabine
$lx < ly$

$\rho = \frac{lx}{ly} = \frac{210}{230} = 0.9$ $0{,}4 \leq \rho \leq 1$ **condition vérifié**

Le panneau rectangulaire isolé, portant dans les deux sens Pour l'étude de cette dalle on considère dans une première phase, la dalle simplement appui sur les 04 cotés.

- **Hypothèse**

La dalle est soumise aux charges suivantes :

- Charges uniformément réparties sur toute la surface de la dalle ; dans ce cas les

Moments au centre de la dalle, pour une bande de largeur unité, sont pour expressions :

-Dans le sens de la petite portée : $M_x = U_x \times q_u \times l_x^2$

-Dans sens de la grande portée : $M_y = U_y \times M_x$

- Charges concentriques sur un rectangle concentrique de la dalle.
  - $M_x = \rho(M_1 + \nu M_2)$
  - $M_y = \rho(\nu M_1 + M_2)$

Avec : M1 et M2 : coefficients données par les abaques de PIGEAUD

ρ : intensité de la charge concentrée.

ν : Coefficient de poisson ; dont les valeurs sont : $\nu = 0$ à l'ELU

$\nu = 0.2$ à l'ELS

III.3.4. Moments engendrés par le système de levage

L'étude se fera à l'aide des tables de PIGEAUD, qui donnent des coefficients permettent de calculer les moments engendres par la charge localisée.

- **Rectangle d'impact**

On a : $U = a + 2\,\xi e_\circ + h_t$

$V = b + 2\,\xi e_\circ + h_t$

Où :

ξ= 1 pour un revêtement en béton.

ξ= 0.75 pour un revêtement moins résistant.

Dans notre cas : $U = a + 2e_\circ + h_t$

$V = b + 2e_\circ + h_t$

Avec : ξ=1 car le revêtement est en béton.

e_0=5cm étant l'épaisseur du revêtement.

h_t =15cm épaisseur de la dalle.

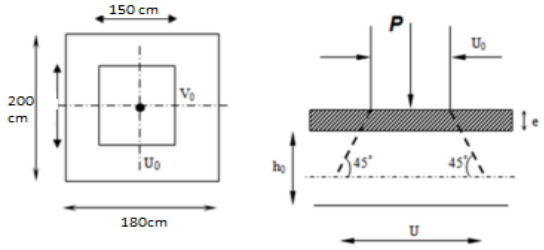


Figure III.3.1 : Répartition de la charge localisée sur la dalle

a= b =80 cm : Cotés du rectangle sur lequel agit la charge P

$U = 80 + 2 \times 5 + 15 = 105\ cm$

$V = 80 + 2 \times 5 + 15 = 105\ cm$

- **Calcul des moments fléchissant M_x et M_y**

M1 et M2 coefficients donnés en fonction de $(\rho; \frac{U}{l_x}; \frac{V}{l_y})$ à partir des abaques de PIGEAUD.

$\rho = 0{,}9 \longrightarrow \begin{cases} \frac{U}{l_x} = \frac{105}{210} = 0{,}5 \\ \frac{V}{l_y} = \frac{105}{230} = 0{,}5 \end{cases} \longrightarrow$ Après interpolation : $\begin{cases} M_1 = 0.100 \\ M_2 = 0.080 \end{cases}$

Donc :

- À l'ELU (ν= 0)

M_{xU}= 1.35×P(M_1) = 1.35×90×0.100= 12,15 kN.m.

M_{yU}= 1.35×P(M_2) = 1.35×90×0.080= 9,72 kN.m.

- À l'ELS (ν= 0.2)

M_{xS}= P (M_1 + 0.2M_2) = 90× (0.100 + 0.2×0.080)= 10,440 kN.m.

M_{yS}= P (M_2 + 0.2M_1) = 90× (0.080 + 0.2×0.100)= 9 kN.m.

III.3.5. Moments dus au poids propre de la dalle pleine

Au centre du panneau et pour une bande de largeur unitaire (1 m) la valeur des moments est :

Sens l_x : $M_{x0} = U_x \times q_u \times l_x^2$

Sens l_y : $M_{y0} = U_y \times M_x$

Où : U_x et U_y : Coefficients données par le tableau de l'annexe E.3 du BAEL 91 en fonction du rapport (ρ; ν)

- A l'ELU (ν = 0) U_x = 0.0458 et U_y = 0.778
- A l'ELS (ν = 0.2) $U_{x`}$ = 0.0529 et $U_{y`}$ = 0.846

- **À l'ELU**

$M_{xU`} = U_x \times q_u \times l_x^2$ = 0.0458×8.05 ×2,10 ²= 1.625 kN.m.

$M_{yU`} = U_y \times M_{xU`}$ = 0.778× 1.194= 1,26 kN.m.

- **À l'ELS**

$M_{xS`} = U_{x`} \times q_s \times l_x^2$= 0.0529×5.85 ×2,10 ²= 1.365 kN.m.

$M_{yS`} = U_{y`} \times M_{xS`}$ = 0.846×1.003= 1,15 kN.m.

➢ **Superposition des moments**

- À l'ELU

$M_x^U = M_{xU} + M_{xU`}$ = 12,15+1.625= 13.775 kN.m.

$M_y^U = M_{yU} + M_{yU`}$= 9,72+1,26= 10,985 kN.m.

- À l'ELS

$M_x^S = M_{xS} + M_{xS`}$ = 10,440 + 1,36 = 11,805 kN.m.

$M_y^S = M_{yS} + M_{yS`}$= 9+ 1,15 =10,115 kN.m.

Tableaux III.3.1 : Calcul des moments

Moments engendrés par le système de levage	Rectangle d'impact	U = a + 2 ξe$_0$ + ht		105
		V = b + 2 ξe$_0$ + ht		105
	Calcul des moments fléchissant	ELU	MxU= 1.35×P(M1)	12,15
			MyU= 1.35×P(M2)	9,72
		ELS	MxS= P (M1 + 0.2M2)	10,440
			MyS= P (M2 + 0.2M1)	9
Moments dus au poids propre de la dalle pleine	Sens lx : Mx_0=Ux × qu × lx²	ELU	M(xU`)=Ux × qu × lx^2	1,625
		ELS	M(xS`)=Ux` × qs × lx^2	1,36
	Sens ly : My_0=Uy × Mx_0	ELU	M(yU`)=Uy × M(xU`)	1,26
		ELS	M(yS`)=Uy` × M(xS`)	1,15
Superposition des moments	ELU	Mx= MxU+ M(xU`)		13,775
		My= MYu + M(yU`)		10,985
	ELS	Mx= MXs + M(xS`)		11,805
		My=M(yS) + M(yS`)		10,155

III.3.6 Ferraillage

Afin de tenir compte du semi-encastrement du panneau au niveau de son pourtour, les moments calculés seront minorés en leur effectuant le coefficient (0.85) en travée et (0.3) aux appuis.

➢ **À l'ELU**

- En travée

M_x^t=0,85 × M_x^U

M_y^t= 0,85× M_y^U

- Aux appuis

M_x^a= 0,3× M_x^U

M_y^a= 0,3× M_y^U

➢ **À l'ELS**

- En travée

M_x^t=0,85 × M_x^S

M_y^t= 0,85× M_y^S

- Aux appuis

M_x^a= 0,3× M_x^S

M_y^a= 0,3× M_y^S

III.3.6 .1. Calcul des armatures

Le calcul se fait en flexion simple pour une bonde de longueur unité (1m) avec :

La hauteur h =15

Largeur b=100

Enrobage c =c`=2

d =h-c=13

- Moment réduit μ : $\mu = \frac{M}{bd^2 fbu}$

Avec :

- $fbu = \frac{0,85fc28}{\theta\gamma b}$ =14,2 MPA
- $\mu l = 0,392$
- $\sigma st = \frac{fe}{\gamma s}$ = 348 MPA

À partir des abaques on obtient la valeur de β est déterminée en fonction de μ.

- Armateur fictives : $Af = \frac{M}{\beta\, d\sigma st}$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant

Tableaux III.3.2: Résultats du calcul des armatures du panneau de dalle de la salle machine

Êtas		ELU				ELS			
Zone		En travée		Sur appuis		En travée		Sur appuis	
Sens		X-X	Y-Y	X-X	Y-Y	X-X	Y-Y	X-X	Y-Y
Flexion Simple	les moments KN/ml	11,709	9,337	4,133	3,295	10,034	8,631	3,541	3,046
	Moment réduit μ	0,049	0,039	0,017	0,014	0,042	0,036	0,015	0,013
	μ<μl ⟶ SSA	vrai	vrai	vrai	vrai	vrai	vrai	vrai	vrai
	Valeur B	0,978	0,982	0,992	0,994	0,981	0,984	0,993	0,994
	Armature fictives A_f (cm2)	2,646	2,102	0,921	0,733	2,261	1,939	0,788	0,677
	A adoptée (cm²/ml)	4 HA10 ⟶ 3,14							
	espacement St cm²	25							

Conclusion : Les armatures obtenues à l'ELU sont largement suffisantes.

III.3.7. Vérifications à l'ELU

- **Condition de non-fragilité *(BAEL 91 modifié 99/ Art. B.7.4)***

$\rho_x = \frac{A_x}{bh} \geq \rho_0 \frac{3-\frac{l_x}{l_y}}{2}$ et $\rho_y = \frac{A_y}{bh} > \rho_0$

Avec :

ρ_x et ρ_y Les taux minimaux d'acier en travée dans le sens « x » et dans le sens « y »

ρ_0 : Rapport du volume des aciers à celui du béton.

ρ_0= 0.0008 pour des barres à haute adhérence de classe FeE400 de diamètre supérieur à 6mm.

- Sens x-x

$$\rho_x = \frac{A_x}{bh} \geq \rho_0 \frac{3-\frac{l_x}{l_y}}{2} \longrightarrow A_x \geq \rho_0 \frac{3-\frac{l_x}{l_y}}{2} \times (bh) \quad [Cm^2]$$

- Sens y-y

$$\rho_y = \frac{A_y}{bh} > \rho_0 \longrightarrow A_y > \rho_0 \times (bh) \quad [Cm^2]$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant : [Tableaux III.3.3]

- **Diamètre maximal des barres *(BAEL 91 modifié 99/ Art. A.7.2,1)***

D'après l'article, le diamètre des barres employées comme armatures de dalles doit être au plus égale au dixième de l'épaisseur de l'élément.

Donc :

$\emptyset$ max ≤ 10 h = 10 × 150 = 15 mm

$\emptyset$ adopté = 10 mm < 15 mm **Conditions vérifiée**

- **Espacements des barres *(BAEL 91 modifié 99/ Art. A.8.2, 4,2)***

Pour des charges concentrées et une fissuration non préjudiciable

- Direction la plus sollicitée x-x

St= 25 cm ≤ min (2h ; 25 cm) = 25 cm. **Conditions vérifiées**

- Direction perpendiculaire à la plus sollicitée y-y

St= 25 cm ≤min (3h ; 33 cm) = 33 cm. **Conditions vérifiées**

- **Poinçonnement *(BAEL 91 modifié 99 / Art. A.5.2, 4,2)***

$$Q_u \leq 0{,}045 \times U_c \times h \times \frac{f_{tj}}{\gamma b}$$

Avec :

Q_u : La charge de calcul vis-à-vis de l'état limite ultime

h : L'épaisseur totale de la dalle

U_c: Le périmètre du contour au niveau du feuillet moyen

U_c= 2× [U+V] = 2[1.05+1.05] = 4.2 m

Donc : Q_u = 1.35× 90= 121.5 KN

D`après les résultats [Tableaux III.3.3] La condition est vérifiée, donc, les armatures transversales ne sont pas requises

- **Justification des armatures d'effort tranchant *(BAEL 91 modifié 99/ Art.A.5.2,2)***

$\tau u = \frac{V_{max}}{b\ d} \leq \overline{\tau_u} = 0{,}07 \times \frac{f_{cj}}{\gamma b}$ [MPA]

- Au milieu de U : $V_u = \frac{Q_u}{2\times U+V}$
- Au milieu de V : $V_V = \frac{Q_u}{3U}$

La condition est vérifiée, donc, aucune armature d'effort tranchant n'est requise.

Tableaux III.3.3 : résultats obtenus d`après les vérifications à l'ELU

Les Condition		ELU	
sens		X-X	Y-Y
Condition de non-fragilité Amin		1,26	1,2
A adp > A min		vrai	vrai
Diamètre maximal des barres mm		15	
Q adp =10 <Q mm		vrai	
Poinçonnement		153,41	
		vrai	
l'effort tranchant	Au milieu de U	55,10	
	Au milieu de V	38,57	
	τu MPA	0,42	
	$\overline{\tau u}$	1,17	
	τu <$\overline{\tau u}$	vrai	

III.3.8 : Vérifications à l'ELS

- **État limite de compression du béton *(Art A.4.5.2/BAEL91)***

$\overline{\sigma bc}$= 0.6fc28 = 0.6 x 25= 15 MPA

$\sigma bc = \frac{\sigma st}{K1}$

$\rho = \frac{100As}{b\ d} = \frac{100\times 3{,}14}{100\times 13} = 0{,}242$ Des abaques et pour une valeur de : β=0,9214 K=48,63

- Sens x-x
  - En travée : $\sigma st = \frac{M_x^t}{\beta\ d\ A\ adp}$
  - Sur appuis : $\sigma st = \frac{M_x^a}{\beta\ d\ A\ adp}$

➢ Sens y-y

- En travée : $\sigma st = \frac{M_x^t}{\beta\ d\ A\ adp}$
- Sur appuis : $\sigma st = \frac{M_x^a}{\beta\ d\ A\ adp}$

Les résultats dans [Tableaux III.3.4]

➢ **État limite d'ouverture des fissures *(Art A.4.5,32 du BAEL 91 modifié 99)***

La dalle de la salle machine n'est pas exposé aux intempéries et aux milieux agressifs, ce qui veut dire que la fissuration est peu nuisible. Donc aucune vérification n'est nécessaire.

➢ **État limite de déformation *(BAEL 91 modifié 99/ Art. B.7.5)***

Il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les conditions suivantes :

$\frac{h}{lx} = \frac{15}{180} = 0{,}08 \geq \frac{M_x^t}{20 \times M_x}$

$\rho_x = \frac{A_x}{bd} = \frac{3{,}14}{100 \times 13} \leq \frac{2}{f_e} = \frac{2}{400} = 0{,}005$

Les résultats dans [Tableaux III.3.4]

Les deux conditions sont vérifiées. Donc, le calcul de la flèche n'est pas nécessaire (La flèche est vérifiée).

Tableaux III.3.4 : résultats obtenus d`après les vérifications à l'ELU

Êtas		ELS			
Zone		En travée		Sur appuis	
Sens		X-X	Y-Y	X-X	Y-Y
État limite de compression du béton MPa	ρ	0,242			
	K1	48,63			
	B1	0,9214			
	σst	266,78	229,49	94,16	81,00
	σbc	5,49	4,72	1,94	1,67
	σbc <σ̄bc	vrai	vrai	vrai	vrai
État limite de déformation	h/Lx	0,07			
	Mtx	0,04			
	h/Lx > Mtx	vrai			
	A adp/bd	0,002			
	2/fe	0,005			
	A adp/bd<2/fe	vrai			
Etat limite d'ouverture des fissures		la fissuration est peu nuisible vérification n'est nécessaire			

Le ferraillage retenu pour la dalle de la salle des machines est le suivant :

- Sens x-x

- En travée : 4HA10 /ml = 3.14 cm² (St= 25 cm).
- Aux appuis : 4HA10 /ml= 3.14 cm² (St= 25 cm).

- Sens y-y

- En travée : 4HA 10/ml = 3.14 cm² (St= 25 cm).
- Aux appuis : 4HA 10/ml = 3.14 cm² (St= 25 cm)

III.3.9 : Calcul des cloisons en voile de la cage d'ascenseur

Les cloisons de la cage d'ascenseur sont construites en voile ils ne sont pas pris en considération dans l'étude sismique ni dans la modélisation de la structure, le seul effort qu'ils subissent est se lui de leur poids propre, de la dalle plaine et de l'ascenseur ainsi que la surcharge d'exploitation.

Les murs de la salle machine seront réalisés en béton armée, ferrailler selon le *BAEL91 (ArtA.8.1 ,21)* avec le ferraillage minimum.

- Armatures verticales minimales

$A_{min} \geq 4\ cm^2$ A = 6 cm²

$0{,}2\% \leq \frac{A}{B}\% \leq 5\%$

Avec :

L =2,30 cm e = 0,15 cm B = 0,3450 cm²

$0{,}2\% \leq \frac{6\times10^{-4}}{0{,}3450}\% \leq 5\% \longrightarrow 0{,}2\% \leq 0{,}12 \leq 5\%$ **Condition vérifié**

On prend : 6 HA 12 $\longrightarrow$ A_v = 6.78 cm² avec un espacement St = 10 cm

- Armatures horizontales

D'après BAEL 91 : $A_h = A_v/4$ = 1,70 cm²

D'après RPA modifie 2003 : $A_h \geq 0{,}15\%B \longrightarrow 1{,}70 \geq 0{,}05$ **Condition vérifié**

On prend : 6HA12 (A = 6.78 cm²)

Avec : St = 10 cm

- Armatures transversales

Soit : 4 épingles de HA 8 / ml

Remarque

Vu que la section d'armature trouvée à la base de la cloison n'est pas très grande alors on adopte le même ferraillage pour tous les niveaux.

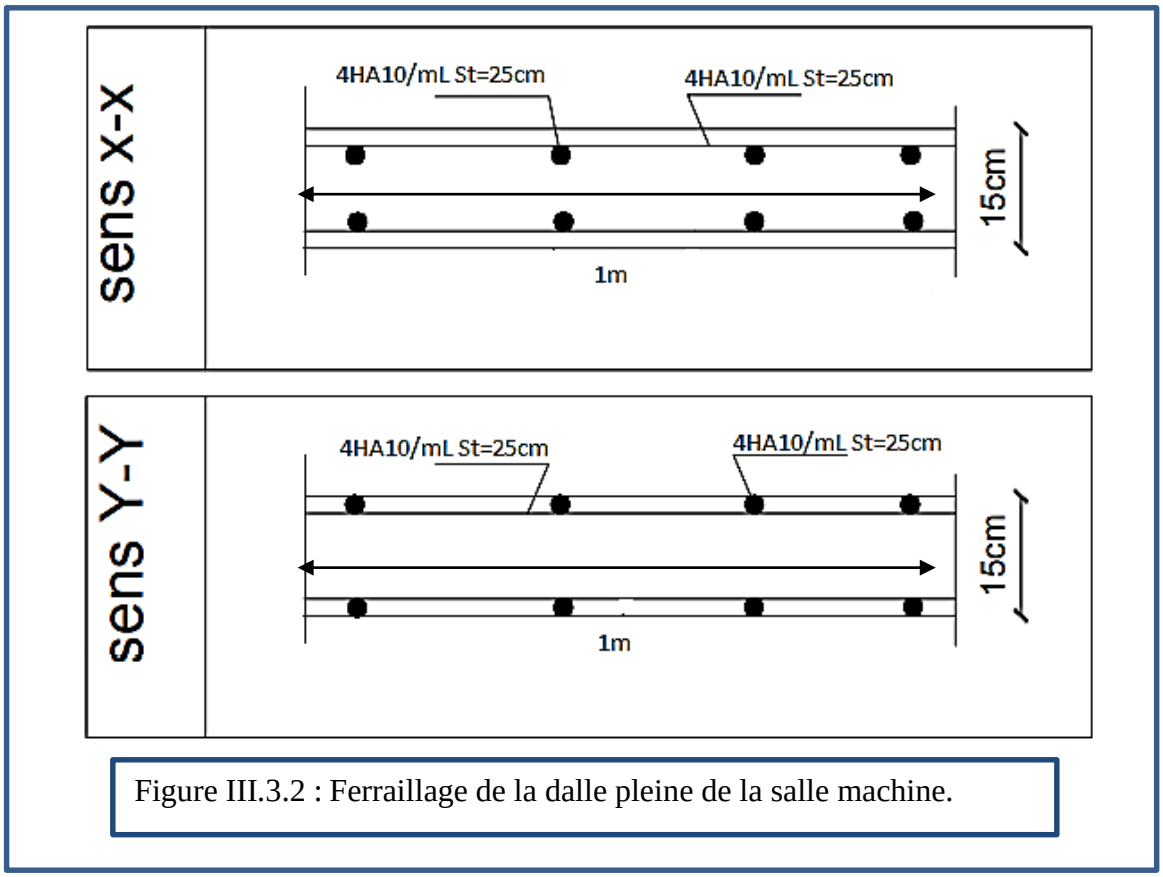


Figure III.3.2 : Ferraillage de la dalle pleine de la salle machine.

III.4. Calcul des escaliers

Dans notre projet on a un escalier a deux volées non identiques contrariées avec palier de repos.

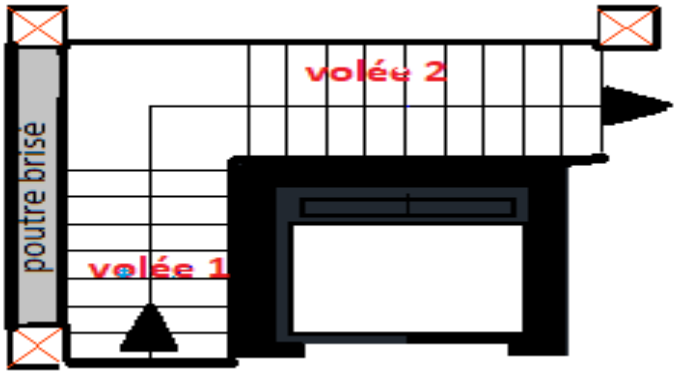


Figure III.4.1 : Vue en plan de l'escalier.

III.4.1. Pré dimensionnement

D`après le chapitre II on a :

Tableaux III.4.1 : Pré dimensionnement d`escalier

caractéristique [cm]	Volée 1	Volée 2
L1 : longueur de la paillasse projetée	210	270
L2 : largeur du palier	142	
n : nombre des contre marche	8	10
n-1 :nombre des marche	7	9
h : Hauteur de là contre marche	17	
H : hauteur de la volée	136	170
e : épaisseur des paillasse et les volées	11,73	17,6
	15	
giron	30	30
Largeur des escalier cm	142	

III.4.2. Calcul de volée 2

L'escalier travaille à la flexion simple en considérant la dalle comme une poutre uniformément chargée et en tenant des types d'appuis sur lesquels elle repose

III.4.2.1. Détermination des sollicitations de calcul

➢ **Charges et surcharges**

Tableaux III.4.2: les charges et surcharges

Charges et surcharges		
élément	G KN/ml	Q KN/ml
Paillasse (v)	12,39	2,5
palier (p)	5,31	

➢ **Combinaison des charges**

Les volées

ELU: $q_{vu} = 1.35G_v + 1.5\ Q_v$

ELS: $q_{vs} = G_v + Q_v$

Les paliers

ELU: $q_{pu} = 1.35G_p + 1.5Q_p$

ELS: $q_{ps} = G_p + Q_p$

Tableaux III.4. 3 : les combinaisons des charges

Les combinaisons KN/ml		
élément	ELU qu	ELS qs
volée v	20,48	14,89
palier p	10,92	7,81

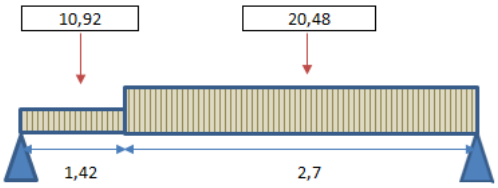


Figure III.4.2: Schéma statique de calcul d'escalier l'ELU

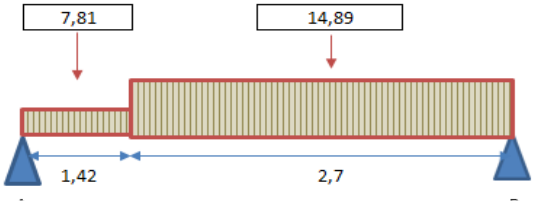


Figure III.4.3: Schéma statique de calcul d'escalier l'ELS

III.4. 2.2 Calcul à L`ELU

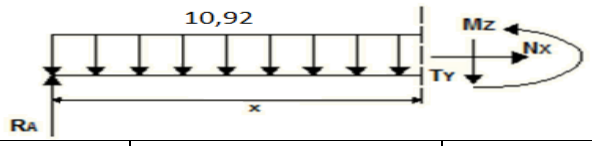
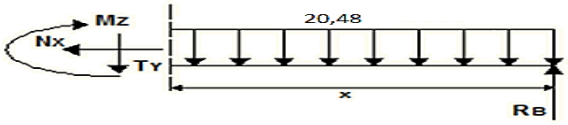
➢ **Détermination des réactions d'appui**

Tableaux III.4. 4 : les réactions d`appuis l`ELU

Détermination des réactions d'appuis KN				
∑ F/y=0	RA	15,50	RA+RB	70,79
	RB	55,29		
∑ M/A= 0	MB	(2,1 +1,42)RB		
	Mp	11,01	RB	39,84
	Mv	153,14		
			RA	30,95

- **Calcul des efforts internes et les moments fléchissant**

Tableaux III.4. 5 : des efforts internes et les moments fléchissant

tronçon 1 [m]			
pour	0	< x <	1,42
T (X) KN	30,95	$-(q_P . x)+R_A$	15,44
M (X) KN.m	0,00	$(R_A . x)-(q_P (x^2/2)$	32,94
tronçon 2 [m]			
pour	0	< x <	2,7
T (X) KN	-39,84	$-R_B + q_v . x$	15,44
M (X) KN.m	0,00	$-(q_v(x^2/2)+(R_B . x)$	32,94

- **Calcul du moment maximal M(x) max**

Le moment fléchissant atteint sa valeur maximale lorsque l'effort tranchant s'annule.

D'où : $T(x) = -R_B + (q_v \times x) = 0 \longrightarrow x = 1.95$ cm

En remplaçant la valeur de x dans l'équation

$$M(x) = -\left(q_v \times \left(\frac{x^2}{2}\right)\right) + (R_B \times x) = 38.76 \longrightarrow M(x)_{max} = 38.76 \text{ KN.m}$$

Remarque

Afin de tenir compte du semi encastrement aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteur, pour le moment max aux appuis et en travées.

En travée : $M_t = 0{,}85\, M(x)_{max} = 32.95$ kN.m

Aux appuis : $M_a = -0{,}3\, M(x)_{max} = 11.63$ kN.m

- **Calcul des armatures à L`ELU**

Le calcul se fait en flexion simple pour une bonde de longueur unité de 1m

la hauteur h	15
largeur b	100
enrobage c =c`	2
d =h-c	13

- Moment réduit μ : $\mu = \frac{M}{bd^2 fbu}$

Avec : $fbu = \frac{0,85fc28}{\theta\gamma b}$=14,2 MPA

$\mu l = 0,392$

σst $= \frac{fe}{\gamma s}$ = 348 MPA

À partir des abaques on obtient la valeur de β est déterminée en fonction de μ.

- Armateur fictives : $Af = \frac{M}{\beta\, d\sigma st}$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant

Tableaux III.4.5: Résultats du calcul des armatures à L`ELU

sens	en travée		aux appuis	
les moment KN.m	32,95		11,63	
Moment réduit μ	0,137		0,048	
μ < μl ⟶ SSA	VRAI		VRAI	
Valeur B	0,981		0,975	
Armature principale Ap (cm2)	7,42		2,64	
A adoptée (cm²/ml)	6 HA 14	9,23	5 HA 10	3,92
espacement St cm	16		20	
Armatures de répartition cm²	2,31		0,98	
A adoptées cm² /ml	5 HA10			3,92
espacement St cm	20			

➢ **Vérification à l'ELU**

- **Condition de non fragilité *(A .4.2.1/BAEL 91 modifier 99)***

$Amin = \frac{0,23ft28}{fe} bd$ On doit vérifier que : $A \geq Amin$

Avec : $f_{t28} = (0,6 + 0,06f_{C28}) = 2,1MPa$

$f_e = 400\ MPa$

On a : $Amin = \frac{0,23\times2,1}{400}\ 100 \times 13 = 1.57\ cm^2$

En travée : $A_t = 9.23\ cm^2 > 1.57cm^2$ ⟶ **Condition vérifiée**

Aux appuis : $A_a = 3.92\ cm^2 > 1.57cm$

- **L'adhérence des barres *(Art A.6 .1 .3/BAEL 91 modifié 99)***

La contrainte d'adhérence τs doit être inférieure à la valeur limite ultime :$\tau s \leq \tau s_{adm}$

Avec : $\tau s_{\text{adm}} = \Psi\, fc28 = 1{,}5 \times 2{,}1 = 3{,}15 MPa$

- En travée

$$\tau s = \frac{Vu}{0{,}9\, d\, \sum u} = \frac{Vu}{0{,}9\, d \times (6\pi\emptyset)} = \frac{30.95\times10^3}{0{,}9\times130\times(6\times3{,}14\times14))} = 1\ MPa$$

- Aux appuis

$$\tau s = \frac{Vu}{0{,}9\, d\, \sum u} = \frac{Vu}{0{,}9\, d \times (5\pi\emptyset)} = \frac{30.95\times10^3}{0{,}9\times130\times(5\times3{,}14\times12)} = 1.68\ MPa$$

On a :

$\tau s = 1\ MPA \leq \tau s_{\text{adm}} = 3{,}15\ MPa$ **Condition vérifiée**

$\tau s = 1.68 MPA \leq \tau s_{\text{adm}} = 3{,}15\ MPa$

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

- **Longueur du scellement droit (ancrage)** ***(Art A- 6- 1-22-1 / BAEL 91)***

Elle correspond à la longueur d'acier ancrée dans le béton pour que l'effort de traction de compression demandée à la barre puisse être mobilisé.

Avec : $\tau_{su} = 0{,}6 \times \psi^2 \times f_{t28}$

$\psi = 1{,}5$

$L_s = \frac{\emptyset f_e}{4\times\tau_{su}}$

$\tau_{su} = 0{,}6 \times \psi^2 \times f_{t28} = 0{,}6 \times (1{,}5)^2 \times 2{,}1 = 2{,}835\ MPa$

$L_s = \frac{1{,}2\times400}{4\times2{,}835} = 42.33\ cm$

Les règlements de *B A E L 91* admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la portée ancrée mesurée hors crochet L_c est au moins égale à 0,4 L_s pour l'aciers HA

Donc : L_c=0,4 × 42.33= 16.93 cm

- **Influence de l'effort tranchant sur le béton** ***(Art. A5.1.313/BAEL91)***

Il faut vérifier que :

$Vu = 30{,}95\ KN$

$Vu \leq 0{,}4 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \times a \times b$

Avec : a = 0,9 × d = 0,9 × 13= 11.7cm

$$Vu \leq 0{,}4 \times \frac{25}{1{,}5} \times 0{,}9 \times 0{,}13 \times 0{,}10 \times 10^3 = 780{,}975KN$$

On a : $Vu = 30{,}95\ KN \leq 780{,}975\ KN$ **Condition vérifié**

III.4.2.3. Calcul à L`ELS

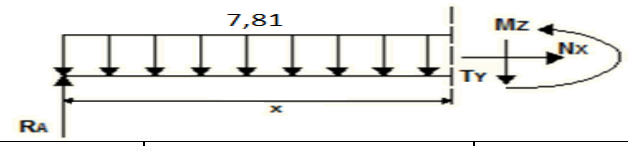
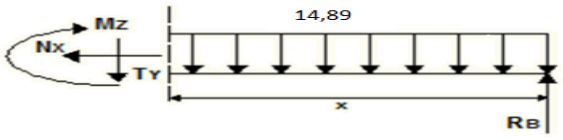
- **Détermination des réactions d'appui**

Tableaux III.4. 6 : les réactions d`appuis l`ELS

Détermination des réactions d'appuis				
∑ F/y=0	RA	11,09	RA+RB	51,29
	RB	40,20		
∑ M/A= 0	MB	(2,1 +1,42)RB		
	Mv	7,87	RB	28,94
	Mp	111,36		
			RA	22,35

- **Calcul des efforts internes et les moments fléchissant**

Tableaux III.4. 7 : des efforts internes et les moments fléchissant l`ELS

tronçon 1 [m]			
pour	0	< x <	1,42
T (X) KN	22,35	-(qp x)+R_A	11,26
M (X) KN.m	0,00	(R_A x)-(qp(x ²/2)	23,87
tronçon 2 [m]			
pour	0	< x <	2,7
T (X) KN	-28,94	-R_B+qv x	11,26
M (X) KN.m	0,00	-(qv(x ²/2)+(R_B x)	23,87

- **Calcul du moment maximal M(x) max**

Le moment fléchissant atteint sa valeur maximale lorsque l'effort tranchant s'annule.

D'où : $T(x) = -R_B + (q_v \times x) = 0 \longrightarrow x$ = 1,94 cm

En remplaçant la valeur de x dans l'équation

$$M(x) = -\left(q_v \times \left(\frac{x^2}{2}\right)\right) + (R_B \times x) = 28{,}13 \longrightarrow M(x)_{max} = 28{,}13 \text{ KN.m}$$

Remarque

Afin de tenir compte du semi encastrement aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteur, pour le moment max aux appuis et en travées.

En travée : $M_t = 0{,}85\ M(x)_{max} = 23{,}91$ kN.m.

Aux appuis : $M_a = 0{,}3\ M(x)_{max} = 8{,}44$ kN.m

- **Vérification ELS**

- **<u>En travée</u>**

La section d'armatures adoptée à l'ELU en travée est : A_t =6 HA 14 = 9,23cm²

- <u>La contrainte de compression dans le béton</u> : $\sigma_{bc} = \sigma_s \times 1/k$

$$\rho = \frac{100 \times A_t}{b \times d} = \frac{100 \times 9{,}23}{100 \times 13} = 0{,}710 \longrightarrow \beta = 0{,}877 \longrightarrow K_1 = 25{,}848$$

$$\sigma_s = \frac{Mt}{\beta \times d \times A_t} = \frac{23{,}91 \times 10^6}{0{,}877 \times 130 \times (9{,}23 \times 10^2)} = 227{,}18 MPa$$

$$\sigma_{bc} = \frac{227{,}18}{25{,}848} = 8{,}79\ MPa < 15\ MPa$$ **Condition vérifié**

- <u>La contrainte de compression dans l`acier</u>

$\sigma_s = 227{,}18 MPa < 348\ MPa$ **Condition vérifié**

- **<u>Aux appuis</u>**

La section d'armatures adoptée à l'ELU en travée est :$A_a = 5\ HA\ 10 = 3{,}92\ cm^2$

- <u>La contrainte de compression dans le béton :</u> $\sigma_{bc} = \sigma_s \times 1/k$

$$\rho = \frac{100 \times A_t}{b \times d} = \frac{100 \times 3{,}92}{100 \times 13} = 0{,}302 \longrightarrow \beta = 0{,}913 \longrightarrow K_1 = 42{,}888$$

$$\sigma_s = \frac{Ma}{\beta \times d \times A_t} = \frac{8{,}44 \times 10^6}{0{,}913 \times 130 \times (3{,}92 \times 10^2)} = 181{,}35\ MPa$$

$$\sigma_{bc} = \frac{181{,}35}{42{,}888} = 4{,}23\ MPa < 15\ MPa$$ **Condition vérifié**

- <u>La contrainte de compression dans l`acier</u>

$\sigma_s = 181{,}35\ MPa < 348\ MPa$ **Condition vérifié**

Remarque

Donc les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes à l'ELS.

- **État limite de déformation *(Art B. 6.8 .424 /BAEL 91)***

Si les conditions suivantes sont satisfaites, le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \longrightarrow \frac{15}{412} = 0{,}036 \geq \frac{1}{16} = 0{,}063$ **Condition non vérifié**

$\frac{h}{L} \geq \frac{Mt}{10 \times M_0} \longrightarrow \frac{15}{412} = 0{,}036 \geq \frac{23{,}91}{10 \times 8{,}44} = 0{,}283$ **Condition non vérifié**

$\frac{A}{b \times d} \geq \frac{4{,}2}{f_e} \longrightarrow \frac{9{,}23}{100 \times 13} = 0{,}007 \geq \frac{4{,}2}{400} = 0{,}0105$ **Condition non vérifié**

Avec :

h : hauteur total de la section de nervure 15cm

L : portée entre nus d'appuis L=4,12 m

M_t : Moment max en travée M_t= 23,91 KN.m

M_0: Moment max de la travée isostatique

A : section des armatures

b : largeur de la section

d : hauteur utile de la section droite

Remarque

Vu que les conditions ne sont pas vérifiées on doit procéder au calcul de la flèche *BAEL (B.6.5.2)*

$$f = \frac{Mt \times L^2}{10 \times E_v \times I_{fv}} \leq f_{adm} = \frac{\mathrm{L}}{500}$$

Avec :

Mt : Moment fléchissant maximal à l'ELS

E_v : Module de déformation différé

E_v= $3700\sqrt[3]{25}$ = 10819 MPa

I_{fv}: Moment d'inertie fictif de la section pour les déformations respectivement de langue et courte durée

- **Aire de la section homogénéisée**

$B_0 = B + nA = (b \times h) + 15A$

$B_0 = B + nA = (100 \times 15) + 15 \times 9{,}23$

$B_0 = 1638{,}45$ cm²

- **Moment statique de section homogénéisée par rapport à xx**

$S/_{XX} = (b \times h^2) + 15A \times d = (100 \times 15^2) + 15 \times 9{,}23 \times 13$

$S/_{XX} = 13049{,}85\ cm^3$

- **Position du centre de gravité**

$$V_1 = \frac{S/_{XX}}{B_0} = \frac{13049,85}{1638,45} = 7,965\ cm$$

$$V_2 = h - V_1 = 15 - 7,965\ = 7,035\ cm$$

- **Moment d'inertie de la section homogénéisée/G**

$$I_0 = \frac{b}{3}(V_1^3 + V_2^3) + 15A(V_2 - c)^2$$

$$I_0 = \frac{100}{3}(7,965^3 + 7,035^3) + 15 \times 9,23(7,035 - 2)^2$$

I_0 =31959,215 cm^4

- **Calcul des coefficients : (ρ; λ_v ; U)**

$$\rho = \frac{A}{b \times d} = \frac{9,23}{100 \times 13} = 0,007$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 \times f_{t28}}{\left(2+3\times(\frac{b}{b})\right)\rho} = \frac{0,02 \times 2,1}{\left(2+\frac{3\times100}{100}\right)0,007} = 0,021$$

$$U = \max\left\{1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4\ \rho\ \sigma_s + f_{t28}}\ ; 0\right\} \rightarrow U = \max\left\{1 - \frac{1,75\times2,1}{4\times0,007\times227,18 + 2,1}\ ; 0\right\} = 0,430$$

- **Calcul de l'inertie fictive**

$$I_{fv} = 1,1 \times \left(\frac{I_0}{1+U\times\lambda_v}\right) = 1,1 \times \left(\frac{31959}{1+0,430\times0,021}\right) = 34844,008\ \text{cm}^4$$

- **Calcul de flèche**

$$f = \frac{(23,91\times10^2)\times412^2}{10\times(10819\times10^{-1})\times34844,008} = 0,003\ \text{cm} \leq f_{adm} = \frac{\text{L}}{500} = \frac{412}{500} = 0,824\text{cm}$$ **Condition vérifié**

III.4.3. Calcule la volée 2

Elle sera étudiée comme une console encastrée

- **Charge et surcharge**

G = 12,39 KN /ml

Q= 2 ,5 KN/ml

- **Calcul des sollicitations**

ELU	ELS
q_u= 1,3 G + 1,5Q	q_s= G + Q
$M_u = \frac{qu\times l^2}{8}$	$M_s = \frac{qs\times l^2}{8}$
$Vu = \frac{qu\times l}{2}$	$Vs = \frac{qs\times l}{2}$

Tableaux III.4. 7 : des sollicitation volée 2

Combinaisons de charges		ELU	20,48
		ELS	14,89
Calcule des efforts internes	ELU	Le moment fléchissant **Mu** (KN,m)	13,00
		L'effort tranchant **Vu** (KN)	26,01
	ELS	Le moment fléchissant **Ms** (KN,m)	9,46
		L'effort tranchant **Vs** (KN)	18,91

III.4.3. 1. Calcul du ferraillage

Le ferraillage se fait pour une bande de 1m

- Moment réduit μ : $\mu = \frac{Mf}{bd^2 fbu}$
- Armateur fictives : $Af = \frac{Mf}{\beta\, d\sigma st}$
- Les armatures de répartition : Ar=As/4

Tableaux III.4.8 : Calcule les armatures de la volée 2

Moment réduit μ	0,090
μ < μl ⟶ SSA	VRAI
Valeur B	0,953
Armature principale Ap (cm2)	4,987
A adoptée (cm²/ml)	6 HA 12
	6,78
espacement St cm	16,000
Armatures de répartition cm²	1,695
A adoptée cm² /ml	5 HA 10
	3,920
espacement St cm	20,000

- **Vérification à l'ELU**
  - **Condition de non fragilité *(A .4.2.1/BAEL 91 modifier 99)***

$Amin = \frac{0{,}23 ft28}{fe} bd$ On doit vérifier que : $A \geq Amin$

Avec : $f_{t28} = (0{,}6 + 0{,}06 f_{c28}) = 2{,}1 MPa$

$f_e = 400\ MPa$

On a : $Amin = \frac{0{,}23 \times 2{,}1}{400}\ 100 \times 13 = 1.57\ cm$

$A_t = 6{,}78\ cm^2 > 1.57 cm^2$ **Condition vérifiée**

- **L'adhérence des barres *(Art A.6 .1 .3/BAEL 91 modifié 99)***

La contrainte d'adhérence τs doit être inférieure à la valeur limite ultime : $\tau s \leq \tau s_{adm}$

Avec : $\tau s_{adm} = \Psi\, fc28 = 1{,}5 \times 2{,}1 = 3{,}15 MPa$

$$\tau s = \frac{Vu}{0{,}9\, d\, \sum u} = \frac{Vu}{0{,}9\, d \times (6\pi\emptyset)} = \frac{43\times10^3}{0{,}9\times130\times(6\times3{,}14\times12))} = 1{,}63\ MPa$$

On a : $\tau s = 1{,}63\ MPA \leq \tau s_{adm} = 3{,}15\ MPa$ **Condition vérifiée**

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

- **Longueur du scellement droit (ancrage) *(Art A- 6- 1-22-1 / BAEL 91)***

Elle correspond à la longueur d'acier ancrée dans le béton pour que l'effort de traction de compression demandée à la barre puisse être mobilisé.

Avec : $\tau_{su} = 0{,}6 \times \psi^2 \times f_{t28}$

$\psi = 1{,}5$

$L_s = \frac{\emptyset f_e}{4\times\tau_{su}}$

$\tau_{su} = 0{,}6 \times \psi^2 \times f_{t28} = 0{,}6 \times (1{,}5)^2 \times 2{,}1 = 2{,}835\ MPa$

$L_s = \frac{1{,}2\times400}{4\times2{,}835} = 42.33\ cm$

Les règlements de *B A E L 91* admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la portée ancrée mesurée hors crochet L_c est au moins égale à 0,4 L_s pour l'aciers HA

Donc : L_c=0,4 × 42.33= 16.93 cm

- **Influence de l'effort tranchant sur le béton *(Art. A5.1.313/BAEL91)***

Il faut vérifier que : $Vu \leq 0{,}4 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \times a \times b$

$Vu = 26{,}01\ KN$

Avec : $a = 0{,}9 \times d = 0{,}9 \times 13 = 11.7cm$

$$Vu \leq 0{,}4 \times \frac{25}{1{,}5} \times 0{,}9 \times 0{,}13 \times 0{,}10 \times 10^3 = 780{,}975KN$$

On a : $Vu = 26{,}01\ KN \leq 780{,}975\ KN$ **Condition vérifié**

III.4.3. 2. Vérification ELS

La section d'armatures adoptée à l'ELU en travée est : A_t =6 HA 12 = 6,78cm²

- La contrainte de compression dans le béton : $\sigma_{bc} = \sigma_s \times 1/k$

$\rho = \frac{100 \times A_t}{b \times d} = \frac{100 \times 6,78}{100 \times 13} = 0,52 \longrightarrow \beta = 0,88 \longrightarrow K_1 = 28,39$

$\sigma_s = \frac{Mt}{\beta \times d \times A_t} = \frac{9,46 \times 10^6}{0,88 \times 130 \times (6,878 \times 10^{2)}} = 122,32 MPa$

$\sigma_{bc} = \frac{122,32}{28,39} = 4,31\ MPa < 15\ MPa$ **Condition vérifié**

- La contrainte de compression dans l`acier

$\sigma_s = 122,32\ MPa < 348\ MPa$ **Condition vérifié**

Remarque

Donc les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes à l'ELS.

- **État limite de déformation *(Art B. 6.8 .424 /BAEL 91)***

Si les conditions suivantes sont satisfaites, le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \longrightarrow \frac{15}{127} = 0,118 \geq \frac{1}{16} = 0,063$ **Condition non vérifié**

$\frac{A}{b \times d} \geq \frac{4,2}{f_e} \longrightarrow \frac{6,78}{100 \times 13} = 0,005 \geq \frac{4,2}{400} = 0,0105$ **Condition non vérifié**

Avec :

h : hauteur total de la section de nervure 15cm

L : portée entre nus d'appuis L=1,27 m

$M_0 = M_S$: Le moment fléchissant KN /m

A : section des armatures

b : largeur de la section

d : hauteur utile de la section droite

Remarque

Vu que les conditions ne sont pas vérifiées on doit procéder au calcul de la flèche *BAEL (B.6.5.2)*

$$f = \frac{Ms \times L^2}{10 \times E_v \times I_{fv}} \leq f_{adm} = \frac{\text{L}}{500}$$

Avec :

Ms : Moment fléchissant à l'ELS

E_v : Module de déformation différé

E_v= 3700$\sqrt[3]{25}$ = 10819 MPa

I_{fv}: Moment d'inertie fictif de la section pour les déformations respectivement de langue et courte durée

- **Aire de la section homogénéisée**

$B_0 = B + nA = (b \times h) + 15A$

$B_0 = B + nA = (100 \times 15) + 15 \times 6{,}78$

$B_0 = 1601{,}7$ cm²

- **Moment statique de section homogénéisée par rapport à xx**

$Is/_{XX} = (b \times h^2) + 15A \times d$

$Is/_{XX} = (100 \times 15^2) + 15 \times 6{,}78 \times 13$

$Is/_{XX} = 12572{,}1\ cm^3$

- **Position du centre de gravité**

$V_1 = \frac{Is/_{XX}}{B_0} = \frac{12572{,}1}{1601{,}7} = 7{,}85\ cm$

$V_2 = h - V_1 = 15 - 7{,}85 = 7{,}15\ cm$

- **Moment d'inertie de la section homogénéisée/G**

$I_0 = \frac{b}{3}(V_1^3 + V_2^3) + 15A(V_2 - c)^2$

$I_0 = \frac{100}{3}(7{,}85^3 + 7{,}15^3) + 15 \times 6{,}78(7{,}15 - 2)^2$

$I_0 = 31006{,}09$ cm^4

- **Calcul des coefficients : (ρ; λ_v ; U)**

$\rho = \frac{A}{b \times d} = \frac{6{,}78}{100 \times 13} = 0{,}01$

$\lambda_v = \frac{0{,}02 \times f_{t28}}{\left(2+3 \times (\frac{b}{b})\right)\rho} = \frac{0{,}02 \times 2{,}1}{\left(2+\frac{3 \times 100}{100}\right)0{,}01} = 0{,}02$

$U = \max\left\{1 - \frac{1{,}75 f_{t28}}{4\ \rho\ \sigma_s + f_{t28}}\ ; 0\right\}$

$U = \max\left\{1 - \frac{1{,}75 \times 2{,}1}{4 \times 0{,}01 \times 122{,}32 + 2{,}1}\ ; 0\right\} = 0{,}79$

- **Calcul de l'inertie fictive**

$I_{fv} = 1{,}1 \times \left(\frac{I_0}{1+U \times \lambda_v}\right) = 1{,}1 \times \left(\frac{31006{,}09}{1+0{,}79 \times 0{,}02}\right) = 33554{,}34$ cm^4

- **Calcul de flèche**

$f = \frac{(9{,}46 \times 10^2) \times 127^2}{10 \times (10819 \times 10^{-1}) \times 33554{,}34} = 0{,}0003$ cm $\leq f_{adm} = \frac{L}{500} = \frac{127}{500} = 0{,}25$cm **Condition vérifié**

III.4.4.la Poutre palière

La poutre palier est destinée à supporter son poids propre, poids du mur et les réactions du palier, semi encastré à ces extrémités dans les poteaux sa portée max est de 3.51 m.

- **Pré dimensionnement**

Les dimensions de la poutre sont données par les formules suivantes :

La hauteur h_t : $L/15 \leq h_t \leq L/10$

La largeur b : $0,4\ h_t \leq b \leq 0,7h_t$

L : la portée libre maximal entre nus d'appuis dans le sens considéré (L = 351cm)

Tableaux III.4 .4.1 : Pré dimensionnement de la poutre palière

La hauteur	L/15	L /10	h t adoptée
	23,40	35,10	35,00
la largeur	0,4ht	0,7ht	b adoptée
	14	24,5	25

On prend : ht= 35 cm

b = 25 cm

- **Vérification des exigences du *RPA 99 Version 2003 (Art 7-5-1)***

b = 25 cm > 20 cm

h_t = 35 cm > 30 cm

$\frac{h_t}{b} = \frac{35}{25} = 1,4 < 4$

$\Rightarrow$ **Conditions vérifiées**

On remarque bien que les conditions imposées par le RPA99 sont toutes vérifiées, donc les sections adoptées (ht ; b) :(35 ;25) cm²

- **Évaluations des charges et surcharges**

  - Les charges permanentes

Poids propre de la poutre : G = 25 x 0,25 × 0,35 = 2,19 KN /ml

Poids propre du mur extérieur : G_{mur} = (3,06-0,20-1,36) ×2,36 = 3,54 KN / ml

Poids totale : G_{totale} = 5,73 KN / ml

- Surcharge d'exploitation

Tableaux III.4.4.3: calcul les surcharge du palier

La réaction du volée et palier Kn /ml	charges permanentes ELU	charges permanentes ELS
	56,96	41,26

➢ **Combinaisons des charges**

ELU : q_u= 1,3 G + 1,5Q = (1,35 ×5,73)+56,96 = 64,96 KN/ml

ELS : q_s= G + Q = 5,73 + 56,96 = 46,99 K/ml

➢ **Calcul des efforts internes**

- Moments fléchissant : $M_u = \frac{q \times l^2}{8}$

En tenant compte du semi encastrement, les moments en travées et aux appuis seront affectés des coefficients 0,85 et 0,3 respectivement :

M travées = 0,85 Mu

M appuis = − 0,3 Mu

- Réaction d'appuis : $R_A = R_B = \frac{q \times l}{2}$

Tableaux III.4.4.3: calcul des efforts internes à l`ELU et l`ELS poutre palière

	Calcul a L`ELU	Calcul a L`ELS
Moments isostatique M0 [KN /ml]	99,63	72,36
effort tranchant Vu = Ra =Rb [KN]	113,53	82,46
moment en travée	84,68	61,51
moment aux appuis	29,89	21,71

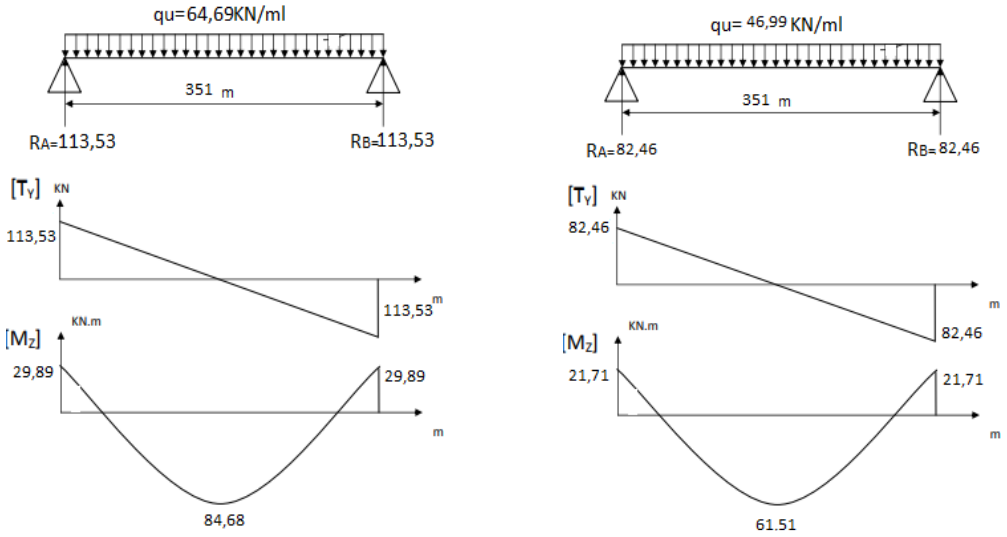


Figure III.4.4 : Diagrammes des efforts internes à l'ELU et L`ELS poutre palière

- **Calcul a l`ELU**
  - **Calcul de la section d'armature**

Soit : L'enrobage c : c = 2cm

La hauteur d : d = h - c = 35 - 2 = 33 cm

Moment réduit μ : $\mu = \frac{M}{bd^2 fbu}$

Avec : $fbu = \frac{0,85fc28}{\theta\gamma b}$ =14,2 MPA $\mu l = 0,392$

- **Armature longitudinales**
  - Armature en travée $\mu = \frac{M_t}{bd^2 fbu}$

$\mu = \frac{84,68\times10\text{^}3}{25\times33^2\times14,2} = 0,2190 < 0,392 \longrightarrow$ (SSA) Section simplement armée

$\mu = 0,2190 \longrightarrow \beta = 0,876$

$A_t = \frac{M}{\beta\, d\sigma st} = \frac{84,68\times10^3}{0,876\times 33\times348} = 8,42cm^2$

A_t=8,42 cm² $\longrightarrow$ on adopte : 3HA14 + 2HA12= 8,41 cm²

  - Armature aux appuis $\mu = \frac{M_a}{bd^2 fbu}$

$\mu = \frac{29,89\times10\text{^}3}{25\times33^2\times14,2} = 0,077 < 0,392 \longrightarrow$ (SSA) Section simplement armée

$\mu = 0,077 \longrightarrow \beta = 0,959$

$A_t = \frac{M}{\beta\, d\sigma st} = \frac{29,89\times10^3}{0,959\times 33\times348} = 2,71\ cm^2 \longrightarrow$ on adopte : 3 HA14 = 4,62 cm

- **Armatures Transversale :** $\emptyset_t = \left\langle \frac{\text{ht}}{35} \middle| \frac{b}{10} \middle| \emptyset_l \right\rangle$

$\emptyset_t = \left\langle \frac{350}{35} \middle| \frac{250}{10} \middle| 12 \right\rangle$ On opte pour : $\emptyset_t$ =8 mm (1 cadre + 1 étrier)

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivant :

Tableaux III.4.4 .4 : Calcul de la section d'armature a l`ELU poutre palière

sens	en travée	aux appuis
Moment	84,68	29,89
Moment réduit μ	0,2190	0,0773
μ < μl ⟶ SSA	VRAI	VRAI
Valeur B	0,874	0,959
Armature longitudinales Ap (cm2)	8,44	2,71
A adoptée (cm²/ml)	4HA14 +2HA12	3 HA 14
	8,41	4,62
Armatures Transversale cm²	10,00	
	T8 (un étrier +un cadre)	
Espacement des barres longitudinales	15	7
Espacement des barres transversale	25	

- **Vérification à l'ELU**
  - **Condition de non fragilité *(A .4.2.1/BAEL 91 modifier 99)***

$Amin = \frac{0,23ft28}{fe}\ bd$ on doit vérifier que : $A \geq Amin$

Avec : $f_{t28} = (0,6 + 0,06f_{C28}) = 2,1MPa$

$f_e = 400\ MPa$

On a : $Amin = \frac{0,23\times2,1}{400}\ 25 \times 33 = 0,996\ cm^2$

En travée : $A_l = 8,41\ m^2 > 0,996cm^2$ ⟶ **Condition vérifiée**

Aux appuis : $A_t = 4,62\ cm^2 > 0,996\ cm^2$

  - **Espacement *RPA version 2003 (Art 7.5-2)***

- Espacement des barres longitudinales

L'espacement doit vérifier :

Aux appuis : $S_t \leq min\left\{\frac{h}{4}\middle|12\emptyset\right\} = 7 \leq 8,75$

En travée : $S_t \leq \frac{h}{2} = 17,5 = 15 \leq 17,5$ **Condition vérifiée**

- Espacement des barres transversale : $S_t \leq min\{0,9d|40\ cm\}$

$25 \leq min\ \{29,7|40\ cm\}$ **Condition vérifiée**

- **Vérification l'effort tranchant *(Art A- 5- 1-1 / BAEL 91)***

On doit vérifier que :

$\tau u \leq \tau_{adm} \longrightarrow \tau_{adm} = min(0{,}2 \times \frac{25}{1{,}5}; 5MPa)$ fissuration non préjudiciable

$\tau_{adm} = min(3{,}33MPa\ ; 5MPa) = 3{,}33\ MPa$

$\tau u = \frac{Vu}{b\ d} = \frac{133{,}53 \times 10^3}{250 \times 330} = 1{,}38$ MPa

$\tau u = 1{,}38\ MPa \leq \tau adm = 3{,}33MPa$ **Condition vérifiée**

- **L'adhérence des barres *(Art A.6 .1 .3/BAEL 91 modifié 99)***

La contrainte d'adhérence τs doit être inférieure à la valeur limite ultime : $\tau s \leq \tau s_{adm}$

Avec : $\tau s_{adm} = \Psi\ fc28 = 1{,}5 \times 2{,}1 = 3{,}15MPa$

- En travée

$\tau s = \frac{Vu}{0{,}9\ d\ \sum u} = \frac{Vu}{0{,}9\ d \times (4\pi\emptyset)} = \frac{133{,}53 \times 10^3}{0{,}9 \times 330 \times (2 \times 3{,}14 \times 12) + (4 \times 3{,}14 \times 14)} = 2{,}17$ MPa

- Aux appuis

$\tau s = \frac{Vu}{0{,}9\ d\ \sum u} = \frac{Vu}{0{,}9\ d \times (n\pi\emptyset)} = \frac{133{,}53 \times 10^3}{0{,}9 \times 330 \times (3 \times 3{,}14 \times 14)} = 3{,}38$ MPa

On a : $\tau s = 2{,}53\ MPA \leq \tau s_{adm} = 3{,}15$MPa **Condition vérifiée**

$\tau s = 3{,}38\ MPA \leq \tau s_{adm} = 3{,}15$MPa

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

- **Influence de l'effort tranchant sur le béton *(Art. A5.1.313/BAEL91)***

Il faut vérifier que :

$Vu = 133{,}53\ KN$

$Vu \leq 0{,}4 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \times a \times b$

Avec : a = $0{,}9 \times d = 0{,}9 \times 33 = 29{,}7\ cm$

$Vu \leq 0{,}4 \times \frac{25}{1{,}5} \times 0{,}9 \times 0{,}33 \times 0{,}25 \times 10^3 = 495\ KN$

On a : $Vu = 133{,}53\ KN \leq 495\ KN$ **Condition vérifié**

Toutes les résultats sont résumés dans le tableaux suivant

Tableaux III.4.4 .5 : vérification de la poutre palier a l`ELU

sens	en travée	aux appuis	
la condition de non fragilité	A min cm²	0,996	
	A > Amin	VRAI	VRAI
Espacement des barres longitudinales		VRAI	VRAI
Espacement des barres transversale		VRAI	
l'effort tranchant	τu Mpa	1,38	
	τu adm Mpa	3,25	
	τu <τu adm	VRAI	
L'adhérence des barres	τs	2,17	2,90
	τs adm	3,15	
	τs < τs adm	VRAI	VRAI
Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis	béton	Vu adm	495
		Vu < Vu adm	VRAI
	Acier	Amin	289,32
		Aa< Amin	VRAI

- **Vérification à l'ELS**
  - **<u>État limite d'ouverture des fissures *(Art. A.5.3.2 /BAEL91)*</u>**

Dans notre cas, la fissuration est considérée peu préjudiciable, On se dispense de vérifier l'État limite d'ouverture des fissures.

- **<u>En travée</u>**

La section d'armatures adoptée à l'ELU en travée est : $A_l = 4HA14 + 2HA12 = 8,41cm^2$

- <u>La contrainte de compression dans le béton</u> : $\sigma_{bc} = \sigma_s \times 1/k$

$$\rho = \frac{100 \times A_l}{b \times d} = \frac{100 \times 8,41}{12 \times 33} = 1,019 \longrightarrow \beta = 0,947 \longrightarrow K_1 = 79,3$$

$$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta \times d \times A_t} = \frac{61,51 \times 10^6}{0,947 \times 330 \times (8,41 \times 10^2)} = 234,03\ MPa$$

$$\sigma_{bc} = \frac{234,03}{79,3} = 2,95\ MPa < 15\ MPa$$ **Condition vérifié**

- <u>La contrainte de compression dans l`acier</u>

$$\sigma_s = 234,03\ MPa < 348\ MPa$$ **Condition vérifié**

- **<u>Aux appuis</u>**

La section d'armatures adoptée à l'ELU en travée est : $A_a = 3\ HA14 = 4,62\ cm^2$

- <u>La contrainte de compression dans le béton :</u> $\sigma_{bc} = \sigma_s/k$

$$\rho = \frac{100 \times A_a}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 4,62}{12 \times 33} = 0,560 \longrightarrow \beta = 0,876 \longrightarrow K_1 = 25,4$$

$$\sigma_s = \frac{M_a}{\beta \times d \times A_a} = \frac{21{,}71 \times 10^6}{0{,}929 \times 330 \times (4{,}62 \times 10^{2})} = 162{,}54\ MPa$$

$$\sigma_{bc} = \frac{162{,}54}{25{,}4} = 6{,}40\ MPa < 15\ MPa$$ **Condition vérifié**

- La contrainte de compression dans l`acier

$$\sigma_s = 162{,}54\ MPa < 348\ MPa$$ **Condition vérifié**

Donc les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes à l'ELS.

- **État limite de déformation *(Art B. 6.8 .424 /BAEL 91)***

Pour se dispenser du calcul du la flèche il faut vérifier les conditions suivantes Si sont satisfaites, le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \longrightarrow \frac{35}{351} = 0{,}1 \geq \frac{1}{16} = 0{,}062$$ **Condition vérifié**

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \longrightarrow \frac{35}{351} = 0{,}1 \geq \frac{61{,}51}{10 \times 72{,}36} = 0{,}085$$ **Condition vérifié**

$$\frac{A}{b_0 \times d} < \frac{4{,}2}{f_e} \longrightarrow \frac{8{,}41}{12 \times 33} = 0{,}010 < \frac{4{,}2}{400} = 0{,}0105$$ **Condition non vérifié**

Avec :

h : hauteur total de la section

L : portée entre nus d'appuis (L=3,51 m)

M_t: Moment en travée

M_0: Moment isostatique

A : section des armatures

b: largeur de la section

d : hauteur utile de la section droite

Toutes les conditions sont vérifiées, Le calcul de la flèche est nécessaire.

Le ferraillage se fera comme suit :

- Les conditions sont vérifiées donc pas de risque de flexion
- Les armatures calculées à l'État Limite Ultime sont suffisantes donc ce n'est pas nécessaire de calculer les armatures à l'État Limite de Service.

- En travée : 4HA14 +2HA12
- Aux appuis : 3HA14

III.5. Calcul des planchers

III.5.1 Plancher à corps creux

Le calcul s'effectue pour le plancher le plus sollicite. Il est constitué en corps creux avec une dalle de compression (16+4) reposant sur des poutrelles préfabriquées sur chantier et disposées suivant le sens de la petite portée. Ces derniers possèdent des armatures en attentes qui sont liées à celles de la dalle de compression.

III.5.1.1. Calcul de la dalle de compression

La dalle de compression est coulée sur place. Elle est armée d'un treillis soudé de nuance (TLE520) afin de :

- Limiter les risques de fissuration par retrait, qui sont eux même aggravés par l'utilisation de ciments à fort retrait.
- Résister aux effets des charges appliquées sur des surfaces réduites.
- Réaliser un effet de répartition, entre nervures voisines, des charges localisées notamment de celles correspondant aux cloisons.

Le treillis soudé à utiliser doit avoir des mailles de dimensions au plus égales aux valeurs indiquées par l'article *BAEL 91 (Art B.6.8.423).*

33 cm pour les barres // aux poutrelles.

20 cm pour les barres ⊥ aux poutrelles.

- **Armatures perpendiculaires aux poutrelles :** $A \perp \geq \frac{4L}{fe}$

Avec : L = 65cm : distance entre axes des poutrelles.

D'où : $A \perp \geq \frac{4\times65}{520}$ = 0,5 cm²

Soit :

A⊥ =5Ø6= 1,41cm² ; avec un espacement de st = 20 cm

- **Armatures parallèles aux poutrelles** : $A // = \frac{A\perp}{2}$

D'où : $A // = \frac{1,41}{2}$ =0,71

Soit :

$A //$ =5Ø6= 1,41cm² ; avec un espacement de st = 20 cm

Conclusion

On adopte pour le ferraillage de la dalle de compression un treillis soudé (TLS 520) de dimension (5×5×200×200) mm².

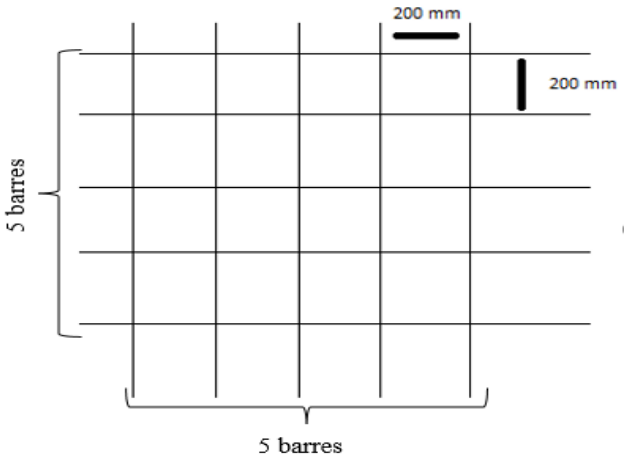


Figure III.5.1 : Treillis soudées de la dalle de compression

III.5.1.2 Étude des poutrelles

Les poutrelles sont sollicitées par une charge uniformément repartie et le calcule se fait en deux étapes à savoir avant coulage de la dalle de compression et après coulage de la dalle de compression.

- **Disposition des poutrelles**

La disposition des poutrelles se fait suivant deux caractères :

- Critère de la petite portée

Les poutrelles sont disposées parallèlement à la petite portée.

- Critère de la continuité

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

Les poutrelles sont calculées comme des poutres ont Té, les règles *BAEL91* préconise que la largeur b1 de la dalle de compression à prendre en compte dans chaque côtés d'une nervure est limitée par la plus faible des valeurs suivantes :

- **1 ère étape de calcule : Avant coulage de la dalle de compression**

La poutrelle est considérée comme simplement appuyée à ses deux extrémisées. Elle doit supporter au plus de son poids propre, le poids du corps creux qui est estimé à

0.95 KN/m² et la surcharge de l'ouvrier.

- Poids propre de la poutrelle : G1 = 0.12 ×0.04×25=0.12 KN/ml
- Poids du corps creux : G2 = 0.95×0.65=0.62 KN/ml
- G = G1 + G2 = 0.12 + 0.62 = 0.74 KN/ml
- Surcharge due à l'ouvrier : Q = 1 KN/ml.

- **Calcul à L'ELU**

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

q_u= 1.35 ×0.74 + 1.50 ×1 = 2.5KN/ml

- Calcul du moment en travée : $M_t = \frac{q_u \times l^2}{8}$

$M_t = \frac{2,5 \times 4,25^2}{8} = 5,635$ KN.ml

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

$T = \frac{2,5 \times 4,25}{2} = 5,30$ KN

- Calcul de la section d'armature

Soit : l'enrobage c = 2cm

La hauteur d = h - c = 4 - 2 = 2cm

Moment réduit μ : $\mu = \frac{M_t}{b_0 d^2 fbu}$

Avec : $fbu = \frac{0,85 fc28}{\theta \gamma b}$ =14,2 MPA

$\mu l = 0,392$

$\mu = \frac{5,644 \times 10^3}{12 \times 2^2 \times 14,2} = 8,281 > 0,392$ ⟶ Section Doublement Armée (SDA)

Tableaux III.5.1 : Calcule Avant coulage de la dalle de compression

charge et surcharge	Poids propre de la poutrelle	0,12	KN / ml	
	Poids du corps creux	0,62		
	Poids totale	0,74		
	Surcharge due à l'ouvrier	1		
Calcul à L'ELU	Combinaison de charges	qu	2,50	KN/ml
	Calcul du moment en travée	Mt=(qu×l²)/8	6,317	kN.ml
	Calcul de l'effort tranchant	T=(qu×l)/2	5,62	KN
	Calcul de la section d'armature	μ=Mt/(b₀×d²×fbu)	9,268	
	μ >μl	VRAI	SDA	

Conclusion

Vu les faibles dimensions de la poutrelle (12 × 4) ; il est impossible de disposer des armatures de compression (Asc = 0), et de traction, ce qui nous obliges de prévoir des étais intermédiaires afin d'aider les poutrelles à supporter les charges et surcharges auxquelles elles sont soumises avant le coulage

- **2éme étape de calcule : après le coulage de la dalle de compression**

Après le coulage, la poutrelle travaille comme une poutre en Té reposant sur des appuis intermédiaires, partiellement encastrées à ses deux extrémités, Elle supporte son poids propre ainsi que les charges et les surcharges revenant au plancher

Dimensionnement de la poutrelle *(BAEL/Art ,4,1,3)*

- La largeur de la dalle de compression

La dalle de compression est coulée sur place, elle est armée d'un treillis soudé. La poutrelle est calculée comme une poutre en T, dont la largeur efficace de la table de compression est fixée par la plus restrictive des conditions suivantes :

Tableaux III.5.2 : La largeur de la dalle de compression

dimensionnement [cm]			
distance entre axe des poutrelles		L	53
portée de la plus grande travée		L1	450
largeur de la dalle de compression		b	65
largeur de la nervure		b0	12
épaisseur de la dalle de compression		h0	4
b1 =min [(b-b0) /2 ; (L/2) ; 8h0]	b-b0) /2	26,5	26,5
	L1/10	45	
	8h0	32	

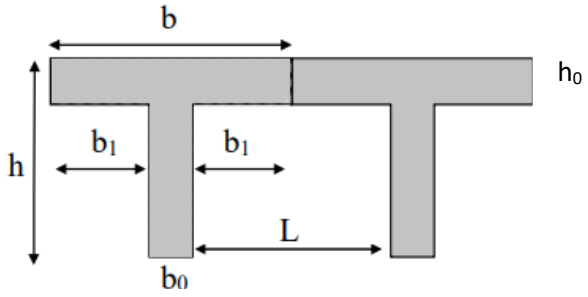


Figure III.5.2 : section des poutrelles

Les poutrelles sont calculées en flexion simple, comme des poutres sur plusieurs appuis.

- **Les charges et les combinaisons des charges**

- Charges permanentes

La terrasse : G= 6,27×0,65 = 4,078 KN/ml

RDC ,L'étage courant : G= 5,60×0,65 = 3,64 KN/ml

- Surcharges d'exploitation

La terrasse : Q=1× 0, 65=0,65 KN/ml

RDC, L'étage courant : Q=1,5 ×0, 65=0,975 KN/ml

- Combinaison des charges

À L'ELU: q_u = 1,35 G + 1,5Q

À L'ELS: q_s= G + Q

Tableaux III.5.3 : les charges et les combinaisons des charges

plancher	Charge		les combinaison	
	Permanentes	Surcharges d'exploitation	ELU	ELS
			qu	qs
La terrasse	3,55	0,65	5,77	4,20
RDC, étage courant	3,29	0,98	5,90	4,26

Remarque

Vu la différence des surcharges entre le sous-sol et l'étage courant on effectuera le calcul pour le cas le plus défavorable (RDC)

- **Les Différents types de poutrelles**

Dans le cas de notre projet on a sept (0 3) types de poutrelles :

Type 1 : poutrelle sur quatre appuis à trois travées dans tous les étages

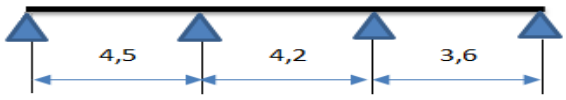


Figure III.5.3 : Schéma du 1er type de poutrelle

Type 2 : poutrelle sur cinq appuis et quatre travées dans tous les étages

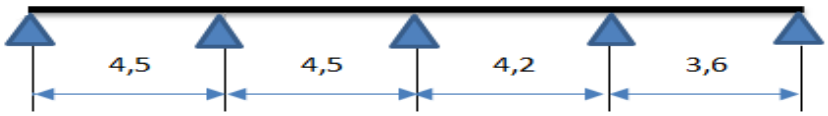


Figure III.5.4 : Schéma du 2ème type de poutrelle

Type 3 : poutrelle sur sept appuis et six travées dans tous les étages

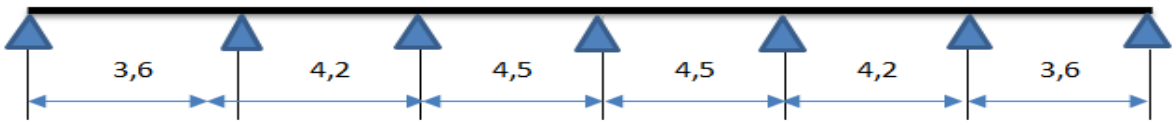


Figure III.5.5 : Schéma du 3ème type de poutrelle

- **Étude du plancher RDC**

La détermination des moments et des efforts tranchants se fera à l'aide de l'une des trois méthodes suivantes :

- Méthode forfaitaire
- Méthode des trois moments [**ANNEX**]
- Méthode de Caquot [**ANNEX**]

- **Choix de la méthode de calcul**

- *Méthode forfaitaire : (ArtB.6.2.210/CBA 93)*

a) Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire

La méthode s'applique aux planchers à surcharge d'exploitation modérée :

1-la charge d'exploitation est au plus égale a deux fois la charge permanente ou a 5 KN.

G = 5,6 KN.ml

Q = 2,5 KN/ml $\longrightarrow$ $Q \leq max\{2 \times G; 5\ KN\} = \max\{11{,}2\ ; 5\} = 11{,}2$ KN

2- Le moment d'inertie des sections transversales est le même dans les différentes travées considérées

3- Les portées successives sont dans un rapport : $0{,}8 \leq \frac{Li}{Li+1} \leq 1{,}25$

4- La fissuration est considérée comme non préjudiciable

On a :

Tableaux III.5.4 : Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire

les condition						observation
Q ≤ max {2G;5kN}	VRAI					condition vérifiée
Le moment d'inertie des sections transversales est le même dans les différentes travées considérées	I=(bh^3)/12					condition vérifiée
Li/Li+1	0,86	0,93	1,00	1,07	1,17	condition vérifiée
0,8 ≤Li/Li+1≤ 1,25	VRAI	VRAI	VRAI	VRAI	VRAI	
la fissuration est considérée comme non préjudiciable	Pas de vérification à faire					condition vérifiée

Conclusion

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

b) Principe de la méthode *(BAEL91 modifie 99)*

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

α : Le rapport des charges d'exploitation à la somme des charges permanentes et d'exploitation pondéré

$\alpha = \frac{Q}{Q+G}$ avec : $0 \leq \alpha \leq \frac{2}{3}$

Avec :

- M_0 :la valeur maximale du moment fléchissant dans la travée indépendante de même
- portée L que la travée considérée est soumise aux mêmes charges ($M_0 = \frac{ql^2}{8}$)
- M_e : valeur absolue du moment sur l'appui de droite la travée considérée.
- M_w : valeur absolue du moment sur l'appui de gauche la travée considérée.
- M_t : Moment maximal en travée prise en compte dans le calcul de la travée considérée.

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

- $M_t \geq \max[1{,}05M_0 ; (1 + 0{,}3\alpha)M_0] - \frac{M_w - M_e}{2}$
- $M_t \geq \frac{1+0{,}3\alpha}{2} M_0$ Dans une travée intermédiaire
- $M_t \geq \frac{1{,}2+0{,}3\alpha}{2} M_0$ Dans une travée de rive

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

- 0,6 M0 pour une poutre à deux travées ;
- 0,5 M0 pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées
- 0,4 M0 pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.

Nous avons à calculer une poutrelle à six travées 3émé type

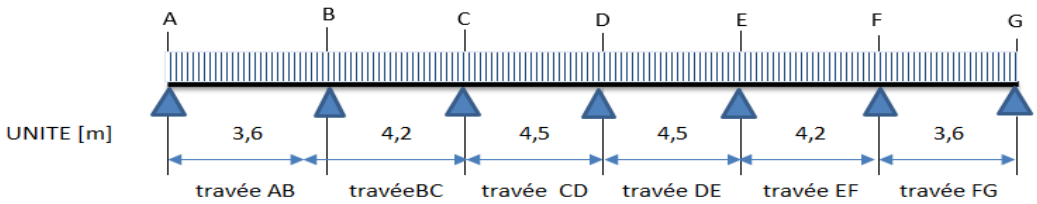


Figure III.5.6 : Schéma statique de la poutrelle

- **Calcul à L`ELU**
  - **Calcul des coefficients**

G= 3,29 KN/ml

Q= 0,98 KN/ml

  - **Calcul le rapport de charge α**

$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{0,98}{0,98+3,29} = 0,23$ Avec : $0 \leq 0,23 \leq 0,666$ **(condition vérifier)**

  - **Calcul des moments isostatiques :** $M_0 = \frac{ql^2}{8}$

On a une symétrie des travées :

Travée AB = Travée FG ⟶ $M_{AB} = M_{FG}$ ⟶ Travée intermédiaire

Travée BC = Travée EF ⟶ $M_{BC} = M_{EF}$ } Travée rive

Travée CD = Travée DE ⟶ $M_{CD} = M_{DE}$ }

  - **Calcul des moments aux appuis**

$M_A = M_G = 0,3\ M_{AB}$

$M_B = M_F = 0,5\ M_{BC}$

$M_C = M_E = 0,4\ M_{BC}$

$M_D = 0,4\ M_{DC} = 0,4\ M_{DE}$

Tous les calculs sont résumés dans le tableau suivant [Tableaux III.5.5]

  - **Calcul des moments fléchissant en travée**

Travée [AB] et [FG] (Travée de rive)

$$M_t^{AB} = M_t^{FG} \geq \max[1,05M_{AB}\ ; (1+0,3\alpha)M_{AB}] - \frac{M_A - M_B}{2} \quad [1]$$

$$M_t^{AB} = M_t^{FG} \geq \frac{1,2+0,3\alpha}{2} M_{AB} \quad [2]$$

On prend : $M_t^{AB} = M_t^{FG} = \max[\ 1; 2]$

Travée [BC] et [EF] (Travée intermédiaire)

$$M_t^{BC} = M_t^{EF} \geq \max[1{,}05M_{BC}\,;(1+0{,}3\alpha)M_{BC}] - \frac{M_B - M_C}{2}\ [1]$$

$$M_t^{BC} = M_t^{EF} \geq \frac{1{,}2+0{,}3\alpha}{2} M_{BC}\ \ [3]$$

On prend : $M_t^{BC} = M_t^{EF} = \max[\,1;3]$

Travée [CD] et [DE] (Travée intermédiaire)

$$M_t^{CD} = M_t^{DE} \geq \max[1{,}05M_{CD}\,;(1+0{,}3\alpha)M_{CD}] - \frac{M_C - M_D}{2}$$

$$M_t^{CD} = M_t^{DE} \geq \frac{1{,}2+0{,}3\alpha}{2} M_{CD}\ \ [3`]$$

On prend : $M_t^{CD} = M_t^{DE} = \max[\,1;3`]$

Tableaux III.5.5: Calcul des moments à L`ELU de la poutrelle la plus grande travée

rapport de charge α			Q/Q+G	0,23		
			0 < α < 2/3	VRAI		
			(1+0,3α)/2	0,534		
			(1,2+0,3α)/2	0,634		
Calcul des moments isostatiques KN.m			M0=(ql^2)/8	M_{AB}	M_{BC}	M_{CD}
				9,562	13,015	14,941
moments aux appuis KN.m			M_A	M_B	M_C	M_D
			3,573	6,508	5,205	5,976
moments fléchissant en travée KN.m	Mt≥max[1,05M0;(1+0,3α)M0]-(Mw-Me)/2		les travée	M_{tAB}	M_{tBC}	M_{tCD}
			(Mw-Me)/2	-1,819	0,651	0,385
			Mt 1	12,038	13,257	15,581
	travée de rive	Mt≥(1,2+0,3α)/2 M0	Mt 2	6,065		
		Mt =max{ Mt1 ; Mt2}		12,038		
	Travée intermédiaire	Mt≥(1+0,3α)/2 M0	Mt 3		6,954	7,983
		Mt =max{ Mt1 ; Mt 3}			13,257	15,581

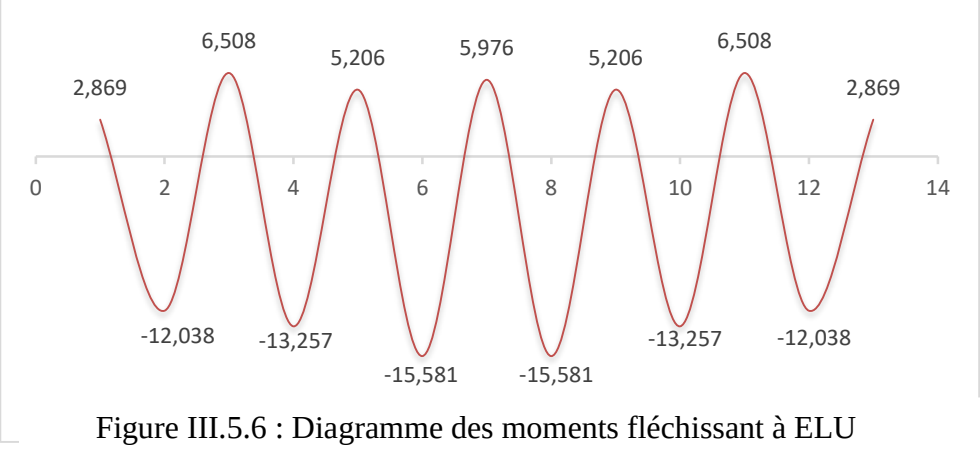


Figure III.5.6 : Diagramme des moments fléchissant à ELU

- **Calcul des efforts tranchants**

La travée [AB]

$$V_A = \frac{q_u \times l_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{l_{AB}} = \frac{5{,}90 \times 3{,}6}{2} + \frac{(-6{,}508)-(-2{,}869)}{3{,}6} = 9{,}614\ KN$$

$$V_B = -\frac{q_u \times l_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{l_{AB}} = \frac{5{,}90 \times 3{,}6}{2} + \frac{(-6{,}508)-(-2{,}869)}{3{,}6} = -11{,}636\ KN$$

La travée [BC]

$$V_B = \frac{q_u \times l_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{l_{BC}} = \frac{5{,}90 \times 4{,}2}{2} + \frac{(-5{,}206)-(-6{,}508)}{4{,}2} = 12{,}705 KN$$

$$V_C = -\frac{q_u \times l_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{l_{BC}} = -\frac{5{,}90 \times 4{,}2}{2} + \frac{(-5{,}206)-(-6{,}508)}{4{,}2} = -12{,}086\ KN$$

La travée [CD]

$$V_C = \frac{q_u \times l_{CD}}{2} + \frac{M_D - M_C}{l_{CD}} = \frac{5{,}90 \times 4{,}5}{2} + \frac{(-5{,}976)-(-65{,}206)}{4{,}5} = 13{,}110\ KN$$

$$V_D = -\frac{q_u \times l_{CD}}{2} + \frac{M_D - M_C}{l_{CD}} = -\frac{5{,}90 \times 4{,}5}{2} + \frac{(-5{,}976)-(-65{,}206)}{4{,}5} = -13{,}452\ KN$$

La travée [DE]

$$V_D = \frac{q_u \times l_{DE}}{2} + \frac{M_E - M_D}{l_{DE}} = \frac{5{,}90 \times 4{,}5}{2} + \frac{(-5{,}206)-(-5{,}976)}{4{,}5} = 13{,}452 KN$$

$$V_E = \frac{q_u \times l_{CD}}{2} + \frac{M_E - M_D}{l_{DE}} = -\frac{5{,}90 \times 4{,}5}{2} + \frac{(-5{,}206)-(-5{,}976)}{4{,}5} - 13{,}110\ KN$$

La travée [EF]

$$V_E = \frac{q_u \times l_{EF}}{2} + \frac{M_F - M_E}{l_{EF}} = \frac{5{,}90 \times 4{,}2}{2} + \frac{(-6{,}508)-(-5{,}206)}{4{,}2} = 12{,}705\ KN$$

$$V_F = -\frac{q_u \times l_{EF}}{2} + \frac{M_F - M_E}{l_{EF}} = -\frac{5{,}90 \times 4{,}2}{2} + \frac{(-6{,}508)-(-5{,}206)}{4{,}2} = -12{,}086\ KN$$

La travée [FG]

$$V_F = \frac{q_u \times l_{FG}}{2} + \frac{M_G - M_F}{l_{FG}} = \frac{5{,}90 \times 3{,}6}{2} + \frac{(-6{,}508)-(-2{,}869)}{3{,}6} = 11{,}636\ KN$$

$$V_G = -\frac{q_u \times l_{FG}}{2} + \frac{M_G - M_F}{l_{FG}} = -\frac{5{,}90 \times 3{,}6}{2} + \frac{(-6{,}508)-(-2{,}869)}{3{,}6} = -9{,}614 KN$$

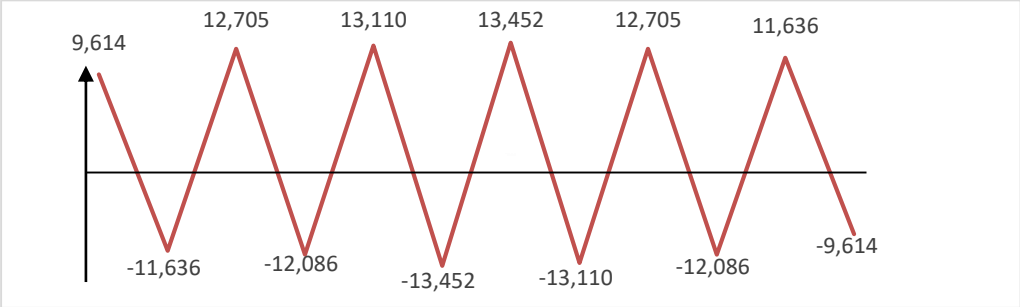


Figure III.5.7 : Diagramme des efforts tranchants à ELU

- **Ferraillage à l'E L U**
  - **Les moments maximaux**

V_{max} = 13,452 KN

M_a^{max} = 6,508 KN.m

M_t^{max} = 15,581 KN.m

  - **Armature en travée**

Le calcul en travée s'effectue pour une poutre en [T]

Position de l'axe neutre :

$M_t^{max} > M_{tab}$ L'axe neutre est dans la nervure

$M_t^{max} < M_{tab}$ L'axe neutre est dans la table de compression

M_{tab} : Le moment équilibré par la table de compression

$M_{tab} = bh_0 f_{bu}\,(d - \frac{h_0}{2})$ avec : $f_{bu} = 14{,}2\ MPA$

d = h-c = 20 -2 = 18 cm

$M_{tab} = 0{,}65 \times 0{,}04 \times (14{,}2 \times 10^3)(0{,}18 - \frac{0{,}18}{2})$ = 33,228 KN.m

$M_t^{max} < M_{tab}$ Donc l'axe neutre est dans la table de compression, d'où la section se calcul comme une section rectangulaire (bxh)

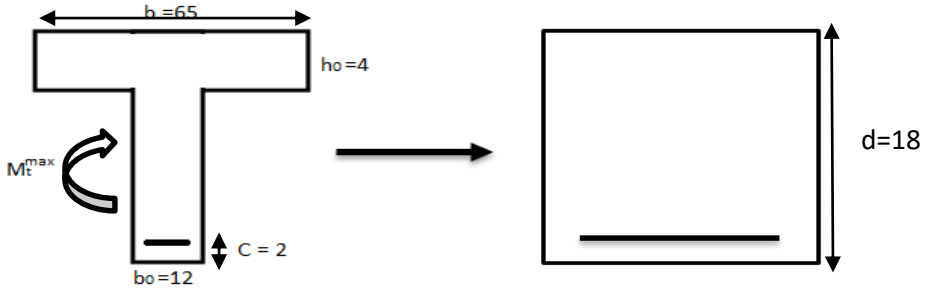


Figure III.5.8 : disposition des armatures en travée

Avec : $\mu = \frac{M_t^{max}}{bd^2 fbu}$

$\mu = \frac{15{,}581\ \times 10\text{^}3}{65 \times 18^2 \times 14{,}2} = 0{,}052 < 0{,}392 \longrightarrow$ (SSA) Section simplement armée

$\mu = 0{,}052 \longrightarrow \beta = 0{,}976$

$A_t = \frac{M}{\beta\, d\sigma st} = \frac{15{,}581\ \times 10^3}{0{,}976 \times 18 \times 348} = 2{,}55\ cm^2$

A_t=2,55 cm² $\longrightarrow$ on adopte : 3 HA12 = 3,39 cm²

Donc on a : A_t= 3,39 cm²

- **Armatures aux appuis**

Aux appuis Le moment est négatif, c'est-à-dire qu'il tend les fibres supérieures. Pour nos calculs on renverse la section pour avoir des moments positifs. Donc le calcul se fera comme pour une section rectangulaire (b_0×h)

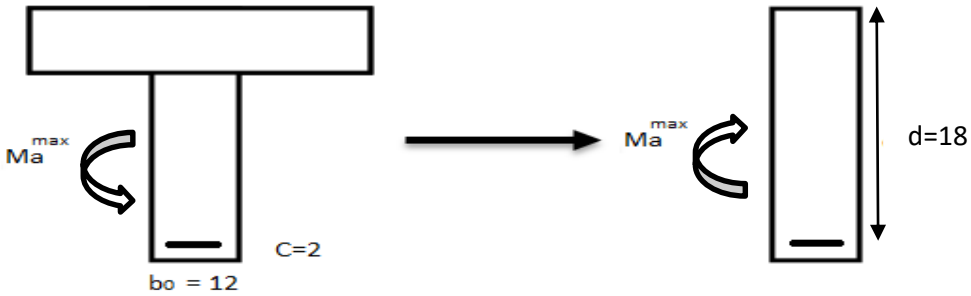


Figure III.5.9 : disposition des armatures aux appuis

Avec : $\mu = \frac{M_a}{b_0 d^2 fbu}$

$\mu = \frac{6{,}508\times10\text{^}3}{12\times18^2\times14{,}2} = 0{,}022 < 0{,}392 \longrightarrow$ (SSA) Section simplement armée

$\mu = 0{,}022 \longrightarrow \beta = 0{,}989$

$A_a = \frac{M}{\beta\, d\sigma st} = \frac{6{,}508\times10^3}{0{,}989\times 18\times348} = 1{,}05\ cm^2$

A_a=1,05 cm² $\longrightarrow$ on adopte : 1HA12 = 1,13cm²

- **Calcul des armatures transversales *(Art 7.2.2/BAEL91)***

$\emptyset \leq min(\frac{h}{35};\frac{b_0}{10};\emptyset_{max})$ $\emptyset \leq min\left(\frac{200}{35};\frac{120}{10};12\right) = 5{,}71mm = 0{,}57\ cm$

$\emptyset \leq$ 0,57 cm on prendre $\emptyset = 8\ mm$

On adopte :

$A_t = 2\ \emptyset\ 8$ = 1,01 cm²

Les armatures transversales seront réalisées par un étrier de ∅ 8

- **Espacement des armatures transversales *(Art A. 5 .1.22 /BAEL 91)***

$S_t \leq \min(0{,}9d\ ;40\ cm) = \min(16{,}2\ ;40\ cm) = 16{,}2$ cm

Soit : $S_t = 17\ cm$

- **Vérification à l'ELU**

  - **Vérification au cisaillement *(Art A- 5- 1-1 / BAEL 91)***

On doit vérifier que :

$\tau u \leq \tau_{adm} \longrightarrow \tau_{adm} = min(0{,}2 \times \frac{25}{1{,}5}; 5MPa)$ fissuration non préjudiciable

$\tau_{adm} = min(3{,}33MPa\,; 5MPa) = 3{,}33\ MPa$

$\tau u = \frac{V_{max}}{b_0\ d} = \frac{13{,}452 \times 10^3}{120 \times 180} = 0{,}62$ MPa

$\tau u = 0{,}62\ MPa \leq \tau adm = 3{,}33MPa$ **Condition vérifiée**

  - **Condition de non fragilité *(A .4.2.1/BAEL 91 modifier 99)***

$Amin = \frac{0{,}23 ft28}{fe}\ b_0 d$ on doit vérifier que : $A \geq Amin$

Avec : $f_{t28} = (0{,}6 + 0{,}06 f_{C28}) = 2{,}1MPa$

$f_e = 400\ MPa$

On a : $Amin = \frac{0{,}23 \times 2{,}1}{400}\ 12 \times 18 = 0{,}26cm^2$

En travée : $A_t = 3{,}39\ cm^2 > 0{,}26cm^2$ ⟶ **Condition vérifiée**

Aux appuis : $A_a = 1{,}13\ cm^2 > 0{,}26cm^2$

  - **L'adhérence des barres *(Art A.6 .1 .3/BAEL 91 modifié 99)***

La contrainte d'adhérence τs doit être inférieure à la valeur limite ultime : $\tau s \leq \tau s_{adm}$

Avec :

$\tau s_{adm} = \Psi\ fc28 = 1{,}5 \times 2{,}1 = 3{,}15MPA$

- En travée

$\tau s = \frac{Vu}{0{,}9\ d\ \sum u} = \frac{Vu}{0{,}9\ d \times (3\pi\emptyset)} = \frac{13{,}452 \times 10^3}{0{,}9 \times 180 \times ((3{,}14 \times 12) + (3 \times 3{,}14 \times 12))} = 0{,}73$ MPA

- Aux appuis

$\tau s = \frac{Vu}{0{,}9\ d\ \sum u} = \frac{Vu}{0{,}9\ d \times (\pi\emptyset)} = \frac{13{,}452 \times 10^3}{0{,}9 \times 180 \times (3{,}14 \times 12)} = 2{,}20$ MPA

On a : $\tau s = 0{,}73\ MPA \leq \tau s_{adm} = 3{,}15$MPA **Condition vérifiée**

$\tau s = 2{,}20MPA \leq \tau s_{adm} = 3{,}15$MPA

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

- **Longueur du scellement droit (ancrage)** ***(Art A- 6- 1-22-1 / BAEL 91)***

Elle correspond à la longueur d'acier ancrée dans le béton pour que l'effort de traction de compression demandée à la barre puisse être mobilisé.

Avec : $\tau_{su} = 0{,}6 \times \psi^2 \times f_{t28}$

$\psi = 1{,}5$

$L_s = \frac{\emptyset f_e}{4 \times \tau_{su}}$

$\tau_{su} = 0{,}6 \times \psi^2 \times f_{t28} = 0{,}6 \times (1{,}5)^2 \times 2{,}1 = 2{,}835\ MPa$

$L_s = \frac{1{,}2 \times 400}{4 \times 2{,}835} = 33{,}86\ cm$ on prendre : $L_s = 35cm$

Les règlements de *B A E L 91* admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la portée ancrée mesurée hors crochet L_c est au moins égale à 0,4 L_s pour l'aciers HA

Donc : L_c=0,4 × 35= 14 cm

- **Influence de l'effort tranchant sur le béton** ***(Art. A5.1.313/BAEL91)***

Il faut vérifier que :

$V_u^{max} = 13{,}452\ KN$

$V_u^{max} \leq 0{,}4 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \times a \times b_0$

Avec : a = $0{,}9 \times d = 0{,}9 \times 18 = 16{,}2$

$V_u^{max} \leq 0{,}4 \times \frac{25}{1{,}5} \times 0{,}9 \times 0{,}18 \times 0{,}12 \times 10^3 = 129{,}6KN$

On a : $V_u^{max} = 13{,}452\ KN \leq 129{,}6\ KN$ **Condition vérifié**

- **Influence de l'effort tranchant sur les armatures** ***(Art 5.1.1.312/BAEL91)***

- Appuis de rive

On doit prolonger au-delà du bord de l'appui coté travée et ancrer une section d'armatures suffisante pour équilibrer l'effort tranchant V_u^{max}

$A_{a\ adopté} \geq \frac{V^{max}}{\sigma st}$

$3{,}39\ cm^2 \geq \frac{13{,}452 \times 10^3}{384 \times 10^2} = 0{,}38\ cm^2$

On a : $A_{a\ adopté} \geq A_{st\ \min a\ ancrer}$ **Condition vérifié**

Les armatures inférieures ancrées sont suffisantes.

- Appuis intermédiaire

Le BAEL précise que lorsque la valeur absolue du moment fléchissant de calcul vis-à-vis de l'état ultime M_u est inférieure à 0,9 V_u^{max}.d, on doit prolonger les armatures en travée au-delà des appuis et y ancrer une section d'armature suffisante pour équilibrer un effort égal à :

$$V_u^{max} = \frac{M_u^{max}}{0{,}9 \times d}$$

Avec :

M_u^{max} =6,508KN.m =6,508 $\times 10^6$ N .mm

V_u^{max} =13,452 KN =13,452 $\times 10^3$ N

$8{,}105 \times 10^6\ N.mm \geq 0{,}9 \times 220 \times 13{,}452 \times 10^3 = 2{,}179 \times 10^6\ N.mm$

On a :

$M_u^{max} \geq 0{,}9 \times d \times V_u^{max}$ **Condition vérifié**

Les armatures inferieures ne sont pas nécessaires.

- **Vérification des contraintes tangentielles *(BAEL91 modifié 99 : Art -A.5.3.2)***

- Au niveau de la liaison hourdis/âme

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_u^{max} \times (b \times b_0)}{h_0 \times 2b \times 0{,}9 \times d} \leq \overline{\tau_u} = min\left\{\frac{0{,}2 \times f_{cj}}{\gamma_b} \middle| 5MPa\right\}$$

$\frac{13{,}452 \times 10^3 \times (650-120)}{40 \times 2 \times 650 \times 0{,}9 \times 180} = 0{,}846\ MPa \leq min\{3{,}33|5MPa\}$

$\tau_u = 0{,}846\ MPa \leq \overline{\tau_u} = 3{,}33\ MPa$ **Condition vérifié**

- Aux niveaux des appuis

$$\tau_u = \frac{2 \times V_u^{max}}{b_0 \times 0{,}9 \times d} \leq \overline{\tau_u} = \frac{0{,}8 \times f_{cj}}{\gamma_b}$$

$$\tau_u = \frac{2 \times 13{,}452 \times 10^3}{120 \times 0{,}9 \times 180} \leq \overline{\tau_u} = \frac{0{,}8 \times 25}{1{,}5}$$

$\tau_u = 1{,}384MPa \leq \overline{\tau_u} = 13{,}333\ MPa$ **Condition vérifié**

Remarque

Y'a pas de risque de rupture par cisaillement

- **Vérification à l'E L S**

Les états limites sévices sont définis compte tenu des exploitations et de la durabilité de la construction. Les vérifications qui leurs sont relative :

-État limite d'ouverture des fissures.

-État limite de résistance de béton en compression.

-État limite de déformation

- **Combinaison de charge à l'ELS**

Lorsque la charge est la même sur les différentes travées le BAEL (A-6-5-1) précise que la multiplication des résultats du calcul à l'ELU par le coefficient ($\frac{q_s}{q_u}$) nous donne les valeurs des efforts internes de calcul à l'ELS. Les valeurs des efforts internes sont représentées sur le tableaux ci-dessous.

$\frac{q_s}{q_u} = \frac{4,26}{5,90}$= 0,72

Tableaux III.5.6: Calcul des moments à L`ELS de la poutrelle la plus grande travée

<table>
<tr><td colspan="3">Calcul des moments isostatiques KN.m</td><td>M_A</td><td>M_B</td><td>M_C</td><td>M_D</td></tr>
<tr><td colspan="3"></td><td>2,072</td><td>4,701</td><td>3,761</td><td>4,317</td></tr>
<tr><td rowspan="6">moments fléchissant en travée KN.m</td><td rowspan="3">Mt≥max[1,05M0;(1+0,3α)M0]-(Mw-Me)/2</td><td rowspan="3"></td><td>les travée</td><td>M t_{AB}</td><td>M $_{tBC}$</td><td>M $_{tCD}$</td></tr>
<tr><td>(Mw-Me)/2</td><td>-1,314</td><td>0,470</td><td>0,278</td></tr>
<tr><td>Mt 1</td><td>8,696</td><td>9,577</td><td>11,255</td></tr>
<tr><td rowspan="2">travée de rive</td><td>Mt≥(1,2+0,3α)/2 M0</td><td>Mt 2</td><td>4,382</td><td colspan="2" rowspan="2"></td></tr>
<tr><td colspan="2">Mt =max{ Mt1 ; Mt2}</td><td>8,696</td></tr>
<tr><td rowspan="2">Travée intermédiaire</td><td>Mt≥(1+0,3α)/2 M0</td><td></td><td rowspan="2">5,024</td><td>5,767</td><td>7,281</td></tr>
<tr><td colspan="2">Mt =max{ Mt1 ; Mt 3}</td><td>9,577</td><td>11,255</td></tr>
</table>

- **Les moments maximaux**

V_s^{max} = 9,718 KN

M_{as}^{max} = 4,701 KN.m

M_{ts}^{max} = 11,255 KN.m

Les états limites de service sont définis compte tenu des exploitations et de la durabilité de la construction. Les vérifications qui leurs sont relatives sont :

- **État limite d'ouverture des fissures *(Art. A.5.3.2 /BAEL91)***

Dans notre cas, la fissuration est considérée peu préjudiciable, On se dispense de vérifier l'État limite d'ouverture des fissures.

- En travée

La section d'armatures adoptée à l'ELU en travée est : A_t =3HA12= 3,39cm²

- La contrainte de compression dans le béton : $\sigma_{bc} = \sigma_s \times 1/k$

$$\rho = \frac{100 \times A_t}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 3,39}{12 \times 18} = 1,569 \longrightarrow \beta = 0,845 \longrightarrow K_1 = 16,29$$

$$\sigma_s = \frac{M_{ts}^{max}}{\beta \times d \times A_t} = \frac{13,452 \times 10^6}{0,845 \times 180 \times (3,39 \times 10^2)} = 218,29\ MPa$$

$$\sigma_{bc} = \frac{218,29}{16,29} = 13,40\ MPa < 15\ MPa$$ **Condition vérifié**

- La contrainte de compression dans l`acier

$\sigma_s = 218,29\ MPa < 348\ MPa$ **Condition vérifié**

- Aux appuis

La section d'armatures adoptée à l'ELU en travée est : $A_a = 1\ HA\ 12 = 1,13\ cm^2$

- La contrainte de compression dans le béton : $\sigma_{bc} = \sigma_s \times k$

$$\rho = \frac{100 \times A_t}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 1,13}{12 \times 18} = 0,523 \longrightarrow \beta = 0,858 \longrightarrow K_1 = 20,212$$

$$\sigma_s = \frac{M_{as}^{max}}{\beta \times d \times A_t} = \frac{6,508 \times 10^6}{0,858 \times 180 \times (1,13 \times 10^2)} = 269,38\ MPa$$

$$\sigma_{bc} = \frac{269,38}{20,212} = 13,33\ MPa < 15\ MPa$$ **Condition vérifié**

- La contrainte de compression dans l`acier

$\sigma_s = 269,38\ MPa < 348\ MPa$ **Condition vérifié**

Remarque

Donc les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes à l'ELS.

- **État limite de déformation *(Art B. 6.8 .424 /BAEL 91)***

La flèche développée au niveau de la poutrelle doit rester suffisamment petite par rapport à la flèche admissible pour ne pas nuire à l'aspect et l'utilisation de la construction.

Les règles de *BAEL (B.6.5.1)* précisent qu'on peut admettre qu'il n'est pas indispensable de vérifier la flèche si les conditions suivantes seront vérifiées.

- Évaluation de la flèche

La flèche admissible

Si L ≤ 500 $\longrightarrow f_{adm} = \frac{L}{500}$

Si L > 500 $\longrightarrow f_{adm} = 0{,}5 + \frac{L}{1000}$

Si les conditions suivantes sont satisfaites, le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \longrightarrow \frac{20}{450} = 0{,}04 \geq \frac{1}{16} = 0{,}062$ **Condition non vérifié**

$\frac{h}{L} \geq \frac{M_{ts}^{max}}{10 \times M_0} \longrightarrow \frac{20}{450} = 0{,}04 \geq \frac{11{,}255}{10 \times 4{,}701} = 0{,}24$ **Condition non vérifié**

$\frac{A}{b_0 \times d} \geq \frac{4{,}2}{f_e} \longrightarrow \frac{4{,}21}{12 \times 18} = 0{,}016 \geq \frac{4{,}2}{400} = 0{,}0105$ **Condition vérifié**

Avec :

h : hauteur total de la section de nervure 24 cm

L : portée entre nus d'appuis (L=4,50 m) $\longrightarrow$ f_{adm}= L/500

M_{ts}^{max}: Moment max en travée $M_{ts}^{max} = 11{,}255$ KN.m

M_0: Moment max de la travée isostatique

A : section des armatures

b_0: largeur de la section

d : hauteur utile de la section droite

Remarque

Vu que la première et la deuxième condition n'est pas vérifiée on doit procéder au calcul de la flèche *BAEL (B.6.5.2)*

$$f = \frac{M_{ts}^{max} \times L^2}{10 \times E_v \times I_{fv}} \leq f_{adm} = \frac{L}{500}$$

Avec

M_{ts}^{max}: Moment fléchissant maximal à l'ELS

E_v: Module de déformation différé $E_v = 3700\sqrt[3]{25} = 10819$ MPa

I_{fv}: Moment d'inertie fictif de la section pour les déformations respectivement de langue et courte durée

- **<u>Aire de la section homogénéisée</u>**

$$B_0 = B + nA = b_0 \times h + (b - b_0) \times h_0 + 15A$$

$B_0 = B + nA = 12 \times 20 + (65 - 12) \times 4 + 15 \times 4{,}21$

$B_0 = 502{,}85$ cm²

- **Moment statique de section homogénéisée par rapport à xx**

$$I_S/_{XX} = \frac{b_0 h^2}{2} + (b - b_0) \times \frac{h_0^2}{2} + 15A \times d$$

$$I_S/_{XX} = \frac{12 \times 20^2}{2} + (65 - 12) \times \frac{4^2}{2} + 15 \times 3{,}39 \times 18$$

$$I_S/_{XX} = 3739{,}3\ cm^3$$

- **Position du centre de gravité**

$$V_1 = \frac{I_S/_{XX}}{B_0} = \frac{3739{,}3}{502{,}85} = 7{,}44\ cm$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 7{,}44 = 12{,}56\ cm$$

- **Moment d'inertie de la section homogénéisée/G**

$$I_0 = \frac{b_0}{3}(V_1^3 + V_2^3) + (b - b_0) \times h_0 \times \left[\frac{h_0}{12} + \left(V_1 - \frac{h_0}{2}\right)^2\right] + 15A(V_2 - c)^2$$

$$I_0 = \frac{12}{3}(7{,}44^3 + 12{,}56^3) + (65 - 12) \times 4 \times \left[\frac{4}{12} + \left(7{,}44 - \frac{4}{2}\right)^2\right] + 15 \times 3{,}39(12{,}56 - 2)^2$$

$$I_0 = 21587{,}83\ \text{cm}^4$$

- **Calcul des coefficients : (ρ; λ_v ; U)**

$$\rho = \frac{A}{b_0 \times d} = \frac{3{,}39}{12 \times 18} = 0{,}016$$

$$\lambda_v = \frac{0{,}02 \times f_{t28}}{\left(2 + 3 \times (\frac{b_0}{b})\right)\rho} = \frac{0{,}02 \times 2{,}1}{\left(2 + \frac{3 \times 12}{65}\right)0{,}016} = 1{,}048$$

$$U = \max\{1 - \frac{1{,}75 f_{t28}}{4\ \rho\ \sigma_s + f_{t28}}\ ; 0\} \longrightarrow U = \max\left\{1 - \frac{1{,}75 \times 2{,}1}{4 \times 0{,}016 \times 218{,}29 + 2{,}1}\ ; 0\right\} = 0{,}767$$

- **Calcul de l'inertie fictive**

$$I_{fv} = 1{,}1 \times \left(\frac{I_0}{1 + U \times \lambda_v}\right) = 1{,}1 \times \left(\frac{21587{,}83}{1 + 0{,}767 \times 1{,}048}\right) = 23746{,}62\ \text{cm}^4$$

- **Calcul de flèche**

$$f = \frac{(11255) \times 450^2}{10 \times (10819 \times 10^{-1}) \times 23746{,}62} = 0{,}89\text{cm} \leq f_{adm} = \frac{\text{L}}{500} = \frac{450}{500} = 0{,}9\text{cm}$$ **Condition vérifié**

- **Armature longitudinales**

  3 HA12 pour le lit inferieur

  1 HA12 au niveau des appuis

- **Armature transversales**

  2 Ø 8 Avec un espacement st =17 cm

III.5.2 Dalle plaine

L'épaisseur de la dalle pleine est déterminée par la condition de la résistance à la flexion suivante : $ep \geq \frac{l}{10} = \frac{1,69}{10} = 16,9\ cm$

l : Largeur de a console

Avec : Largeur =1,69 m

Longueur= 4,2 m

Surface = 7,10 m²

On prendre : $ep = 18\ cm$

- **Charge et surcharge**

Charge permanente G= 6,06KN/m²

Surcharge Q = 1KN/m²

- **Combinaisons de charges**

ELU : qu=(1,35×6,06) +(1,5×1)= 9,68 KN/m

ELS : qs= 6,06+1= 7,06 KN/m

- **Calcule des efforts internes**
- **A l'ELU**
  - Le moment fléchissant : $Mu = \frac{qu \times l^2}{2} = \frac{9,68 \times 1,69^2}{2} = 13,82$ Kn.m
  - L'effort tranchant : $Vu = qu \times l = 9,68 \times 1,69 = 16,36$ Kn
- **A L'ELS**
  - Le moment fléchissant : $Ms = qs\frac{l^2}{2} = 7,06\frac{1,69^2}{2} = 10,08$ Kn.m
  - L'effort tranchant : $Vs = qs \times l = 7,06 \times 1,69 = 11,93$ Kn

III.5.2.1 Ferraillage

Le balcon sera calculé comme une section rectangulaire soumise à la flexion simple. Le calcul se fait pour une bande de 1ml.

- Moment réduit μ : $\mu = \frac{Mf}{bd^2 fbu} = \frac{13,82 \times 10^6}{(100 \times 10) \times (16 \times 10)^2 \times 14,2} = 0,04$

μ=0,04<μl=0,392 ⟶ SSA ⟶ $\beta = 0{,}980$

- Armateur fictives : $Af = \frac{Mf}{\beta\ d\sigma st} = \frac{13{,}82\times10^6}{0{,}980\times16\times43{,}8} = 2{,}53cm^2$

Armature principale adoptée : 5HA12=5,65 cm² avec st = 20 cm

- Armatures de répartition Ar : $Ar = \frac{5{,}65}{4} = 1{,}41$ cm²

Armature de répartition adoptée : 5HA8 =2,51 cm² avec st = 20 cm

III.5.2.2 Les Vérification

- **A l'ELU**

- Condition de non fragilité *(A .4.2.1/BAEL 91 modifier 99)*

$$Amin = \frac{0{,}23ft28}{fe}\ bd$$

- Vérification au cisaillement *(A.5.1.2. /BAEL91 modifié 99)*

$$\tau u = \frac{Vu}{b\ d} \quad \leq \quad \tau_{\text{adm}}\ \min\left\{\frac{0{,}15fc28}{\gamma b}\middle|4MPA\right\} = 2{,}5\ MPA$$

Pas de risque de cisaillement (les armatures transversales ne sont pas nécessaires).

-Vérification de l'adhérence des barres *(A.6.1.3. BAEL 91modifié99)*

$$\tau s \leq \tau s_{\text{adm}} \quad \begin{cases} \tau s_{\text{adm}} = \Psi\ fc28 = 1{,}5\times2{,}1 = 3{,}15MPA \\ \tau s = \frac{Vu}{0{,}9\ d\ \sum u} \end{cases}$$

- **A l'ELS**

La fissuration étant préjudiciable

-Vérification des contraintes dans les aciers : $\sigma s < \sigma s_{\text{adm}}$

-Vérification des contraintes dans le béton : $\sigma b < \sigma b_{\text{adm}}$

-Vérification de la flèche

D'après le BAEL91, ont vérifié la flèche si l'une des conditions suivantes n'est pas vérifiée :

- $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$
- $\frac{h}{l} \geq \frac{Ms}{10\ M0}$
- $\frac{A}{bd} \leq \frac{4{,}5}{fe}$

Avec : h : épaisseur cm

l :Largeur cm

A : Le moment fléchissant cm²

$M_0 = M_S$: Le moment fléchissant KN /m

Toutes les résultats sont récapitulés dans le tableaux suivant :

Tableaux III.5.7: les vérification ELU et ELS pour la dalle plaine

Vérification	ELU	Condition de non fragilité Amin		1,93
		Au AP > Amin		VRAI
		au cisaillement		0,102
				VRAI
		l'adhérence des barres	τs(bar) MPA	3,15
			Σ Ui (cm)	18,84
			τs	0,34
			τs < τs (bar)	VRAI
	ELS	contraintes dans les aciers	ρ	0,12
			β	0,942
			K	71,21
			σs MPA	118,39
			$\overline{\sigma s}$ MPA	201,63
			$\sigma s < \overline{\sigma s}$	VRAI
		état limite de compression du béton	σb MPA	1,66
			$\overline{\sigma b}$ MPA	15
			$\sigma b < \overline{\sigma b}$	VRAI
		Vérification de la flèche	h/l	0,11
			(1 / 6)	0,0625
			condition 1	VRAI
			Ms/10*M0	0,1
			condition 2	VRAI
			A /bd	0,004
			4,2 /fe	0,0105
			condition 3	VRAI

Remarque

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

Le ferraillage se fera comme suit :

Les conditions sont vérifiées donc pas de risque de flexion.

Les armatures calculées à l'État Limite Ultime sont suffisantes.

III.6. La poutre de chainage

C'est une poutre qui repose sur deux appuis, elle supporte son poids propre et le poids des cloisons extérieures et pour le ferraillage on prend le cas le plus défavorable dans les deux sens (transversale, longitudinal).

- **Pré dimensionnement**

Les dimensions de la poutre sont données par les formules suivantes :

La hauteur h_t : $L/15 \leq h_t \leq L/10$

La largeur b : $0,4\ h_t \leq b \leq 0,7h_t$

L : la portée libre maximal entre nus d'appuis dans le sens considéré (L = 450cm)

Tableaux III.6.1 : Pré dimensionnement de la poutre de chainage

La hauteur	L/15	L /10	$h_{t\ adoptée}$
	28	42	35
la largeur	$0,4h_t$	$0,7h_t$	$b_{adoptée}$
	14	24,5	25

On prend : ht= 35 cm

b = 25 cm

- **Vérification des exigences du *RPA 99 Version 2003 (Art 7-5-1)***

b = 25 cm > 20 cm

h_t = 35 cm > 30 cm

$\frac{h_t}{b} = \frac{35}{25} = 1,4 < 4$

$\Rightarrow$ **Conditions vérifiées**

On remarque bien que les conditions imposées par le RPA99 sont toutes vérifiées, donc les sections adoptées (ht ; b) :(35 ;25) cm²

- **Évaluations des charges et surcharges**
  - Les charges permanentes

- Poids propre de la poutre : G = 25 x 0,25 × 0,35 = 2,19 KN /ml
- Poids propre du mur extérieur : G_{mur} = (3,06-0,20) ×2,36 = 6,75 KN / ml
- Poids du planche : $G_{plancher} = 5.24 \times \frac{0,65}{2}$ = 1,82 KN / ml
- Poids totale : G_{totale} = 10,76 KN / ml

- Surcharge d'exploitation

Q= 1,5 × $\frac{0,65}{2}$ = 0,4875 KN / ml

➢ **Combinaisons des charges**

ELU : q_u= 1,3 G + 1,5Q

ELS : q_s= G + Q

Tableaux III.6.2 : combinaisons des charges ELU et ELS

Combinaisons des charges KN / ml	
ELU q_u	ELS q_s
15,25	11,24

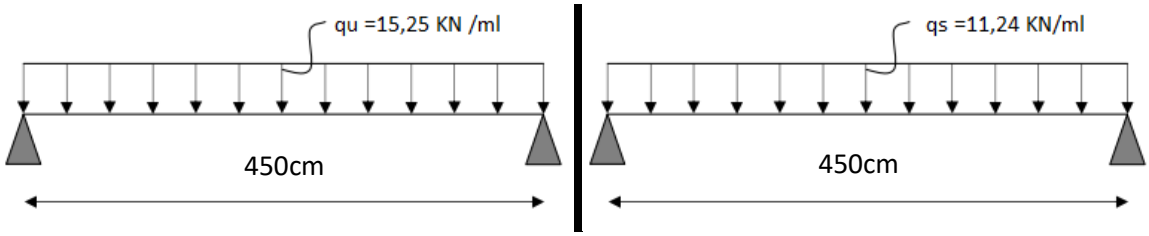


Figure III.6.1: Schéma de chargement à l'ELU et L`ELS

➢ **Calcul des efforts internes**

- Moments fléchissant : $M_u = \frac{q \times l^2}{8}$

En tenant compte du semi encastrement, les moments en travées et aux appuis seront affectés des coefficients 0,85 et 0,3 respectivement :

M travées = 0,85 Mu

M appuis = − 0,3 Mu

- Réaction d'appuis : $R_A = R_B = \frac{q \times l}{2}$

Tableaux III.6.3 : calcul des efforts internes à l`ELU et l`ELS poutre de chainage

	Calcul a L`ELU	Calcule a L`ELS
Moments fléchissant Mu [KN /ml]	38,61	28,46
Réaction d'appuis Ra =Rb [KN]	34,32	25,30
moment en travée	29,17	21,51
moment aux appuis	8,75	6,45

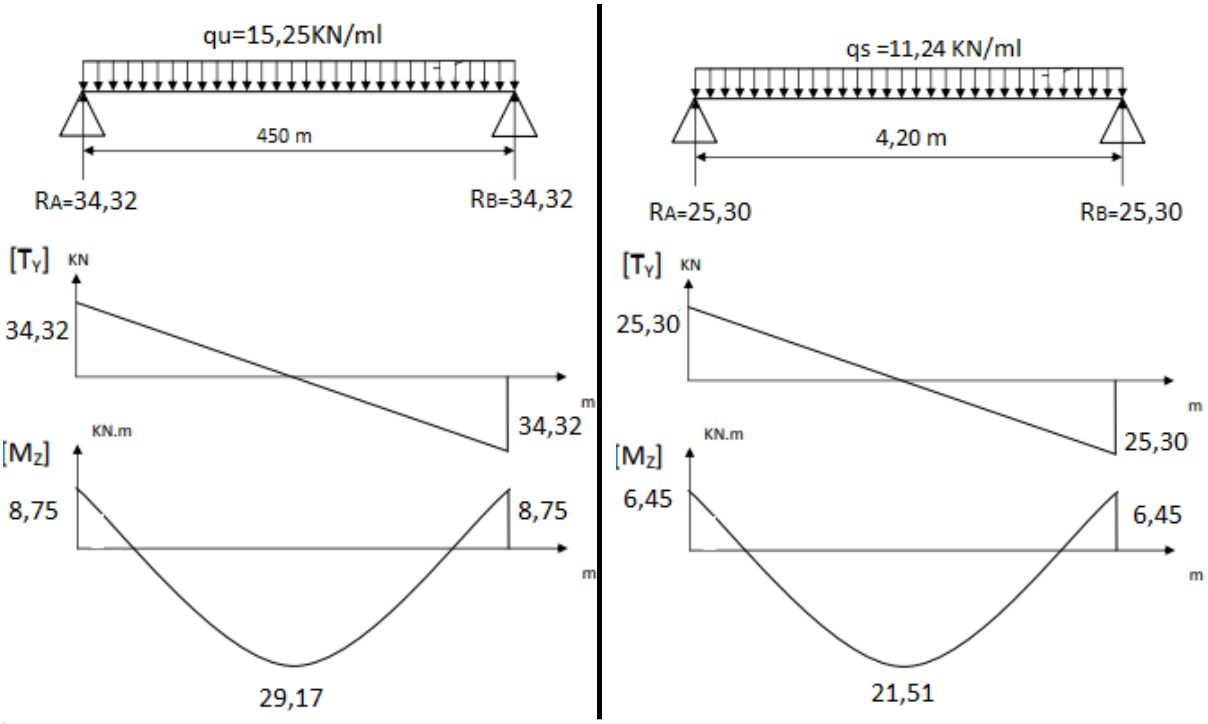


Figure III.6.2: Diagrammes des efforts internes à l'ELU et L`ELS

- **Calcul a l`ELU**
  - **Calcul de la section d'armature**

Soit : L'enrobage c : c = 2cm

La hauteur d : d = h - c = 35 - 2 = 33 cm

Moment réduit μ : $\mu = \frac{M}{bd^2 fbu}$

Avec : $fbu = \frac{0,85fc28}{\theta\gamma b}$ =14,2 MPA

$\mu l = 0,392$

- **Armature longitudinales**
  - Armature en travée

$$\mu = \frac{M_t}{bd^2 fbu}$$

$\mu = \frac{27,23 \times 10\text{^}3}{25\times 33^2 \times 14,2} = 0,070 < 0,392 \longrightarrow$ (SSA) Section simplement armée

$\mu = 0,070 \longrightarrow \beta = 0,960$

$A_t = \frac{M}{\beta\, d\sigma st} = \frac{27,23\times 10^3}{0,960\times 33\times 348} = 2,46 cm^2$

A_t=2,46 cm² $\longrightarrow$ on adopte : 3 HA12= 3,39 cm²

➢ Armature aux appuis $\mu = \frac{M_a}{bd^2 fbu}$

$\mu = \frac{8{,}17\times10\text{^}3}{25\times33^2\times14{,}2} = 0{,}021 < 0{,}392 \longrightarrow$ (SSA) Section simplement armée

$\mu = 0{,}021 \longrightarrow \beta = 0{,}990$

$A_t = \frac{M}{\beta\, d\sigma st} = \frac{8{,}17\times10^3}{0{,}990\times 33\times348} = 0{,}72\ cm^2$

A_t=0,72 cm² $\longrightarrow$ on adopte : 3 HA10 = 2,35 cm²

- **Armatures Transversale :** $\emptyset_t = \left\langle \frac{\text{ht}}{35} \middle| \frac{b}{10} \middle| \emptyset_l \right\rangle$

$\emptyset_t = \left\langle \frac{350}{35} \middle| \frac{250}{10} \middle| 12 \right\rangle$ On opte pour : $\emptyset_t$ =8 mm (1 cadre + 1 étrier)

Tableaux III.6.4 : Calcul de la section d'armature a l`ELU

calcule ELU		
sens	en travée	aux appuis
Moment	29 ,17	8,75
Moment réduit μ	0,076	0,022
μ < μl ⟶ SSA	VRAI	VRAI
Valeur B	0,960	0,989
Armature longitudinales Ap (cm²)	2,65	0,77
A adoptée (cm²/ml)	2HA12 + 3HA10	3 HA 10
	4,61	2,35
Armatures Transversale cm²	10,00	
	T8 (un étrier +un cadre)	
Espacement des barres longitudinales	15	7
Espacement des barres transversale	25	

➢ **Vérification à l'ELU**

- **Condition de non fragilité *(A .4.2.1/BAEL 91 modifier 99)***

$Amin = \frac{0{,}23 ft28}{fe}\ b_0 d$ on doit vérifier que : $A \geq Amin$

Avec : $f_{t28} = (0{,}6 + 0{,}06 f_{C28}) = 2{,}1 MPa$

$f_e = 400\ MPa$

On a : $Amin = \frac{0{,}23\times2{,}1}{400}\ 12 \times 22 = 0{,}32\ cm^2$

En travée : $A_l = 4{,}61\ cm^2 > 0{,}32 cm^2$ ⟶ **Condition vérifiée**

Aux appuis : $A_t = 2{,}35\ cm^2 > 0{,}32 cm^2$

- **Espacement *RPA version 2003 (Art 7.5-2)***

- Espacement des barres longitudinales

L'espacement doit vérifier :

Aux appuis : $S_t \leq min\left\{\frac{h}{4}\middle|12\emptyset\right\} = 7 \leq min\{8{,}75|144\}$

En travée : $15 \leq \frac{h}{2} = 17{,}5$ cm

Condition vérifiée

- Espacement des barres transversale : $S_t \leq min\{0{,}9d|40\ cm\}$

- $25 \leq min\{0{,}9d|40\ cm\} = 29{,}7\ cm$

- **Vérification l'effort tranchant *(Art A- 5- 1-1 / BAEL 91)***

On doit vérifier que :

$\tau u \leq \tau_{adm} \longrightarrow \tau_{adm} = min(0{,}2 \times \frac{25}{1{,}5}; 5MPa)$ fissuration non préjudiciable

$\tau_{adm} = min(3{,}33MPa\ ; 5MPa) = 3{,}33\ MPa$

$\tau u = \frac{Vu}{b\ d} = \frac{32{,}03 \times 10^3}{250 \times 330} = 0{,}39$ MPa

$\tau u = 0{,}39\ MPa \leq \tau adm = 3{,}33MPa$ **Condition vérifiée**

- **L'adhérence des barres *(Art A.6 .1 .3/BAEL 91 modifié 99)***

La contrainte d'adhérence τs doit être inférieure à la valeur limite ultime : $\tau s \leq \tau s_{adm}$

Avec : $\tau s_{adm} = \Psi\ fc28 = 1{,}5 \times 2{,}1 = 3{,}15MPa$

- En travée

$\tau s = \frac{Vu}{0{,}9\ d\ \sum u} = \frac{Vu}{0{,}9\ d \times (\pi\emptyset)} = \frac{32{,}03 \times 10^3}{0{,}9 \times 330 \times (3 \times 3{,}14 \times 10) + (2 \times 3{,}14 \times 12)} = 1{,}22$ MPa

- Aux appuis

$\tau s = \frac{Vu}{0{,}9\ d\ \sum u} = \frac{Vu}{0{,}9\ d \times (3\pi\emptyset)} = \frac{32{,}03 \times 10^3}{0{,}9 \times 330 \times (3 \times 3{,}14 \times 10)} = 1{,}14$ MPa

On a : $\tau s = 0{,}95\ MPA \leq \tau s_{adm} = 3{,}15$MPa **Condition vérifiée**

$\tau s = 1{,}14MPA \leq \tau s_{adm} = 3{,}15$MPa

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

- **Influence de l'effort tranchant sur le béton *(Art. A5.1.313/BAEL91)***

Il faut vérifier que :

$Vu = 34{,}32\ KN$

$Vu \leq 0{,}4 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \times a \times b$

Avec : a = $0{,}9 \times d = 0{,}9 \times 33 = 29{,}7\ cm$

$$Vu \leq 0{,}4 \times \frac{25}{1{,}5} \times 0{,}9 \times 0{,}33 \times 0{,}25 \times 10^3 = 495\ KN$$

On a : $Vu = 34{,}32\ KN \leq 495\ KN$ **Condition vérifié**

Toutes les résultats sont résumés dans le tableaux suivant

Tableaux III.6.5 : La vérification a l`ELU

vérification			
la condition de non fragilité	A min cm²	1,00	
	A > Amin	VRAI	VRAI
Espacement des barres longitudinales		VRAI	VRAI
Espacement des barres transversale		VRAI	
l'effort tranchant	τu MPa	0,42	
	τu adm MPa	3,25	
	τu <τu adm	VRAI	
L'adhérence des barres	τs	1,22	1,23
	τs adm	3,15	
	τs < τs adm	VRAI	VRAI
Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis	béton	Vu adm	495
		Vu < Vu adm	VRAI
	Acier	Amin	84,72
		Aa< Amin	VRAI

- **Vérification à l'ELS**
  - **<u>État limite d'ouverture des fissures *(Art. A.5.3.2 /BAEL91)*</u>**

Dans notre cas, la fissuration est considérée peu préjudiciable, On se dispense de vérifier l'État limite d'ouverture des fissures.

- **<u>En travée</u>**

La section d'armatures adoptée à l'ELU en travée est : A_l = 3HA10 +2HA12 = 4,61cm²

- <u>La contrainte de compression dans le béton</u> : $\sigma_{bc} = \sigma_s \times 1/k$

$$\rho = \frac{100 \times A_l}{b \times d} = \frac{100 \times 4{,}61}{12 \times 33} = 0{,}559 \longrightarrow \beta = 0{,}888 \longrightarrow K_1 = 30{,}02$$

$$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta \times d \times A_t} = \frac{28{,} \times 10^6}{0{,}888 \times 330 \times (4{,}61 \times 10^{2)}} = 159{,}19 MPa$$

$$\sigma_{bc} = \frac{159{,}19}{30{,}02} = 5{,}30\ MPa < 15\ MPa$$ **Condition vérifié**

- <u>La contrainte de compression dans l`acier</u>

$\sigma_s = 159{,}19 MPa < 348\ MPa$ **Condition vérifié**

- **<u>Aux appuis</u>**

La section d'armatures adoptée à l'ELU en travée est : $A_a = 3\ HA\ 10 = 2{,}35\ cm^2$

- La contrainte de compression dans le béton : $\sigma_{bc} = \sigma_s / k$

$$\rho = \frac{100 \times A_a}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 2{,}35}{12 \times 33} = 0{,}285 \longrightarrow \beta = 0{,}916 \longrightarrow K_1 = 44{,}52$$

$$\sigma_s = \frac{M_a}{\beta \times d \times A_a} = \frac{6{,}45 \times 10^6}{0{,}929 \times 330 \times (2{,}35 \times 10^2)} = 90{,}82\ MPa$$

$$\sigma_{bc} = \frac{90{,}82}{44{,}52} = 2{,}04\ MPa < 15\ MPa$$ **Condition vérifié**

- La contrainte de compression dans l`acier

$$\sigma_s = 90{,}82\ MPa < 348\ MPa$$ **Condition vérifié**

Donc les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes à l'ELS.

- **État limite de déformation *(Art B. 6.8 .424 /BAEL 91)***

Pour se dispenser du calcul du la flèche il faut vérifier les conditions suivantes Si sont satisfaites, le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

$$\begin{cases} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \longrightarrow \frac{35}{420} = 0{,}078 \geq \frac{1}{16} = 0{,}062 & \textbf{Condition vérifié} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \longrightarrow \frac{35}{420} = 0{,}078 \geq \frac{21{,}51}{10 \times 28{,}46} = 0{,}076 & \textbf{Condition vérifié} \\ \frac{A}{b_0 \times d} < \frac{4{,}2}{f_e} \longrightarrow \frac{4{,}61}{12 \times 33} = 0{,}006 < \frac{4{,}2}{400} & \textbf{Condition vérifié} \end{cases}$$

Avec :

h : hauteur total de la section

L : portée entre nus d'appuis (L=4,20 m)

M_t: Moment en travée

M_0: Moment de la travée isostatique

A : section des armatures

b: largeur de la section

d : hauteur utile de la section droite

Toutes les conditions sont vérifiées, Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

Le ferraillage se fera comme suit :

- Les conditions sont vérifiées donc pas de risque de flexion
- Les armatures calculées à l'État Limite Ultime sont suffisantes donc ce n'est pas nécessaire de calculer les armatures à l'État Limite de Service.

- En travée : 3 HA10 comme fil et 2HA12 comme chapeaux
- Aux appuis : 3 HA10

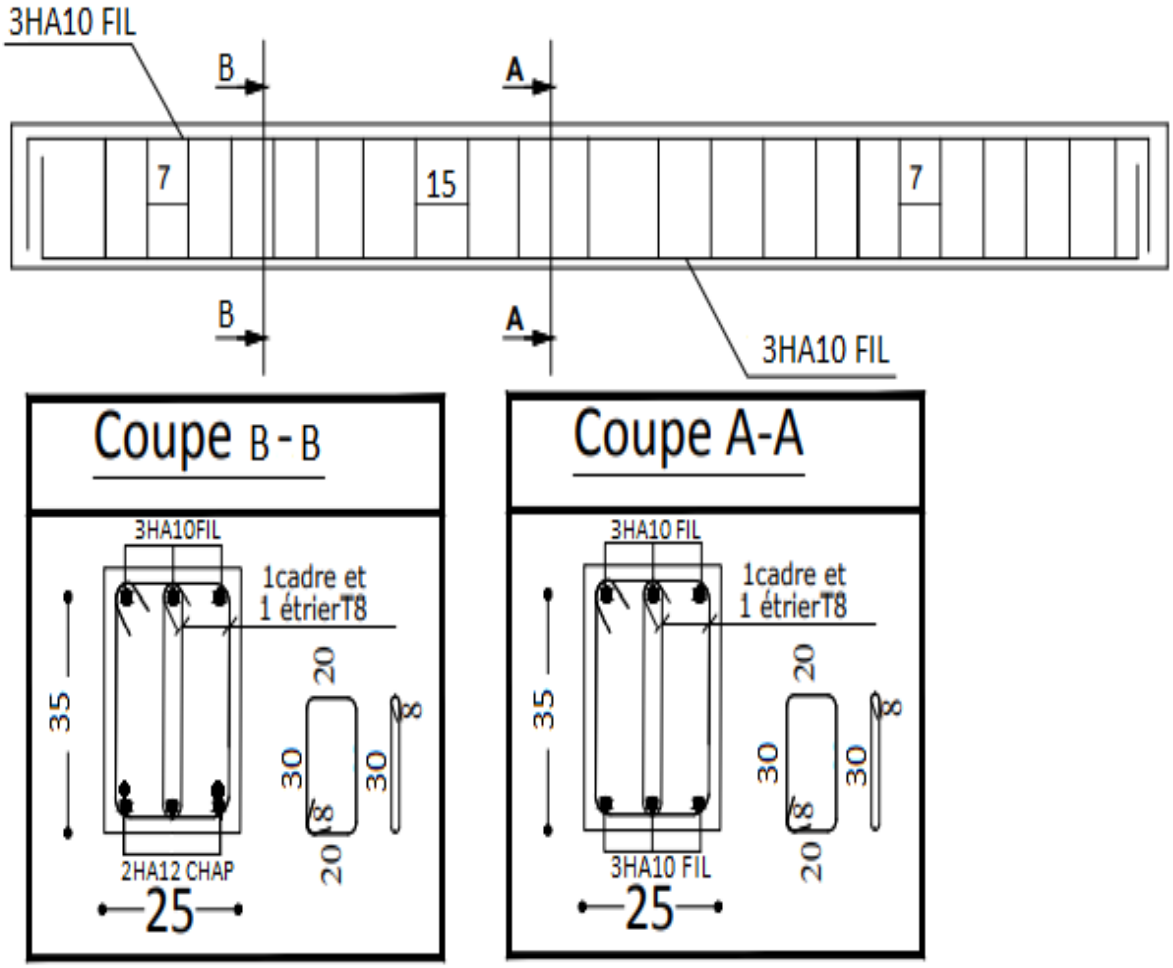


Figure.III.6. 3 : ferraillage des poutres de chainage

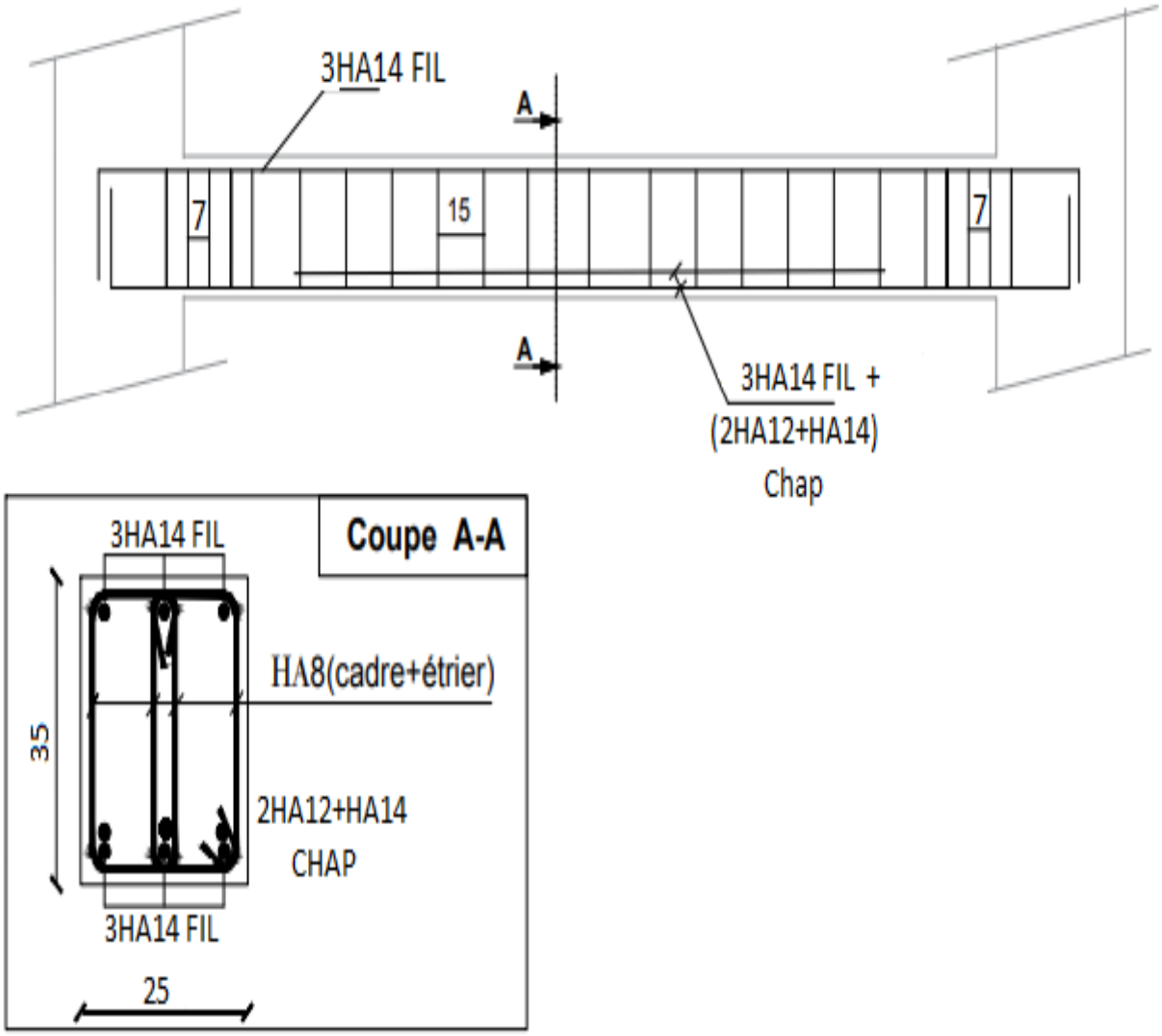


Figure.III.4. 5 : ferraillage des poutres palières des étages courants

IV.1. Introduction

Le séisme est le risque naturel majeur le plus dangereux et qui cause le plus de dégâts, ce phénomène est l'une des manifestations inévitables de la tectonique des plaques qui expose certaines parties de la planète à un risque potentiel permanent.

Dans les régions sismiques, nous devons réaliser des constructions dites parasismique afin de minimiser les conséquences désastreuses de ce phénomène des séismes. Pour consolider les bâtiments on se base généralement sur une étude dynamique des constructions agitée. Cette étude sismique nous permettra de construire des structures pouvant résister à de tels phénomènes. Toute en satisfaisant les trois aspects essentiels de la conception qui sont : la résistance, l'aspect architectural et l'économie.

La modélisation est la transformation d'un problème physique réel ayant une infinité de degrés de liberté (DDL) à un modèle possédant un nombre de DDL fini qui décrit le phénomène étudié d'une manière aussi fiable que possible, autrement dit, ce modèle doit refléter avec une bonne précision le comportement et les paramètres du système d'origine à savoir : la masse, la rigidité, l'amortissement, la réponse.

Une des méthodes de modélisation est la modélisation eu éléments finis. Elle consiste à discrétisée la structure eu plusieurs éléments, les inconnues sont déterminées au niveau des nœuds.

À l'aide de fonction d'interpolation on balaie l'élément puis la structure. Pour gagner du temps, nous nous servirons d'un outil puissant pour effectuer tous les calculs avec nombreux programmes permettant l'étude statique et dynamique des structures dont on site : ETABS, ROBOT, SAP…etc.

Pour notre étude nous avons utilisé ETABS Version 9.6

IV.2. Description du logiciel ETABS *(Extented Three Dimensions Analyses Building Systems)*

L'ETABS est un logiciel de calcul et de conception des structures particulièrement adapté aux bâtiments et aux ouvrages de génie civil, dans son calcul se base sur la méthode des éléments finis. Grace au logiciel « ETABS », nous pouvons déterminer les efforts internes dans la structure sous l'effet des charges verticales représentées par G et Q ; et sous l'effet des charges horizontales représentées par le séisme (E).

Ceci nous conduit à l'étude dynamique de la structure, avec des compléments de conception et de vérification des structures ; il nous permet aussi la visualisation de la déformée

du système, les diagrammes des efforts internes, les champs de contraintes, les modes de vibration …etc.

V2.1 Étapes de modélisation

Les étapes de modélisation peuvent être résumées comme suit :

1. Introduction de la géométrie du modèle (trames, hauteur d'étage)
2. Spécification des propriétés mécaniques de l'acier et du béton.
3. Spécification des propriétés géométriques des éléments (poutre, poteaux, voile...)
4. Définition des charges (G, Q) et introduction du spectre (E)
5. Affectation des charges revenant aux éléments.
6. Introduction des combinaisons d'actions.
7. Définition des nœuds maitres et inertie d'étages.
8. Affectation des masses sismiques et inerties massiques.
9. Spécification des conditions aux limites (appuis, diaphragmes).
10. Exécution de l'analyse et visualisation des résultats.

Après avoir réalisé toutes ces étapes, on obtient :

- **La vue en 2D ci-dessous**

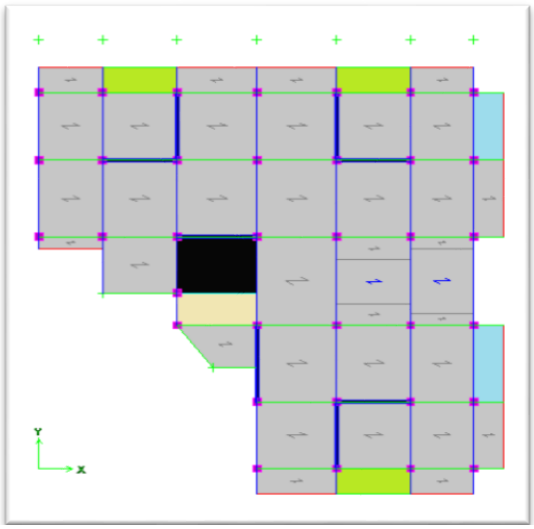


Figure IV.1 : Vue en deux dimensions plancher s-sole

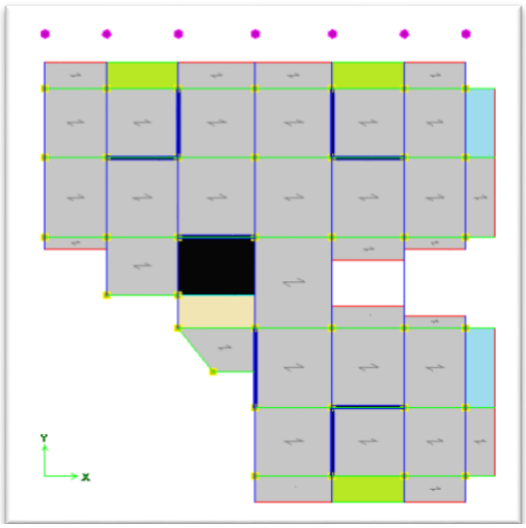


Figure IV.2 : Vue en deux dimensions plancher RDC

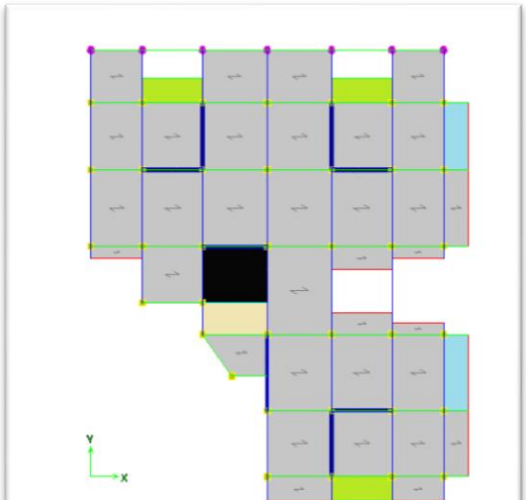


Figure IV.3 : Vue en deux dimensions plancher 1ér étage

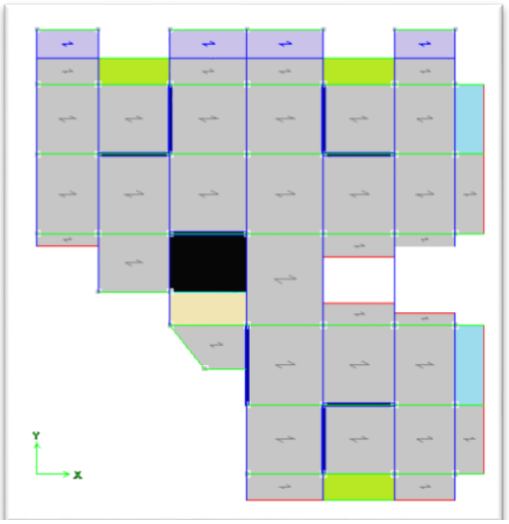


Figure IV.4 : Vue en deux dimensions plancher 2émé étage

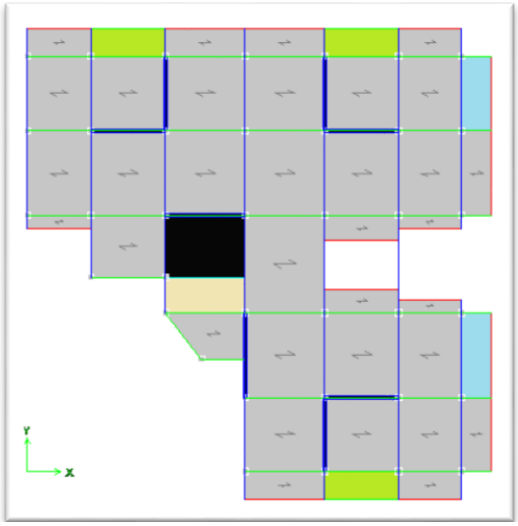


Figure IV.5 : Vue en deux dimensions plancher 3-5éme étage

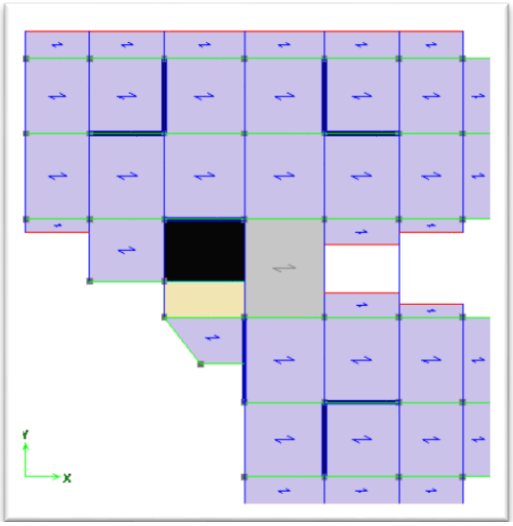


Figure IV.6 : Vue en deux dimensions plancher 6éme étage

➢ **<u>La vue en 3D ci-dessous</u>**

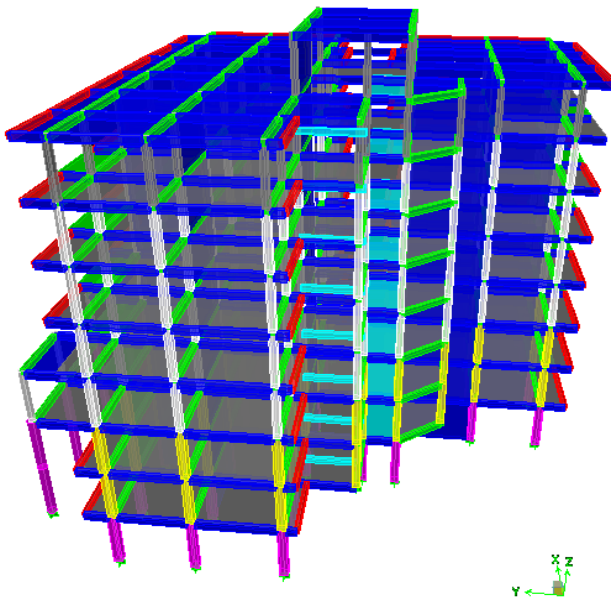


Figure IV.7 : Vue en trois dimensions de la structure

IV.2. Choix de la méthode de calcul

Le calcul des forces sismiques peut être mené suivant on distingue deux cas

- **Calcul statique**

C'est la détermination des efforts internes sous l'effet des charges verticales (G et Q).

- Méthode statique équivalente *(Art4.1.2. RPA99/2003)*

Dans cette méthode, l'effet dynamique de la force sismique est remplacé par un effet statique qui produit la même réponse (déplacement maximal) que la force dynamique réelle. L'utilisation de cette méthode exige la vérification de certaines conditions définies par le RPA (régularité en plan, régularité en élévation, etc.) il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

- Détermination des paramètres du spectre de réponse (RPA)

Les paramètres du spectre de réponse sont les suivantes :

- Le site S3 (site meuble), Rapport de sol
- La zone III, Annexe 1 (*RPA 99 version 2003*)
- Groupe d'usage 2, H_T =27,72m < 30m
- ξ(%) Remplissage ,(portique en béton Armé (Dense)+voile) [*Tableau 4.2.RPA 99/V2003*]
- Facteur de qualité Q=1,05 [*Tableau 4.4.RPA 99 /V2003*]
- Coefficient de comportement R= 3,5 [*Tableau 4.3.RPA 99 /V2003*]

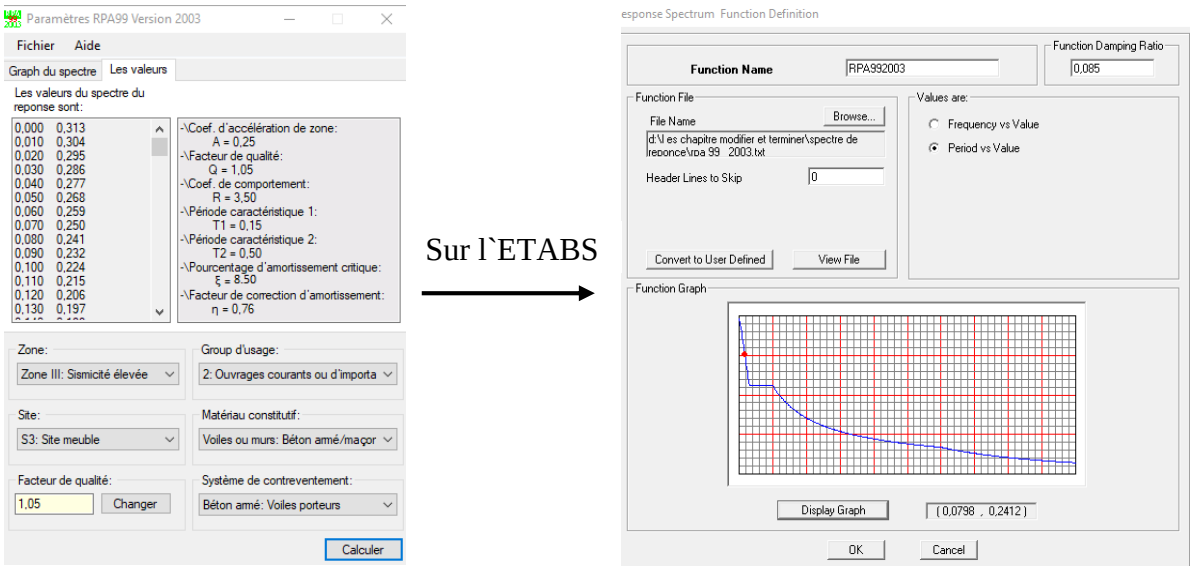


Figure IV.8 : Les paramètres du spectre de réponse

- **Calcul dynamique**

- La méthode d'analyse dynamique temporelle par accélérographes.

Cette méthode peut être utilisée au cas par cas par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant le choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interprétation des résultats et les critères de sécurité à satisfaire.

- La méthode d'analyse modale spectrale *(Art4.1.3. RPA99/2003)*

L'analyse dynamique se prête probablement mieux à une interprétation réaliste du comportement d'un bâtiment soumis à des charges sismiques que le calcul statique prescrit par les codes. Elle servira surtout au calcul des structures dont la configuration est complexe ou non courante et pour lesquelles la méthode statique équivalente reste insuffisante ou inacceptable ou autre non-conforme aux conditions exigées par le RPA 99/version2003 pour un calcul statique équivalent.

Pour le choix de la méthode à utiliser, on doit vérifier un certain nombre de Conditions suivant les règles en vigueur en Algérie *(RPA99/version 2003).*

IV. 3. VERIFICATION RPA

Le règlement parasismique algérien exige de faire les vérifications suivantes

- **Vérification du coefficient de comportement R *(Selon RPA art. 3.4.4a)***

Système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques -voiles Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales. Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux. Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.

Les efforts horizontaux repris par le système de contreventement sont donnés par ETABS en suivant les étapes ci-après :

-Sens X-X

Display → show deformed shape→Load : Ex spectra

On met la structure en élévation puis on coupe à la base avec :

Draw →Draw Section Cut

On relever les valeurs sur la case *Force* 01 c`est la valeur de la force repris par les voiles et les portiques à la fois

Puis on décoche les cases FLOORS, BEAMS, BRACES, COLUME, RAMPS

On relever les valeurs sur la case *Force* 01 c`est la valeur de la force repris par les voiles

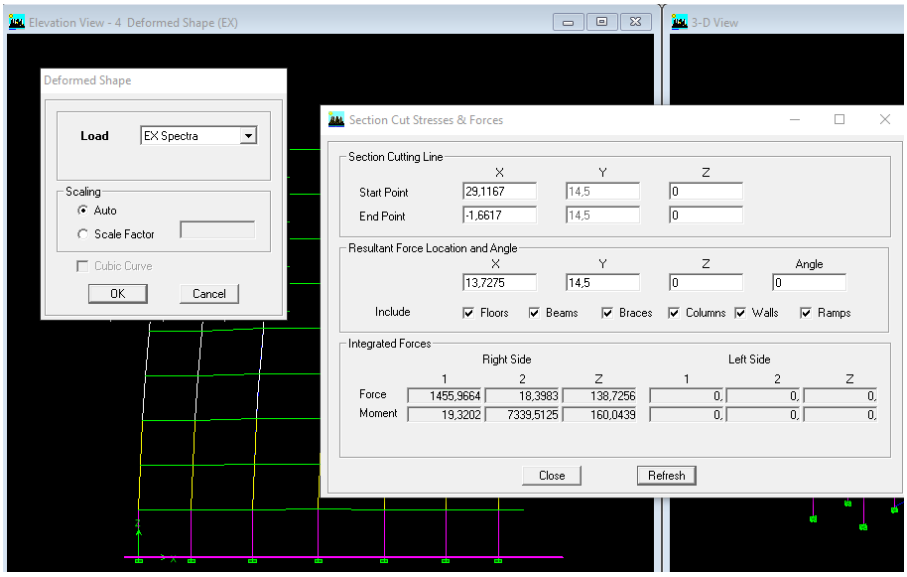


Figure IV.9 : L`efforts horizontaux repris par le système de contreventement par ETABS

-Sens Y-Y

Display → show deformed shape→Load : Ey spectra

On met la structure en élévation puis on coupe à la base avec :

Draw →Draw Section Cut

On relever les valeurs sur la case *Force* 02 c`est la valeur de la force repris par les voiles et les portiques à la fois

Puis on décoche les cases FLOORS, BEAMS, BRACES, COLUME, RAMPS

On relever les valeurs sur la case *Force* 02 c`est la valeur de la force repris par les voiles

On a :

$W_T \longrightarrow 100\%$

$W_{voile} \longrightarrow X\%$ $\qquad x = \frac{w_{voile} \times 100}{W_T}$

Ainsi pour calculer le pourcentage des charges verticales, on choisit la combinaison *ELU* ; *POIDS*, puis on relève les valeurs sue la case *Force* Z

Tableaux V.1 : justification du système de contreventement sens x

sens longitudinal	W(Voile +portique)	W(Voile)	X%
Ex spectra	2574,9655	2442,8171	94,8679545
POIDS	7385,139	2667,9851	36,1264033
ELU	11521,283	4124,742	35,8010649

Tableaux IV.2 : justification du système de contreventement sens y

sens longitudinal	W(Voile +portique)	W(Voile)	Y%
EY spectra	2606,7925	2489,3675	95,4954221
POIDS	6947,577	2675,1434	38,504696
ELU	10793,975	4118,995	38,160131

D`après l`article 3,4 du l`RPA 99 qui classe les systèmes de contreventement, pour le cas de notre structure on prendre le système de contreventement constitué par les voiles porteurs
Le coefficient de comportement *R=3,5*

- **Estimation de la période fondamentale *(art4.2.4 du RPA99 /2003)***

La valeur de la période fondamentale T de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.
La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante :

$$T = C_T(h_N)^{2/3} \qquad \textit{(Formule 4-6 du RPA 99 / version 2003)}$$

h_N : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N)
C_T: Coefficient en fonction du système de contreventement et du type de remplissage
Les valeurs de T calculées à partir des formules de Rayleigh ou de méthodes numériques ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30%.
Donc : T= 0,05 $(27{,}72)^{2/3}$= 0,604 s
Après majoration de la période de 30 % on a : $T_{maj} = 0{,}604(30\%0{,}604) = 0{,}79$ s
La période analytique tiré des tableaux donné par le logiciel ETABS.
Display → Show Tables → Analysis results→ building Modal Information → Table : Modal Participating Masse Ratios
Select Casses /combos : on sélections toutes les combinaison
$T_{ETABS} = 0{,}554\ s < T_{maj} = 0{,}79\ s$ Condition vérifiée

- **Vérification du pourcentage de participation de la masse modale**

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

- la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure.

- où que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5%de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

-Le minimum de modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée

La somme de la masse modale dans le 10éme mode dépasse 90%de la somme totale du bâtiment dans les deux directions d'où la condition du RPA (article 4.3.4) est vérifiée.

Tableau IV. 3.la période donnée par ETABS et Modal Participations Mass Ratios

Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY
1	0,554129	62,3294	0,185	0	62,3294	0,185
2	0,4874	24,2196	69,6505	0	36,549	69,8355
3	0,447926	4,3281	3,8172	0	70,8771	70,6527
4	0,21613	0,1982	0,8761	0	71,0753	71,5288
5	0,179454	1,4269	0,5668	0	71,5022	72,0956
6	0,13274	0,0205	0,0879	0	72,5226	72,1835
7	0,125834	0,344	0,0948	0	72,8666	72,2783
8	0,11511	6,2635	5,1089	0	79,1301	72,3872
9	0,099843	2,0322	14,819	0	81,1623	87,2062
10	0,091265	3,3634	4,3241	0	91,5257	91,5303
11	0,058702	0,0028	0,0172	0	92,7335	93,5475
12	0,045078	0,0041	1,4832	0	95,4475	95,0308

D'après les résultats obtenus dans le tableau ci-dessus, On a :

La participation modale du premier mode suivant la direction x est prépondérante Ux=62,3294% Ce qui donne un mode de translation selon cette direction.

La même remarque est faite pour le deuxième mode suivant la direction y Uy=69,6505%

- **Vérification de l'excentricité**

D'après le *RPA99/version 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 ± 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.

Soit : CM : centre de masse

CR : centre de rigidité

excentricité accidentelle		excentricité théorique	
Exaccid	Eyaccid	ex_{max}=1,314	ey_{max}=0,48
5%Lx =1,315	5%Ly =1,34	VRAI	VRAI

Suivant le sens x-x : Lx = 26.30 m

Suivant le sens y-y : Ly = 24.6 m

On doit vérifier que : $|CM - CR| \leq 5\%Lx$

$|CM - CR| \leq 5\%Ly$

Display → Show Tables → Analysis results→ building output →Table : center Masse rigidity

Tableau IV.4. Vérification de l'excentricité

Story	Diaphragm	MassX	MassY	XCM	YCM	XCR	YCR	ex	ey
PSS	D1	532,9936	532,9936	14,692	13,579	13,789	14,509	0,903	-0,93
PRDC	D2	504,4787	504,4787	14,518	13,612	13,83	14,52	0,688	-0,908
PETG1	D3	519,0254	519,0254	14,421	14,298	14,087	14,731	0,334	-0,433
PETG2	D4	513,1488	513,1488	14,445	14,153	14,213	14,809	0,232	-0,656
PETG3	D5	491,6612	491,6612	14,539	13,621	14,273	14,824	0,266	-1,203
PETG4	D6	491,6612	491,6612	14,539	13,621	14,302	14,818	0,237	-1,197
PETG5	D7	473,6189	473,6189	14,549	13,691	14,323	14,81	0,226	-1,119
PETG6	D8	445,8025	445,8025	14,711	13,595	14,344	14,809	0,367	-1,214
PETG6-1	D9	36,5299	36,5299	12,692	11,207	12,272	13,699	0,42	-2,492
max								0,903	-0,433

- **<u>Vérification de l'effort tranchant à la base (Art 4.2.3RPA99/mod2003)</u>**

La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par la combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente VMSE. La force sismique totale VMSE, appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule : $V = \frac{ADQ}{R}W$

Avec

$\mathbf{0.8}V_{RPA} < V_{ETABS}$

W : Le poids total de la structure est tiré du logiciel : W_T = 37866,19877 KN

A : coefficient d'accélération de zone

Le coefficient (A) est donné par *le tableau (4-1 RPA99/2003)* suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment. Dans notre cas : (Zone III ; Groupe d`usage 02) A = 0,25

D : facteur d'amplification dynamique moyen, en fonction de la catégorie de site, de facteur de correction d'amortissement (ɳ) et la période fondamentale de la structure T.

$$D = \begin{cases} 2{,}5\eta & 0 < T < T_2 \\ 2{,}5\eta\,(\frac{T_2}{T})^{\frac{2}{3}} & T_2 \le T \le 3s \\ 2{,}5\eta\,(\frac{T_2}{T})^{\frac{2}{3}}(\frac{3}{T})^{\frac{5}{3}} & T \le 3s \end{cases}$$

T : Période fondamentale de la structure.

T_2 : Période caractéristique, associée à la catégorie du site est donnée par le *tableau4.7. Art4.3.3RPA99/version2003*.

La nature du sol : meuble (site S3) T_2=0,50s

η : facteur de correction d'amortissement donné par la formule suivante :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+\xi)}} \geq 0{,}7$$

Où ξ (%) est le pourcentage d'amortissement critique en fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

ξ(%) =8,5%

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+8{,}5)}} = 1{,}832297506 \geq 0{,}7$$

T_2= 0.50 s ≤ T = 0,79 s ≤ 3s Application de la 2éme équation pour calcule D.

$$D = 2{,}5\eta\,(\frac{T_2}{T})^{\frac{2}{3}} = 2{,}5 \times 1{,}832(0{,}79)^{\frac{2}{3}} = 1{,}85$$

Facteur de qualité Q

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

- conditions minimales sur les fils de contreventement.
- La redondance en plan
- La régularité en plan et en élévation
- La qualité du contrôle de la construction

La valeur de Q est déterminée par la formule : $Q = 1 + \sum Pq$

Pq : Pénalité à retenir selon que le critère de qualité q " est satisfait ou non"

- Les conditions minimales sur les fils de contreventement

Chaque file de portiques doit comporter a tous les niveaux, au moins trois travées dont le rapport des portées n'excède pas 1,5.

Les travées des portiques peuvent-être constituer de voiles de contreventement

Tableau IV.5. Les conditions minimales sur les fils de contreventement

1	les conditions minimales sur les fils de contreventement			
sens		Chaque files de portiques doit comporter a tous les niveaux, au moins trois travées		Le rapport des portées n'excède pas 1,5.
Sens x-x	Pqx	condition vérifier	0	0
Sens y-y	Pqy	condition non vérifier	0,05	0
Le rapport des portées n'excède pas 1,5.				
Sens X-X				
travée 1X	travée 2X	travée 3X	travée 4X	travée 5X
vrai	vrai	vrai	vrai	vrai
Sens Y-Y				
travée 1Y	travée 2Y	travée 3Y	travée 4Y	
vrai	vrai	vrai	vrai	

- La redondance en plan

Ces effets de contreventement devront être disposer symétriquement autant que possible avec un rapport entre valeur maximales et minimales d'espacement ne dépassant pas 1,5.

Tableau IV.6. La redondance en plan

2	La redondance en plan					
sens X-X	Lx max	4,5	Lmax/Lmin	VRAI	Pqx	0
	Lx min	3,6	1,25			
sens Y-Y	Ly max	5,5	1,31	VRAI	Pqy	0
	Ly min	4,2				

- Régularité en plan

La somme des dimensions des parties rentrantes au saillantes du bâtiment dans une direction donnée ne doit pas excéder 25% de la dimension total du bâtiment dans cette direction

Tableau IV.7. La régularité en plan

3	La régularité en plan				
sens X-X	L1X	1,7	L1+L2/L	FAUX	Pqx
	L2X	12,3	0,53		0,05
	LX	26,3			
sens Y-Y	L1Y	1,55	0,18	VRAI	Pqy
	L2Y	3,3			0
	LY	26,8			

- Régularité en élévation : Décrochement en élévation

Tableau IV.8. La régularité en élévation

4	La régularité en élévation					
sens X-X	Bi	24,6	Bi/Bi+1	VRAI	Pqx	0
	Bi+1	26,3	0,94			
sens Y-Y	Bi	23,5	0,88	VRAI	Pqy	0
	Bi+1	26,8				

- Contrôle de la qualité des matériaux et de l'exécution

Tableau IV.9. Contrôle de la qualité des matériaux et de l'exécution

5	La qualité du contrôle de la construction		
Ces deux critères sont obligatoirement respectés depuis le séisme de 2003.		Pqx	0
		Pqy	0

Q=1+∑1-5 (Pq) ⟶ Qx = 1 + 0 + 0 + 0,05 + 0 + 0 = 1,05

Qy= 1 + 0,05 + 0 + 0+ 0 + 0 = 1,05

On aura donc : $V = \frac{0,25 \times 1,85 \times 1,05}{3,5} \times 37866,19877 = 5254,855779$ KN

- Effort tranchant donné par la Méthode Modale Spectrale

Les résultats des efforts tranchant à la base sont donnés par ETABS comme suit :

Display → Show tables → building modale informayion → response spectrum base reactions

Cases/combos Ex et Ey

On doit vérifier que : 0,8 $V_{stat} < V_{dyn}$

La condition n`est pas vérifier selon le sens X-X. Donc on pondéré toutes les réponses d`ordre dynamique selon X avec le coefficients ax=0,8 V_{stat} / V_{dyn}

On modifier notre combinaison sur l`ETABS toute ou il y a combinaison EX

Tableau IV.10. Vérification l` Effort tranchant donné par la MMS avec l`effort tranchant statique

spectre	Mode	Dir	F1	F2
EX	All	All	4142,13	1363,1
EY	All	All	1363,1	4479,02
sens	X-X		Y-Y	
V dyn	4142,13		4479,02	
V stat	5457,647849			
le rapport	0,758958825		0,820686883	
Rapport<0,80	FAUX		VRAI	
ax	1,05		/	

- **Vérification du déplacement inter-étages (justification vis-à-vis des déformations) [Art5 .10du RPA /V2003]**

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage.

Le déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau K-1 est égal à :

$\Delta K = \delta_K - 1$

$\Delta K = R \times \delta_{eK}$

Avec :

δ_{eK}: Déplacement dû aux forces sismiques

R : Coefficient de comportement (R = 3,5)

Les valeurs de δ_{eK} seront tirées du logiciel ETABS

Display → Show Tables → Analysis results→ Displacement →Table : diaphragm CM dispacement

Le calcul est résumé dans les tableaux suivant

- Sens X-X

Select Casses /combos → selection EX spectre

Tableau IV.11. Vérification des déplacements inter étages suivant l'axe X-X

Story	Load	UX =∂k(X)	Δk (X) cm	hauteur cm	1% h	Δk (X)<1%h	observation
PETG6-1	EX	0,0159	0,0031	360	3,6	VRAI	CV
PETG6	EX	0,0128	0,0022	360	3,6	VRAI	CV
PETG5	EX	0,0106	0,0022	360	3,6	VRAI	CV
PETG4	EX	0,0084	0,0022	360	3,6	VRAI	CV
PETG3	EX	0,0062	0,002	360	3,6	VRAI	CV
PETG2	EX	0,0042	0,0018	360	3,6	VRAI	CV
PETG1	EX	0,0024	0,0015	360	3,6	VRAI	CV
PRDC	EX	0,0009	0,00089	360	3,6	VRAI	CV
PSS	EX	0,00001	0,00001	324	3,24	VRAI	CV

- Sens Y-Y

Select Casses /combos → selection Ey spectre

Tableau IV.12. Vérification des déplacements inter étages suivant l'axe Y-Y

Story	Load	UY =∂k(Y)	Δk(Y) cm	hauteur cm	1% h	Δk(Y)<1%h	observation
PETG6-1	EY	0,017	0,0036	360	3,6	VRAI	CV
PETG6	EY	0,0134	0,0023	360	3,6	VRAI	CV
PETG5	EY	0,0111	0,0023	360	3,6	VRAI	CV
PETG4	EY	0,0088	0,0023	360	3,6	VRAI	CV
PETG3	EY	0,0065	0,0022	360	3,6	VRAI	CV
PETG2	EY	0,0043	0,0018	360	3,6	VRAI	CV
PETG1	EY	0,0025	0,0015	360	3,6	VRAI	CV
PRDC	EY	0,001	0,00099	360	3,6	VRAI	CV
PSS	EY	0,00001	0,00001	324	3,24	VRAI	CV

- **Déplacement maximale de la structure**

la flèche admissible f= $\frac{27,72}{500} = 0,0554$

Display → Show story respons plots

Select Casses /combos → selection Ey spectre

-Déplacement maximal dans le sens x-x

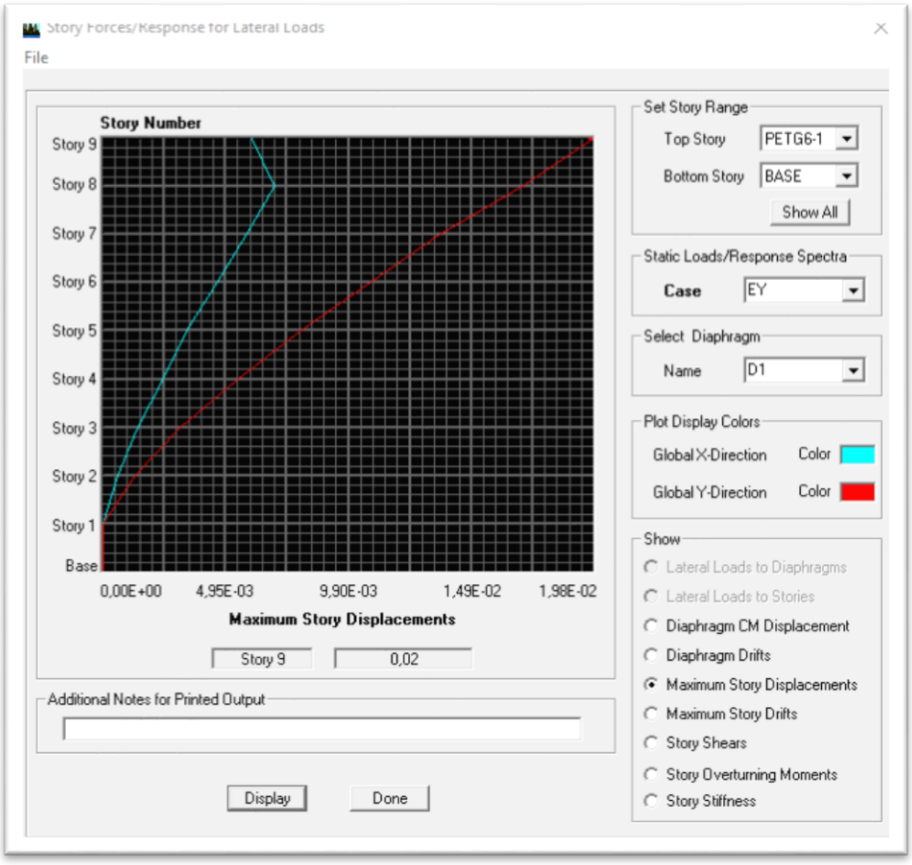


Figure IV.10 : Déplacement maximal dans le sens x-

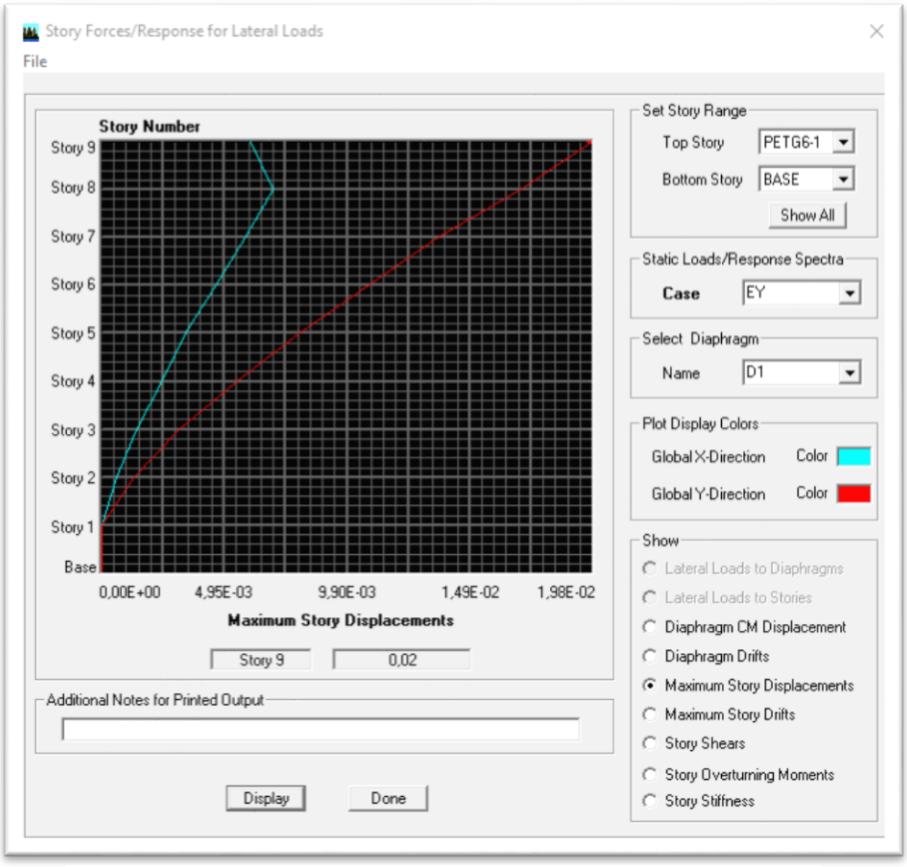


Figure IV.11 : Déplacement maximal dans le sens y-

δ max=0,02 ≤ f= 27,72/500 = 0,05544 m …… condition vérifiée

- **Vérification de l'effort normal réduit *(art 7 .1.3.3 RPA99/V2003)***

L'effort normal réduit doit être vérifié pour éviter l'écrasement du béton.

La formule utilise est la suivante : $\vartheta = \frac{N_d}{B_c f_{c28}} < 0{,}3$

N_d: Effort normal de calcul retiré à partir des résultats donnés par l`ETABS

B_c: section brute du poteau

f_{c28}: résistance caractéristique du béton

Les résultats sont donnés par le tableau suivant :

→Sélection la section des poteaux

Display → Show Tables → Analysis results→ frame output →Table : colum forces

Tableau IV. 13 : Valeurs des sections avant vérification de l'effort normal réduit

Section des poteaux	N_d KN	V	V<0,30	Observation
55	2255,81	0,29828893	VRAI	CV
45	1434,09	0,28327704	VRAI	CV
30*30	238,32	0,10592	VRAI	CV
35	90,49	0,03764045	VRAI	CV
50	217,51	0,04433325	VRAI	CV
55	2255,81	0,29828893	VRAI	CV

D'après les résultats obtenus, on voit bien que l'effort normal réduit est vérifié

- **Les sections finales des poteaux**

Section rectangulaire :	-sous-sol/RDC	55*55
	-1ér étage -5émé	45*45
	-6éme étage	30*30
Poteaux circulaires :	-RDC-1ér étage	D=50cm
	-2éme étage	D=35cm

- **Vérification de l'effet P-Delta *(Art 5.9 RPA99/mod2003)***

Les effets du 2éme ordre (ou l'effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments, si la Condition suivantes est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta_k = \frac{P_K \Delta_K}{V_K h_K} \leq 0{,}10$$

P_K : poids de chaque étage

Δ_K: Déplacement relatif du niveau (k) par rapport au niveau (k-1)

V_K: Effort tranchant d'étage au niveau (k)

h_K: Hauteur de l'étage (k)

Si $0{,}10 < \theta_k < 0{,}20$: Les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1er ordre par le facteur : $\frac{1}{(1-\theta_k)}$

Si $\theta_k > 0{,}20$: La structure est potentiellement instable et doit être redimensionner

Si $\theta_k \leq 0{,}10$ est satisfaite, l`effets de second ordre ou effet P-Δ peuvent être négligés

Les valeurs obtenues après calcul sont données dans le tableau suivant :

Sens X-X

Display → Show Tables → Analysis results→ building output →Table : story shears

Select Casses /combos : Ex spectra

Tableau IV-14 : Résumé de calcul de l'effet P-Δ_x

Story	Poids	P_{KX}(KN)	Δk (X)	V(KN)	H cm	θx	θx<0,10
PETG6-1	358,358319	358,358319	0,0031	190,73	360	1,11091079	68662,8
PETG6	4373,32253	4731,68084	0,0022	1203,82	360	10,4096979	433375,2
PETG5	4548,77634	9280,45718	0,0022	2021,72	360	20,4170058	727819,2
PETG4	4612,51191	13892,9691	0,0022	2629,92	360	30,564532	946771,2
PETG3	4612,51191	18505,481	0,002	3096,23	360	37,010962	1114642,8
PETG2	4823,30624	23328,7872	0,0018	3481,73	360	41,991817	1253422,8
PETG1	4926,12878	28254,916	0,0015	3773,31	360	42,382374	1358391,6
PRDC	4710,77573	32965,6918	0,00089	3918,74	360	29,3394657	1410746,4
PSS	4900,50702	37866,1988	0,00001	5589,8	324	0,37866199	1811095,2

Sens Y-Y

Select Casses /combos : Ey spectra

Tableau IV-15 : Résumé de calcul de l'effet P-Δ_y

Story	poids	Pky (KN)	Δk(Y)	V(KN)	H cm	θy	θy<0,10
PETG6-1	358,358319	358,358319	0,0036	150,39	360	1,29008995	54140,4
PETG6	4373,32253	4731,68084	0,0023	1315,68	360	10,8828659	473644,8
PETG5	4548,77634	9280,45718	0,0023	2199,74	360	21,3450515	791906,4
PETG4	4612,51191	13892,9691	0,0023	2839,07	360	31,9538289	1022065,2
PETG3	4612,51191	18505,481	0,0022	3330,14	360	40,7120582	1198850,4
PETG2	4823,30624	23328,7872	0,0018	3748,48	360	41,991817	1349452,8
PETG1	4926,12878	28254,916	0,0015	4073,55	360	42,382374	1466478
PRDC	4710,77573	32965,6918	0,00099	4237,58	360	32,6360348	1525528,8
PSS	4900,50702	37866,1988	0,00001	5942,85	324	0,37866199	1925483,4

On remarque que les valeurs de θ_k inferieur a 0.1 donc l'effet P-Delta n'a pas d'influence sur la structure.

IV.4. Conclusion

Toutes les exigences recommandées par le RPA99/2003 sont vérifiées. Dans le prochain chapitre, nous allons extraire les efforts internes afin de ferrailler les éléments structuraux.

V.1. Introduction

Une construction en béton armé doit demeurer résistante avant et après le séisme grâce à ces éléments principaux. En conséquence ces derniers doivent être bien armé et bien disposés pour qu'ils puissent reprendre tout genre de sollicitations.

Le ferraillage des éléments résistants doit être calculé conformément aux règles en vigueur, en l'occurrence : le *BAEL91*, le *CBA93, RPA99v2003.*

Notre structure est composée essentiellement de trois éléments structuraux à savoir :

- Les poteaux
- Les poutres
- Les voiles

V.2.Ferraillage des poteaux

Les poteaux seront calculés en flexion composée dans les deux sens (transversal et longitudinal) à l'ELU sous l'effet des sollicitations les plus défavorables. En précédant à des vérifications à l'ELS, les combinaisons considérées pour les calculs sont :

- Sollicitation du 1er genre courante : *BAEL*

- ELU : **1,35 G + 1,5 Q**

- ELS : **G + Q**

Ces combinaisons donnent un effort normal maximum et un moment correspondant ($N_{max} \rightarrow M_{corr}$)

- Sollicitation du 2ème genre courante : *RPA99 /V2003*

- **G + Q ± E** : Cette combinaison donne Moment fléchissant maximal et l'effort normal correspondant. ($M_{max} \rightarrow N_{corr}$)

- **0,8 G ± E** : Cette combinaison donne un effort normal minimum et un moment correspondant ($N_{min} \rightarrow M_{corr}$)

En flexion composée, l'effort normal est un effort de compression ou de traction et le moment qu'il engendre est un moment de flexion, ce qui nous conduit à étudier deux cas :

- Section partiellement comprimée (SPC)
- Section entièrement comprimée (SEC)

V.2.1. Recommandation du RPA 99/Version 2003

- **Armatures longitudinales**

D'après le *RPA99/version 2003 (Art 7.4.2)*, les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets. En zone sismique III, la section d'armature est limitée à :

- Le pourcentage minimal est de 0.9 % de la section du poteau.
- Le pourcentage maximal est de 4% en zone courante et 6% en zone de recouvrement.
- Le diamètre minimum est de 12mm
- La longueur minimale des recouvrements est de 50Ø en zone III
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 20cm en zone III
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).
- 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 suivant

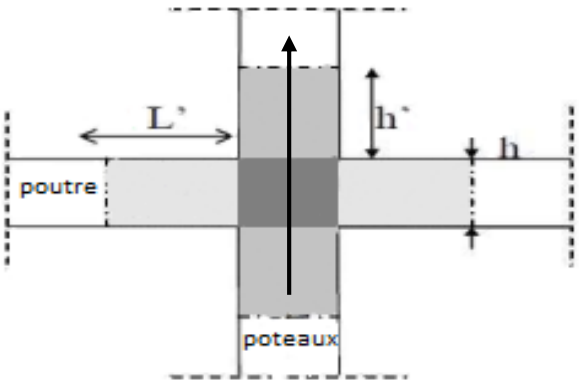


Figure V.1. Zone nodale

$$h` = max\left\langle \frac{h_e}{6} | b_1 | h_1 | 60 \right\rangle$$

b_1, h_1:les dimensions de la section transversale du Poteau

h_e : la hauteur du poteau

Tableau V.1 : Détermination des zones nodales.

Niveau	section	h_e	h` cm
Sous-Sol et RDC	55*55	324	60
1ér étage au 5éme étage	45*45	306	60
5éme au 6éme étage	30*30	306	60

Tableau V.2 : Récapitulatif des sections d'aciers recommandés par le RPA

Armatures longitudinales			
section cm²	Pourcentage minimal A_{min}=0.9%bh (cm²)	Pourcentage maximal (cm²)	
		Zone courante A_{max}=4%bh	Zone de recouvrement A_{max}=6%bh
55*55	27,225	121	181,5
45*45	18,225	81	121,5
30*30	8,1	36	54
35	8,654625	38,465	57,6975
50	17,6625	78,5	117,75

- **<u>Armatures transversales *(Art 7.4.2.2 RPA /V2003)*</u>**

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e}$$

V_u : est l'effort tranchant de calcul

h_1: hauteur totale de la section brute

f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale

ρ_a : est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant ; il est pris :

ρ_a =2,50 si l'élancement géométrique dans la direction considérée est $\lambda g \geq 5$

ρ_a= 3,75 si l`élancement géométrique dans la direction considérée est $\lambda g \leq 5$

λg : L'élancement géométrique du poteau : $\lambda g = \frac{Lf}{a} ou \frac{Lf}{b} = 0{,}7\ L0$

Lf: La longueur de flambement des poteaux.

S_t : est l'espacement des armatures transversales :

$S_t \leq 10cm \rightarrow$ En zone nodal

$S`_t \leq \left\langle \frac{b_1}{2} \middle| \frac{h_1}{2} \middle| 10\emptyset L^{min} \right\rangle \rightarrow$ En zone courante

$\emptyset$: Diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de 10$\emptyset$ minimum. Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre suffisants ($\emptyset$ cheminées > 12cm) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

- Quantité d'armatures transversales minimale *(RPA99 révisé 2003/Art7.4.22)*

Pourcentage minimales $\frac{A_t}{S_t \times b}$ en % sera comme suit :

$\lambda g \geq 5 \rightarrow 0{,}3‰ S_t \times b$

$\lambda g \leq 3 \rightarrow 0{,}8‰ S_t \times b$

$3 \leq \lambda g \leq 5 \rightarrow$interpoler entre les valeurs précédentes.

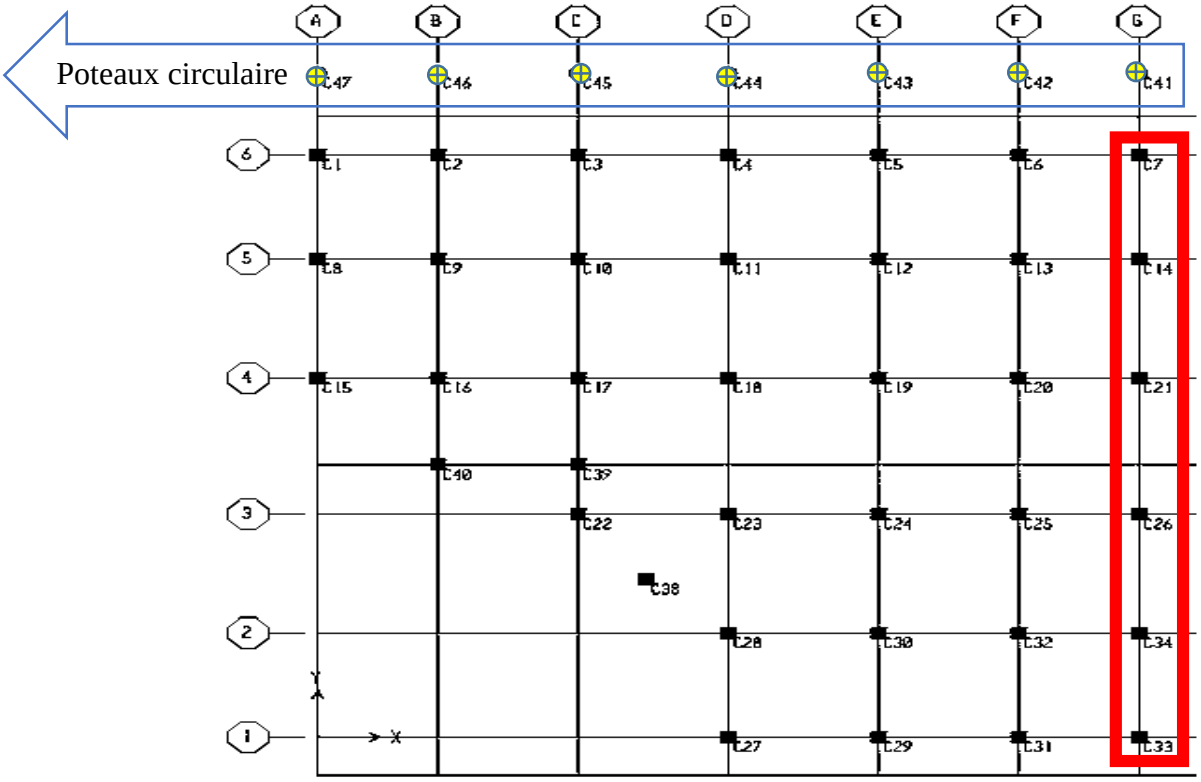


Figure V. 2 : Plan de repérage des poteaux

V.2.2. Ferraillage des éléments

➢ **Armatures longitudinale**

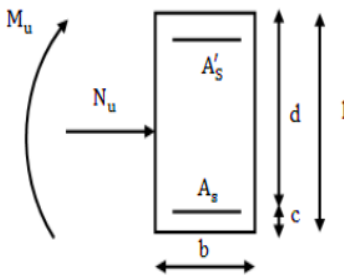
En flexion composée, l'effort normal est un effort de compression ou de traction et le moment qu'il engendre est un moment de flexion, ce qui nous incite à étudier deux cas :

-Si (N) effort de traction : le centre de pression se trouve entre les armatures.

- La section est entièrement tendue (SET)

-Si (N) effort de compression : le centre de pression se trouve entre les armatures ou bien en dehors des armatures, cela nous conduit à étudier respectivement :

- Section partiellement comprimée (SPC)
- Section entièrement comprimée (SEC)



- Calcul du centre de la pression : $e_u = \frac{M_u}{N_u}$

N : effort de compression

Si $e_u = \frac{M_u}{N_u} \geq (\frac{h}{2} - c)$ Section partiellement comprimée (SPC)

Si $e_u = \frac{M_u}{N_u} \leq (\frac{h}{2} - c)$ Il faut vérifier en plus l'inégalité suivante :

$$(0{,}337h - 0{,}81C`)bhf_{bc} \geq N(d - C`) - M_f \quad \text{.....[A]}$$

Avec : $M_f = N - (e_u + \frac{h}{2} - c)$ moment fictif

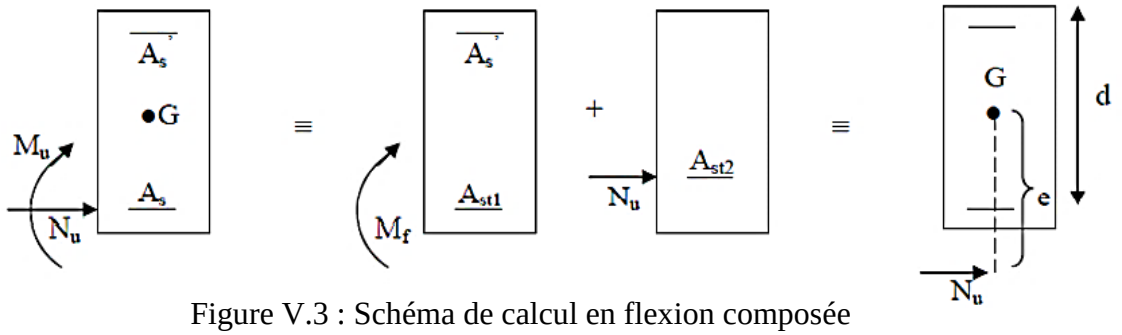


Figure V.3 : Schéma de calcul en flexion composée

→ Si l'inégalité **[A]** est vérifiée, alors la section est partiellement comprimée, et le calcul se fait comme suit :

$\mu = \frac{M_f}{bd^2 f_{bc}}$ si $\mu \leq \mu l = 0{,}392$ → la section est simplement armée

si $\mu \geq \mu l$ → la section est doublement armée, donc il faut calculer Al et $Al`$

On calcule : $Ml = \mu l\, bd^2 f_{bc}$

$\Delta M_f = M_f - Ml$

avec : $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348MPa$

Ml : Moment ultime pour une section simplement armée

La section réelle d'armature : $A = \frac{N_u}{\sigma_s}$ et $A` = A_f$ avec : $A_f = \frac{\Delta M_f}{(d - c`)\sigma_s}$

→ Si l'inégalité **[A]** n`est pas vérifiée, alors la section est donc la section est entièrement comprimée ; il faut donc vérifier l'inégalité suivante :

$$(0{,}5h - C`)bhf_{bc} \geq N(d - C`) - M_f \quad \text{.....[B]}$$

→ Si l'inégalité **[B]** est vérifié ; donc la section a besoin d'armatures comprimées.

$A`_1 = \frac{M_f - (d - 0{,}5h)bhf_{bc}}{(d - c`)\sigma_s}$ et $A`_2 = \frac{N - bhf_{bc}}{\sigma_s} - A`_1$

→ Si l'inégalité **[B]** n`est pas vérifié ; donc la section n`est pas besoin d'armatures comprimées. $A`_1 = \frac{N - \psi b h f_{bc}}{\sigma_s}$ et $A`_2 = 0$

Avec : $\psi = \frac{0{,}357 + \frac{(N - c`) - M_f}{b h^2 f_{bc}}}{0{,}8571 - \frac{c`}{h}}$ et $f_{bc} = \frac{0{,}85 f_{c28}}{\theta \gamma_b}$

- **Note**

Nous allons ferrailler par zone ; car on a constaté qu'il est possible d'adopter le même ferraillage pour un certain nombre de niveau :

- **Pour poteaux rectangulaire**
  - Zone I : Du Sous-Sol au RDC
  - Zone II : Du 1er étage au 5éme étage
  - Zone III : 6éme étage + cage d`escalier
- **Pour poteau circulaire**
  - Zone I : Du RDC au 1er étage
  - Zone II : 2éme étage

Le ferraillage final des poteaux rectangulaire est récapitulé dans le [**Tableau V. 3**]

Pour les poteaux circulaire est récapitulé dans le [**Tableaux 5**]

➢ Les Poteaux rectangulaire

➢ Armatures transversales selon les recommandations du RPA [Art 7.4.2.2 RPA 99/ version 2003]

Le rôle des armatures transversales est de reprendre la sollicitation due à l'effort tranchant ; la détermination du diamètre dépend des dimensions de la section et de la section des armatures longitudinales

Les armatures transversales sont calculées par la formule suivante : $\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e}$

- **Le Diamètre des barres *(Art A.8.1,3/BAEL91modifiée 99)***

D'après le BAEL91 Le diamètre des armatures transversales est au moins égal à la valeur normalisée la plus proche du tiers du diamètre des armatures longitudinales qu'elles maintiennent

$$\emptyset_t = \frac{\emptyset_l}{3} = \frac{16}{3} = 5{,}33\ cm \qquad \text{soit } \emptyset_t = 8mm$$

$\emptyset_l$: Diamètre max des armatures longitudinales.

- **Espacement des armatures *(Art 7.4.2.2 RPA99 modifié 2003)***

L'espacement des armatures transversales des poteaux est calculé à l'aide de la formule suivante :

- En zone nodal

$S_t \leq 10\text{cm}$ Nous adoptons : S_t = 10 cm

- En zone courante

$$S`_t \leq min\left\langle \frac{b_1}{2} \middle| \frac{h_1}{2} \middle| 10\emptyset L^{min} \right\rangle = \min \begin{Bmatrix} \frac{50}{2} = 25 \\ \frac{45}{2} = 22{,}5 \\ \frac{30}{2} = 15 \end{Bmatrix} \middle| 10 \times 1{,}2 = 12\} = 12cm$$

Nous adoptons : St = 15 cm

- Longueurs de recouvrement *(Art 7.5.2.1 RPA99 modifié 2003)*
  - Pour HA20 : Lr = 50∅ = 50 × 2 = 100cm
  - Pour HA16 : Lr = 50∅ = 50 × 1,6 = 80cm
  - Pour HA14 : Lr = 50∅ = 50 × 1,4 = 70cm
  - Pour HA12 : Lr = 50∅ = 50 × 1,2 = 60cm
- La longueur de scellement droit *(Art A6.1.23 BAEL 91)*

$$L_s = \frac{\emptyset f_e}{4 \times \tau_{su}}$$

Avec : $\tau_{su} = 0{,}6 \times \psi^2 \times f_{t28}$

$\psi = 1{,}5$

$\tau_{su} = 0{,}6 \times \psi^2 \times f_{t28} = 0{,}6 \times (1{,}5)^2 \times 2{,}1 = 2{,}835\ MPa$

- Pour les HA20 : $L_s = \frac{2 \times 400}{4 \times 2{,}835} = 70{,}54\ cm$ on prendre : $L_s = 75cm$
- Pour les HA16 : $L_s = \frac{1{,}6 \times 400}{4 \times 2{,}835} = 56{,}43\ cm$ on prendre : $L_s = 60cm$
- Pour les HA14 : $L_s = \frac{1{,}4 \times 400}{4 \times 2{,}835} = 49{,}38\ cm$ on prendre : $L_s = 50cm$
- Pour les HA12 : $L_s = \frac{1{,}2 \times 400}{4 \times 2{,}835} = 42{,}32\ cm$ on prendre : $L_s = 45cm$

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 : $0{,}4L_s$, pour les aciers HA.

- Pour les HA20 : $L_a = 0{,}4 \times 75 = 30\ cm$
- Pour les HA16 : $L_a = 0{,}4 \times 60 = 24\ cm$
- Pour les HA14 : $L_a = 0{,}4 \times 50 = 20\ cm$
- Pour les HA12 : $L_a = 0{,}4 \times 45 = 18\ cm$

- **Vérification de la quantité d'armatures *(Art 7.4.2.2 RPA99 modifié 2003)***

$$\lambda g = \frac{Lf}{b} \qquad Avec: Lf = 0{,}7\ L0$$

- **Poteaux 55× 55**

- Pour sous-sol : $\lambda g = \frac{0{,}7\times 324}{55} = 4{,}123 < 5$
- Pour RDC au 1er étage : $\lambda g = \frac{0{,}7\times 306}{55} = 3{,}89 < 5$

ρ_a= 3,75

Tu : L'effort tranchant max Tu = 51,08 KN

- En zone nodal S_t = 10 cm

$$A_t = \frac{3{,}75\times 51{,}08}{55\times 40} \times 10 = 0{,}870\ cm^2$$

- En zone courante St = 15 cm

$$A_t = \frac{3{,}75\times 51{,}08}{55\times 40} \times 15 = 1{,}306\ cm^2$$

- **Poteaux 45× 45**

- Pour sous-sol : $\lambda g = \frac{0{,}7\times 306}{45} = 4{,}76 < 5$

ρ_a= 3,75

Tu : L'effort tranchant max Tu =54,1 KN

- En zone nodal S_t = 10 cm

$$A_t = \frac{3{,}75\times 54{,}1}{45\times 40} \times 10 = 1{,}127\ cm^2$$

- En zone courante St = 15 cm

$$A_t = \frac{3{,}75\times 54{,}1}{45\times 40} \times 15 = 1{,}690\ cm^2$$

- **Poteaux 30× 30**

- Pour sous-sol : $\lambda g = \frac{0{,}7\times 306}{30} = 7{,}14 > 5$

ρ_a= 2,50

Tu : L'effort tranchant max Tu = 37,07 KN

- En zone nodal S_t = 10 cm

$$A_t = \frac{2{,}50\times 37{,}07}{30\times 40} \times 10 = 0{,}772\ cm^2$$

- En zone courante St = 15 cm

$$A_t = \frac{2{,}50\times 37{,}07}{30\times 40} \times 15 = 1{,}158\ cm^2$$

On adopte 4HA10= 3.14 cm²≥ A_t

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets de 135° ayant une longueur droite minimum de 10Øt=100mm=10cm.

- Vérification de la contrainte de cisaillement *(Art 7.4.3.2 RPA99 modifié 2003)*

Selon Art.7.4.3.2 /RPA99 version 2003 La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante : $\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \overline{\tau_u} = \rho_d \times f_{c28}$

Avec :

ρ_d = 0,075 si λg ≥ 5

ρ_d = 0,04 si λg < 5

- **Poteaux 55× 55**

$\tau_u = \frac{51,08}{55 \times 52,5} = 0,017 \leq \overline{\tau_u} = 0,04 \times 25 = 1MPa$ **Condition vérifié**

- **Poteaux 45× 45**

$\tau_u = \frac{54,1}{45 \times 42} = 0,028 \leq \overline{\tau_u} = 0,04 \times 25 = 1MPa$ **Condition vérifié**

- **Poteaux 30× 30**

$\tau_u = \frac{37,07}{30 \times 27} = 0,045 \leq \overline{\tau_u} = 0,075 \times 25 = 1,875MPa$ **Condition vérifié**

Les Poteaux circulaire

Ferraillage de poteaux circulaire D=50cm avec la combinaison la plus sollicites [**G+Q+E**]

Armatures longitudinale

- Calcul du centre de la pression : $e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{44,48}{40,529} = 0,9m$

N : effort de compression

Si $e_u = 0,9 \geq \left(\frac{0,5}{2} - 0,05\right) = 0,2$ Section partiellement comprimée (SPC)

Alors la section est partiellement comprimée, et le calcul se fait comme suit :

Le moment fictif : $M_f = N - \left(e_u + \frac{h}{2} - c\right)$

$M_f = 40,529 - \left(0,9 + \frac{0,50}{2} - 0,05\right) = 54,276Kn.m$

$\mu = \frac{M_f}{bd^2 f_{bc}} = \frac{54,276 \times 10\text{^}6}{500 \times 450^2 \times 18,5} = 0,029 \leq \mu l = 0,392 \rightarrow$ la section est simplement armée

Avec : $fbu = \frac{0,85 fc28}{\theta \gamma b}$ =18,5MPa

$\mu l = 0,392$

σst $= \frac{fe}{\gamma s}$ = 400MPa

À partir des abaques on obtient la valeur de β est déterminée en fonction de μ

Armateur fictives : $Af = \frac{M}{\beta\, d\sigma st}$

Les résultats sont détaillés dans le tableau suivant [**Tableaux 5**]

- **Armatures transversales**
  - Le Diamètre des barres *(Art A.8.1,3/BAEL91modifiée 99)*

D'après le BAEL91 Le diamètre des armatures transversales est au moins égal à la valeur normalisée la plus proche du tiers du diamètre des armatures longitudinales qu'elles maintiennent

$$\emptyset_t = \frac{\emptyset_l}{3} = \frac{14}{3} = 4{,}66\ cm \qquad \text{soit } \emptyset_t = 10mm$$

$\emptyset_l$: Diamètre max des armatures longitudinales.

- Espacement des armatures *(Art 7.4.2.2 RPA99 modifié 2003)*

L'espacement des armatures transversales des poteaux est calculé à l'aide de la formule suivante :

- En zone nodal

$S_t \leq 10\text{cm}$ Nous adoptons : S_t = 10 cm

- En zone courante

$$S`_t \leq min\left\langle \frac{b_1}{2} \middle| \frac{h_1}{2} \middle| 10\emptyset L^{min} \right\rangle = \min\left\{ \frac{50}{2} = 25cm\,; 10 \times 1{,}2 = 12cm \right\} = 12cm$$

Nous adoptons : St = 15 cm

- Longueurs de recouvrement *(Art 7.5.2.1 RPA99 modifié 2003)*
  - Pour HA14 : Lr = 50∅ = 50 × 1,4 = 70cm
  - Pour HA12 : Lr = 50∅ = 50 × 1,2 = 60cm
- La longueur de scellement droit *(Art A6.1.23 BAEL 91)*

$$L_s = \frac{\emptyset f_e}{4 \times \tau_{su}}$$

Avec : $\tau_{su} = 0{,}6 \times \psi^2 \times f_{t28}$

$\psi = 1{,}5$

$\tau_{su} = 0{,}6 \times \psi^2 \times f_{t28} = 0{,}6 \times (1{,}5)^2 \times 2{,}1 = 2{,}835\ MPa$

- Pour les HA14 : $L_s = \frac{1{,}4 \times 400}{4 \times 2{,}835} = 49{,}38\ cm$ on prendre : $L_s = 50cm$
- Pour les HA12 : $L_s = \frac{1{,}2 \times 400}{4 \times 2{,}835} = 42{,}32\ cm$ on prendre : $L_s = 45cm$

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 : $0{,}4L_s$, pour les aciers HA.

- Pour les HA14 : $L_a = 0{,}4 \times 50 = 20\ cm$
- Pour les HA12 : $L_a = 0{,}4 \times 45 = 18\ cm$

- **Vérification de la quantité d'armatures *(Art 7.4.2.2 RPA99 modifié 2003)***

$$\lambda g = \frac{Lf}{b} \qquad Avec: Lf = 0{,}7\ L0$$

- **Poteaux 50**

- Pour sous-sol : $\lambda g = \frac{0{,}7\times 612}{50} = 8{,}568 > 5$
- Pour RDC au 1er étage : $\lambda g = \frac{0{,}7\times 306}{35} = 6{,}12 > 5$

ρ_a= 2,5

Tu : L'effort tranchant max Tu = 13,34 KN

- En zone nodal S_t = 10 cm

$$A_t = \frac{2{,}5\times 13{,}34}{\frac{3{,}14\times 50^2}{4}} \times 10 = 0{,}169\ cm^2$$

- En zone courante St = 15 cm

$$A_t = \frac{2{,}5\times 13{,}34}{\frac{3{,}14\times 50^2}{4}} \times 15 = 0{,}254\ cm^2$$

- **Poteaux 35**

- Pour sous-sol : $\lambda g = \frac{0{,}7\times 306}{45} = 4{,}76 < 5$

ρ_a= 2,5

Tu : L'effort tranchant max Tu =31,49KN

- En zone nodal S_t = 10 cm

$$A_t = \frac{2{,}5\times 31{,}49}{\frac{3{,}14\times 50^2}{4}} \times 10 = 0{,}818\ cm^2$$

- En zone courante St = 15 cm

$$A_t = \frac{2{,}5\times 31{,}49}{\frac{3{,}14\times 50^2}{4}} \times 15 = 1{,}227\ cm^2$$

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets de 135° ayant une longueur droite minimum de 10Øt=100mm=10cm.

- Vérification de la contrainte de cisaillement *(Art 7.4.3.2 RPA99 modifié 2003)*

Selon Art.7.4.3.2 /RPA99 version 2003 La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante : $\tau_u = \frac{V_u}{b\times d} \leq \overline{\tau_u} = \rho_d \times f_{c28}$

Avec : ρ_d = 0,075 si λg ≥ 5

- **Poteaux 55× 55**

$\tau_u = \frac{13{,}34}{50\times 45} = 0{,}006 \leq \overline{\tau_u} = 0{,}075 \times 25 = 1{,}875 MPa$ **Condition vérifié**

- **Poteaux 45× 45**

$\tau_u = \frac{31,49}{35\times30} = 0,029 \leq \overline{\tau_u} = 0,075 \times 25 = 1,875MPa$ **Condition vérifié**

V.2.2. Vérification à L'ELS

- Condition de non fragilité *(Art A.4.2,1/BAEL 91 Modifiée 99)*

La condition de non fragilité dans le cas de la flexion composée est de :

$A \geq A_{min}$ → les résultats récapitulé dans le [**Tableau V. 3 et V5**] **Condition vérifié**

- Vérification des contraintes à L'ELS

Les sections adoptées seront vérifiées à l'ELS, pour cela on détermine les contraintes maximales du béton et de l'acier afin de les comparer aux contraintes admissibles.

Contrainte admissible de l'acier : σs = 348 MPa

Contrainte admissible du béton : σbc = 15 MPa

- On a une Section partiellement comprimée $e_s = \frac{M_s}{N_s} \geq \frac{h}{6}$

Pour calculer la contrainte du béton on détermine la position de l'axe neutre :

$y_1 = y_2 + lc$

Avec :

$y1$: la distance entre axe neutre a l'ELS est la fibre la plus comprimée.

$y2$: la distance entre l'axe neutre a l'ELS et le centre de pression Cp

lc :la distance entre le centre de pression Cp et la fibre la plus comprimée.

$y2$est obtenu avec la résolution de l'équation suivante : $y_1^3 + py_2 + q = 0$

$p = -3c^2 - \frac{90A`}{b}(c - c`) + \frac{90A}{b}(d - c)$

$q = -2c^3 - \frac{90A`}{b}(c - c`)^2 - \frac{90A}{b}(d - c)^2$

Pour la résolution de l'équation on calcul Δ :

$\Delta = q^2 + \frac{3P^3}{27}$

Si $\Delta \geq 0$: $t = 0.5(\sqrt{\Delta} - q)$; $u = \sqrt[3]{t}$; $y^2 = u - \frac{p}{3\times u}$

Si $\Delta < 0$ → l`équation admet trois racines

$y_2^1 = acos(\frac{a}{3}) y_2^2 = acos(\frac{a}{3} + \frac{2\pi}{3}) y_2^3 = acos(\frac{a}{3} + \frac{4\pi}{3})$

Avec :

$a = acos(\frac{a}{3} + \frac{4\pi}{3})$

$arcos\ (\frac{3P}{2P} \times \sqrt{\frac{-3}{P}})$; $a = \sqrt{\frac{-3}{P}}$

On tiendra pour y^2 la valeur positive ayant un sens physique tel que : $0 < y1 = y2 + 1 < h$

Donc : $y1 = y2 + lc$

On calcul l'inertie de la section homogène réduite

$$I_{x-x} = \frac{b \times y^3}{3} + 15[A(d-y)^2 + A`(y-c`)^2]$$

Finalement la contrainte de compression dans le béton vaut : $\sigma_b = Ky_1 \leq$ σ bc

$$K = \frac{M_s}{I_{x-x}}$$

Et la contrainte de compression dans l'acier vaut $\sigma s = 15\sigma bc$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant

Tableau V.4: Vérification des contraintes à L'ELS des poteaux

sections des poteaux	Ns	Ms	$A_{adoptée}$	σ_b	σbc<15MPa	σ_s	σs<348MPa
Poteaux (55x55)	1180,4	45,717	28,64	4	vrai	58,7	vrai
Poteaux (45x45)	998,02	28,939	17,07	5,1	vrai	74,8	vrai
Poteaux (30x30)	157,78	26,713	13,56	4,7	vrai	58,6	vrai
Poteaux 50	169,63	9,273	12,31	0,8	vrai	11,8	vrai
Poteaux 35	71,65	17,703	9,05	0,7	vrai	9,8	vrai

V.3.Ferraillage des poutres

Les poutres seront ferraillées à l'ELU en flexion simple et vérifiées à l'ELS. La sollicitation maximale est déterminée par les combinaisons suivantes :

- Sollicitation du 1er genre courante : *BAEL*

  - ELU : **1,35 G + 1,5 Q**

  - ELS : **G + Q**

- Sollicitation du 2ème genre courante : *RPA99 /V 2003*

  - **G + Q ± E** : Cette combinaison donne un moment négatif maximal en valeur absolu sur les appuis.

  - **0,8 G ± E :** Elle donne un moment négatif ou positif minimum en Valeur absolu sur les appuis

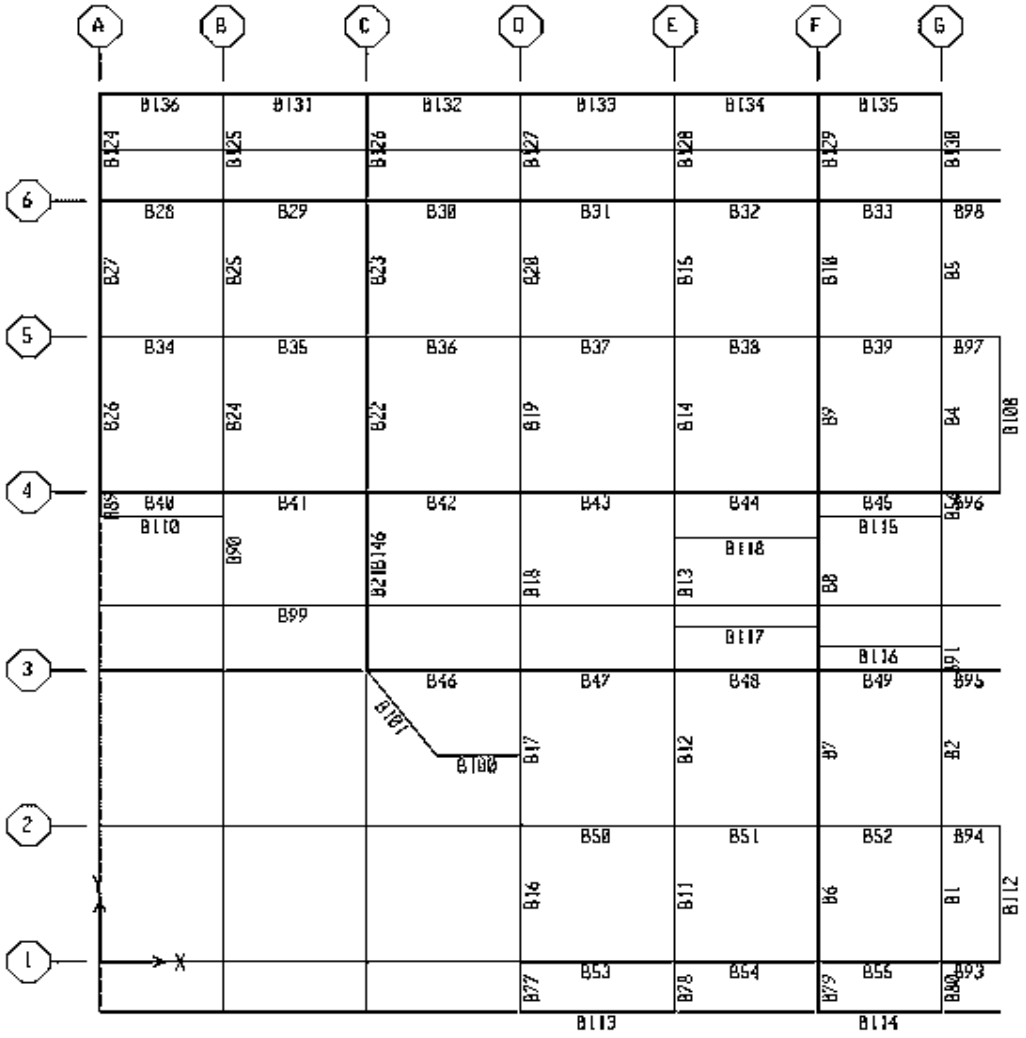


Figure V. 4 : Plan de repérage des poutres

V. 3.1. Recommandation du RPA 99/Version 2003

- **Armatures longitudinales**

D'après le *RPA99/version 2003 (Art 7.5.2.1),* le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre et de 0,5% en toute section.

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

- 4% en zone courante
- 6% en zone de recouvrement

Les poutres supportant de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.

La longueur minimale de recouvrement est de : 50Ø en zone III

L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué conformément à la figure suivant avec des crochets à 90°. Cette même figure comporte les autres dispositions constructives et quantités minimales d'armatures.

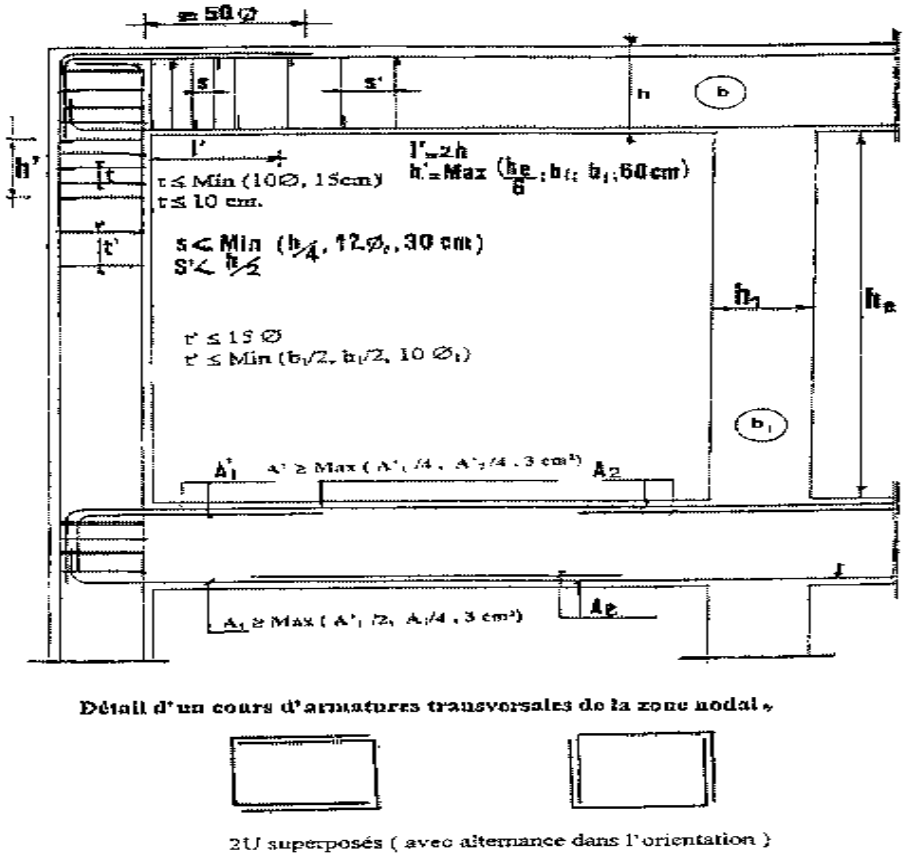


Figure V. 5 : Disposition constructives des portiques

Les cadres du **nœud** disposés comme armatures transversales des poteaux, sont constitués de 2U superposés formant un carré ou un rectangle (là où les circonstances s'y prêtent, des cadres traditionnels peuvent également être utilisés)

Les directions de recouvrement de ces U doivent être alternées Néanmoins, il faudra veiller à ce qu'au moins un côté fermé des U d'un cadre soit disposé de sorte à s'opposer à la poussée au vide des crochets droits des armatures longitudinales des poutres.

On doit avoir un espacement maximum de 10cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœud.

- **Armatures transversales *(Art 7.5.2.2 RPA /V2003)***

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$\text{At} = 0.003 S_t \times b$$

L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

- Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires

$S_t = min(\frac{h}{4}; 12\emptyset_l)$

- En dehors de la zone nodale : $S_t \leq \frac{h}{2}$

La valeur du diamètre 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. 3.2. Ferraillage des éléments

V.3.2.1. Les armatures longitudinales

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux

Tableau V.6: Section des armatures longitudinales

Armatures longitudinales			
section cm²	Pourcentage minimal Amin=0.5%bh (cm²)	Pourcentage maximal (cm²)	
		Zone courante A_{max}=4%bh (cm²)	Zone de recouvrement A_{max} = 6%bh (cm²)
PP (25×45)	5,625	45	67,5
PS (25×35)	10,125	35	52,5

- Étapes de calcul des armatures longitudinales

Dans le cas d'une flexion simple, on a les étapes de calcul suivantes :

A : Section inférieure tendue ou' la moins comprimée selon le cas.

A' : Section supérieure la plus comprimée.

Un moment de flexion **Mu** supporté par la section (obtenir par la sollicitation maximale des combinaisons)

On calcule le moment réduit : $\mu = \frac{M}{bd^2 fbu}$

Si : $\mu < 0{,}392$ → Section simplement armée (**SSA**) la section ne comprendra que les aciers tendus → $A_t = \frac{M}{\beta\, d\sigma st}$

Si : $\mu > 0{,}392$ → Section doublement armée (**SDA**) la section ne comprendra des aciers tendus ainsi que des aciers comprimées → On calcule : $Ml = \mu l\, bd^2 f_{bu}$

$$\Delta M_f = M_f - Ml$$

Armatures tendues : $A_t = \frac{M}{\beta\, d\sigma st} + \frac{\Delta M_f}{(d-C)\sigma st}$

Armatures comprimées : $A`_t = \frac{\Delta M_f}{(d-C)\sigma st}$

Ml : Moment ultime pour une section simplement armée

Situation courante : $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348MPa$

$$f_{bu} = \frac{0{,}85 fc28}{\theta \gamma b} = 14{,}2\ MPa$$

Situation accidentelle : $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400MPa$

$$f_{bu} = \frac{0{,}85 fc28}{\theta \gamma b} = 18{,}5\ MPa$$

Remarque :

Une part du moment de flexion équilibrée par les armatures comprimées doit être inférieure à 40% du moment total *(Art BAEL B66).*

Le ferraillage sera directement réalisé sur un fichier Excel. Les résultats de calculs sont résumés dans le **[Tableau V.7]**

V.3.2.1. Les armatures transversales

Les résultats de calculs sont résumés dans le Tableau suivant

Tableau V.8. Les armatures transversales à l'ELU

poutre	zone nodale	At minimales	zone courante	At minimales	Ferraillage (cm²)	
	St=min(h/4;12Øl)	At = 0.003St×b	St≤ h/2	At = 0.003St×b		
principale	11,25	0,84375	22,5	1,6875	4HA8	2,01
secondaire	8,75	0,65625	17,5	1,3125	4HA8	2,01

V. 3.3. Les vérifications

- **<u>À l'ELU</u>**
  - **<u>Condition de non fragilité *(A .4.2.1/BAEL 91 modifier 99)*</u>**

$Amin = \frac{0{,}23ft28}{fe}\, b_0 d$ on doit vérifier que : $A \geq Amin$

Avec : $f_{t28} = (0{,}6 + 0{,}06f_{C28}) = 2{,}1MPa$

$f_e = 400\ MPa$

<u>Exemple de calcule</u>

Poutre principale on a : $Amin = \frac{0{,}23\times 2{,}1}{400}\ 25 \times 42{,}5 = 1{,}283\ cm^2$

Aux appuis : $A_a = 9{,}23\ cm^2 > 1{,}283 cm^2$ ⟶ **Condition vérifiée**

En travée : $A_t = 8{,}01\ cm^2 > 1{,}283 cm^2$

- **<u>Vérification l'effort tranchant *(Art A- 5- 1-1 / BAEL 91)*</u>**

On doit vérifier que :

$\tau u \leq \tau_{adm}$ ⟶ $\tau_{adm} = min(0{,}2 \times \frac{25}{1{,}5}; 5MPa)$ fissuration non préjudiciable

$\tau_{adm} = min(3{,}33MPa\ ; 5MPa) = 3{,}33\ MPa$

- **<u>Poutre principale</u>**

Aux appuis : $Vu = 61{,}21Kn$

$\tau u = \frac{Vu}{b\ d} = \frac{61{,}21\times 10^3}{250\times 425} = 0{,}58$ MPa

$\tau u = 0{,}58\ MPa \leq \tau adm = 3{,}33MPa$ **Condition vérifiée**

En travée : $Vu = 8{,}24Kn$

$\tau u = \frac{Vu}{b\ d} = \frac{8{,}24\times 10^3}{250\times 425} = 0{,}08$ MPa

$\tau u = 0{,}08\ MPa \leq \tau adm = 3{,}33MPa$ **Condition vérifiée**

- **<u>Poutre secondaire</u>**

Aux appuis : $Vu = 69{,}01Kn$

$\tau u = \frac{Vu}{b\ d} = \frac{69{,}01\times 10^3}{250\times 325} = 0{,}85$ MPa

$\tau u = 0{,}85\ MPa \leq \tau adm = 3{,}33MPa$ **Condition vérifiée**

En travée : $Vu = 29{,}738Kn$

$\tau u = \frac{Vu}{b\ d} = \frac{29{,}738\times 10^3}{250\times 325} = 0{,}37$ MPa

$\tau u = 0{,}37MPa \leq \tau adm = 3{,}33MPa$ **Condition vérifiée**

- **L'adhérence des barres *(Art A.6 .1 .3/BAEL 91 modifié 99)***

La contrainte d'adhérence τs doit être inférieure à la valeur limite ultime : $\tau s \leq \tau s_{adm}$

Avec : $\tau s_{adm} = \Psi\, fc28 = 1{,}5 \times 2{,}1 = 3{,}15 MPa$

- **Poutre principale**

Aux appuis : $Vu = 61{,}21\ Kn$

$$\tau s = \frac{Vu}{0{,}9\ d\ \sum u} = \frac{Vu}{0{,}9\ d \times (6\pi\emptyset)} = \frac{61{,}21 \times 10^3}{0{,}9 \times 425 \times (6 \times 3{,}14 \times 14)} = 1{,}10 \text{ MPa}$$

On a : $\tau s = 1{,}10 MPA \leq \tau s_{adm}$ =3,15MPa **Condition vérifiée**

En travée : $Vu = 8{,}24 Kn$

$$\tau s = \frac{Vu}{0{,}9\ d\ \sum u} = \frac{Vu}{0{,}9\ d \times (n\pi\emptyset)} = \frac{8{,}24 \times 10^3}{0{,}9 \times 425 \times (3 \times 3{,}14 \times 14) + (6 \times 3{,}14 \times 12)} = 1{,}18 \text{ MPa}$$

On a : $\tau s = 1{,}18 MPA \leq \tau s_{adm}$ =3,15MPa **Condition vérifiée**

- **Poutre secondaire**

Aux appuis : $Vu = 69{,}01 Kn$

$$\tau s = \frac{Vu}{0{,}9\ d\ \sum u} = \frac{Vu}{0{,}9\ d \times (6\pi\emptyset)} = \frac{69{,}01 \times 10^3}{0{,}9 \times 325 \times (6 \times 3{,}14 \times 14)} = 0{,}89 \text{ MPa}$$

On a : $\tau s = 0{,}89\ MPA \leq \tau s_{adm}$ =3,15MPa **Condition vérifiée**

En travée : $Vu = 29{,}738\ Kn$

$$\tau s = \frac{Vu}{0{,}9\ d\ \sum u} = \frac{Vu}{0{,}9\ d \times (n\pi\emptyset)} = \frac{29{,}738 \times 10^3}{0{,}9 \times 325 \times (3 \times 3{,}14 \times 14) + (6 \times 3{,}14 \times 12)} = 0{,}77 \text{ MPa}$$

On a : $\tau s = 0{,}77\ MPA \leq \tau s_{adm}$ =3,15MPa **Condition vérifiée**

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

- **Influence de l'effort tranchant sur le béton *(Art. A5.1.313/BAEL91)***

Il faut vérifier que : $Vu \leq 0{,}4 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \times a \times b$

- **Poutre principale**

Avec : a = $0{,}9 \times d = 0{,}9 \times 42{,}5 = 38{,}25\ cm$

$$Vu \leq 0{,}4 \times \frac{25}{1{,}15} \times 38{,}25 \times 0{,}25 \times 10^3 = 637{,}5\ KN$$

Aux appuis : $Vu = 61{,}21 Kn$

On a : $Vu = 61{,}21 Kn \leq 637{,}5 KN$ **Condition vérifié**

En travée : $Vu = 8{,}24 Kn$

On a : $Vu = 8{,}24 Kn \leq 637{,}5 KN$ **Condition vérifié**

- **Poutre secondaire**

Avec : a = $0{,}9 \times d = 0{,}9 \times 32{,}5 = 29{,}25\ cm$

$$Vu \leq 0{,}4 \times \frac{25}{1{,}15} \times 29{,}25 \times 0{,}25 \times 10^3 = 487{,}5\ KN$$

Aux appuis : $Vu = 69{,}01Kn$

On a : $Vu = 69{,}01Kn \leq 487{,}5\ KN$ **Condition vérifié**

En travée : $Vu = 29{,}738\ Kn$

On a : $Vu = 29{,}738\ Kn \leq 487{,}5\ KN$ **Condition vérifié**

Toutes les résultats sont résumés dans le **[Tableau.V.6]**

- **La longueur de scellement droit *(Art A6.1.23 BAEL 91)***

$$L_s = \frac{\emptyset f_e}{4 \times \tau_{su}}$$

Avec : $\tau_{su} = 0{,}6 \times \psi^2 \times f_{t28}$

$\psi = 1{,}5$

$\tau_{su} = 0{,}6 \times \psi^2 \times f_{t28} = 0{,}6 \times (1{,}5)^2 \times 2{,}1 = 2{,}835\ MPa$

- Pour les HA14 : $L_s = \frac{1{,}4 \times 400}{4 \times 2{,}835} = 49{,}38\ cm$ on prendre : $L_s = 50cm$
- Pour les HA12 : $L_s = \frac{1{,}2 \times 400}{4 \times 2{,}835} = 42{,}32\ cm$ on prendre : $L_s = 45cm$

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 : 0,4L_s, pour les aciers HA.

- Pour les HA14 : $L_a = 0{,}4 \times 50 = 20\ cm$
- Pour les HA12 : $L_a = 0{,}4 \times 45 = 18\ cm$

Tableau V. 9: Les vérification à l'ELU des armatures longitudinales dans les poutres

les étapes		Poutre principale		Poutre Secondaire	
la condition de non fragilité	A min cm²	1,283		0,981	
	A > Amin	Vrai	Vrai	Vrai	Vrai
l'effort tranchant	τu Mpa	0,58	0,08	0,85	0,37
	τu adm Mpa	3,33		3,33	
	τu <τu adm	Vrai	Vrai	Vrai	Vrai
L'adhérence des barres	τs	1,10	1,18	0,89	0,77
	τs adm	3,15		3,15	
	τs < τs adm	Vrai	Vrai	Vrai	Vrai
Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis sur le béton	Vu adm	637,5		487,5	
	Vu < Vu adm	Vrai	Vrai	Vrai	Vrai

- **A ELS**

- **Vérification des contraintes Poutre principale**

- Aux appuis

La section d'armatures adoptée à l'ELU aux appuis est : A_t =6 HA 14 = 9,23cm²

- La contrainte de compression dans le béton : $\sigma_{bc} = \sigma_s \times 1/k$

$\rho = \frac{100 \times A_t}{b \times d} = \frac{100 \times 9,23}{250 \times 425} = 0,869 \longrightarrow \beta = 0,869 \longrightarrow K_1 = 23,27$

$\sigma_s = \frac{Mt}{\beta \times d \times A_t} = \frac{69,23 \times 10^6}{0,869 \times 425 \times (9,23 \times 10^{2})} = 203,08 MPa$

$\sigma_{bc} = \frac{203,08}{23,27} = 8,73\ MPa < 15\ MPa$ **Condition vérifié**

- La contrainte de compression dans l`acier

$\sigma_s = 203,08 MPa < 348\ MPa$ **Condition vérifié**

- En travée

La section d'armatures adoptée à l'ELU en travée est :$A_a = 3HA14 + 3HA12 = 8,01\ cm^2$

- La contrainte de compression dans le béton : $\sigma_{bc} = \sigma_s \times 1/k$

$\rho = \frac{100 \times A_t}{b \times d} = \frac{100 \times 8,01}{250 \times 425} = 0,754 \longrightarrow \beta = 0,876 \longrightarrow K_1 = 25,51$

$\sigma_s = \frac{Ma}{\beta \times d \times A_t} = \frac{65,81 \times 10^6}{0,876 \times 425 \times (8,01 \times 10^{2})} = 220,675\ MPa$

$\sigma_{bc} = \frac{220,675}{25,51} = 8,65\ MPa < 15\ MPa$ **Condition vérifié**

- La contrainte de compression dans l`acier

$\sigma_s = 220,675\ MPa < 348\ MPa$ **Condition vérifié**

Remarque

Donc les armatures calculées à l'ELU pour la poutre principale sont suffisantes à l'ELS.

- **Vérification des contraintes - poutre secondaire**

- Aux appuis

La section d'armatures adoptée à l'ELU aux appuis est : A_t =6 HA 14 = 9,23cm²

- La contrainte de compression dans le béton : $\sigma_{bc} = \sigma_s \times 1/k$

$\rho = \frac{100 \times A_t}{b \times d} = \frac{100 \times 9,23}{250 \times 325} = 1,136 \longrightarrow \beta = 0,869 \longrightarrow K_1 = 23,27$

$\sigma_s = \frac{Mt}{\beta \times d \times A_t} = \frac{67,53 \times 10^6}{0,869 \times 425 \times (9,23 \times 10^{2})} = 259,05 MPa$

$\sigma_{bc} = \frac{259,05}{23,27} = 11,13\ MPa < 15\ MPa$ **Condition vérifié**

- La contrainte de compression dans l`acier

$\sigma_s = 259,05 MPa < 348\ MPa$ **Condition vérifié**

- En travée

La section d'armatures adoptée à l'ELU en travée est :$A_a = 3HA14 + 3HA12 = 8,01\ cm^2$

- La contrainte de compression dans le béton : $\sigma_{bc} = \sigma_s \times 1/k$

$\rho = \frac{100 \times A_t}{b \times d} = \frac{100 \times 8,01}{250 \times 325} = 0,986 \longrightarrow \beta = 0,876 \longrightarrow K_1 = 25,51$

$$\sigma_s = \frac{Ma}{\beta \times d \times A_t} = \frac{29{,}74 \times 10^6}{0{,}876 \times 425 \times (8{,}01 \times 10^{2})} = 220{,}675\ MPa$$

$\sigma_{bc} = \frac{220{,}675}{25{,}51} = 8{,}65\ MPa < 15\ MPa$ **Condition vérifié**

- La contrainte de compression dans l`acier

$\sigma_s = 220{,}675\ MPa < 348\ MPa$ **Condition vérifié**

Remarque

Donc les armatures calculées à l'ELU pour la poutre principale sont suffisantes à l'ELS.

- **Vérification de la flèche**

calcul de la flèche *BAEL (B.6.5.2)* : $f = \frac{Mt \times L^2}{10 \times E_v \times I_{fv}} \leq f_{adm} = \frac{\mathrm{L}}{500}$

Avec :

Mt : Moment fléchissant maximal à l'ELS

E_v : Module de déformation différé

E_v= 3700$\sqrt[3]{25}$ = 10819 MPa

I_{fv}: Moment d'inertie fictif de la section pour les déformations respectivement de langue et courte durée

- Aire de la section homogénéisée

$$B_0 = B + nA = (b \times h) + 15A$$

- Moment statique de section homogénéisée par rapport à xx

$$S/_{XX} = (b \times h^2) + 15A \times d$$

- Position du centre de gravité

$$V_1 = \frac{S/_{XX}}{B_0} \qquad V_2 = h - V_1$$

- Moment d'inertie de la section homogénéisée/G

$$I_0 = \frac{b}{3}(V_1^3 + V_2^3) + 15A(V_2 - c)^2$$

- Calcul des coefficients : (ρ; λ_v ; U)

$$\rho = \frac{A}{b \times d} \qquad \lambda_v = \frac{0{,}02 \times f_{t28}}{\left(2 + 3 \times (\frac{b}{b})\right)\rho}$$

$$U = \max\left\{1 - \frac{1{,}75 f_{t28}}{4\ \rho\ \sigma_s + f_{t28}}\ ; 0\right\}$$

- Calcul de l'inertie fictive : $I_{fv} = 1{,}1 \times \left(\frac{I_0}{1 + U \times \lambda_v}\right)$

Tous les résultats sont résumés dans le **[Tableau.V.7]**

Tableau V. 10. Vérifications des contraintes à L'ELS poutre principale et secondaire

Vérification a l`ELS			poutre principale		poutre secondaire	
			aux appuis	en travée	aux appuis	aux appuis
Moment			69,23	65,81	67,53	29,74
La contrainte de compression dans l`acier	ρ		0,869	0,754	1,136	0,986
	β		0,869	0,876	0,869	0,876
	K1		23,27	25,51	23,27	25,51
	σs		203,08	220,67	259,05	130,40
	σs<348 Mpa		VRAI	VRAI	VRAI	VRAI
La contrainte de compression dans le béton	σbc		8,73	8,65	11,13	5,11
	σbc< 15Mpa		vrai	vrai	vrai	vrai
Calcul de flèche	Ev MPA		10818,866			
	Aire de la section homogénéisée cm²		1263,45	1245,15	1013,45	995,15
	Moment statique de section homogénéisée/G cm^3		36303		23717	
	Position du centre de gravité	V1 cm	28,73		23,40	
		V2 cm	16,27		-23,40	
	Moment d'inertie de la section /G cm^4		293283,75		147507,92	
	Calcul des coefficients	ρ	0,01	0,0075	0,01	0,009858462
		λv mpa	0,02	0,0207	0,02	0,020693984
		U	0,40	0,42	0,26	0,51
	Calcul de l'inertie fictive		319950,17	319824,19	161375,92	160572,57
	la flèche cm		0,6050	0,5753	0,0021	0,5178
	la flèche admissible cm		1,10	1,10	1,10	1,10
	Vérification		vrai	vrai	vrai	vrai

V.3. Étude des voiles

V.3.1. Introduction

Dans un bâtiment, les efforts horizontaux sont transmis aux voiles habituellement par les planchers qui jouent le rôle de diaphragmes. Entre chaque voile la sollicitation se répartit proportionnellement avec sa rigidité dans la direction de sollicitation. Les voiles transmettent ces efforts à la base du bâtiment et finalement au sol.

Le comportement d'un élément de voile est complexe puisqu'il dépend à la fois de son élancement, de la disposition en plan de l'ensemble des voiles, de l'importance des charges verticales et de la forme de sa section, De ce point de vue, il est généralement reconnu que la modélisation du comportement des voiles est bien plus complexe que celle des éléments linéaires (poutres et poteaux).Donc, le voile est sollicité par un effort normal N, un effort tranchant V et un moment fléchissant qui est maximum dans la section d'encastrement, ce qui implique que les voiles seront calculées en flexion composée et au cisaillement. Le ferraillage de cet élément est composé :

- Armatures verticales,
- Armatures horizontales
- Armatures transversales.

Dans le but de faciliter la réalisation et les calculs, on décompose le bâtiment en 03 zones :

- Zone I : Sous-sol et RDC
- Zone II : 1er étage au 5^{éme} étage
- Zone III : 6^{éme} étages

V.3.2. Disposition des voiles

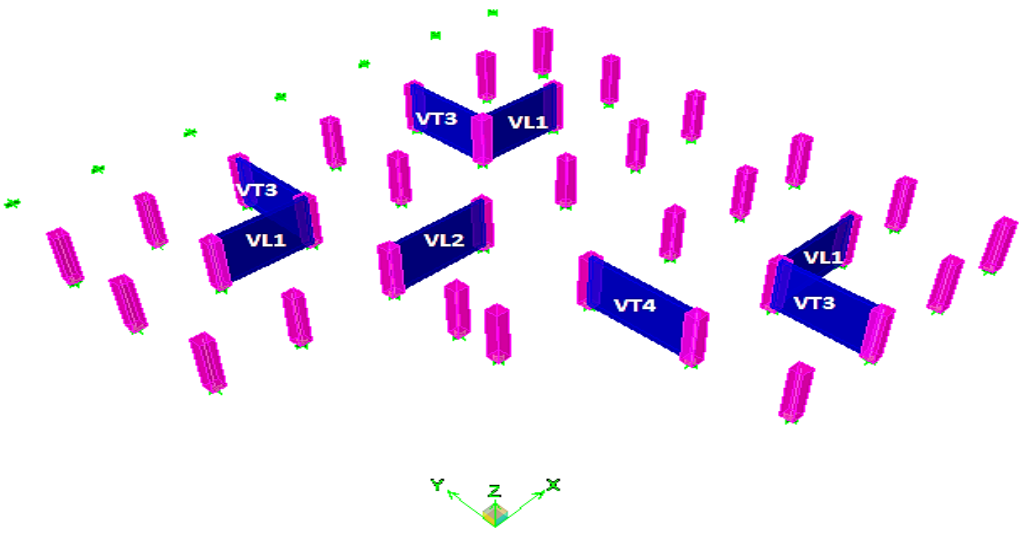


Figure V. 6 : Disposition des voiles en 3D

V.3.3. Sollicitations dans les voiles

Les combinaisons d'action sismiques et d'actions dues aux charges verticales à prendre sont données ci-dessous :

- Selon le *BAEL 91*
  - ELU : **1,35 G + 1,5 Q**
  - ELS : **G + Q**
- Selon le RPA révise 2003
  - **G + Q ± E**
  - **0,8 G ± E**

On utilise logiciel ETABS pour obtenir les sollicitations les plus défavorables

V-3.4. Les recommandations du RPA en zone III

- **Règles communes d`armatures verticales et horizontales**

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux est donné Comme suit :

- Globalement dans la section du voile : 0,15 %.
- En zone courantes : 0,10 %.
  - Armatures horizontales

Les armatures horizontales parallèles aux faces du mur sont disposées sur chacune des faces entre les armatures verticales et la paroi de coffrage la plus voisine. Dans le cas où il existe des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochets, si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

Elles doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10∅

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

- Les armatures horizontales calculées comme suit :

BAEL91 /modifier99 : $A_h \geq \frac{A_{Vl}}{4}$ et $A_V \geq 0{,}15\%B$

RPA99/V 2003 : $A_V = \min(\frac{A_{Vl}}{4}; 0{,}15\%B)$

A_{Vl}: Section d'armatures verticales adoptée

- Armatures transversales

Le ferraillage vertical sera disposé de telle sorte qu'il reprendra les contraintes de flexion composée en tenant compte des prescriptions imposées par le RPA99 Version 2003 décrit ci-dessous :

- L'effort de traction engendré dans une partie du voile doit être repris en totalité par les armatures dont le pourcentage minimal est de 0.20% de la section horizontal du béton tendu.
- 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.
- À chaque extrémité du voile (trumeau), l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur (1/10) de la largeur du voile, cet espacement doit être au plus égal à 15cm.

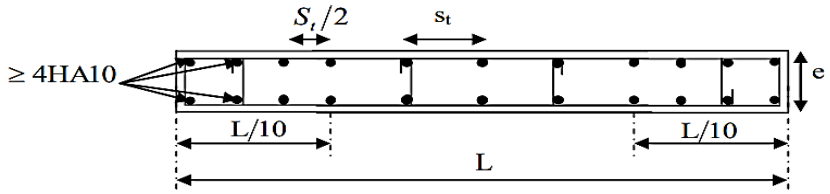


Figure V. 7 : exemple de disposition des armatures verticales dans les voiles

- Si les efforts importants de compression agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux.
- 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).
- Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par quatre épingles au mètre carré.

- Armatures de coutures

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dont la section est donnée par la formule : $A_{vj} = 1{,}1\frac{T}{fe} = 1{,}1\frac{1{,}4\,V_u}{fe}$

V_u: Effort tranchant calculé au niveau considéré

Cette quantité doit être ajoutée à la section d'acier tendue, qui est nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

- Espacement d`armatures

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes : $S_t \leq \min(1{,}5a; 30cm)$

Avec : a épaisseur du voile.

V.3.5. Ferraillages des trumeaux

Les trumeaux seront calculés en flexion composée avec effort tranchant. Moyennant la satisfaction des conditions de dimensionnement fixées et la disposition de contreventement en voiles dans deux directions orthogonales, le calcul des trumeaux se fera exclusivement dans la direction de leur plan moyen en appliquant les règles classiques de béton armé *(DTR-B.C.-2.41 "CBA 93").*

Si la deuxième condition n'est pas respectée, il y a lieu de faire le calcul de vérification dans les deux directions ; Le calcul dans la deuxième direction (direction orthogonale à la direction du plan moyen) doit alors se faire en suivant les règles du *DTR-B.C. 2.42 "Règles de conception des parois et murs en béton"*. Le calcul se fera dans ce cas pour des bandes verticales de largeur $d = (\frac{he}{2}; \frac{2}{3} lc)$

lc: étant la longueur de la zone comprimée. $L_c = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{max}+\sigma_{min}} L$

L_t :La longueur de la zone tendue $L_t = L - L_c$

he : étant la hauteur entre nus de planchers du trumeau considéré.

On devra disposer les ferraillages suivants : - des aciers verticaux

- des aciers horizontaux

- **Exposé de la méthode**

La méthode à utiliser pour le ferraillage des voiles est la méthode de RDM. Elle consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (N, M) en utilisant les formules suivantes :

$$\sigma_{max} = \frac{N}{B} + \frac{M \times V}{I}$$

$$\sigma_{min} = \frac{N}{B} - \frac{M \times V`}{I}$$

Avec :

B : section du béton.

I : moment d'inertie du trumeau.

V et $V`$ : bras de levier tel que $V = V` = \frac{L\ voile}{2}$

Le découpage du diagramme des contraintes en bandes de largeur d .

Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés en fonction des Diagrammes des contraintes

- **Détermination des diagrammes de contraintes**

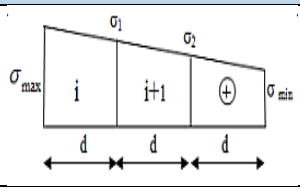
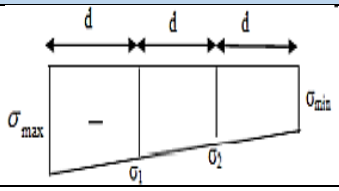
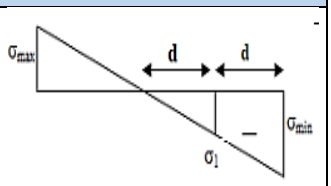
En fonction des contraintes agissant sur le voile, trois cas peuvent se présenter :

- Section entièrement comprimé (S.E.C)

- Section entièrement tendue (S.E.T)
- Section partiellement comprimé (S.P.C)

Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés en fonction des diagrammes des contraintes obtenues :

Tableau V. 11 : Tableaux des efforts normaux et les armatures verticales

Section	SEC	SET	SPC
Diagramme des contrainte			
L`effort normal Ni	$N_i = \frac{\sigma_{max} + \sigma_2}{2} \times d \times e$		$N_i = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$
L`effort normal Ni+1	$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times d \times e$		$N_{i+1} = \frac{\sigma_1}{2} \times d \times e$
section d'armature	$A_{vi} = \frac{N + B \times f_{t28}}{\sigma_S}$	$A_{vi} = \frac{N}{\sigma_S}$	

Pour les armatures verticales $\sigma_S = 400\text{MPa}$, Situation accidentelle

$\sigma_S = 348\text{MPa}$, Situation courante

- **Exemple de calcul**

Soit à calculer le ferraillage d'un voile transversal L= 3,65m sur la zone I

$he = 2{,}71m$

Avec : $he = hétage - hpoutre$

$ep = 0{,}20m$

On calcul les efforts (Ni et Ni+1) agissant sur le voile considéré pour tous les étages de la zone et en tirant les contraintes les plus défavorables pour enfin calculer le ferraillage que l'on adoptera pour tous les étages de la zone.

Les contraintes les plus défavorables sont données par ETABS :

$\sigma_{max} = 7613{,}62\ Kn/m^2$

$\sigma_{min} = 4810{,}45 Kn/m^2$

$V\ max = 788{,}81\ Kn$

- Largeur de la zone comprimée

$L_c = \frac{7613{,}62}{7613{,}62+4810{,}45} \times 3{,}65 = 2{,}24\ m$

- Largeur de la zone tendue

$L_t = 3{,}65 - 2{,}24 = 1{,}41\ m$

- Le découpage du diagramme des contraintes en bandes

$$d = min\left(\frac{he}{2}; \frac{2}{3} lc\right) = min\left(\frac{2,71}{2}; \frac{2}{3} 2,24\right) = 1,36m$$

Détermination de N :

$$\sigma_1 = \frac{\sigma_{min}(lt-d)}{lt} = \frac{4810,45(1,41-1,36)}{1,41} = 198,23\ Kn/m^2$$

$$N_1 = \frac{\sigma_{max}+\sigma_1}{2} \times d \times e = \frac{7613,62+198,23}{2} \times 1,36 \times 0,20 = 1058,51\ kn$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \times d \times e = \frac{1058,51}{2} \times 1,36 \times 0,20 = 26,86\ Kn$$

- Calcul des armatures verticales

$$A_{v1} = \frac{N_1}{\sigma_S} = \frac{1058,51}{40} = 26,46\ cm^2$$

$$A_{v2} = \frac{N_2}{\sigma_S} = \frac{26,86}{40} = 0,67\ cm^2$$

- Les armatures de coutures

$$A_{vj} = 1,1 \frac{T}{fe} = 1,1 \frac{1,4\ V_u}{fe} = 1,1 \frac{1,4 \times 788,81}{40} = 30,37\ cm^2$$

- Armatures minimales

$$A_{min} \geq \max\left(\frac{d \times e \times f_{t28}}{fe}\ ; 2\%(d \times e)\right) = \left(\frac{(1,36 \times 10^2) \times (0,20 \times 10^2) \times 2,1}{400}\ ; 2\%(0,272 \times 10^4)\right)$$

Donc : $A_{min} = max(14,28; 5,42) = 14,28\ cm^2$

- Calcul des sections totales

$$A_1 = A_{v1} + \frac{A_{vj}}{4} = 26,46 + \frac{30,37}{4} = 34,05 cm^2$$

$$A_2 = A_{v2} + \frac{A_{vj}}{4} = 0,67 + \frac{30,37}{4} = 8,26 cm^2$$

- Armatures horizontales

<u>BAEL91 /modifier99 :</u> $A_h \geq \frac{A_{Vl}}{4}$ et $A_h \geq 0,15\%B$

<u>RPA99/V 2003 :</u> $A_h = \min(\frac{A_{Vl}}{4}; 0,15\%B)$

$$A_h = \min\left(\frac{A_{Vl}}{4}\ ; 0,15\%B\right)$$

$$A_h = min\left(\begin{matrix}\frac{A_1}{4}=\frac{34,05}{4}=9,045 cm^2 \\ \frac{A_2}{4}=\frac{8,26}{4}=4,02 cm^2\end{matrix}\ ; 0,15\% \times (0,73 \times 10^4) = 10,95\ cm^2\right) = 9,045 \text{cm}^2$$

Soit : 8HA12= 9,05cm² / 1m de hauteur ; avec S_h = 12 cm.

- Armatures transversales

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées au minimum par (04) épingle au mètre carré soit avec HA8.

Le ferraillage d'autres voiles dans les différentes zones est donné sous forme de tableaux

- **Ferraillage des voiles longitudinaux : VL1**

Tableau V. 12 : Ferraillage des voiles longitudinaux VL1

Voile			VL1		
Zone			I	II	III
Caractéristiques géométriques	he		2,71	2,71	2,71
	L [m]		3,65	3,75	3,9
	ep [m]		0,2	0,2	0,2
	B [m²]		0,73	0,75	0,78
Sollicitations de calcul	σmax [Kn/m²]		-7613,62	-7305,09	-2828,39
	σmin [Kn/m²]		4810,45	4490,12	2525,06
	V_{max} kn		788,81	876,4	198,92
	Ns max kn		4867,85	4114,3	733,36
	observation		vrai	vrai	vrai
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	lc		2,24	2,32	2,06
	Lt		1,41	1,43	1,84
	d		1,36	1,36	1,36
ferraillage des armatures verticales	σ1 KN/m²		198,23	228,12	665,08
	N1 kn		1058,51	1020,75	473,37
	N2 kn		26,86	30,91	90,12
	AV1 cm²		26,46	25,52	11,83
	AV2 cm²		0,67	0,77	2,25
	Avj cm²		30,37	33,74	7,66
	Amin		14,23	14,23	14,23
	A1 cal		34,05	33,95	13,75
	A2 cal		8,26	9,21	4,17
	Amin<A1cal		vrai	vrai	faux
	Amin<A2cal		faux	faux	faux
	A1 adoptée / nappe		20HA16	20HA16	20HA14
			40,8	40,8	30 ,77
	A2 adoptée l / nappe		10HA12	10HA12	10HA12
			11,3	11,3	11,3
ferraillage des armatures horizontales	ST cm		15	15	15
	AHmin=0.0015B (cm²)/bande		10,95	11,25	11,7
	AH /nappe (cm²)	A1 cal	9,045	9,045	5,085
		A2 cal	4,02	4,02	4,02
	Choix des barres/nappe (cm²)/1m h		8HA12	8HA12	8HA12
			9,05	9,05	9,05
	ST cm		12		
Armatures transversales			04 épingle /m² soit avec HA8		

- **Ferraillage des voiles longitudinaux : VL2**

Tableau V. 13 : Ferraillage des voiles longitudinaux VL2

Voile			VL2		
Zone			I	II	III
Caractéristiques géométriques	he		2,71	2,71	2,71
	L [m]		3,95	4,05	4,2
	ep [m]		0,2	0,2	0,2
	B [m²]		0,79	0,81	0,84
Sollicitations de calcul	σmax [Kn/m²]		-6753,6	-6514,29	-2265,32
	σmin [Kn/m²]		3128,29	2938,05	1497,47
	V_{max} kn		231,03	147,42	77,72
	Ns max kn		2181,53	1918,77	544,82
	observation		vrai	vrai	vrai
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	lc		2,70	2,79	2,53
	Lt		1,25	1,26	1,67
	d		1,36	1,36	1,36
ferraillage des armatures verticales	σ1 KN/m²		-261,57	-224,40	283,52
	N1 kn		879,67	852,28	345,37
	N2 kn		-35,44	-30,41	38,42
	AV1 cm²		21,99	21,31	8,63
	AV2 cm²		-0,89	-0,76	0,96
	Avj cm²		8,89	5,68	2,99
	Amin		14,23	14,23	14,23
	A1 cal		24,22	22,73	9,38
	A2 cal		1,34	0,66	1,71
	Amin<A1cal		vrai	vrai	faux
	Amin<A2cal		faux	faux	faux
	A1 adoptée / nappe		20HA14	20HA14	20HA14
			30,77	30,77	30,77
	A2 adoptée l / nappe		10HA14	10HA14	10HA14
			15,39	15,39	15,39
ferraillage des armatures horizontales	ST cm		15	15	15
	AHmin=0.0015*B (cm²)/bande		11,85	12,15	12,6
	AH /nappe (cm²)	A1 cal	6,16	6,16	4,52
		A2 cal	4,62	4,62	4,62
	Choix des barres/nappe (cm²)/1m de hauteur		6HA12	6HA12	6HA10
			6,78	6,78	4,71
	ST cm		18		
Armatures transversales			04 épingle /m² soit avec HA8		

- **Ferraillage des voiles transversaux VT3**

Tableau V. 14 : Ferraillage des voiles transversaux VT3

Voile			VT3		
Zone			I	II	III
Caractéristiques géométriques	he		2,61	2,61	2,61
	L [m]		3,65	3,75	3,9
	ep [m]		0,2	0,2	0,2
	B [m²]		0,73	0,75	0,78
Sollicitations de calcul	σmax [Kn/m²]		-7419,11	-7041,99	-2232,4
	σmin [Kn/m²]		4642,02	4229,07	1773,91
	V_{max} kn		874,03	902,29	374,25
	Ns max kn		4887,14	4095,2	808,08
	observation		vrai	vrai	vrai
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	lc		2,25	2,34	2,17
	Lt		1,40	1,41	1,73
	d		1,31	1,31	1,31
ferraillage des armatures verticales	σ1 KN/m²		329,75	306,74	433,34
	N1 kn		1011,23	959,01	347,88
	N2 kn		43,03	40,03	56,55
	AV1 cm²		25,28	23,98	8,70
	AV2 cm²		1,08	1,00	1,41
	Avj cm²		33,65	34,74	14,41
	Amin		13,70	13,70	13,70
	A1		33,69	32,66	12,30
	A2		9,49	9,69	5,02
	Amin<A1cal		vrai	vrai	faux
	Amin<A2cal		faux	faux	faux
	A1 adoptée / nappe		20HA16	20HA16	20HA14
			40,8	40,8	30 ,77
	A2 adoptée l / nappe		10HA12	10HA12	10HA12
			11,3	11,3	11,3
ferraillage des armatures horizontales	ST cm		15	15	15
	AHmin=0.0015*B (cm²)/bande		10,95	11,25	11,7
	AH /nappe (cm²)	A1	9,045	9,045	5,085
		A2	3,0775	3,0775	3,0775
	Choix des barres/nappe (cm²)/1m de hauteur		8HA12	8HA12	8HA12
			9,05	9,05	9,05
	ST cm		12		
Armatures transversales			04 épingle /m² soit avec HA8		

- **Ferraillage des voiles transversaux VT4**

Tableau V. 15 : Ferraillage des voiles transversaux VT4

Voile			VT4		
Zone			I	II	III
Caractéristiques géométriques	he		2,61	2,61	2,61
	L [m]		4,25	4,25	4,5
	ep [m]		0,2	0,2	0,2
	B [m²]		0,85	0,85	0,9
Sollicitations de calcul	σmax [Kn/m²]		-6198,86	-6002,4	-1978,36
	σmin [Kn/m²]		3490,38	3375,06	1775,37
	V_{max} kn		359,38	185,41	191,65
	Ns max kn		1764,57	1523,02	561,99
	observation		vrai	vrai	vrai
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	lc		2,72	2,72	2,37
	Lt		1,53	1,53	2,13
	d		1,31	1,31	1,31
ferraillage des armatures verticales	σ1 KN/m²		515,21	495,63	686,79
	N1 kn		876,19	847,99	347,80
	N2 kn		67,24	64,68	89,63
	AV1 cm²		21,90	21,20	8,70
	AV2 cm²		1,68	1,62	2,24
	Avj cm²		13,84	7,14	7,38
	Amin		13,70	13,70	13,70
	A1		25,36	22,98	10,54
	A2		5,14	3,40	4,09
	Amin<A1cal		vrai	vrai	faux
	Amin<A2cal		faux	faux	faux
	A1 adoptée / nappe		20HA14	20HA14	20HA12
			31 ,77	32 ,77	20,34
	A2 adoptée l / nappe		16HA12	16HA12	16HA12
			18,08	18,08	18,08
ferraillage des armatures horizontales	ST cm		15	15	15
	AHmin=0.0015*B (cm²)/bande		12,75	12,75	13,5
	AH /nappe (cm²)	A1	6,93	6,93	5,085
		A2	3,85	3,85	3,85
	Choix des barres/nappe (cm²)/1m de hauteur		7HA12	7HA12	7HA10
			7,92	7,92	5,49
	ST cm		15		
Armatures transversales			04 épingle /m² soit avec HA8		

V.3.6. Les vérifications

- Vérification des espacements

L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire : $S_t \leq \min(1{,}5a; 30cm)$

Les barres horizontales : $S_t = 15 \leq \min(1{,}5 \times 20; 30cm) = 30cm$ condition vérifiée

Les barres verticales: $S_t = 12 \leq \min(1{,}5 \times 20; 30cm) = 30cm$ condition vérifiée

- Vérification de la contrainte dans le béton à l'ELS

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B+15A} = \frac{4867{,}85}{(0{,}73\times10^4)+15(36{,}18+16{,}08)}10 = 6{,}021\text{MPa}$$

$$\overline{\sigma bc} = 0{,}6f_{c28} = 15MPa$$

$\sigma_{bc} = 6{,}021\text{MPa} \leq \overline{\sigma bc} = 15MPa$ **Condition vérifiée**

- Vérification des contraintes de cisaillement

- Selon le RPA 2003

$$\tau_u = \frac{1{,}4V}{bd} = \frac{1{,}4\times788{,}81}{(3{,}65\times10^2)\times(0{,}20\times10^2)}10 = 1{,}51\ MPa$$

$$\overline{\tau_u} = 0{,}2f_{C28} = 5MPa$$

$\tau_u = 1{,}51\ MPa \leq \overline{\tau_u} = 5MPa$ **Condition vérifiée**

D'après le BAEL 91

$$\tau_u = \frac{V}{bd} = \frac{788{,}81}{(3{,}65\times10^2)\times(0{,}20\times10^2)}10 = 1{,}08\ MPa$$

$$\overline{\tau_u} = \min(0{,}15\frac{f_{C28}}{\gamma_b}; 4MPa) = 2{,}5MPa$$

$\tau_u = 1{,}08MPa \leq \overline{\tau_u} = 2{,}5MPa$ **Condition vérifiée**

Remarque : les voiles seront coulés sur toute leur longueur par étage sans reprise de bétonnage ce qui fait qu'on n'aura pas besoin d'armatures de coutures.

-Les versifications d'autres voiles dans les différentes zones est donné sous forme de tableaux

- **Vérification des voiles longitudinaux VL1, VL2**

Tableau V. 16 : Vérification des voiles longitudinaux VL1, VL2

Voile			VL1			VL2		
Zone			I	II	III	I	II	III
La contrainte dans le béton		σ_{bc}	6,022	4,967	0,879	2,552	2,194	0,609
		$\overline{\sigma bc}$	VRAI	VRAI	VRAI	VRAI	VRAI	VRAI
contraintes de cisaillement	RPA	τ_u	1,513	1,636	0,357	0,409	0,255	0,130
		$\overline{\tau_u}$	5,000	5,000	5,000	5,000	5,000	5,000
		$\tau_u<\overline{\tau_u}$	VRAI	VRAI	VRAI	VRAI	VRAI	VRAI
	BAEL	τ_u	1,081	1,169	0,255	0,292	0,182	0,093
		$\overline{\tau_u}$	2,500	2,500	2,500	2,500	2,500	2,500
		$\tau_u<\overline{\tau_u}$	VRAI	VRAI	VRAI	VRAI	VRAI	VRAI

- **Vérification des voiles transversaux VT3, VT4**

Tableau V. 17 : Vérification des voiles longitudinaux VT3, VT4

Voile			VL1			VL2		
Zone			I	II	III	I	II	III
La contrainte dans le béton		σ_{bc}	6,088	4,978	0,975	1,929	1,665	0,589
		$\overline{\sigma bc}$	VRAI	VRAI	VRAI	VRAI	VRAI	VRAI
contraintes de cisaillement	RPA	τ_u	1,676	1,684	0,672	0,592	0,305	0,298
		$\overline{\tau_u}$	5,000	5,000	5,000	5,000	5,000	5,000
		$\tau_u < \overline{\tau_u}$	VRAI	VRAI	VRAI	VRAI	VRAI	VRAI
	BAEL	τ_u	1,197	1,203	0,480	0,423	0,218	0,213
		$\overline{\tau_u}$	2,500	2,500	2,500	2,500	2,500	2,500
		$\tau_u < \overline{\tau_u}$	VRAI	VRAI	VRAI	VRAI	VRAI	VRAI

Tableau.V.7 : Les armatures longitudinales dans les poutres

les étapes	Poutre principale				Poutre Secondaire			
Situation	accidentelle	courant	ELS		courant	accidentelle	ELS	
sens	aux appuis	en travée	aux appuis	en travée	aux appuis	en travée	aux appuis	en travée
Moment	105,78	90,24	69,227	65,806	91,93	56,74	67,53	9,599
Moment réduit μ	0,129	0,141	0,108	0,103	0,245	0,118	0,180	0,141
μ < μl ⟶ SSA	VRAI	VRAI	VRAI	VRAI	VRAI	VRAI	VRAI	VRAI
Valeur B	0,930	0,942	/		0,856	0,937	/	
Armature longitudinales Ap (cm2)	6,69	5,63			8,26	4,66		
A adoptée (cm²/ml)	6HA14	3HA 14 + 3HA12			3HA16 + 3HA12	3HA 16		
	9,23	8,01			9,42	6,03		

Tableau V. 3 : Ferraillage des poteaux rectangulaire

Zone	Niveau	combo	N KN	M KN	e =M/N	h/2-c	Obs	MF	x>y	u	Obs	AF	AF`	A	A`	A_{MIN}	A_{adp} cm²
Zone I	Sous-Sol au RDC	ELU	-1877,900	-20,150	0,011	0,220	/	433,288	VRAI	0,202	SSA	26,781	0,000	-27,209	0,000	6,984	8HA16 + 4HA20
		ELS	-1180,410	45,717	0,039	0,220		305,407	VRAI	0,142		18,120	0,000	-15,817	0,000	6,998	
		GQE	-1358,090	-97,430	0,072	0,220		396,210	VRAI	0,141		20,441	0,000	-13,511	0,000	7,013	
		0,8GE	-608,760	-22,569	0,037	0,220		156,496	VRAI	0,073		7,747	0,000	-7,472	0,000	6,997	
Zone II	$1^{ér}$ étage au $5^{éme}$ étage	ELU	-1372,240	-39,948	0,029	0,195		307,535	VRAI	0,266		24,708	0,000	-14,744	0,000	5,625	4HA16 + 8HA12
		ELS	-998,020	28,939	0,029	0,195		223,553	VRAI	0,194		16,973	0,000	-11,720	0,000	5,625	
		GQE	-377,130	-75,766	0,201	0,195	SPC	149,306	VRAI	0,099		9,274	0,000	-0,154	0,000	5,701	
		0,8GE	-170,330	-2,721	0,016	0,195	/	35,935	VRAI	0,031		2,148	0,000	-2,110	0,000	5,620	
Zone III	$5^{éme}$ au $6^{éme}$ +1 étage	ELU	-215,370	-36,588	0,170	0,120	SPC	62,432	VRAI	0,194		7,326	0,000	1,134	0,000	2,456	4HA14 + 8HA12
		ELS	-157,780	-26,713	0,169	0,120		45,647	VRAI	0,142		5,170	0,000	0,634	0,000	2,456	
		GQE	-180,560	-44,421	0,246	0,120		66,088	VRAI	0,157		6,573	0,000	2,059	0,000	2,479	
		0,8GE	-90,790	-0,857	0,009	0,120		11,752	VRAI	0,028		1,084	0,000	-1,186	0,000	2,408	

Tableau V. 5 : Ferraillage des poteaux circulaire

Zone	Niveau	combo	N KN	M KN	e =M/N	h/2-c	Obs	MF	x>y	u	Obs	AF	AF`	A	A`	A_{MIN}	A_{adp} cm^2
Zone I	RDC au 1er étage	ELU	231,990	12,786	0,055	0,220		63,824	FAUX	0,202		4,602	0,000	-2,067	0,000	7,005	
		ELS	169,630	9,273	0,055	0,220	/	46,592	FAUX	0,142		3,225	0,000	-1,652	0,000	7,005	8HA14
		GQE	44,48	44,529	0,999	0,220		54,276	FAUX	0,141		3,267	0,000	2,155	0,000	7,517	
		0,8GE	13,520	18,817	1,392	0,220		21,791	FAUX	0,073	SSA	1,258	0,000	0,920	0,000	7,768	
Zone II	2éme étage	ELU	97,960	24,364	0,249	0,195		43,466	FAUX	0,266		4,947	0,000	2,131	0,000	5,723	
		ELS	71,650	17,703	0,247	0,195		31,675	FAUX	0,194		3,407	0,000	1,347	0,000	5,722	8HA12
		GQE	77,890	42,058	0,540	0,195		57,247	FAUX	0,099		5,038	0,000	3,090	0,000	5,862	
		0,8GE	77,890	22,509	0,289	0,195	SPC	37,698	FAUX	0,031		3,193	0,000	1,245	0,000	5,742	

VI .1. Introduction

La fondation est un élément de structure qui a pour objet de transmettre au sol les efforts apportés par la superstructure.

Dans le cas le plus général un élément déterminé de la structure peut transmettre à sa fondation:

- Un effort normal : charge verticale centrée dont il convient de connaitre les valeurs extrêmes
- Une force horizontale résultant de l'action de séisme, qui peut être variable en grandeur et en direction ;
- Un moment qui peut s'exercer dans de différents plans.

On distingue deux types de fondation selon leurs modes d'exécution et selon la résistance aux sollicitations extérieures :

- Fondations superficielles

Les principaux types de fondations superficielles que l'on rencontre dans la pratique sont :

- Les semelles continues sous murs
- Les semelles continues sous poteaux
- Les semelles isolées
- Les radiers

- Fondations profondes

Elles sont utilisées dans le cas de sols ayant une faible capacité portante ou dans les cas où le bon sol se trouve à une grande profondeur, les principaux types de fondations profondes sont :

- Les pieux
- Les puits

Ce type de fondations est généralement utilisé dans le cas de sols de faible capacité portante.

VI .2. Étude 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 égale à 2.5 bars.
- Absence de nappe phréatique, donc pas de risque de remontée des eaux.

VI.3. Choix du type de fondation de la structure

Le choix du type de fondation, est fonction du type de la supère structure ainsi que des caractéristiques topographiques et géologique du terrain.

Ce choix est défini par :

- La stabilité de l'ouvrage
- La facilité de l'exécution
- L'économie
- La capacité portante du sol
- L'importance de la supère structure
- Le tassement du sol

VI.3.1. Dimensionnement

VI.3.1.1. Semelle isolée

D`après le *(RPA.99/V 2003Art 10.1 ;4.1)*, Les fondations superficielles et profondes sont dimensionnées selon les combinaisons d'actions :

- **G + Q ± E**
- **0,8 G ± E**

Il faut considérer uniquement l'effort normal obtenu à la base de tous les poteaux du sous-sol

$A \times B \geq \frac{N}{\overline{\sigma_{sol}}}$

Homothétie des dimensions : $\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = \frac{55}{55} = 1$

D'où $B \geq \sqrt{\frac{N}{\overline{\sigma_{sol}}}}$

On a : $N_{max} = 2253{,}33$ Kn

$\overline{\sigma_{sol}} = 250$ Kn/m²

$B \geq \sqrt{\frac{2253{,}33}{250}} = 3m$ A=B=3m

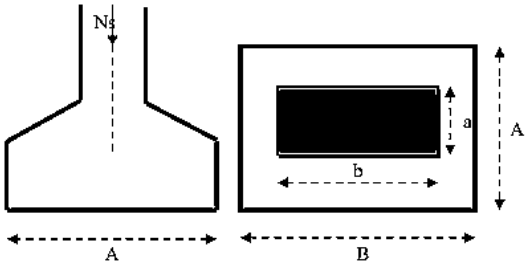


Figure VI.1 : Dimensionnement d'une fondation

Conclusion

L'importance des dimensions des semelles expose nos fondations au chevauchement, alors il faut opter pour des semelles filantes.

VI.3.1.2. Semelles filantes

- **Semelles filantes sous voiles**

$\frac{G+Q}{BL} \leq \overline{\sigma_{sol}} = B \geq \frac{G+Q}{\overline{\sigma_{sol}}}$

Avec :

B : La largeur de la semelle.

L : Longueur de la semelle.

G : Charge permanente revenant au voile considéré.

$\overline{\sigma_{sol}}$: Contrainte admissible du sol.

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau VI.1: semelle fillante sous voile

voile	L [m]	N_{max} KN/m²	$N/(\overline{\sigma_{sol}}*L)$	B	S	Sv
VL1	4,2	6727,52	6,41	6,5	27,3	77,85
VL2	4,5	2980,15	2,65	2,7	12,15	
VT3	4,2	7064,57	6,73	6,8	28,56	
VT4	4,8	2410,53	2,01	2,05	9,84	

La surface totale des semelles filantes sous voiles est : Sv =77,85m²

- **<u>Semelles filantes sous poteaux</u>**

- <u>Hypothèse de calcul</u>

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 coïncidente avec le point d'application de la résultante des charges agissantes sur la semelle.

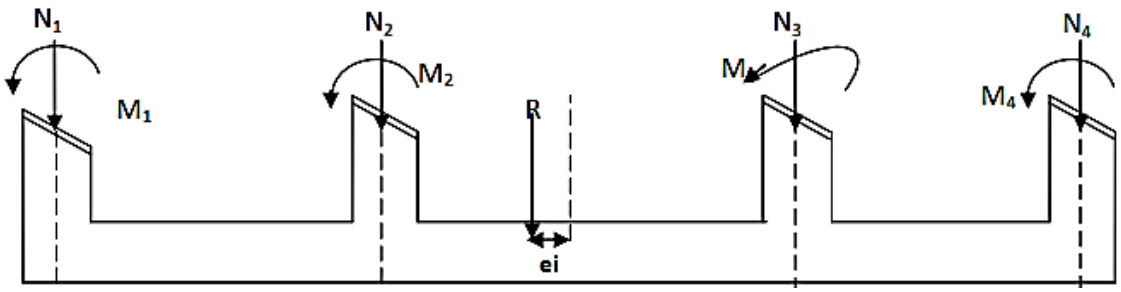


Figure VI.2: Distribution des sollicitations

- <u>Etape du calcul</u>

- Détermination de la résultante des charges :$R = \sum Ni$

- Détermination des coordonnées de la structure :$e = \frac{\sum(Ni \times ei) + \sum Mi}{R}$

- Détermination de la distribution (par mètre linéaire) des sollicitations de la semelle :

Si $e > \frac{L}{6}$ Répartition trapézoïdale

Si $e < \frac{L}{6}$ Répartition triangulaire

$$q_{min} = \frac{N}{L} \times (1 - \frac{6e}{L})$$

$$q_{min} = \frac{N}{L} \times (1 + \frac{6e}{L})$$

$$q_{(\frac{L}{4})} = \frac{N}{L} \times (1 + \frac{3e}{L})$$

- Détermination de la largeur B de la semelle : $B \geq \frac{q_{(\frac{L}{4})}}{\overline{\sigma_{sol}}}$

- Dimensionnement des semelles filantes ; fil de poteau le plus sollicité. Voire chapitre V, [**Figure V. 2 : Plan de repérage des poteaux**]

- Application

Donc on fera le calcul sur le portique longitudinal. Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI .2 :semelle filante Sous poteaux

poteaux	N max [Kn]	M cor [Kn.m]	L	G	ei	R×ei	e	$\frac{L}{6}$	$e > \frac{L}{6}$	$q_{(\frac{L}{4})}$	B m
C33	2253,33	-25,935	4,2	2,75	-11,75	-26476,63	-1,51	0,7	vrai	1,211	1,4
C34	1559,09	-33,139	4,8		-7,55	-11771,13		0,8	vrai		
C26	1235,53	-29,466	5,5		-2,75	-3397,71		0,92	vrai		
C21	1048,12	-25,106	4,8		0	2882,33		0,8	vrai		
C14	1540,77	-32,765	4,2		2,75	11632,81		0,7	vrai		
C07	1186,62	-30,182	23,5		7,55	13942,79	Répartition trapézoïdale				
Somme	8823,46	-176,59			11,75	-13187,54					

Coordonnées de la résultante des forces par rapport au centre de gravité de la semelle :

$$e = \frac{\sum(Ni \times ei) + \sum Mi}{R} = \frac{(-26476{,}63)+11{,}75}{8823{,}46} = -1{,}51\text{m}$$

Distribution des sollicitations par mètre linéaire des semelles :

$e = -1{,}51m > \frac{L}{6} = 0{,}92m \Rightarrow$ Répartition trapézoïdale

$$q_{min} = \frac{8823{,}46}{11{,}75} \times \left(1 - \frac{6(-1{,}51)}{11{,}75}\right) = 520{,}663\text{Kn/m}$$

$$q_{min} = \frac{8823{,}46}{11{,}75} \times \left(1 + \frac{6(-1{,}51)}{11{,}75}\right) = 230{,}270\text{Kn/m}$$

$$q_{(\frac{L}{4})} = \frac{8823{,}46}{11{,}75} \times \left(1 + \frac{3(-1{,}51)}{11{,}75}\right) = 302{,}868\text{Kn/m}$$

Détermination de la largeur de la semelle : $B \geq \frac{302{,}868}{250} = 1{,}211m^2$

On prend : $B = 1{,}4m^2$

Nous aurons la surface totale de la semelle filante : St = n.Sp +Sv

n : Nombre de fil dans le sens considéré.

On aura donc, St =((1,4×23,5) × 6)+77,85 = 275,25m²

Remarque

Étant donné que la surface des semelles filantes dans le sens longitudinal occupe plus de 50% de l'assise donc en ajoutant l'autre sens de la surface totale va dépasser les 50%de la surface du bâtiment.

- La surface totale du bâtiment : Sst = 23,5×24,6 = 575,75m²
- Le rapport de la surface des semelles sur la surface de la structure est :

$$\frac{St}{Sst} = \frac{275,25}{575,75} = 0,47\%$$

$47,613 \geq 50\% Sst \quad \Rightarrow$ **Condition non vérifier**

Conclusion

Les semelles présentent de grandes largeurs provoquant un chevauchement entre elles occupant ainsi une superficie supérieure à 50 % de la surface totale du bâtiment, pour cela nous opterons pour un radier général.

VI.3.1.3. Radier général

Ce radier est défini comme étant une fondation travaillant comme un plancher renversé, dont les appuis sont constitués par les poteaux de l'ossature et qui est soumis à la réaction du sol diminué de son poids propre.

- Rigide dans son plan horizontal
- Permet une meilleure répartition de la charge sur le sol
- Semble mieux convenir face aux désordres ultérieurs qui peuvent provenir des tassements éventuels,
- Facilité de coffrage et le ferraillage
- Rapidité d'exécution.

VI.3.1.3.1. Pré dimensionnement du radier

- **Hauteur des nervures**
  - Selon la condition forfaitaire

$$\frac{L_{max}}{8} \leq hn \leq \frac{L_{max}}{5}$$

hn : épaisseur du radier

L_{max}: distance entre deux voiles successifs $L_{max} = 5{,}5m$

$0{,}6875 \leq h \leq 1{,}10$; On prend : $hn = 1{,}20\ m$

- Selon la condition de vérification de la longueur élastique

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{Kb}} \geq \frac{2}{\pi} L_{max}$$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol.

Le radier est rigide s'il vérifie : $L_{max} \leq \frac{2}{\pi} L_e$

Ce qui conduit à $\Rightarrow$ $h = \sqrt[3]{(\frac{2}{\pi} L_{max})^4 \ \frac{3K}{E}}$

Avec :

L_e: Longueur élastique.

K : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface K= 40MPa pour un sol moyen.

I: L'inertie de la section du radier (bande de 1m).

E : Module de déformation longitudinale déférée

E= $3700\sqrt[3]{f_{C28}} = 10818{,}865$MPa

L_{max}: Distance maximale entre deux nervures successives.

D'où : $h = \sqrt[3]{(\frac{2}{\pi} 5{,}5)^4 \ \frac{3\times40}{10818{,}865}}$ =1,186 m

- La nervure du radier doit avoir une largeur : 0,4 hn ≤ bn ≤ 0,7 hn

$\Rightarrow$ 0,48 ≤ bn ≤ 0,84 $\Rightarrow$ Soit bn = 60cm

Donc : h = 120cm et bn = 60cm

- **Détermination de l'épaisseur de la dalle**

La dalle du radier doit satisfaire la condition suivante : $hd \leq \frac{L_{max}}{20} = \frac{5{,}5}{20} = 0{,}275$

- Selon la condition d'épaisseur minimale

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25 cm ($h_{min} \geq 25$cm)

Soit : $hd = 40cm$

- **Détermination de l'épaisseur de La dalle flottante**

$\frac{L_{max}}{50} = 0{,}11 \leq ht \leq \frac{L_{max}}{40} = 0{,}137$ $\Rightarrow$ Soit : $ht = 12cm$

Remarque :

On adoptera une épaisseur constante sur toute l'étendue du radier :

- La dalle : $hd = 40cm$
- La nervure : $\{hn = 120\ cm \quad bn = 60\ cm\}$
- La dalle flottante : $ht = 12cm$

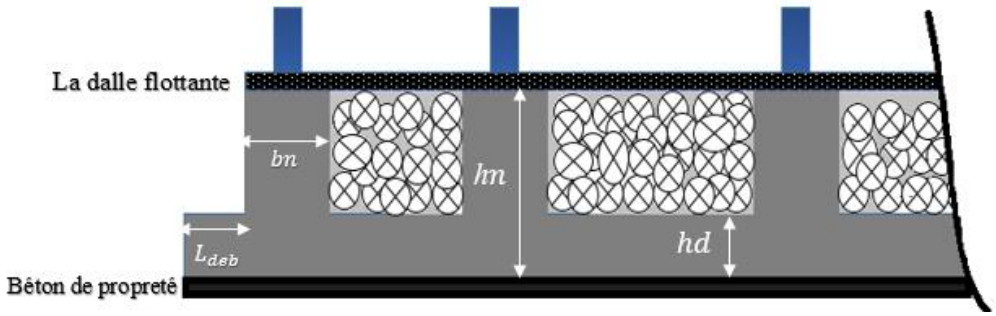


Figure VI.3: La coupe verticale d'un radier générale

VI.3.1.3.2. Détermination des sollicitations

D`après l`ETABS on a la basse :

- Charge du bâtiment : $G_{bat} = 38042{,}45\ Kn/m$
- Charge d'exploitation : $Q_{bat} = 6091{,}03\ Kn/m$
- Combinaison d'action :

ELU : Nu =1.35G_{bat}+1.5Q_{bat}= 604903,853 Kn

ELS: Ns= G_{bat}+Q_{bat}= 44133,48 Kn

VI.3.1.3.3. Détermination de la surface du radier

<u>À ELU :</u> $S_{rad}^{ELU} \geq \frac{Nu}{1{,}33\,\overline{\sigma_{sol}}} = \frac{604903{,}853}{1{,}33 \times 250} = 181{,}9364 m^2$

<u>À ELS :</u> $S_{rad}^{ELS} \geq \frac{Ns}{\overline{\sigma_{sol}}} = \frac{44133{,}48}{250} = 176{,}533 m^2$

D'ou : $S_{rad} = \max(S_{rad}^{ELU}; S_{rad}^{ELS}) = 181{,}9364 m^2$

Et : $S_{bat} = 578{,}1 m^2 > S_{rad} = 181{,}9364 m^2$ **condition vérifiée**

Remarque

Étant donné que la surface nécessaire du bâtiment est supérieure à celle du radier, donc on n'aura pas de débord. Les règles du BAEL, nous imposent un débord minimal qui sera calculé comme suit :

$L_{deb} \geq \max\left(\frac{h}{2}; 3cm\right) = \max(60cm\,; 30cm) = 60cm$

On prend : $L_{deb} = 60cm$

$L_{deb} = (60 \times 10^{-2}) \times (24{,}6 + 23{,}5) \times 2 = 57{,}72\ m^2$

$$\boldsymbol{S_{rad} = 181{,}9364 + 57{,}72 = 635{,}82\ m^2}$$

VI.3.1.3.4. Détermination des efforts à la base du radier

- **Poids du radier**

$G_{bat\ totale}$ =Poids de la dalle + poids de la nervure + poids du remblais (T. V.O) + poids de la dalle flottante + poids de débord.

Poids de la dalle → S_{radier} × hd × ρb

Poids du remblais → (S_{radier} –$S_{nervure}$) ×(h_{rad}-h_{dalle}) × ρb

Poids de la dalle flottante → S_{radier} × ep × ρb

Poids de la nervure → bn× (ht ×hd) L× n× ρb

Les résultats dans le tableau suivant :

Tableau VI .3 :Poids du radier

poids Kn	P dalle	6358,2
	P nervure	2896,8
	P T. V.O	6677,328
	P dalle flottante	1472,94

$G_{rad\ totale} = 17405{,}268Kn$

$Q_{rad\ totale} = 3{,}5\ \times 635{,}82 = 2225{,}37Kn$

- **Calcul des sollicitations à la base du radier**

$G_{totale} = G_{bat\ totale} + G_{bat} = 17405{,}268 + 38042{,}45 = 55447{,}72Kn$

$Q_{totale} = Q_{bat\ totale} + Q_{bat} = 2225{,}37 + 6091{,}03 = 8316{,}4Kn$

- **Combinaison d'action**

ELU : Nu =1.35G_{totale}+1.5Q_{totale}= 87329Kn

ELS: Ns= G_{totale}+Q_{totale}= 63764Kn

VI.3.1.3.5. Les vérifications

- **Vérification à la contrainte de cisaillement *(BAEL91 Art A.5.1.1)***

Il faut vérifier que :

$\tau u \leq \tau_{adm} \longrightarrow \tau_{adm} = min(0{,}15 \times \frac{25}{1{,}5}; 5MPa)$ fissuration non préjudiciable

Avec : b =100cm

d= 0.9× h =0.9× 0.4= 0.36 m

et : $T_u^{max} = \frac{q \times L_{max}}{2} = \frac{N_u \times b}{S_{rad}} \times \frac{L_{max}}{2} = \frac{87329 \times 0{,}6}{635{,}82} \times \frac{5{,}5}{2} = 266{,}63\ kn$

$\tau u = \frac{T_u^{max}}{b\ d} = \frac{266{,}63 \times 10^3}{100 \times 360} = 0{,}063MPa \leq \tau adm = 2{,}5$ MPa **Condition vérifiée**

- **Vérification de la stabilité du radier**
  - Calcul du centre de gravité du radier

Les coordonnées du centre de gravité du radier sont calculées comme suit :

$$x_G = \frac{\sum S_i + X_i}{\sum S_i} = \frac{(24{,}6 \times 23{,}5) \times (\frac{24{,}5}{2})}{(24{,}6 \times 23{,}5)} = 12{,}3\ m$$

$$y_G = \frac{\sum S_i + y_i}{\sum S_i} = \frac{(24{,}6 \times 23{,}5) \times (\frac{23{,}5}{2})}{(24{,}6 \times 23{,}5)} = 12{,}3\ m$$

Avec :

S_i : Aire du panneau considéré ;

X_i, y_i : Centre de gravité du panneau considéré.

Notre radier présente une symétrie parfaite dans le sens X-X

$$\boldsymbol{x_G = y_G = 12{,}3m}$$

  - Moment d'inertie du radier

$$I_{x-x} = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{24{,}6 \times 23{,}5^3}{12} = 26604{,}644m^4$$

$$I_{y-y} = \frac{h \times b^3}{12} = \frac{23{,}5 \times 24{,}6^3}{12} = 29153{,}583m^4$$

- **Vérification des contraintes du sol sous le radier**

La stabilité du radier consiste à faire une vérification des contraintes du sol sous le radier, qui est sollicité par les efforts suivants :

- Effort normal (N) dû aux charges verticales.
- Moment de renversement (M) dû au séisme dans le sens considéré.

$M = M_0 + T_0\, h$

Avec :

M_0 : Moment sismique à la base du bâtiment ;

T_0 : Effort tranchant à la base du bâtiment ;

Le diagramme trapézoïdal des contraintes donne

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

Ainsi on doit vérifier que : À l'ELU : $\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1{,}33\ \overline{\sigma_{sol}}$

À l'ELS : $\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \overline{\sigma_{sol}}$

Avec : $\sigma_2^1 = \frac{N}{Srad} \pm \frac{M}{I} V$

D`après logiciel ETABS on obtient les efforts tranchant et les moments de renversement :

Tableau VI .4 :les efforts tranchant et les moments d`après logiciel ETABS

d`après ETABS	sens x-x	M_{0x}:Moment sismique à la base du bâtiment [Kn.m]	25226,762
		T_{0x}:Effort tranchant à la base du bâtiment [Kn]	4142,13
	sens y-y	M_{0y}:Moment sismique à la base du bâtiment [Kn.m]	25103,759
		T_{0y}:Effort tranchant à la base du bâtiment [Kn]	4479,02

- **Sens longitudinal**

- Calcul des moments

$M_{x-x}= M_{0x} + T_{0x}\,h= 25226,762+(4142,13\times1,20)= 30197,318Kn.m$

- Calcule des contrainte

À ELU

$$\sigma_1 = \frac{Nu}{Srad} + \frac{Mx-x}{I_{Y-Y}}\,x_G = \frac{87329}{635,82} + \frac{30197,318}{26604,644}\,12,3 = 147,991Kn.m^2$$

$$\sigma_2 = \frac{Nu}{Srad} - \frac{Mx-x}{I_{Y-Y}}\,x_G = \frac{87329}{635,82} - \frac{30197,318}{26604,644}\,12,3 = 126,705Kn/m^2$$

À ELS

$$\sigma_1 = \frac{Ns}{Srad} + \frac{Mx-x}{I_{Y-Y}}\,x_G = \frac{63764}{635,82} + \frac{30197,318}{26604,644}\,12,3 = 110,929Kn/m^2$$

$$\sigma_2 = \frac{Ns}{Srad} - \frac{Mx-x}{I_{Y-Y}}\,x_G = \frac{63764}{635,82} - \frac{30197,318}{26604,644}\,12,3 = 89,643Kn/m^2$$

- Vérification de la condition de résistance

À l'ELU :

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1+\sigma_2}{4} = \frac{3\times 147,991+126,7053907}{4} = 142,67Kn/m^2 \leq 1,33\overline{\sigma_{sol}} = 332,5Kn/m^2$$

À l'ELS :

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1+\sigma_2}{4} = \frac{3\times 110,929+126,7053907}{4} = 105,61Kn/m^2 \leq \overline{\sigma_{sol}}=250\ Kn/m^2$$

Toute les conditions de résistance longitudinal sont vérifiées

- **Sens transversal**

- Calcul des moments

$M_{y-y}= M_{0y} + T_{0y}\,h= 25103,759+(4479,02\times1,20)= 30478,583Kn.m$

- Calcule des contrainte

À ELU

$$\sigma_1 = \frac{Nu}{Srad} + \frac{My-y}{I_{x-x}}\,y_G = \frac{87329}{635,82} + \frac{30478,583}{29153,583}\,12,3 = 148,954754Kn.m^2$$

$$\sigma_2 = \frac{Nu}{Srad} - \frac{My-y}{I_{x-x}}\, y_G = \frac{87329}{635,82} - \frac{30478,583}{29153,583}\, 12,3 = 125,742548 Kn/m^2$$

À ELS

$$\sigma_1 = \frac{Ns}{Srad} + \frac{My-y}{I_{x-x}}\, y_G = \frac{63764}{635,82} + \frac{30478,583}{29153,583}\, 12,3 = 111,8925331 Kn/m^2$$

$$\sigma_2 = \frac{Ns}{Srad} - \frac{My-y}{I_{x-x}}\, y_G = \frac{63764}{635,82} - \frac{30478,583}{29153,583}\, 12,3 = 88,68032712 Kn/m^2$$

- **Vérification de la condition de résistance**
  - À l'ELU :

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1+\sigma_2}{4} = \frac{3\times 148,954754+125,742548}{4} = 143,15 Kn/m^2$$

$$\sigma_m = \frac{143,15Kn}{m^2} \leq 1,33\overline{\sigma_{sol}} = \frac{332,5Kn}{m^2}$$

  - À l'ELS :

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1+\sigma_2}{4} = \frac{3\times 111,8925331+88,68032712}{4} = 106,09 Kn/m^2 \leq \overline{\sigma_{sol}}=250\ Kn/m^2$$

Toute les conditions de résistance transversal sont vérifiées

- **Vérification de l'effort de sous pression**

Cette vérification justifie le non soulèvement de la structure sous l'effet de la pression hydrostatique : P> P′

Avec : $P' = \alpha \times \gamma_w \times Srad \times Z$

P : Poids total du bâtiment à la base du radier.

α = 1,5 : Coefficient de sécurité vis à vis du soulèvement.

γ_w: Poids volumique de l'eau $\gamma_w = 10 Kn/m^3$

Z : profondeur de l'infrastructure (h= 1,20m)

P′ = 1,5 × 10 × 635,82 × 1,20 =11444,76Kn

P=55447,718Kn

On a : p>p` **Condition est vérifiée**

Pas de risque de soulèvement de la structure

- **Vérification au poinçonnement (Art. A.5.2.42/BAEL91)**

Aucun calcul ne sera exigé si la condition suivante est satisfaite : $Nu \leq Nu$`

$$Nu` = \frac{0{,}07 \times U_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

Nu: Charge de calcul à l'ELU pour le poteau le plus sollicites

U_c: Périmètre du contour cisaillé sur le plan du feuillet moyen du radier

$$U_c = 2(a` + b`) = 2(a + b + 2h)$$

a : Épaisseur du voile ou du poteau,

b : Largeur du poteau ou du voile (une bonde de 1m)

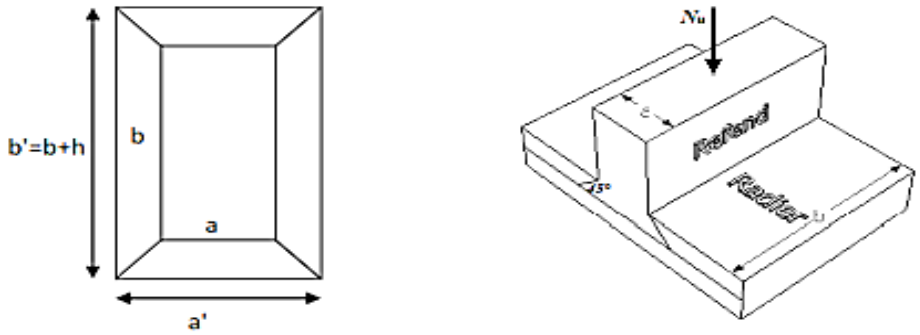


Figure .VI.4 : Périmètre utile des voiles et des poteaux

- Calcul du périmètre utile U_c

- Poteaux

$$U_c = 2(a` + b`) = 2(a + b + 2h) = 2(0{,}55 + 0{,}55 + 2 \times 1{,}20) = 7m$$

$$Nu` = \frac{0{,}07 \times 7 \times 1{,}20 \times 25000}{1{,}5} = 6300Kn$$

Le poteau le plus sollicites C33

$Nu = 2253{,}33Kn \leq Nu` = 6300Kn$ **Condition est vérifiée**

- Voile (pour une bande de 1 m)

$$U_c = 2(a` + b`) = 2(a + b + 2h) = 2(0{,}20 + 4{,}80 + 2 \times 1{,}20) = 14{,}8m$$

$$Nu` = \frac{0{,}07 \times 14{,}8 \times 1{,}20 \times 25000}{1{,}5} = 13320Kn$$

$Nu = 7064{,}57Kn \leq Nu` = 13320Kn$ **Condition est vérifiée**

- **Vérification de la stabilité au renversement (Art A.10.1.5 RPA99/V2003)**

Quel que soit le type de fondations (superficielles ou profondes), on doit vérifier que l'excentrement de la résultante des forces verticales gravitaires et des forces sismiques reste à l'intérieur de la moitié centrale de la base des éléments de fondation résistant au renversement :$e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$

$ex = \frac{My-y}{Ns} = \frac{30478,584}{63764} = 0,477m \leq \frac{24,6}{4} = 6,15m$ **Condition vérifiée**

$ey = \frac{My-y}{Ns} = \frac{30179,318}{63764} = 0,473m \leq \frac{23,5}{4} = 5,87m$ **Condition vérifiée**

VI.3.1.3.6. Ferraillage du radier

- **Ferraillage de la dalle**

Un radier fonction comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les paliers de l'ossature. Il est sollicité par la réaction du sol diminué du poids propre du radier.

- 1er Cas

Si **ρ≤ 0,4** la flexion longitudinale est négligeable

$M_0^x = q_u \times \frac{l_x^2}{8}$ $\Rightarrow$ Le panneau travaille suivant une seule direction.

$M_0^y = 0$

- 2eme Cas

Si **0,4≤ρ≤ 1** les deux flexions interviennent

Les moments développés au centre du panneau et pour une bande de largeur unitaire (1 m) la valeur des moments est :

Sens l_x : $M_{x0} = U_x \times q_u \times l_x^2$

Sens l_y : $M_{y0} = U_y \times M_x$

Où : U_x et U_y : Coefficients données par le tableau de l'annexe E.3 du BAEL 91 en fonction du rapport (ρ; ν)

- A l'ELU (ν = 0)
- A l'ELS (ν = 0.2)

Remarque

Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement voisins. Afin d'homogénéiser le ferraillage et de faciliter la mise en pratique, on adopte la même section d'armature, en considérant pour les calculs le panneau le plus sollicité.

- **Identification du panneau le plus sollicité**

On distingue 23panneaux de dalle appuyée sur 4 cotés. On y choisit le panneau le plus défavorable

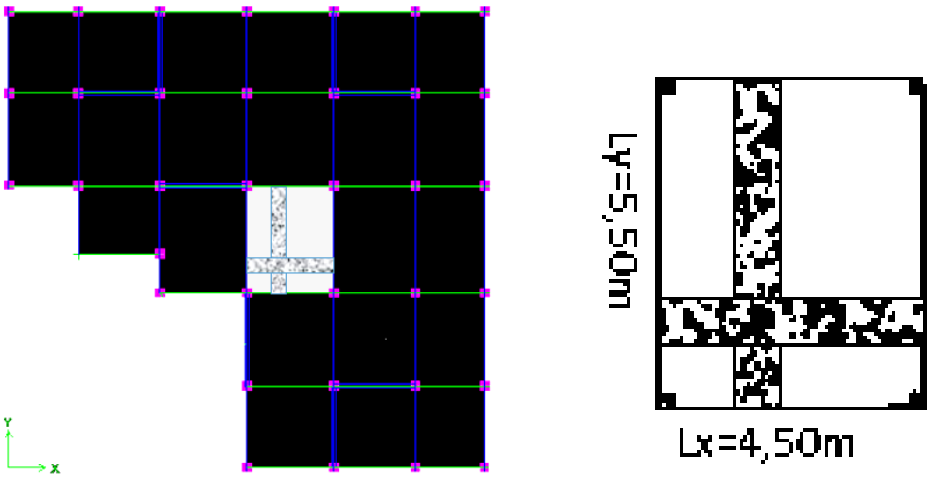


Figure VI.5 : Le panneau le plus sollicité

$\rho = \frac{lx}{ly} = \frac{450}{550} = 0{,}81 \Rightarrow$ La dalle travaille dans les 2 sens

$0{,}4 \leq \rho = 0{,}81 \leq 1$ **Condition vérifié**

- **Ferraillage du panneau**

Pour le calcul du ferraillage, soustrairons de la contrainte maximale σ_m^{max}, la contrainte due au poids propre du radier, ce dernier étant directement repris par le sol.

Pour le calcul du ferraillage, on a besoin de q_u et q_s

À L'ELU : $q_u = \sigma_m^{max}$ ELU $- \frac{Grad}{Srad} = 143{,}15 - \frac{17405{,}82}{17405{,}268} = 115{,}777$Kn/m²

À L'ELS : $q_S = \sigma_m^{max}$ ELS $- \frac{Grad}{Srad} = 106{,}09 - \frac{17405{,}82}{17405{,}268} = 78{,}7149$Kn/m²

- **Calcul à l'ELU**

On a l'ELU ($\nu = 0$) : $U_x = 0{,}0542$ et $U_y = 0{,}631$

- Moments dus au poids propre de la dalle pleine

$M_{xu} = U_x \times q_u \times l_x^2$ $= 0{,}0542 \times 115{,}777 \times 4{,}50^2 = 127{,}071$Kn.m

$M_{yu} = U_y \times M_{xu} = 0{,}631 \times 127{,}071 = 80{,}18$kN.m

Remarque

Si le panneau considéré est continu au-delà de ses appuis, alors :

- Moment en travée : $0{,}75M_{xu}$ ou $0{,}75M_{yu}$
- Moment sur appuis : $0{,}5M_{xu}$ ou $0{,}5M_{yu}$

Si le panneau considéré est un panneau de rive dont l'appui peut assurer un encastrement partiel, alors :

- Moment en travée : $0{,}75M_{xu}$ ou $0{,}75M_{yu}$
- Moment sur appui de rive : $0{,}3M_{xu}$ ou $0{,}3M_{yu}$

- Moment sur appui intermédiaire : $0{,}5M_{xu}$ ou $0{,}5M_{yu}$

Afin de tenir compte du semi encastrement de cette dalle au niveau des nervures, les moments calculés seront minorés en leur affectant un coefficient de 0.5 aux appuis et 0.75 en travée

- Moment en travée

  M_x^t=0,75 × M_x^u =0,75 × 127,071= 95,303Kn.m

  M_y^t= 0,75× M_y^u = 0,75 × 80,18 =60,136Kn.m

- Aux appuis

  M_x^a= 0,3× M_x^u=0,3× 127,071=63,535Kn.m

  M_y^a= 0,3× M_y^u=0,3×80,18 =40,091Kn.m

- **Calcul des armatures**

La console se calcul en flexion simple avec une bande de 1 m de largeur

La hauteur h =40cm Largeur b=100

Enrobage c =c`=3 cm d =h-c=37cm

- Calcul des armatures longitudinal suivant x-x

- **Armature en travée**

Avec : $\mu = \frac{M_x^t}{bd^2 fbu}$

$\mu = \frac{95{,}303 \times 10\text{^}3}{100\times 37^2\times 14{,}2} = 0{,}049 < 0{,}392 \longrightarrow$ (SSA) Section simplement armée

$\mu = 0{,}049 \longrightarrow \beta = 0{,}974$

$A_t = \frac{M_x^t}{\beta\, d\sigma st} = \frac{95{,}303 \times 10^3}{0{,}974\times 37\times 348} = 7{,}60\ cm^2$

A_t=7,60 cm² $\longrightarrow$ on adopte : 6HA14 = 9,23 cm²

Donc on a : A_t= 9,23 cm²

- **Armature aux appuis**

Avec : $\mu = \frac{M_x^a}{bd^2 fbu}$

$\mu = \frac{63{,}535 \times 10\text{^}3}{100\times 37^2\times 14{,}2} = 0{,}033 < 0{,}392 \longrightarrow$ (SSA) Section simplement armée

$\mu = 0{,}033 \longrightarrow \beta = 0{,}984$

$A_a = \frac{M_x^a}{\beta\, d\sigma st} = \frac{63{,}535 \times 10^3}{0{,}984\times 37\times 348} = 5{,}01\ cm^2$

A_a=5,01 cm² $\longrightarrow$ on adopte : 6HA14 = 9,23 cm²

Donc on a : A_a= 9,23 cm²

- Calcul des armatures longitudinal suivant y-y

- **Armature en travée**

Avec : $\mu = \frac{M_y^t}{bd^2 fbu}$

$\mu = \frac{60{,}136 \times 10\text{^}3}{100 \times 37^2 \times 14{,}2} = 0{,}031 < 0{,}392 \longrightarrow$ (SSA) Section simplement armée

$\mu = 0{,}031 \longrightarrow \beta = 0{,}984$

$A_t = \frac{M_y^t}{\beta\, d\sigma st} = \frac{60{,}136 \times 10^3}{0{,}984 \times 37 \times 348} = 4{,}75\ cm^2$

A_t=4,75 cm² $\longrightarrow$ on adopte : 6HA14 = 9,23 cm²

Donc on a : A_t= 9,23 cm²

- **Armature aux appuis**

Avec : $\mu = \frac{M_y^a}{bd^2 fbu}$

$\mu = \frac{40{,}091 \times 10\text{^}3}{100 \times 37^2 \times 14{,}2} = 0{,}033 < 0{,}392 \longrightarrow$ (SSA) Section simplement armée

$\mu = 0{,}033 \longrightarrow \beta = 0{,}989$

$A_a = \frac{M_y^a}{\beta\, d\sigma st} = \frac{40{,}091 \times 10^3}{0{,}989 \times 37 \times 348} = 7{,}48\ cm^2$

A_a=7,48 cm² $\longrightarrow$ on adopte : 6HA14 = 9,23 cm²

Donc on a : A_a= 9,23 cm²

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant

Tableau VI.5 : Ferraillage de la dalle du radier

ELU	Sens longitudinal x-x		Sens transversale y-y	
	Appuis	travée	Appuis	travée
Moment réduit μ	0,033	0,049	0,021	0,031
μ<μl $\longrightarrow$ SSA	VRAI	VRAI	VRAI	VRAI
β	0,984	0,974	0,989	0,984
Armature principale Au(cm²)	5,01	7,60	7,48	4,75
Armature adopté Au_{adp}(cm²)	6HA14		6HA14	
	9,23		9,23	9,23
espacement St (cm)	20,00		20,00	

- **Vérification à l'ELU**

- Vérification au cisaillement *(Art A- 5- 1-1 / BAEL 91)*

On doit vérifier que :

$\tau u \leq \tau_{adm} \longrightarrow \tau_{adm} = min(0{,}2 \times \frac{25}{1{,}5}; 5MPa)$ fissuration non préjudiciable

$\tau_{adm} = min(3{,}33MPa\,; 5MPa) = 3{,}33\ MPa$

$\tau u = \frac{V}{b\,d} = \frac{115{,}78\times4{,}5}{100\times370} = 0{,}70\text{MPa}$

$\tau u = 0{,}70\ MPa \leq \tau\text{adm} = 3{,}33MPa$ **Condition vérifiée**

- Condition de non fragilité *(A .4.2.1/BAEL 91 modifier 99)*

$Amin = \frac{0{,}23ft28}{fe}\ bd$ on doit vérifier que : $A \geq Amin$

Avec : $f_{t28} = (0{,}6 + 0{,}06f_{C28}) = 2{,}1MPa$

$f_e = 400\ MPa$

On a : $Amin = \frac{0{,}23\times2{,}1}{400}\ 12 \times 18 = 0{,}26cm^2$

- Armatures longitudinal suivant x-x

En travée : $A_t = 9{,}23\ cm^2 > 0{,}26cm^2$

Aux appuis : $A_a = 12{,}06\ cm^2 > 0{,}26cm^2$ ⟶ **Condition vérifiée**

- Armatures longitudinal suivant y-y

$A_t = A_a = 9{,}23\ cm^2 > 0{,}26cm^2$ ⟶ **Condition vérifiée**

- Vérification des espacements (BAEL91/A8.2, 42)

L'espacement des armatures d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs ci-dessous, dans lesquels h désigne l'épaisseur totale de la dalle.

- Sens x- x

St=20cm≤ min (3h ; 33 cm) = min (3 × 40cm ; 33 cm) = 33cm

St=20cm≤ 33cm ⟶ **Condition vérifiée**

- Sens y-y

St=20cm ≤ min (4h ; 45 cm) = min (4 × 40cm ; 45 cm) =45cm

St=20cm≤ 45cm ⟶ **Condition vérifiée**

- Diamètre maximal des barres (BAEL 91 / Art. A.7.2,1)

D'après l'article, le diamètre des barres employées comme armatures de dalles doit être au plus égale au dixième de l'épaisseur de l'élément, donc :

Ømax $\leq \frac{h}{10} = \frac{400}{10} = 40\ mm$

$Ø_{\text{adoptée}}$ = 14 mm < 40 mm **Condition vérifiée**

▪ Calcul à l'ELS

On a l'ELS (ν = 0.2) $U_{x`}$ = 0,061 et $U_{y`}$ = 0,737

- Moments dus au poids propre de la dalle pleine

$M_{xS`} = U_{x`} \times q_s \times l_x^2$= 0,061 ×78,71×4,50²= 97,233Kn.m

$M_{yS`} = U_{y`} \times M_{xS`}$ = 0,737× 97,233= 71,66 kN.m

- Moment en travée

M_x^t=0,75 × $M_{xS`}$ =0,75 × 97,233= 72,924Kn.m

M_y^t= 0,75× $M_{yS`}$ = 0,75 × 71,66 =53,745Kn.m

- Aux appuis

M_x^a= 0,3× $M_{xS`}$=0,3× 97,233= 48,616Kn.m

M_y^a= 0,3× $M_{yS`}$=0,3× 71,66 =35,8302Kn.m

▪ Vérification à l'ELS

Dans notre cas, la fissuration est considérée peu préjudiciable, On se dispense de vérifier l'État limite d'ouverture des fissures.

- **Sens longitudinal suivant x-x**

- En travée

La section d'armatures adoptée à l'ELU en travée est : A_t =6HA16= 12,06 cm²

- La contrainte de compression dans le béton : $\sigma_{bc} = \sigma_s \times 1/k$

$\rho = \frac{100 \times A_t}{b \times d} = \frac{100 \times 12,06}{100 \times 37} = 0,33 \longrightarrow \beta = 0,910 \longrightarrow K_1 = 40,56$

$\sigma_s = \frac{M_x^t}{\beta \times d \times A_t} = \frac{72,924 \times 10^6}{0,910 \times 370 \times (12,06 \times 10^2)} = 179,59\ MPa$

$\sigma_{bc} = \frac{179,59}{40,56} = 4,34\ MPa < 15\ MPa$ **Condition vérifié**

- La contrainte de compression dans l`acier

$\sigma_s = 179,59\ MPa < 348\ MPa$ **Condition vérifié**

- Aux appuis

La section d'armatures adoptée à l'ELU en travée est :A_a=6HA14=9,23 cm^2

- La contrainte de compression dans le béton : $\sigma_{bc} = \sigma_s \times 1/k$

$\rho = \frac{100 \times A_t}{b \times d} = \frac{100 \times 9,23}{100 \times 37} = 0,25 \longrightarrow \beta = 0,935 \longrightarrow K_1 = 57,46$

$\sigma_s = \frac{M_x^a}{\beta \times d \times A_t} = \frac{48,616 \times 10^6}{0,935 \times 370 \times (9,23 \times 10^2)} = 152,35 MPa$

$\sigma_{bc} = \frac{152,35}{57,46} = 2,65\ MPa < 15\ MPa$ **Condition vérifié**

- La contrainte de compression dans l`acier

$\sigma_s = 152{,}35\ MPa < 348\ MPa$ **Condition vérifié**

Remarque

Donc les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes à l'ELS.

- **Sens longitudinal suivant y-y**

- En travée

La section d'armatures adoptée à l'ELU en travée est : A_t =6HA14=9,23 cm^2

- La contrainte de compression dans le béton : $\sigma_{bc} = \sigma_s \times 1/k$

$\rho = \frac{100 \times A_t}{b \times d} = \frac{100 \times 9{,}23}{100 \times 37} = 0{,}25 \longrightarrow \beta = 0{,}935 \longrightarrow K_1 = 57{,}46$

$\sigma_s = \frac{M_y^t}{\beta \times d \times A_t} = \frac{53{,}745 \times 10^6}{0{,}935 \times 370 \times (12{,}06 \times 10^2)} = 168{,}32 MPa$

$\sigma_{bc} = \frac{168{,}32}{57{,}46} = 4{,}15\ MPa < 15\ MPa$ **Condition vérifié**

- La contrainte de compression dans l`acier

$\sigma_s = 168{,}32\ MPa < 348\ MPa$ **Condition vérifié**

- Aux appuis

La section d'armatures adoptée à l'ELU en travée est : A_a=6HA14=9,23 cm^2

- La contrainte de compression dans le béton : $\sigma_{bc} = \sigma_s \times 1/k$

$\rho = \frac{100 \times A_t}{b \times d} = \frac{100 \times 9{,}23}{100 \times 37} = 0{,}25 \longrightarrow \beta = 0{,}935 \longrightarrow K_1 = 57{,}46$

$\sigma_s = \frac{M_y^a}{\beta \times d \times A_t} = \frac{35{,}8302 \times 10^6}{0{,}935 \times 370 \times (9{,}23 \times 10^2)} = 112{,}21 MPa$

$\sigma_{bc} = \frac{112{,}21}{57{,}46} = 2{,}77\ MPa < 15\ MPa$ **Condition vérifié**

- La contrainte de compression dans l`acier

$\sigma_s = 112{,}21\ MPa < 348\ MPa$ **Condition vérifié**

Remarque

Donc les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes à l'ELS.

- **Ferraillage du débord**

Le débord doit être calculé comme une console encastrée au niveau du radier, soumise à une charge uniformément repartie. Le calcul se fait pour une bande de 1 m de largeur.

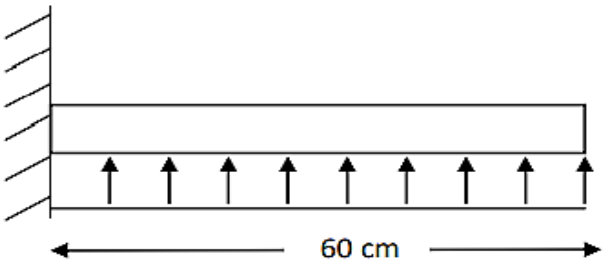


Figure VI.6 : Schéma statique du débord

- **Calcule des efforts internes**

- A l'ELU : $Mu = \frac{qu \times l^2}{2} = \frac{115{,}78 \times 0{,}60^2}{2} = 20{,}84$Kn .m

- A L'ELS : $Ms = qs\frac{l^2}{2} = 78{,}71\frac{0{,}60^2}{2} = 14{,}168 Kn.m$

- **Calcul des armatures**

La console sera calculé comme une section rectangulaire soumise à la flexion simple. Le calcul se fait pour une bande de 1ml.

La hauteur h =40cm Largeur b=100 cm

Enrobage c =c`=3 cm d =h-c=37cm

- Armatures principales

- Moment réduit μ : $\mu = \frac{M}{bd^2 fbu} = \frac{20{,}84 \times 10\text{^}3}{100 \times 37^2 \times 14{,}2} = 0{,}01$

$\mu = 0{,}01 < 0{,}392 \longrightarrow$ (SSA) Section simplement armée

$\mu = 0{,}01 \longrightarrow \beta = 0{,}995$

$A_p = \frac{M}{\beta\, d\sigma st} = \frac{20{,}84 \times 10^3}{0{,}995 \times 37 \times 348} = 1{,}63\ cm^2$ On adopte : 4HA12 = 4,52 cm²

Donc on a : A_P= 4,52 cm²

- Les armatures de répartition : $Ar = \frac{As}{4} = \frac{4{,}52}{4}$ =1 ,13cm²

Les valeurs obtenues après le calcul sont données dans le tableau suivant :

Tableau VI.6 :Ferraillage du débord

Mu	20,84
Moment réduit μ	0,01
μ<μl ⟶ SSA	VRAI
β	0,995
Armature principale Au (cm2)	1,63
Armature adopté Au $_{Adp}$ (cm2)	4HA12
	4,52
espacement St (cm)	17,00
Armatures de répartition Ar (cm2)	1,13
Armatures de répartition Ar $_{Adp}$ (cm2)	4HA12
espacement St(cm)	17

- **Vérification à l'ELU**

- Condition de non fragilité *(A .4.2.1/BAEL 91 modifier 99)*

$Amin = \frac{0,23ft28}{fe}\ bd$ on doit vérifier que : $A \geq Amin$

Avec : $f_{t28} = (0,6 + 0,06f_{C28}) = 2,1MPa$

$f_e = 400\ MPa$

On a : $Amin = \frac{0,23\times2,1}{400}\ 12 \times 18 = 0,26cm^2$

$A_a = 4,52\ cm^2 > 0,26cm^2$ **Condition vérifiée**

- **Vérifications à l'ELS**

- État limite de compression du béton *(Art A.4.5.2/BAEL91)*

σ̄bc= 0.6fc28 = 0.6 x 25= 15 MPa et σbc = $\frac{\sigma st}{K1}$

$\rho = \frac{100As}{b\ d} = \frac{100\times4,52}{100\times37} = 0,122$

Des abaques et pour une valeur de : β=0,942 *K*=71,21

$\sigma_s = \frac{M_y^a}{\beta\times d\times A_t} = \frac{14,168\times10^6}{0,942\times370\times(4,52\times10^2)} = 89,93MPa$

$\sigma_{bc} = \frac{89,93}{71,21} = 1,26\ MPa < 15\ MPa$ **Condition vérifié**

- La contrainte de compression dans l`acier

$\sigma_s = 89,93MPa < 348\ MPa$ **Condition vérifié**

Remarque

Les armatures du radier sont largement supérieures à celles du débord, $\mathbf{A_{radier} > A_{débord}}$, alors le ferraillage du débord sera la continuité de celui du radier (le prolongement des barres des poutres et de la dalle au niveau des appuis).

➢ Ferraillage de la nervure

Afin d'éviter tout risque de soulèvement du radier (vers le haut), celui-ci est sera muni de nervures (raidisseurs) dans les deux sens.

Pour le calcul des sollicitations, la nervure sera assimilée à une poutre continue sur plusieurs appuis et les charges revenant à chaque nervure seront déterminées en fonction du mode de transmission des charges (triangulaires ou trapézoïdales) vers celle-ci.

- **Chargement simplifié admis**

Les nervures seront considérées comme des poutres doublement encastrées à leurs extrémités.

Afin de ramener les charges appliquées sur les nervures à des charges uniformément reparties on doit calculer le chargement simplifié et cela consiste à trouver la largeur de la dalle correspondante à un diagramme rectangulaire qui donnerait le même moment (largeur lm) et le même effort tranchant (largeur l_t) que le diagramme trapézoïdal/triangulaire.

Pour la détermination des efforts, on utilise le logiciel ETABS.

Remarque

Les réactions du sol sont transmises aux nervures sous forme de charge triangulaire et trapézoïdale.

- <u>Cas de chargement trapézoïdal</u>

- Moment fléchissant : $l_m = l_x(0{,}5 - \frac{\rho_x^2}{6})$

- Effort tranchant : $l_t = l_x(0{,}5 - \frac{\rho_x^2}{4})$

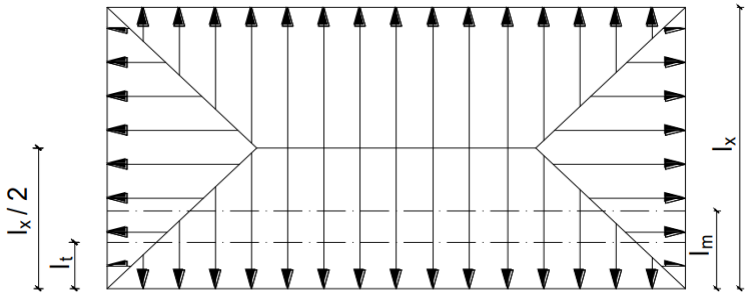


Figure VI .7 : schéma statique d'une Répartition trapézoïdale

- Le Chargement simplifié

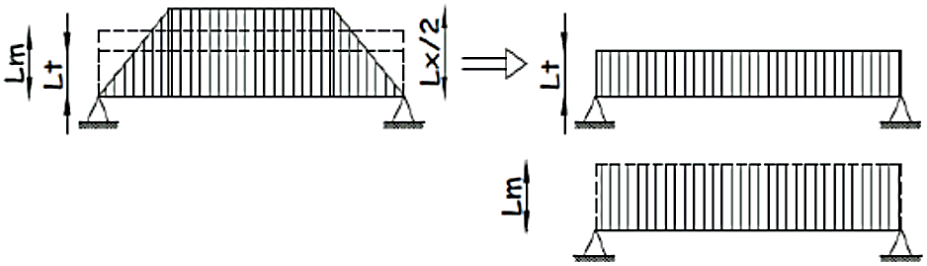


Figure VI .8 : schéma statique d'un Chargement simplifié

- Cas de chargement triangulaire

Moment fléchissant : $l_m = 0{,}333 l_x$

Effort tranchant : $l_t = 0{,}5 l_x$

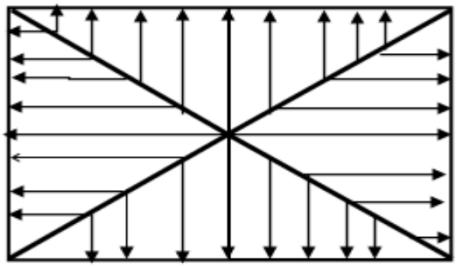


Figure VI .9 : schéma statique d'un chargement triangulaire

- **Charges à considérer**

Pour les moments fléchissant

$$Q_{um} = q_u \times l_m$$

$$Q_{sm} = q_s \times l_m$$

Pour les efforts tranchant

$$Q_{ut} = q_u \times l_t$$

$$Q_{st} = q_s \times l_t$$

- **Détermination des charges**

$q_u = \sigma_m^{max}$ ELU $- \frac{Grad}{Srad} - \frac{Gner}{Sner} = 143{,}15 - \frac{17405{,}82}{635{,}82} - \frac{2896{,}8}{144{,}84} = 95{,}777$ Kn/m²

$q_S = \sigma_m^{max}$ ELS $- \frac{Grad}{Srad} - \frac{Grad}{Srad} = 106{,}09 - \frac{17405{,}82}{635{,}82} - \frac{2896{,}8}{144{,}84} = 98{,}714$Kn/m²

Remarque

Pour calculer ces poutres, on va choisir la file la plus sollicitée dans les deux sens.

Tous les résultats de calcul de la poutre la plus sollicites selon (x-x et y-y) sont résumes dans [**Tableau VI.7**]

- **Le chargement total a pris en considérations**

Tableau VI.8: Détermination des charges uniformes totales

sens	ELU		ELS	
x-x	Qum	334,824	Qsm	345,094
	Qtu	286,738	Qts	295,533
y-y	Qum	285,416	Qsm	294,171
	Qtu	212,625	Qts	219,147

Après la modélisation de la nervure on tire les diagrammes du moment et l'effort tranchant

- **Diagrammes des moments fléchissant et des efforts tranchants**

- Sens longitudinale

- **À ELU**

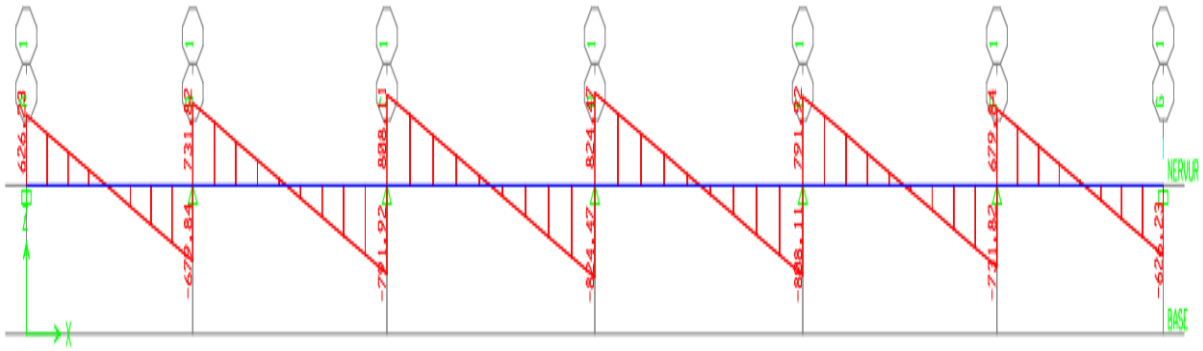


Figure VI.10 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU (sens x-x)

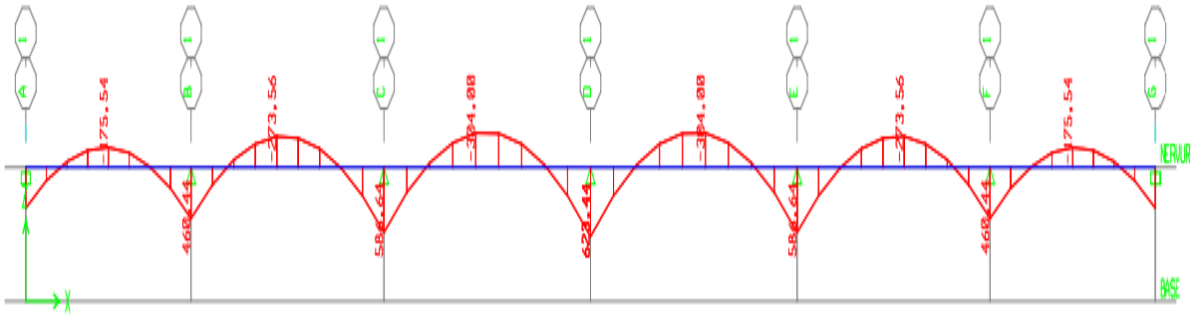


Figure VI.11: Diagramme des moments fléchissant à l'ELU (sens x-x)

- **À ELS**

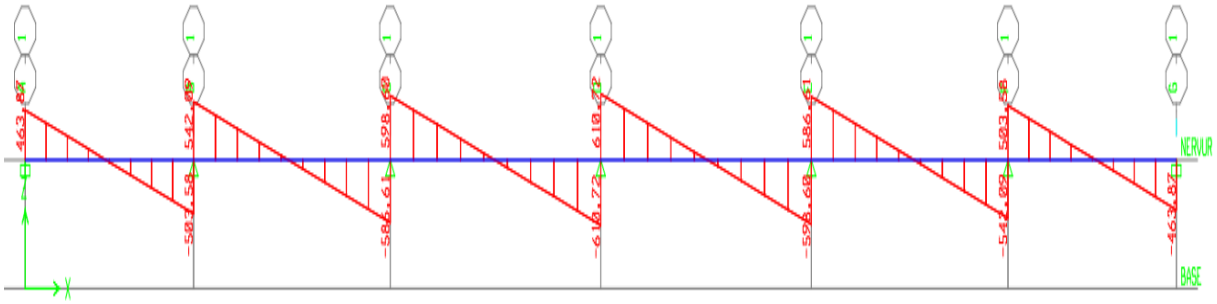


Figure VI.12 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELS (sens x-x)

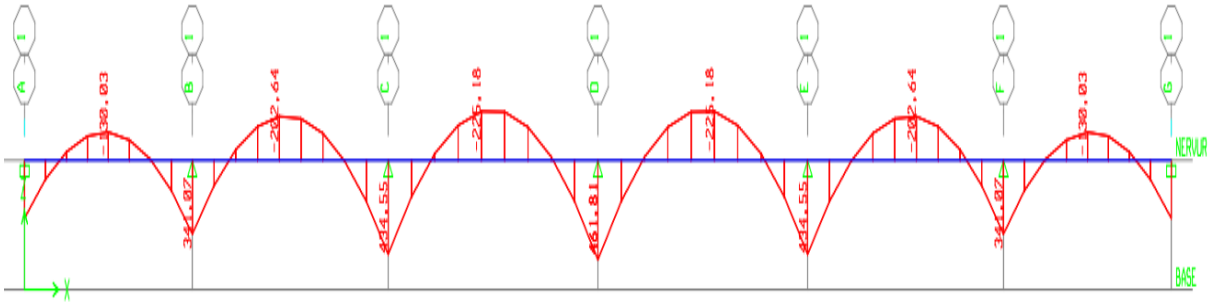


Figure VI.13: Diagramme des moments fléchissant à l'ELS (sens x-x)

- Sens transversale

- **À ELU**

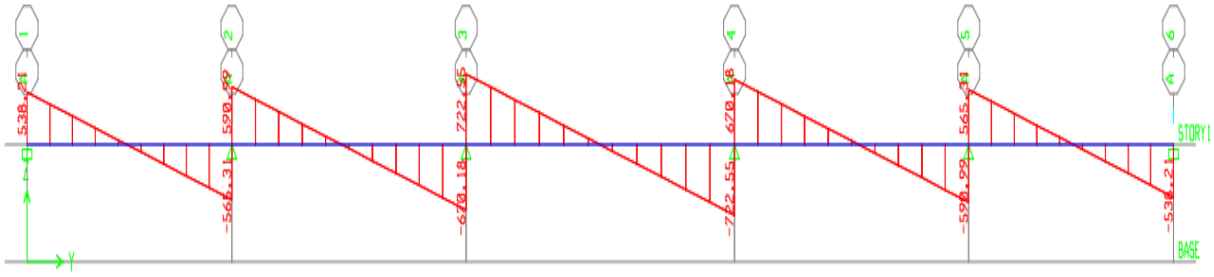


Figure VI.14 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU (sens y-y)

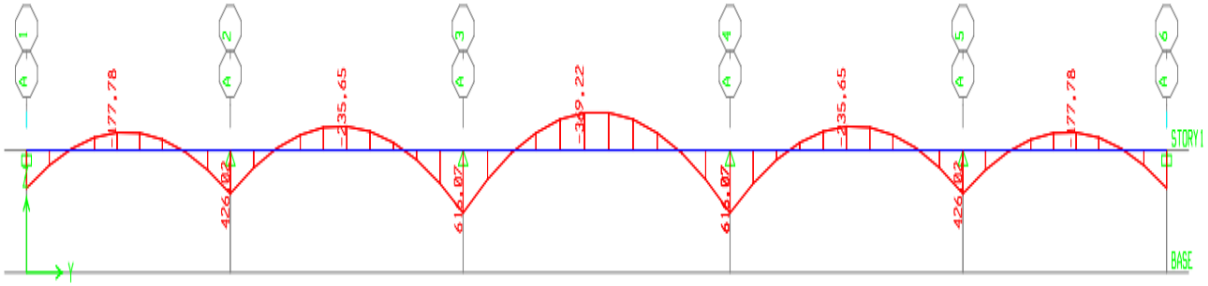


Figure VI.15: Diagramme des moments fléchissant à l'ELU (sens y-y)

- **À ELS**

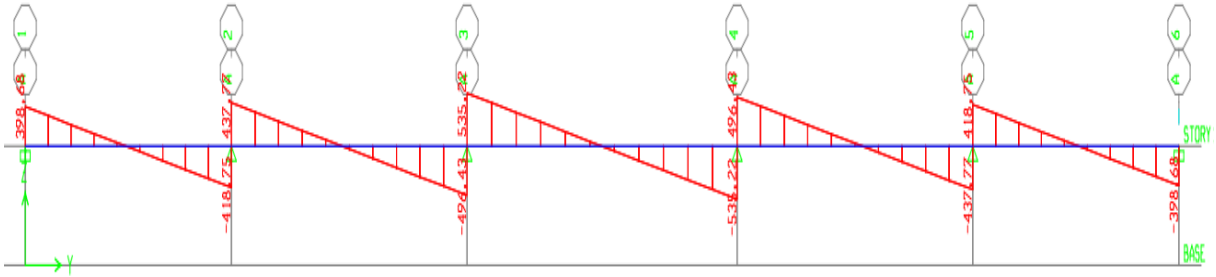


Figure VI.14 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELS (sens y-y)

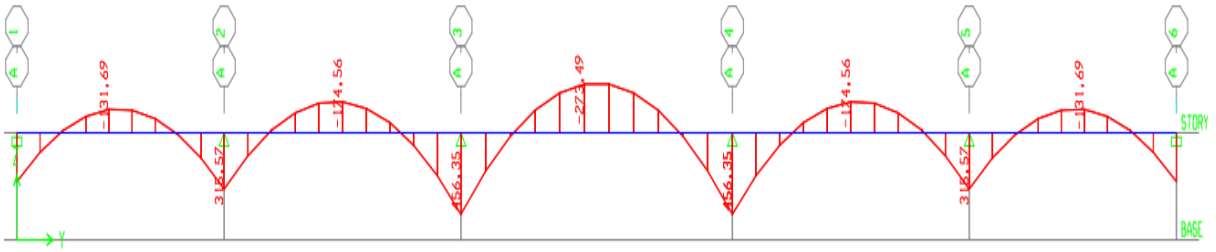


Figure VI.15: Diagramme des moments fléchissant à l'ELS (sens y-y)

- **Les efforts internes dans les nervures**

Les résultats obtenus sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau VI.9 : Les efforts internes dans les nervures

Sollicitation	sens	ELU	ELS
T max	x-x	623,44	610,72
Ma_{max}		824,47	461,81
Mt_{max}		304	225,18
T max	y-y	722,55	535,22
Ma_{max}		616,07	456,35
Mt_{max}		309,22	273,49

- **Calcul des armatures a l`ELU**

Soit :

L'enrobage c : c = 5cm

La hauteur d : d = h - c = 120 - 5 = 115 cm

Moment réduit μ : $\mu = \frac{M}{bd^2 fbu}$

Avec : $fbu = \frac{0,85fc28}{\theta\gamma b}$ =14,2 MPa et

$\mu l = 0,392$

Le ferraillage adopté pour la nervure dans les deux sens est donné dans le tableau ci-dessous :

Tableau VI.10 : Résultats du calcul des armatures des nervures

ELU	Ferraillage longitudinal suivant x-x		ferraillage transversale suivant y-y	
	Appuis	travée	Appuis	travée
les moment	824,47	304	616,07	309,22
Moment réduit μ	0,073	0,027	0,055	0,027
μ<μl ⟶ SSA	vrai	vrai	vrai	vrai
β	0,962	0,986	0,971	0,986
Armature principale Ap (cm²)	21,415	7,704	15,854	7,836
Armature adopté Ap_{Adp} (cm²)	**4HA20 (fil)** + (4HA16+2HA14 (chap))	**4HA16 (fil)**	**4HA20 (fil)** + 4HA14(chap)	**4HA16 (fil)**
	23,68	8,04	18,71	8,04

- **<u>Armatures Transversale :</u>** $\emptyset_t = min\left\langle \frac{ht}{35} \middle| \frac{b}{10} \middle| \emptyset_l \right\rangle$

$\emptyset_t = min\left\langle \frac{120}{35} \middle| \frac{600}{10} \middle| 14 \right\rangle = min\langle 3{,}42 | 60 | 14 \rangle$ On opte pour : $\emptyset_t$ =14 mm

On opte un cadre et un étrier en ∅10, A_t = 3,14 cm² .

- **Espacement des armatures transversales**

- <u>En zone nodale</u> :

$$S_t = min\left(\frac{h}{4}; 12\emptyset_l\right) = min\left(\frac{120}{4}; 12 \times 1{,}4\right) = (30; 16{,}8) = 16{,}8\text{cm}$$

On prend St=15cm

- <u>En zone courante :</u> $S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{120}{2} = 60\ cm$

On prend St=15 cm

- **Armatures transversales minimales (Art 7.5.2.2 RPA 99/ version 2003)**

Tableau VI.11 : Armatures transversales minimales

poutre	zone nodale	At minimales	zone courante	At minimales	Ferraillage (cm²)	
	St=min(h/4;12∅l)	At = 0.003St×b	St ≤h/2	At= 0.003St×b		
nervure	16,8	2,7	60	2,7	4HA10	3,14
	15		15			

- **Armatures de peau *(BAEL91/Art 4.5.34)***

Les armatures de peau sont réparties et disposées parallèlement à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur, leur section étant au moins égale à 3cm²/ml de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction, en dehors des zones.

Dans notre cas, la hauteur de la nervure est de 120 cm.

A_{pu}=3cm²/ml ×1,2m= 3,6 cm² par paroi

Soit : 4HA12= 4.52 cm² par paroi

- **Vérification à l'ELU**

- Vérification au cisaillement *(Art A- 5- 1-1 / BAEL 91)*

On doit vérifier que :

$\tau u \leq \tau_{adm} \longrightarrow \tau_{adm} = min(0{,}2 \times \frac{25}{1{,}5}; 5MPa)$ fissuration non préjudiciable

$\tau_{adm} = min(3{,}33MPa\,; 5MPa) = 3{,}33\ MPa$

- **Sens longitudinale**

$\tau u = \frac{V}{b\,d} = \frac{623{,}44\times10\text{^}3}{600\times115} = 0{,}90\text{MPa}$

$\tau u = 0{,}90\ MPa \leq \tau\text{adm} = 3{,}33MPa$ **Condition vérifiée**

- Condition de non fragilité *(A .4.2.1/BAEL 91 modifier 99)*

$Amin = \frac{0{,}23ft28}{fe}\ bd$ on doit vérifier que : $A \geq Amin$

Avec : $f_{t28} = (0{,}6 + 0{,}06f_{c28}) = 2{,}1MPa$ et $f_e = 400\ MPa$

On a : $Amin = \frac{0{,}23\times2{,}1}{400}\ 12 \times 18 = 0{,}26cm^2$

En travée : $A_t = 8{,}04\ cm^2 > 0{,}26cm^2$

Aux appuis : $A_a = 23{,}68\ cm^2 > 0{,}26cm^2$ $\longrightarrow$ **Condition vérifiée**

- **Sens transversale**

$\tau u = \frac{V}{b\,d} = \frac{722{,}55\times10\text{^}3}{600\times115} = 1{,}04\text{MPa}$

$\tau u = 1{,}04\ MPa \leq \tau\text{adm} = 3{,}33MPa$ **Condition vérifiée**

- Condition de non fragilité *(A .4.2.1/BAEL 91 modifier 99)*

$Amin = \frac{0{,}23ft28}{fe}\ bd$ on doit vérifier que : $A \geq Amin$

Avec : $f_{t28} = (0{,}6 + 0{,}06f_{c28}) = 2{,}1MPa$ et $f_e = 400\ MPa$

On a : $Amin = \frac{0{,}23\times2{,}1}{400}\ 12 \times 18 = 0{,}26cm^2$

En travée : $A_t = 8{,}04\ cm^2 > 0{,}26cm^2$

Aux appuis : $A_a = 18{,}71\ cm^2 > 0{,}26cm^2$ $\longrightarrow$ **Condition vérifiée**

▪ Vérifications à l'ELS

Vérification des contraintes dans le béton et l'acier

- **Sens longitudinal suivant x-x**

- En travée

La section d'armatures adoptée à l'ELU en travée est : A_t =8,04 cm²

- La contrainte de compression dans le béton : $\sigma_{bc} = \sigma_s \times 1/k$

$$\rho = \frac{100 \times A_t}{b \times d} = \frac{100 \times 8{,}04}{600 \times 115} = 0{,}117 \longrightarrow \beta = 0{,}943 \longrightarrow K_1 = 72{,}72$$

$$\sigma_s = \frac{M_x^t}{\beta \times d \times A_t} = \frac{225{,}18 \times 10^6}{0{,}943 \times 115 \times (8{,}04 \times 10^2)} = 258{,}26\ MPa$$

$$\sigma_{bc} = \frac{258{,}26}{72{,}72} = 3{,}55\ MPa < 15\ MPa$$ **Condition vérifié**

- La contrainte de compression dans l`acier

$$\sigma_s = 258{,}26\ MPa < 348\ MPa$$ **Condition vérifié**

- Aux appuis

La section d'armatures adoptée à l'ELU en travée est :A_a=23,68 cm^2

- La contrainte de compression dans le béton : $\sigma_{bc} = \sigma_s \times 1/k$

$$\rho = \frac{100 \times A_t}{b \times d} = \frac{100 \times 23{,}68}{600 \times 115} = 0{,}343 \longrightarrow \beta = 0{,}909 \longrightarrow K_1 = 93{,}95$$

$$\sigma_s = \frac{M_x^a}{\beta \times d \times A_t} = \frac{461{,}81 \times 10^6}{0{,}927 \times 115 \times (23{,}68 \times 10^2)} = 186{,}56 MPa$$

$$\sigma_{bc} = \frac{186{,}56}{93{,}95} = 1{,}99 MPa < 15\ MPa$$ **Condition vérifié**

- La contrainte de compression dans l`acier

$$\sigma_s = 186{,}56\ MPa < 348\ MPa$$ **Condition vérifié**

- **Sens longitudinal suivant y-y**

- **En travée**

La section d'armatures adoptée à l'ELU en travée est : A_t=8,04 cm^2

- La contrainte de compression dans le béton : $\sigma_{bc} = \sigma_s \times 1/k$

$$\rho = \frac{100 \times A_t}{b \times d} = \frac{100 \times 8{,}04}{600 \times 115} = 0{,}117 \longrightarrow \beta = 0{,}943 \longrightarrow K_1 = 72{,}72$$

$$\sigma_s = \frac{M_x^t}{\beta \times d \times A_t} = \frac{94{,}895 \times 10^6}{0{,}943 \times 115 \times (8{,}04 \times 10^2)} = 313{,}67\ MPa$$

$$\sigma_{bc} = \frac{313{,}67}{72{,}72} = 4{,}31 MPa < 15\ MPa$$ **Condition vérifié**

- La contrainte de compression dans l`acier

$$\sigma_s = 313{,}67 MPa < 348\ MPa$$ **Condition vérifié**

- **Aux appuis**

La section d'armatures adoptée à l'ELU en travée est : A_a=18,71 cm^2

- La contrainte de compression dans le béton : $\sigma_{bc} = \sigma_s \times 1/k$

$\rho = \frac{100 \times A_t}{b \times d} = \frac{100 \times 18,71}{600 \times 115} = 0,343 \longrightarrow \quad \beta = 0,909 \longrightarrow \quad K_1 = 93,95$

$\sigma_s = \frac{M_x^a}{\beta \times d \times A_t} = \frac{158,342 \times 10^6}{0,927 \times 115 \times (18,71 \times 10^{2)}} = 184,35 MPa$

$\sigma_{bc} = \frac{113,09}{93,95} = 1,96 MPa < 15\ MPa$ **Condition vérifié**

- La contrainte de compression dans l`acier

$\sigma_s = 184,35\ MPa < 348\ MPa$ **Condition vérifié**

Remarque

Donc les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes à l'ELS.

Tableau VI.12 : Vérification des contraintes à l'ELS

sens	x-x		y-y	
	En travée	aux appuis	En travée	aux appuis
moment [Kn.m]	225,18	461,81	273,49	456,35
ρ	0,117	0,343	0,117	0,343
β	0,943	0,909	0,943	0,909
K1	72,72	93,95	72,72	93,95
σs	258,26	186,56	313,67	184,35
σs<348 Mpa	vrai	vrai	vrai	vrai
σbc	3,55	1,99	4,31	1,96
σbc< 15 Mpa	vrai	vrai	vrai	vrai

VI.4. Choix du type de fondation sous poteaux circulaire

VI.4.1. Dimensionnement

VI.3.1.1. Semelle isolée

D`après le *(RPA.99/V 2003Art 10.1 ;4.1),* Les fondations superficielles et profondes sont dimensionnées selon les combinaisons d'actions :

- G + Q ± E

- 0,8 G ± E

- **Dimensionnement**

Il faut considérer uniquement l'effort normal obtenu à la base de tous les poteaux du sous-sol

$A \times B \geq \frac{N}{\overline{\sigma_{sol}}}$

Homothétie des dimensions : $\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = \frac{50}{50} = 1$

D'où $B \geq \sqrt{\frac{N}{\overline{\sigma_{sol}}}}$

On a : $N_{max} = 204{,}66$ Kn

$\overline{\sigma_{sol}} = 250$ Kn/m²

$B \geq \sqrt{\frac{204{,}66}{250}} = 0{,}90m$

On choisit a : A=B=1,20m

- <u>Hauteur utile d</u> **:** $d \geq \frac{B-b}{4} = \frac{120-50}{4} = 17{,}5\ cm$

On prendre d = 40cm

- <u>Hauteur h</u> : h= d+5=40+5= 45cm

Donc :

A=B=1,20m

h=0,45m

d=0, 40m

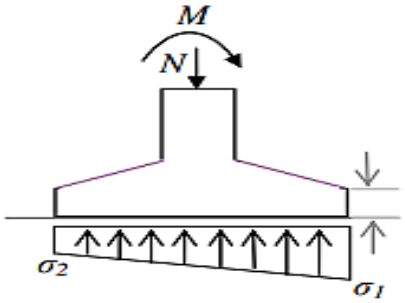


Figure VI.16 : diagramme des contrainte Semelle isolée

- **Vérification des contraintes**

$$\sigma_1 = (1 + \frac{6e_0}{B})\frac{N}{S} == \left(1 + \frac{6\times\frac{42{,}058}{204{,}66}}{1{,}20}\right)\frac{204{,}66}{1{,}20\times1{,}20} = 288{,}16Kn/m^2$$

$$\sigma_2 = (1 - \frac{6e_0}{B})\frac{N}{S} == \left(1 - \frac{6\times\frac{42{,}058}{204{,}66}}{1{,}20}\right)\frac{204{,}66}{1{,}20\times1{,}20} = -3{,}91Kn/m^2$$

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1+\sigma_2}{4} = \frac{3\times288{,}16-3{,}91}{4} = 215{,}143\frac{Kn}{m^2} < 250\ Kn/m^2$$

- **Vérification de stabilité au renversement**

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{42{,}058}{204{,}66} = 0{,}21\ m$$

$$\frac{A=B}{4} = \frac{1{,}20}{4} = 0{,}3m$$

$e_0 = 0{,}21m < \frac{A=B}{4} = 0{,}3m$ ⟶ **Condition vérifié**

- **Détermination des aciers**

Ar//A= Ar//B= $\frac{N`(A-a)}{8h\sigma s} = \frac{309{,}81(120-50)}{8\times45\times34{,}8} = 1{,}73cm^2$

Avec : $N` = \sigma_m \times S$=215,143 × 1,44= 309,81Kn

On adopte : Ar=5HA12 /m=4,52 cm²

- **L'espacement**

St ≤ min (20cm, 15 $Ø_l$) =20cm

On adopte : St=20cm

VI.4.1. Longrines *(RPA 99 (art 10-1-1 page 79))*

- **Généralité**

Les points d'appui d'un même bloc doivent être solidarisés par un réseau bidirectionnel de longrines ou tout dispositif équivalent tendant à s'opposer au déplacement relatif de ces points d'appui dans le plan horizontal.

- **Dimensionnement**

Les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont :

- 25 cm×30 cm : sites de catégorie S2 et S3
- 30 cm×30 cm : site de catégorie S4

On prend une section de 25×35cm²

- **Ferraillage**

Les longrines ou le dispositif équivalent doivent être calculés pour résister à la traction sous l'action d'une force égale à : $F = \frac{N}{a} \geq 20Kn$

Avec

N : égale à la valeur maximale des charges verticales de gravité apportées par les points d'appui solidarisés.

a : Coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie du site considérée.

Le ferraillage minimum doit être de 0,6 % de la section avec des cadres dont l'espacement est inférieur au min (20 cm, 15 Øl).

- Les armatures longitudinales

- Condition de résistance

N_{max} =204,66Kn et a=10 (**S3, zone III**)

$$F = \frac{204,66}{10} = 20,46Kn \geq 20Kn$$ **Condition vérifié**

$$A_{cal} = \frac{F}{\sigma_{st}} = \frac{204,66\times10^{-3}}{348} = 5,88cm^2$$

- Condition de non fragilité

$$Amin = \frac{0,23ft28}{fe}\ bd = \frac{0,23\times2,1}{400} \times 25 \times 32,5 = 0,98cm^2$$

- Condition de RPA

A_{RPA}=0,6%b×h = 0,6%×25× 35 =5,25cm²

$$A_l = max(A_{cal}; Amin;\ A_{RPA}) = 5,88cm^2$$

On prend : As = 6HA12 = 6,78cm²

.

- Armature transversale et espacement des cadres

$$\emptyset_t \geq \frac{3}{10}\emptyset_l = \frac{3}{10} \times 1{,}2 = 0{,}36mm$$

On adopte des cadres diamètre ∅8

VII. Étude voile périphérique

VII.1. Introduction

Le mur plaque sera au niveau de l'infrastructure pour reprendre les charges provenant de la poussée des terres.

L'épaisseur minimale exigée par le RPA 2003 (Article 10.1.2) est e min= 15 cm, dans notre cas on optera pour une épaisseur de 20 cm. Le voile plaque doit assurer la fonction de soutènement et de résistance à la pression latérale des terres et toutes les surcharges qui nécessite la détermination de la répartition des Contraintes auxquelles il est soumis ou il mobilise, il est encastré à la base et simplement appuyé (contacte) horizontalement sur les poutres et verticalement sur les poteaux.

VII.2. Prés dimensionnement

D'après le RPA99 le mur plaque doit avoir les caractéristiques minimales suivantes :

- Épaisseur ≥ 15 cm
- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimum des armatures est de 0,10% dans les deux sens (horizontal et vertical).

Dans notre cas on adopte une épaisseur de e = 20 cm.

VII.3. Détermination des sollicitations

Les contraintes qui s'exercent sur la face du voile sont σ_H et σ_V

σ_H : Contrainte horizontale

σ_V : Contrainte verticale

$\sigma_H = K_0 \sigma_V$ avec $K_0 = tg^2 (45° - \frac{\varphi}{2})$

K_0 : coefficient de poussée des terres.

VII.4. Caractéristiques du sol

- Poids volumique de terre : γ = 18 KN/m^3
- Cohésion : C = 0
- Surcharges éventuelles : q = 10 KN/m^2
- Angle de frottement interne : φ = 28 °

VII.5. Calcul des sollicitations

- **ELU**

σ_H = K0 (1,35 × γ × h + 1,5 × q)

h = 0 → σ_{Hsup} = 5,4 KN/m^2

h= 3,24 → σ_{Hinf} = 33,74 KN/m^2

- **ELS**

σ_H = K0 (γ × h + q)

h = 0 → σ_{Hsup} = 3,6 KN/m^2

h= 3,24 → σ_{Hinf} = 24,6 KN/m^2

VII.6. Diagramme des contraintes

- **Charges moyennes à considérer dans les calculs pour une bande de 1m**
  - **ELU** : qu = $\frac{3\sigma_{Hinf} + \sigma_{Hsup}}{4}$ × 1m = 26,65 KN/ml
  - **ELS** : qs = $\frac{3\sigma_{Hinf} + \sigma_{Hsup}}{4}$ × 1m = 19,35 KN/ml

VII.7. Ferraillage

- **Méthode du calcul**

Le voile périphérique sera considéré comme un ensemble de dalles continues encastrées sur quatre cotés au niveau des nervures et des poteaux.

- **Détermination des moments**

La détermination des moments de flexion se fera à partir de la méthode des panneaux encastrés sur quatre appuis.

Le panneau considéré est un panneau intermédiaire. Pour tenir compte de la continuité d'une dalle, les moments seront affectés aux coefficients suivants :

- Moment en travée : 0,75
- Moment d'encastrement sur les grands côtés :

0,3 → appui de rive

0,5 → appui intermédiaires

- **Identification des panneaux**

Lx = 3,24

Ly = 4,50

$\rho = \frac{Lx}{Ly}$ = 0,71 > 0,4 → le panneau travaille dans les deux sens.

- **À ELU :** $\rho = 0{,}71 \rightarrow \begin{cases} Ux = 0{,}0670 \\ Uy = 0{,}450 \end{cases}$

$M_0x = Ux \times qu \times Lx^2 = 18{,}46$ KN.m

$M_0y = Uy \times M_0x = 8{,}307$ KN.m

➢ **Correction des moments**

- Sens x –x

Sur appui : $M_a = 0{,}5\ M_0x = 9{,}23$ KN.m

En travée : $M_t = 0{,}75\ M_0x = 13{,}845$ KN.m

- Sens y –y

Sur appui : $M_a = 0{,}5\ M_0y = 4{,}15$ KN.m

En travée : $M_t = 0{,}75 M_0y = 6{,}23$ KN.m

- **À ELS :** $\rho = 0{,}71 \rightarrow \begin{cases} Ux = 0{,}0731 \\ Uy = 0{,}596 \end{cases}$

$M_0x = Ux \times qs \times Lx^2 = 14{,}85$ KN.m

$M_0y = Uy \times M_0x = 8{,}85$ KN.m

➢ **Correction des moments**

- Sens x –x

Sur appui : $M_a = 0{,}5\ M_0x = 7{,}425$ KN.m

En travée : $M_t = 0{,}75\ M_0x = 11{,}14$ KN.m

- Sens y –y

Sur appui : $M_a = 0{,}5\ M_0y = 4{,}425$KN.m

En travée : $M_t = 0{,}75 M_0y = 6{,}64$KN.m

➢ **Ferraillage à l'ELU**

Le ferraillage se fera pour une bande de 1 ml

Tableau VII. 1. Ferraillage de mur plaque.

zone	sens	Mu	μ	ß	A	A min	choix des barres	A adopté	espacement
en travée	X - X	13,84	0,0337	0,983	2,37	2	6HA12	6,78	15
sur appui		9,23	0,022	0,989	1,58	2	6HA12	6,78	15
en travée	Y -Y	6,23	0,015	0,992	1,06	2	5HA12	5,65	20
sur appui		4,15	0,01	0,0995	0,7	2	5HA12	5,65	20

VII.7. Recommandations du RPA

Le mur doit avoir les caractéristiques suivantes :

- Les armatures sont constituées de deux nappes

- Le pourcentage minimal des armatures est de (0.1%B) dans les deux sens (horizontal et vertical)

On a :

b =1m=100cm

h: épaisseur du voile = 20cm

A min≥ 0.001 × b × h = 0.001 × 100 × 20 = 2,00 cm^2

- Les deux nappes sont reliées par quatre (04) épingles/m2 de HA8

- **Espacement des barres**

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

Armatures principales : St < min (3h ; 33cm)

Dans le sens x-x : 15 cm < 33cm ⟹ **condition vérifiée**

Dans le sens y-y : 20cm < 33cm ⟹ **condition vérifiée**

- **Condition de non fragilité *(Art. A.4.2/ BAEL)***

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

$A_{adoptée} > Amin = \frac{0,23 \times b \times d \times ft28}{fe} = 2,05\ cm^2$

Tableau VII. 2. Vérification de condition non fragilité

Sens		A adoptée (cm^2)	A min (cm^2)	condition
sens x - x	appui	6,78	2,05	cv
	travée	6,78	2,05	cv
Sens y - y	appui	5,65	2,05	cv
	travée	5,65	2,05	cv

- **Calcul des armatures transversales**

Selon le BAEL91modifiée99 : le diamètre des armatures transversales est :

Ø≤ min (*h*/35 ; b/10; Øi) ; Ø≤ min (1000/35;200/10; Øi).

Ø≤ min (28.57 ; 20 ; 10) Soit : Ø= 10mm ⟹ **condition vérifiée**

VII.8. Vérifications à l'ELS

➢ Vérification des contraintes dans le béton

On doit vérifier que $\sigma_{bc} > \overline{\sigma_{bc}} = 15MPa$

$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K1}$

$\rho_1 = \frac{As \times 100}{b \times d} = 0{,}398$

$\sigma_{st} = \frac{Ms}{\beta \times d \times Ast}$

Les résultats sont résumé dan le tableau suivant :

Tableau VII. 3.verification des contraint à l`ELS

sens		Ms max	A_{su}	p	β	K	δst	δbc	obs
x -x	appui	7,425	6,78	0,398	0,903	36,55	71,33	1,95	CV
	travée	11,14	6,78	0,398	0,903	36,55	107,03	4,79	CV
y - y	appui	4,425	5,65	0,332	0,91	40,56	50,06	1,23	CV
	travée	6,64	5,65	0,332	0,91	40,56	75,97	1,87	CV

Conclusion

Les contraintes dans le béton sont vérifiées

➢ État limite de déformation

Nous devons justifier l'état limite de déformation par un calcul de flèche, cependant nous pouvons se dispenser de cette vérification sous réserve de vérifier les trois conditions suivantes :

- $\frac{h}{L} > \frac{1}{16}$
- $\frac{As}{bd} < \frac{4{,}2}{fe}$
- $\frac{h}{L} \geq \frac{Mt}{10M0}$

Avec :

Mt : moment maximum en travée,

M0 : valeur maximum du moment isostatique,

A : section des armatures,

B : longueur da la section, $\frac{qs \times l^2}{8}$

d : hauteur utile de la section droite.

- <u>Sens X – X</u>

Mt = 0,75 M_{0X} = 11,14 KN .m

qs = 19,35 KN /ml

M0 = $\frac{qs \times l^2}{8}$ = 25,39 KN.m

h/l =20/100 =**0,20** > 1/16 = **0,0383** **Condition vérifiée.**

h/l =20/100=**0,20**> 11,14/ (10x25,39) = **0,04** **Condition vérifiée**.

As/ b x d=6,78/100x17= **0,004** < 4,2/400 = **0,0105** **Condition vérifiée.**

- <u>Sens Y – Y</u>

Mt = 0,75 M_{0X} = 6,64 KN .m

q s = 19?35 KN /ml

M0 = $\frac{qs \times l^2}{8}$ = 48,98KN.m

h/l =20/100 =**0,20** > 1/16 = **0,0383** **Condition vérifiée.**

h/l =20/100=**0,20**> 6,64/ (10x48,98) = **0,013** **Condition vérifiée**.

As/ b x d=5,65/100 x17= **0,003** < 4,2/400 = **0,0105** **Condition vérifiée.**

Tableau VI.7: Charges revenant à la nervure la plus sollicitée

sens	travée	panneau	Lx	Ly	ρ	Lm	Lt	Charges à considérer a L`ELU				Charges à considérer a L`ELS			
								Qum	somme	Qtu	somme	Qsm	somme	Qts	somme
x-x	A	1	3,600	5,500	0,655	1,543	1,414	147,779	309,815	135,469	277,956	152,311	319,318	139,624	286,482
	B		4,200	5,500	0,764	1,692	1,488	162,036		142,488		167,006		146,858	
	C	2	4,500	5,500	0,818	1,748	1,497	167,412	334,824	143,369	286,738	172,547	345,094	147,767	295,533
	D		4,500	5,500	0,818	1,748	1,497	167,412		143,369		172,547		147,767	
	E	3	4,200	5,500	0,764	1,692	1,488	162,036	309,815	142,488	277,956	167,006	319,318	146,858	286,482
	F		3,600	5,500	0,655	1,543	1,414	147,779		135,469		152,311		139,624	
y-y	1	1	4,200	4,500	0,933	1,490	1,185	142,729	285,416	113,528	212,625	147,107	294,171	117,010	219,147
	2		4,800	4,500	1,067	1,490	1,035	142,687		99,097		147,063		102,137	
	3	2	5,500	4,500	1,222	1,381	0,696	132,236	132,236	66,660	66,660	136,292	136,292	68,704	68,704
	4	3	4,800	4,500	1,067	1,490	1,035	142,687	285,416	99,097	212,625	147,063	294,171	102,137	219,147
	5		4,200	4,500	0,933	1,490	1,185	142,729		113,528		147,107		117,010	

CONCLUSION

À la fin de ce travail nous avons constaté que l'étude de ce projet nous a permis de mettre en application toutes nos connaissances acquises pendant notre cursus universitaire et de nous approfondir davantage dans le domaine de génie civil et de découvrir les différentes étapes à suivre pendant l'étude d'une structure à savoir le pré-dimensionnement, le ferraillage et la vérification selon les règles de RPA.

Ainsi il nous a permis d'améliorer nos capacités de travailler avec les logiciels utilisés dans ce domaine comme ETABS et AUTOCAD

Aussi, nous avons rendu compte que le travail de l'ingénieur en génie civil ne se résume pas seulement au notes de calcule mais aussi à résoudre les problèmes rencontrer lors de la réalisation des projets en apportant des solutions techniques et en même temps en sauvegardant l'aspect architectural de la structure.

La méthode des trois moments

Exposé de la méthode

La méthode est basée sur la méthode des trois moments, elle tient compte de :

- La variation de l'inertie réelle, due à la variation de la largeur de la table de compression d'une travée à une autre.
- L'amortissement de l'effet du chargement sur les poutres dans le béton armé, ou l'on considère que le chargement sur deux travée voisines de l'appui considéré.

Soit une poutre continue représentée su la figure ci-dessous :

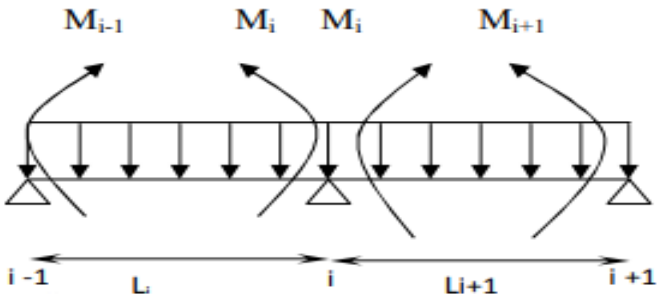


Figure : Schéma de la Méthode des trois moments

Les équations des trois moments donnés par les expressions suivantes :

- Aux appuis

$$M_{i-1} \times l_i + 2M_i(l_i + l_{i+1}) + M_{i+1} + l_{i+1} = -(\frac{q_i \times l_i^3}{4} + \frac{q_{i+1} \times l_{i+1}^2}{4})$$

- En travée

$$M_{(x)} = \mu_{(x)} + M_i\left(1 - \frac{x}{l_i}\right) + M_{i+1}\frac{x}{l_i}$$

$$\mu_{(x)} = \frac{ql_{i+1}}{2}\ x - \frac{q}{2}x^2$$

- Efforts tranchant

  $V_{(x)} = \theta_{(x)}$ Effort tranchant isostatique

$$V_{(x)} = -q_u x + \ q_u \frac{l_i}{2}(\frac{M_{i+1} - M_i}{l_i})$$

Avec

M_{i+1}, M_i et M_{i-1}: Sont respectivement les moments en valeurs algébriques sur les 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)

Méthode de CAQUOT

Condition d'application

Cette méthode s'applique pour les planchers à surcharge élevée mais peut également s'appliquée pour les planchers à surcharge modérée lorsque l'une des conditions de la méthode forfaitaire n'est pas satisfaite.

Principe de la méthode

Cette méthode est basée sur la méthode des trois moments que Caquot a simplifiée et corrigé pour tenir compte de l'amortissement des effets de chargement des travées éloignées sur un appui donné, et de la variation du moment d'inertie des travées successives.

- Moment en appuis

Appuis intermédiaire

$$M_i = \frac{q_g l_g^3 + q_d l_d^3}{0{,}85(l_g + l_d)}$$

appuis de rive

$$M_i = \frac{q_g l_g^3 + q_d l_d^3}{(l_g + l_d)}$$

Avec

l_g etl_d : Longueurs fictives

q_g, q_d : Chargement à gauche et à droite de l'appui respectivement

- Moment en travée

$$M_{(x)} = \mu_{(x)} + M_i\left(1 - \frac{x}{l_i}\right) + M_{i+1}\frac{x}{l_i}$$

$$\mu_{(x)} = q\frac{l}{2}x - q\frac{x^2}{2} = q\frac{x}{2}(l - x)$$

- Efforts tranchant

$$\frac{dM_x}{dx} = V_{(x)} \longrightarrow V_{(x)} = \theta_{(x)} + \left(\frac{M_{i+1} - M_i}{l_i}\right) \quad \text{et} \quad \theta_x = q\frac{x}{2} - qx$$

$$V_{(x)} = q\frac{l_i}{2} - qx + \left(\frac{M_{i+1} - M_i}{l_i}\right) = 0 \longrightarrow x = \frac{l_i}{2} - qx + \left(\frac{M_{i+1} - M_i}{q l_i}\right) = M_{max}$$

Table de PIGEAUD

M1 et M2 pour une charge concentrique P = 1 s'exerçant sur une surface réduite (u × v) au centre d'une plaque ou dalle rectangulaire appuyée sur son pourtour et de dimension Lx× Ly

Avec Lx < Ly

$$\rho = 0.9$$

	u/lx / v/ly	0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
Valeur de M_1	**0.0**	/	0.254	0.187	0.154	0.131	0.115	0.102	0.090	0.081	0.073	0.067
	0.1	0.302	0.235	0.183	0.152	0.130	0.114	0.101	0.089	0.080	0.073	0.067
	0.2	0.260	0.214	0.175	0.148	0.128	0.112	0.099	0.088	0.079	0.072	0.066
	0.3	0.227	0.196	0.164	0.142	0.124	0.109	0.097	0.086	0.078	0.070	0.065
	0.4	0.202	0.178	0.153	0.134	0.118	0.105	0.093	0.083	0.075	0.068	0.063
	0.5	0.181	0.160	0.141	0.126	0.113	0.100	0.089	0.080	0.073	0.066	0.060
	0.6	0.161	0.146	0.130	0.118	0.106	0.095	0.085	0.077	0.069	0.063	0.057
	0.7	0.144	0.133	0.121	0.110	0.098	0.088	0.079	0.072	0.065	0.058	0.054
	0.8	0.132	0.123	0.113	0.102	0.092	0.083	0.074	0.067	0.061	0.055	0.049
	0.9	0.122	0.114	0.103	0.093	0.084	0.076	0.068	0.062	0.057	0.051	0.046
	1.0	0.112	0.102	0.093	0.084	0.075	0.068	0.062	0.057	0.051	0.046	0.042
Valeur de M_2	**0.0**	/	0.310	0.200	0.167	0.149	0.134	0.122	0.110	0.098	0.088	0.081
	0.1	0.253	0.208	0.173	0.151	0.136	0.123	0.110	0.099	0.089	0.081	0.074
	0.2	0.202	0.175	0.152	0.137	0.123	0.110	0.100	0.089	0.082	0.074	0.067
	0.3	0.167	0.150	0.135	0.123	0.110	0.099	0.088	0.081	0.074	0.067	0.061
	0.4	0.143	0.132	0.122	0.110	0.098	0.088	0.081	0.074	0.067	0.061	0.056
	0.5	0.128	0.118	0.108	0.097	0.088	0.080	0.073	0.067	0.062	0.056	0.051
	0.6	0.114	0.106	0.096	0.087	0.079	0.073	0.067	0.062	0.056	0.052	0.047
	0.7	0.102	0.094	0.086	0.078	0.073	0.067	0.062	0.057	0.052	0.047	0.043
	0.8	0.09	0.083	0.077	0.072	0.066	0.062	0.056	0.052	0.047	0.043	0.038
	0.9	0.081	0.076	0.071	0.066	0.061	0.056	0.052	0.047	0.043	0.038	0.035
	1.0	0.073	0.069	0.065	0.060	0.055	0.050	0.047	0.043	0.038	0.035	0.032

Sections d'armatures

Section en cm² de N armatures de diamètre Φ en mm

Φ	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
2	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
3	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.7
4	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
5	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.72	10.05	15.71	24.54	40.21	62.83
6	1.18	1.70	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	18.85	29.45	48.25	75.40
7	1.37	1.98	3.52	5.50	7.92	10.78	14.07	21.99	34.36	56.30	87.96
8	1.57	2.26	4.02	6.28	9.05	12.32	16.08	25.13	39.27	64.34	100.53
9	1.77	2.54	4.52	7.07	10.18	13.85	18.10	28.27	44.18	72.38	113.10
10	1.96	2.83	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11	31.42	49.09	80.42	125.66
11	2.16	3.11	5.53	8.64	12.44	16.93	22.12	34.56	54.00	88.47	138.23
12	2.36	3.39	6.03	9.42	13.57	18.47	24.13	37.70	58.91	96.51	150.80
13	2.55	3.68	6.53	10.21	14.70	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.36
14	2.75	3.96	7.04	11.00	15.38	21.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.93
15	2.95	4.24	7.54	11.78	16.96	23.09	30.16	47.12	73.63	120.64	188.50
16	3.14	4.52	8.04	12.57	18.10	24.63	32.17	50.27	78.54	128.68	201.06
17	3.34	4.81	8.55	13.35	19.23	26.17	34.18	53.41	83.45	136.72	213.63
18	3.53	5.09	9.05	14.14	20.36	27.71	36.19	56.55	88.36	144.76	226.20
19	3.73	5.37	9.55	14.92	21.49	29.25	38.20	59.69	93.27	152.81	238.76
20	3.93	5.65	10.05	15.71	22.62	30.79	40.21	62.83	98.17	160.85	251.33

Bibliographie

Règlements

- R.P.A 99, « Règlement parasismique Algérienne version 2003 »
- C.B.A 93, « Règles de conception et de calcul des structures en béton armé ».
- B.A.E.L 91, « Béton armé aux états limites ».
- R.N.V 99, « Règlement neige et vent », D.T.R C2-47.
- Document technique réglementaire DTA B.C.2.2

Ouvrages

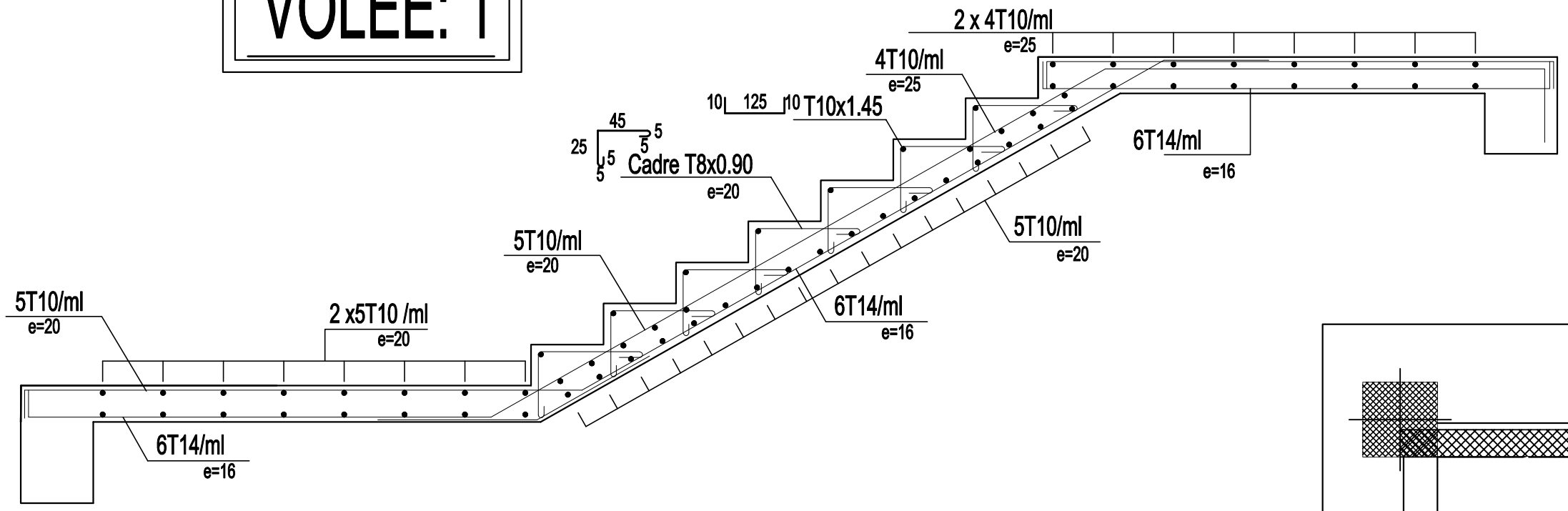
- Cours et TD pendant toute notre formation (BETON, MDS et RDM).
- Tables de Pigeaud et tables de calcul a l'ELU et l'ELS
- Mémoires fin d'études des promotions précédentes

Logiciels et programmes

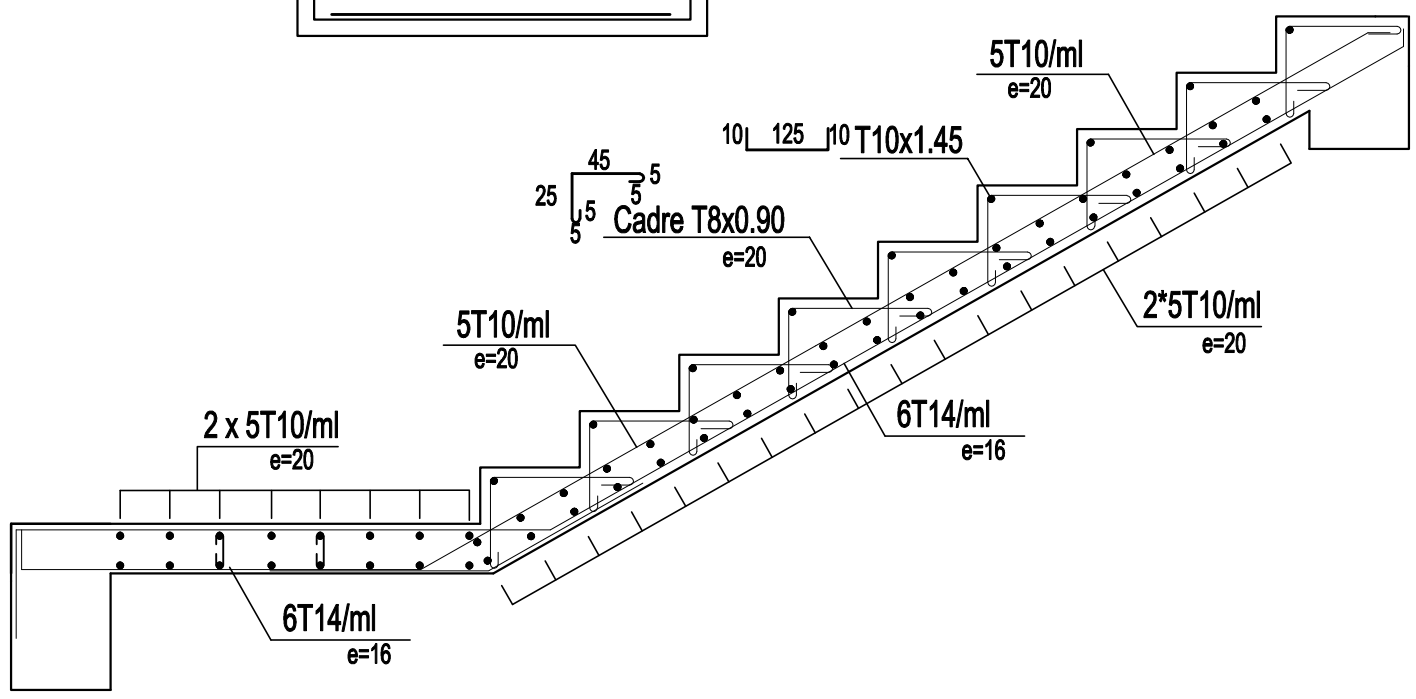
- Logiciel d'analyse des structures ETABS version 9.6 (Analyse des structures)
- AUTOCAD 2014. (Dessin)
- Word 2016 (Traitement du texte)
- Excel 2016
- Paint

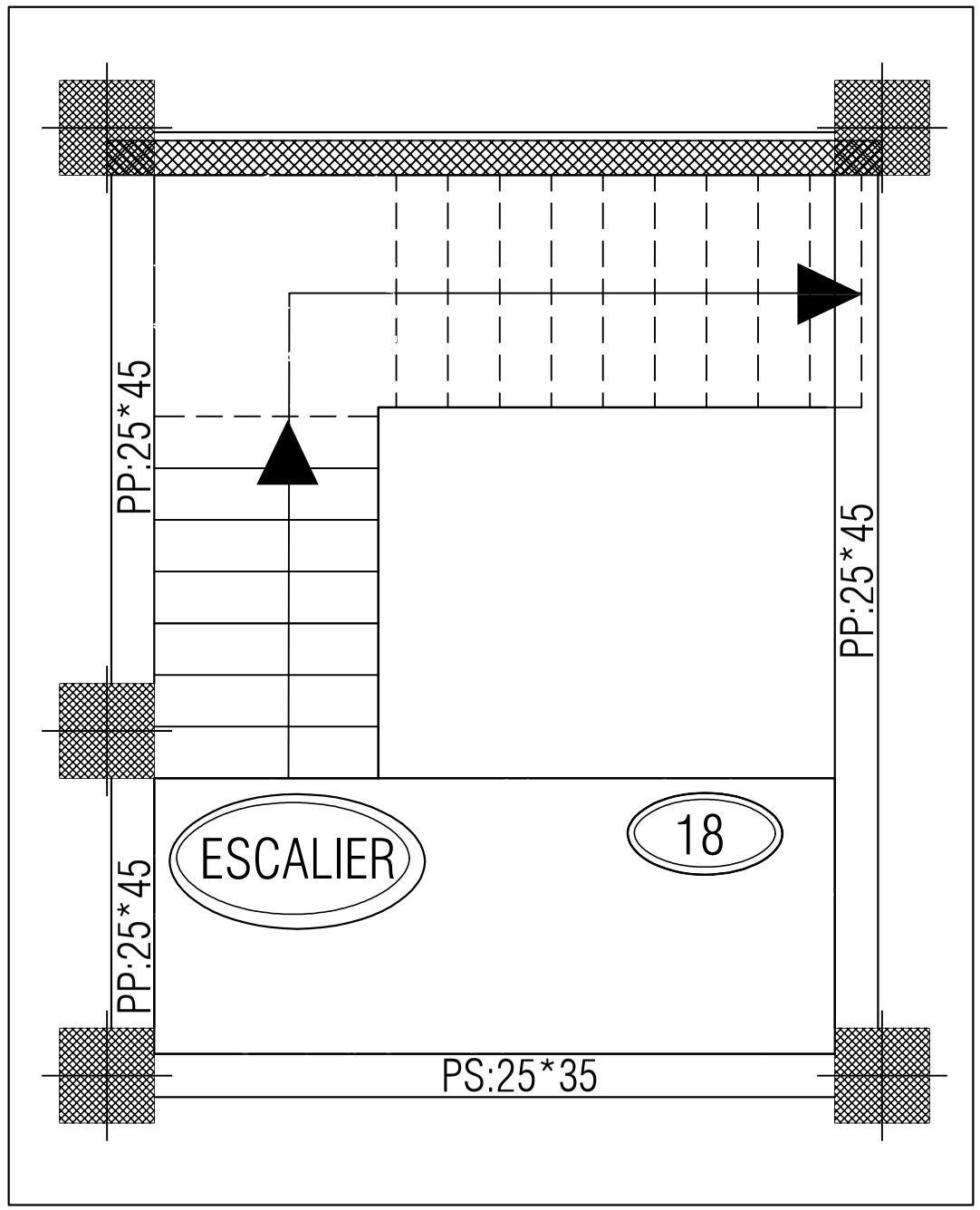
PLAN DE COFFRAGE ET FERRAILLAGE DES ESCALIERS

VOLEE: 1

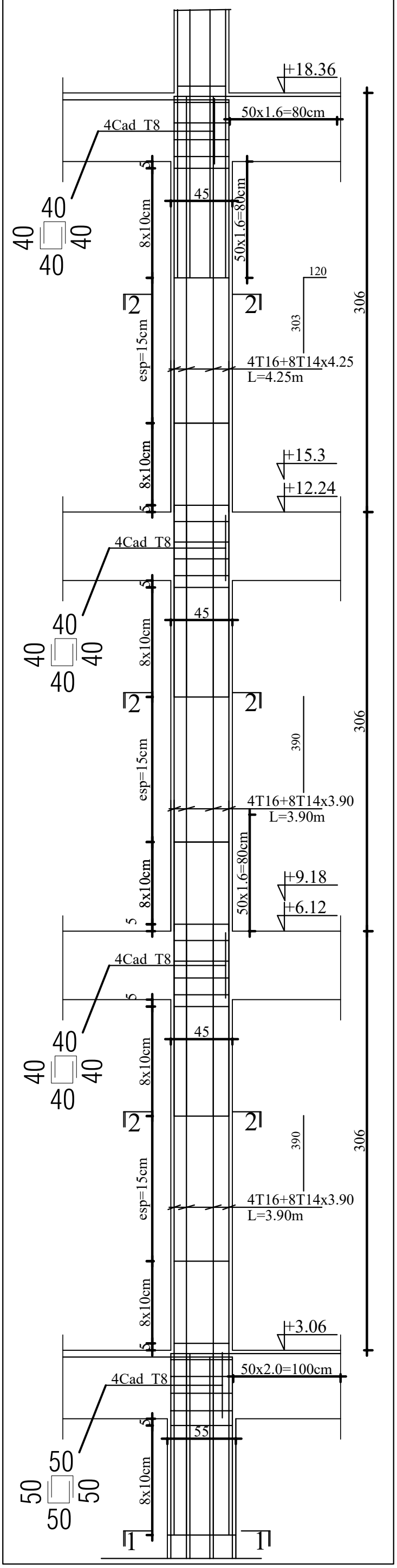


VOLEE: 2

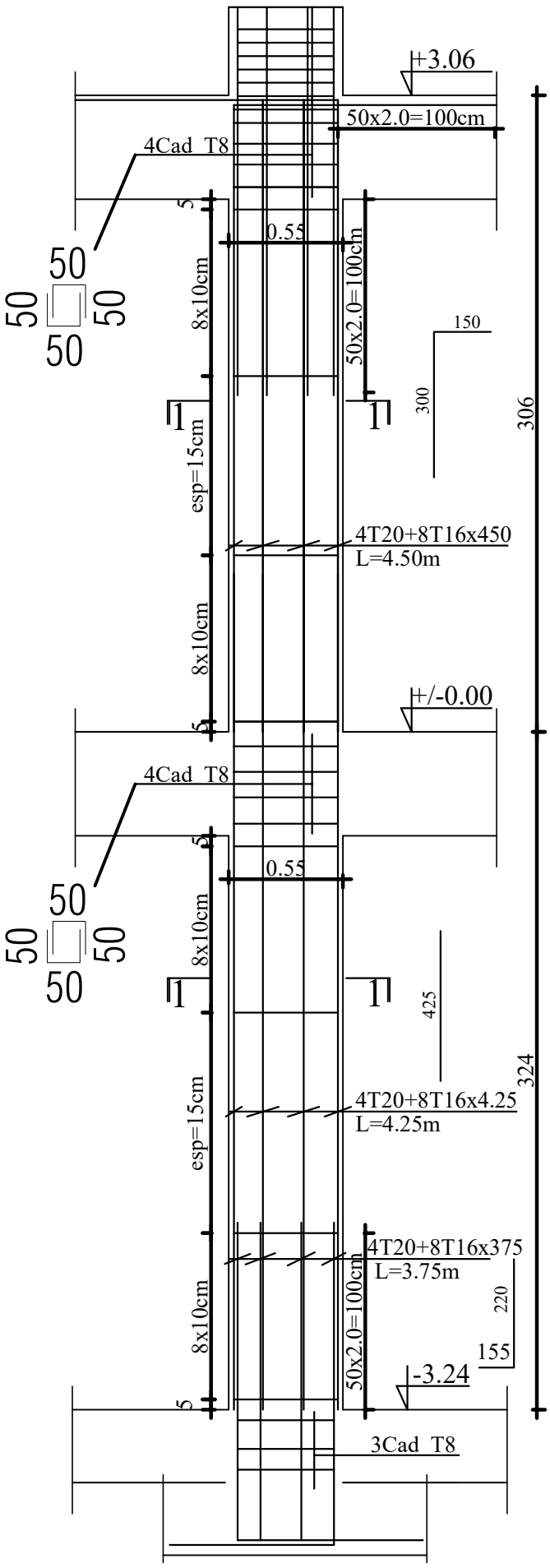




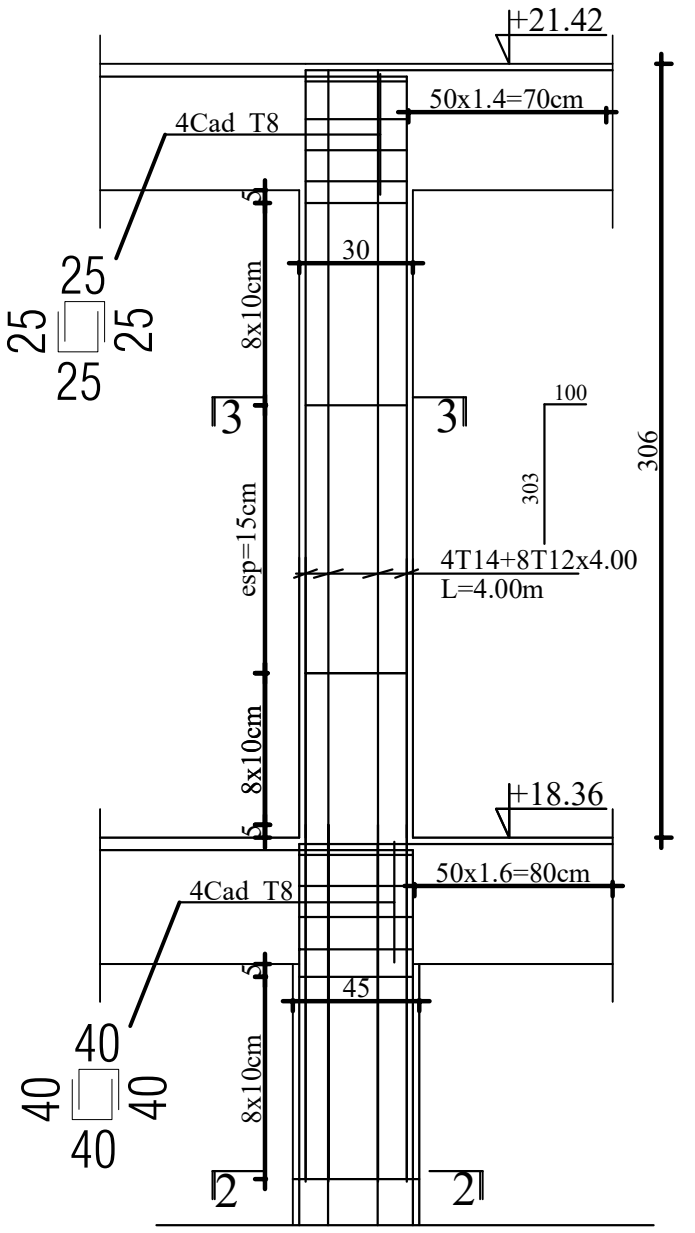
POTEAUX:45*45



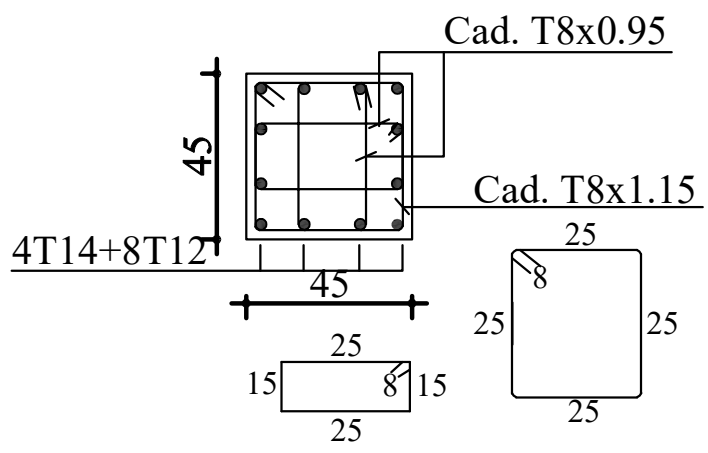
POTEAUX:55*55



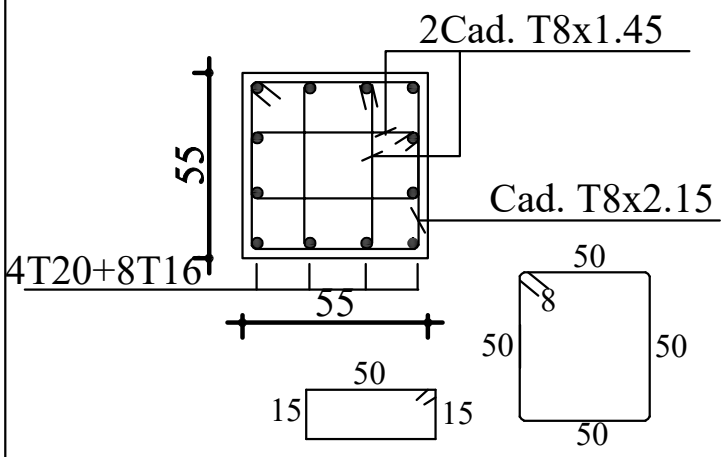
POTEAUX:30*30



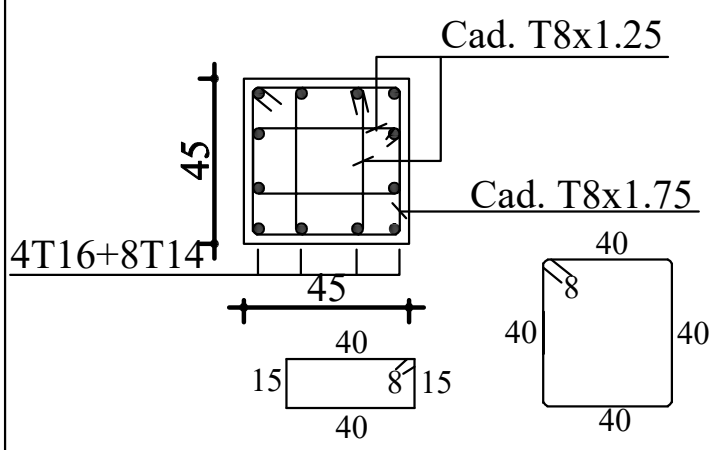
3--3

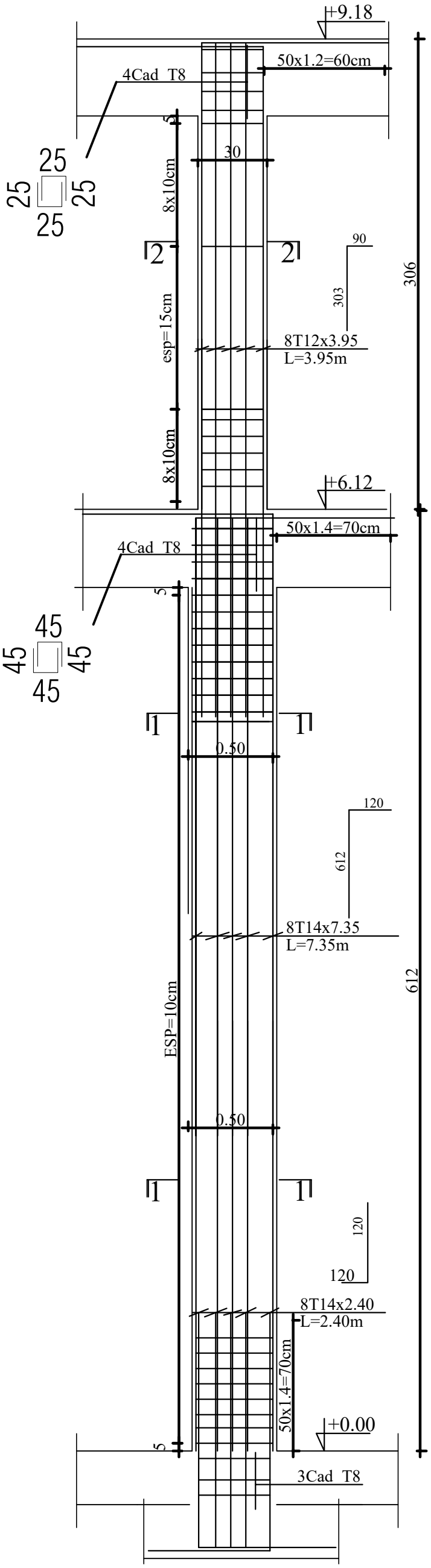


1--1

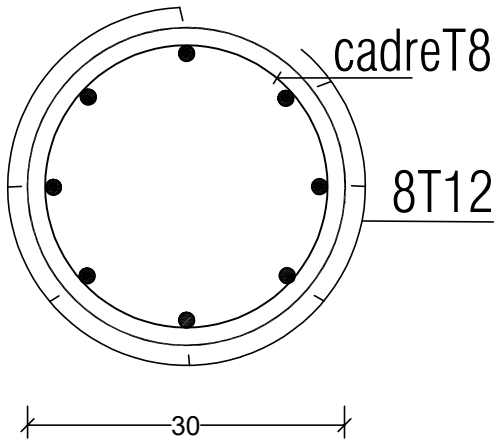


2--2

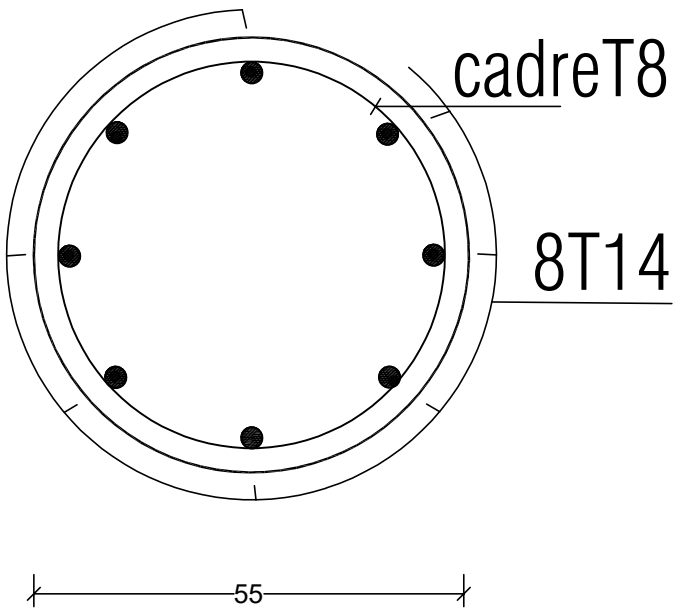




COUPE 2-2



COUPE 1-1



UNIVERSITE MOLOUDE MAMMERI TIZI OUZOU
Département Génie de la Construction
Filière Génie Civil

OPTION: CONSTRUCTION CIVIL ET INDUSTRIELLE

Mémoire de fin d' étude

PROJET:

CONSTRUCTION D'UN IMMEUBLE EN
R+6+sous-sol
A USAGE D'HABITATION

PLAN DE COFFRAGE DES POTEAUX
CIRCULAIRES

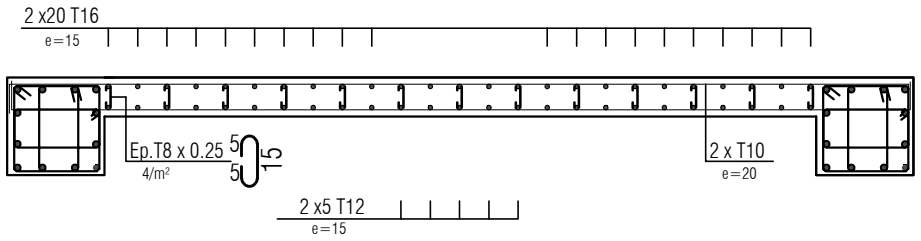
Réalise par :BOUAINE ZINEB
IOUTICHENE MOUNIR.
Encadrée par : Monsieur ALICHE .A

promotion :2020/ 2021

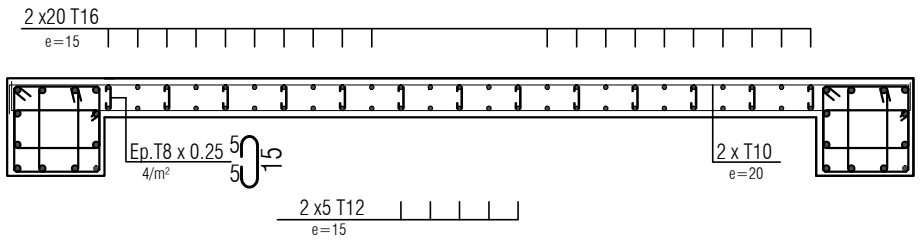
FERRAILLAGE DES VOILES

VOILE : VT3&VL1=3.65m

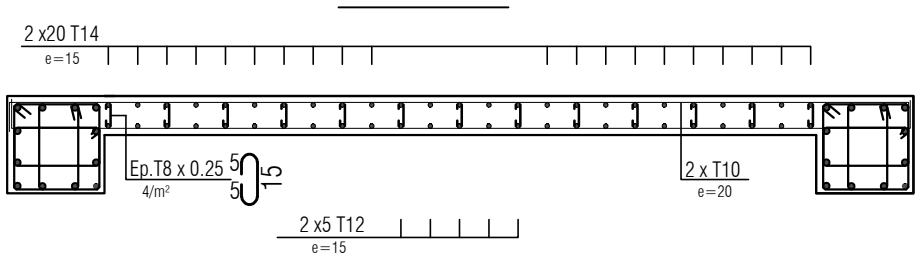
Zone -I-



Zone -II-

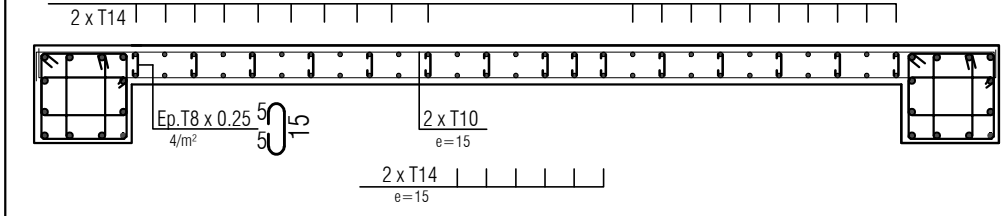


Zone -III-

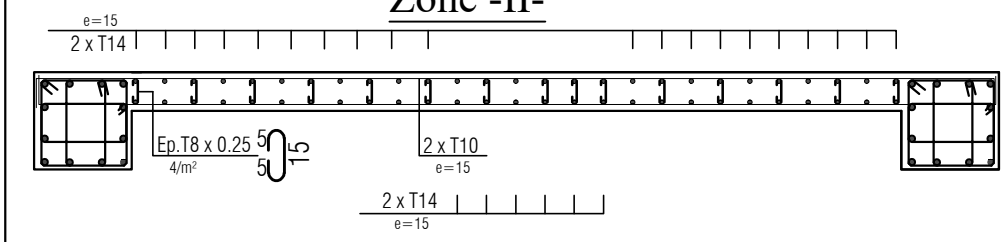


VOILE : VL2=3.95m

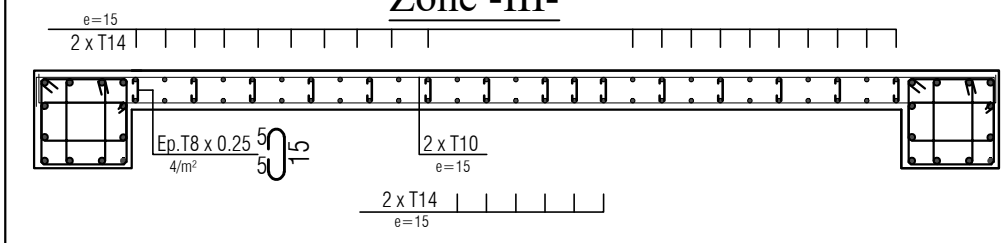
Zone -I-



Zone -II-

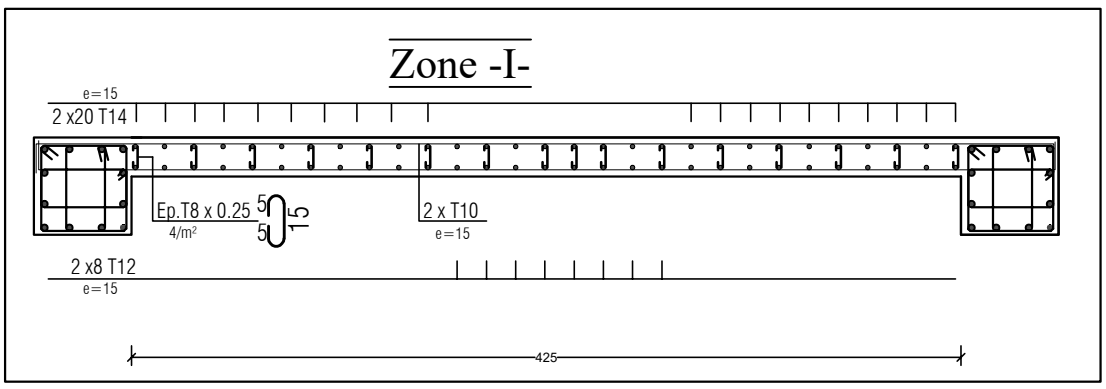


Zone -III-

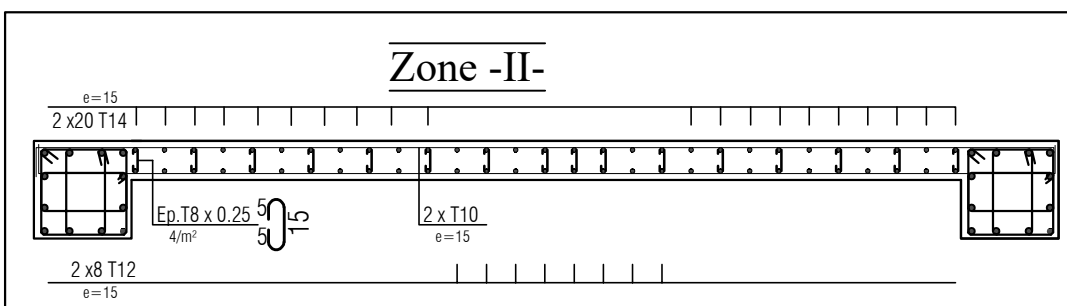


VOILE : VT4=4.25m

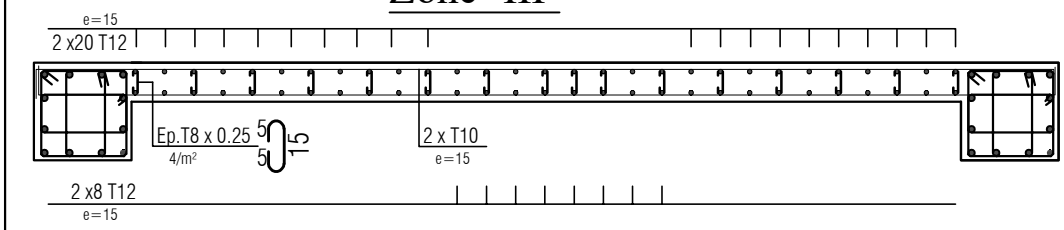
Zone -I-



Zone -II-



Zone -III-



UNIVERSITE MOLOUDE MAMMERI TIZI OUZOU
Département Génie de la Construction
Filière Génie Civil

OPTION: CONSTRUCTION CIVIL ET INDUSTRIELLE

Mémoire de fin d' étude

PROJET:

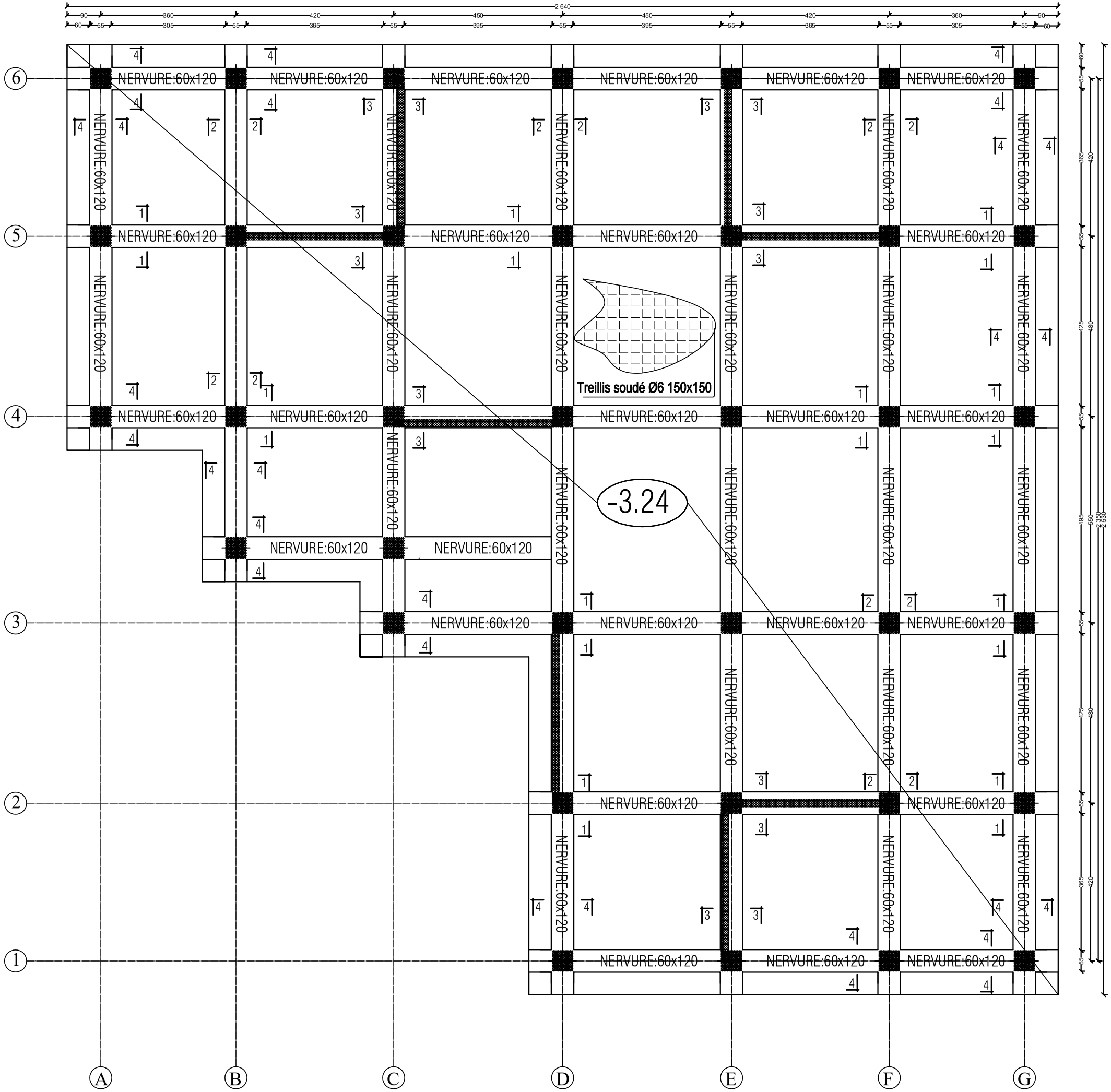
CONSTRUCTION D'UN IMMEUBLE EN
R+6+sous-sol
A USAGE D'HABITATION

PLAN DE FERRAILLAGE DES VOILES

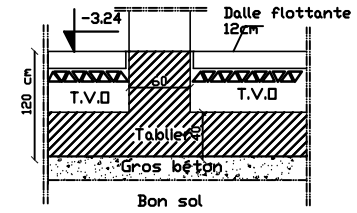
Réalise par :BOUAINE ZINEB
IOUTICHENE MOUNIR.
Encadrée par : Monsieur ALICHE .A

promotion :2020/ 2021

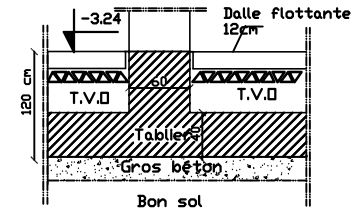
PLAN DE COFFRAGE DU RADIER NIV :-3.06 m



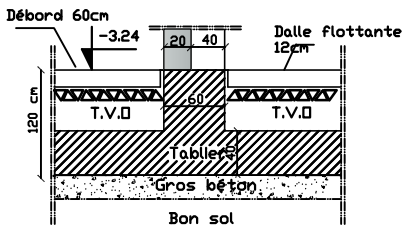
Coupe 1-1



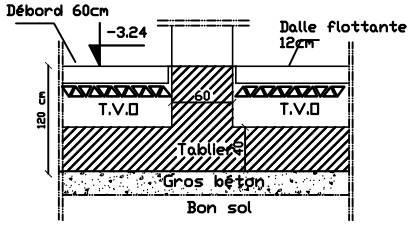
Coupe 2-2



Coupe 3-3



Coupe 4-4



NOTA:

Caractéristique des matériaux :

a) Le béton armé sera dosé à 350 kg/m3 de CPA 325 Fc28=25Mpa.
b) Le béton de propreté sera dosé à 150 kg/m3 de CPA 325.
c) Acier Tor (Haute adhérence) σ = 400MPA
d) Treillis soudés (T.S) σ = 520MPA
e) Longueur de recouvrement est de 50 Ø

UNIVERSITE MOLOUDE MAMMERI TIZI OUZOU
Département Génie de la Construction
Filière Génie Civil

OPTION: CONSTRUCTION CIVIL ET INDUSTRIELLE
Mémoire de fin d' étude

PROJET:

CONSTRUCTION D'UN IMMEUBLE EN R+6+sous-sol
A USAGE D'HABITATION

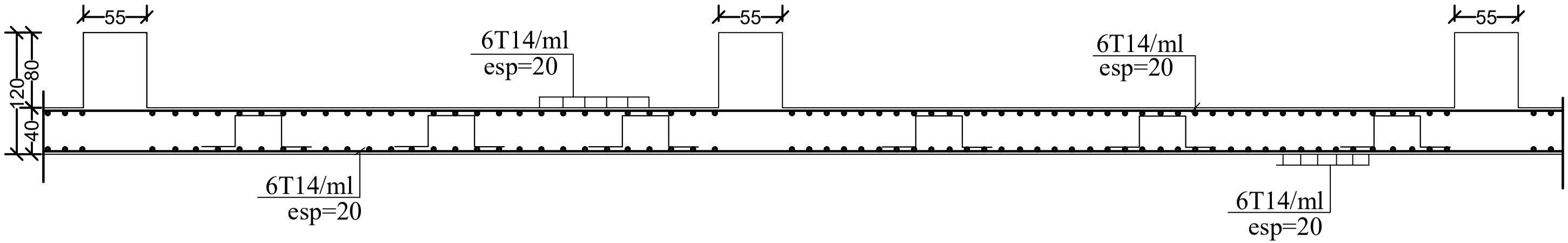
PLAN DE COFFRAGE DE RADIER

Réalise par :BOUAINE ZINEB
IOUTICHENE MOUNIR.
Encadrée par : Monsieur ALICHE .A

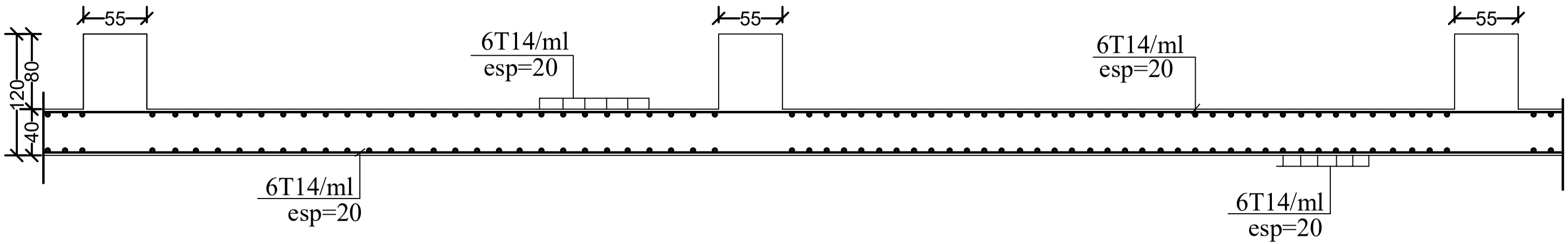
promotion :2020/ 2021

FERRAILLAGE DU RADIER

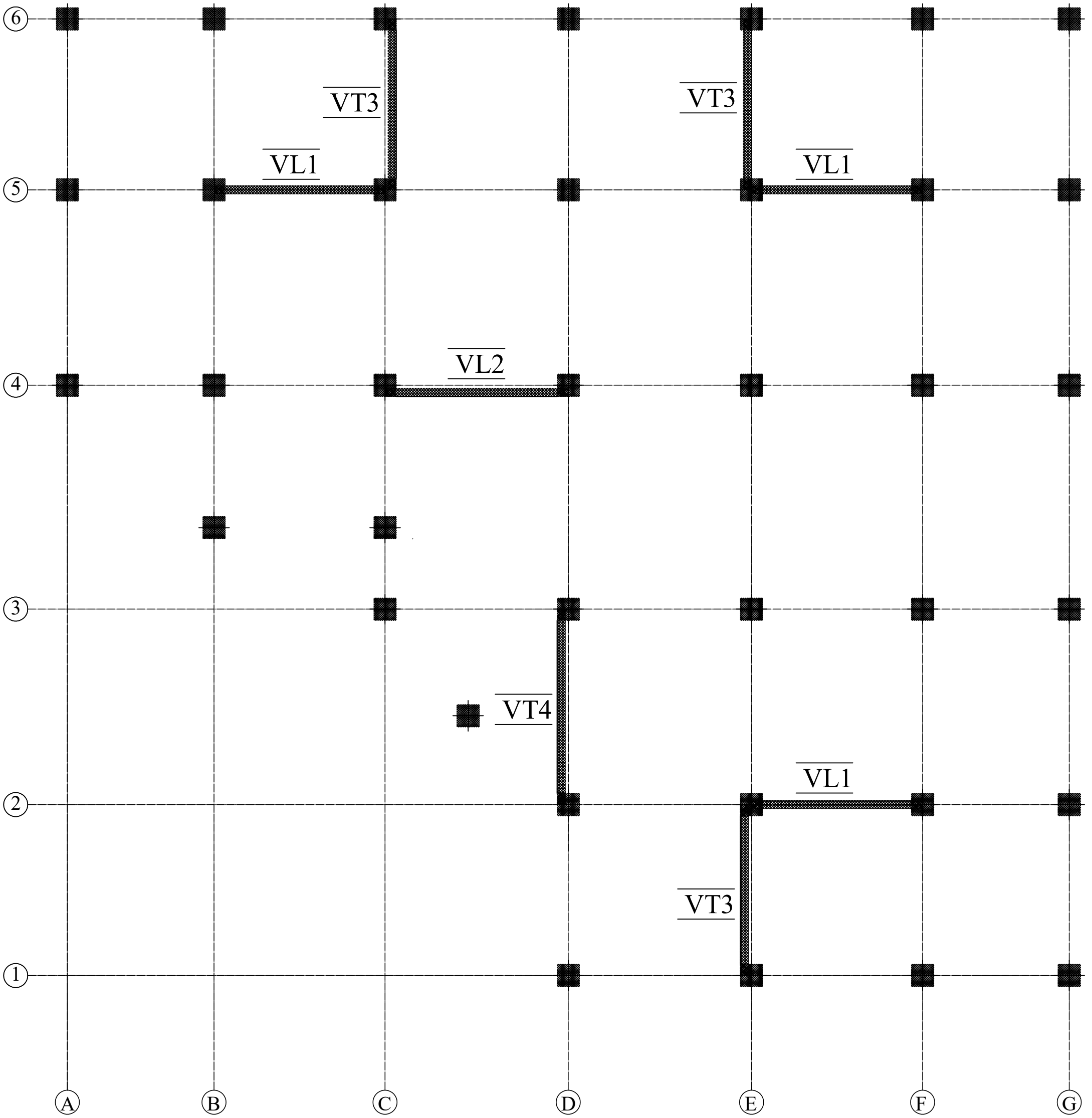
_ Sens X-X _



_ Sens Y-Y _



DISPOSITIONS DES VOILES



UNIVERSITE MOLOUDE MAMMERI TIZI OUZOU

Département Génie de la Construction

Filière Génie Civil

OPTION: CONSTRUCTION CIVIL ET INDUSTRIELLE

Mémoire de fin d' étude

PROJET:

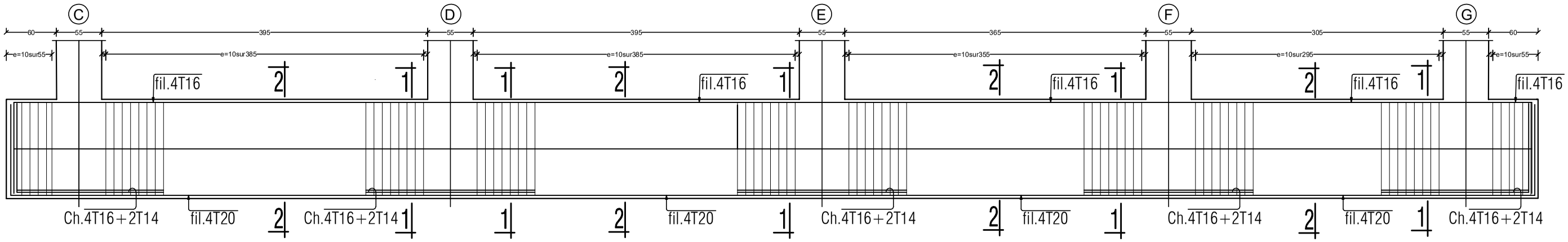
CONSTRUCTION D'UN IMMEUBLE EN
R+6+sous-sol
A USAGE D'HABITATION

DISPOSITION DES VOILES DE CONTREVENTEMENT

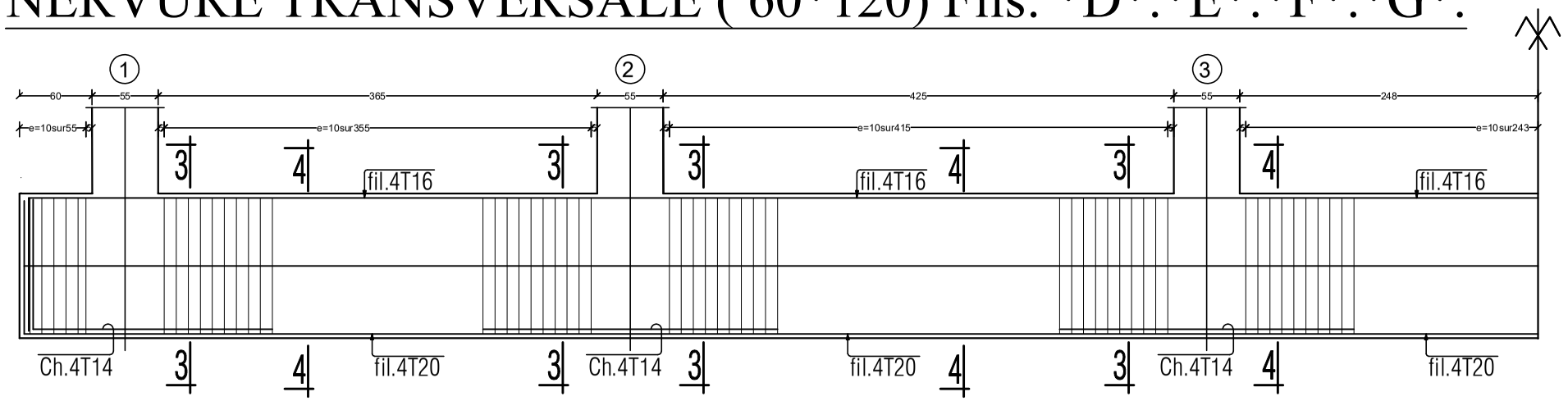
Réalise par :BOUAINE ZINEB
IOUTICHENE MOUNIR.
Encadrée par : Monsieur ALICHE .A

promotion :2020/ 2021

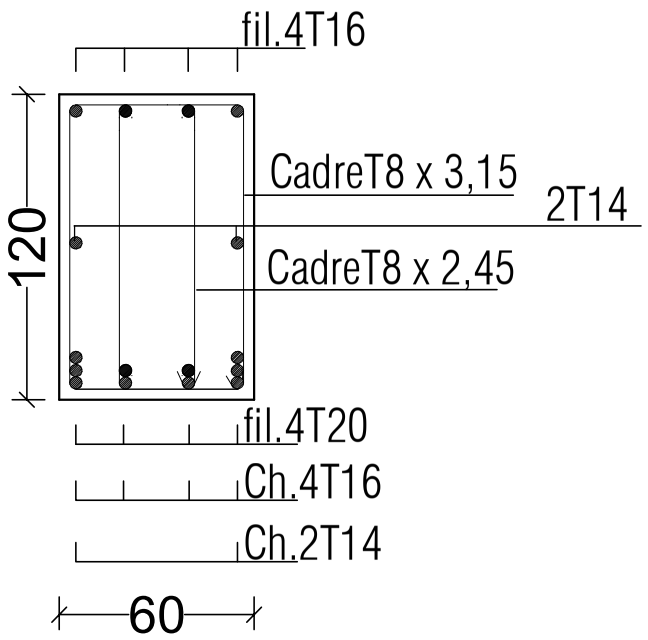
NERVURE LONGITUDINALE (60*120) Fils: *3*.



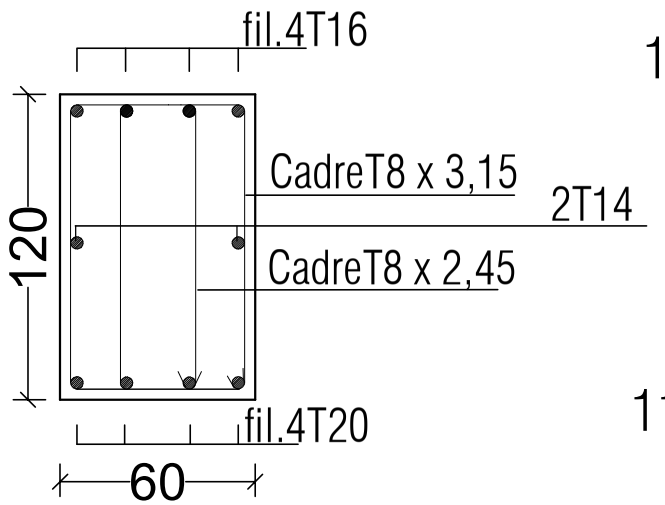
NERVURE TRANSVERSALE (60*120) Fils: *D*.*E*.*F*.*G*.

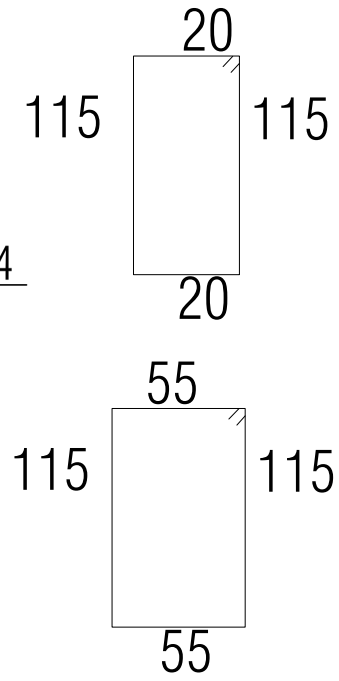


COUPE 1-1

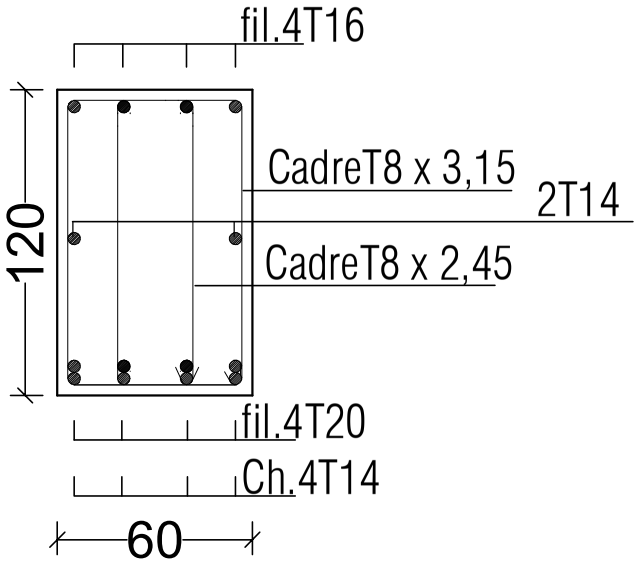


COUPE 2-2

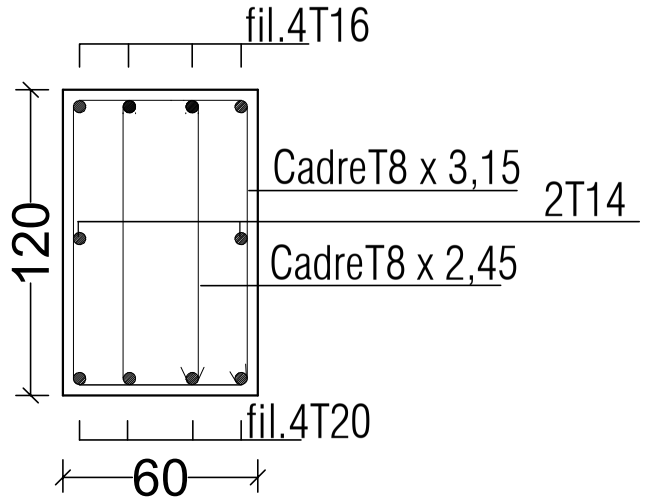




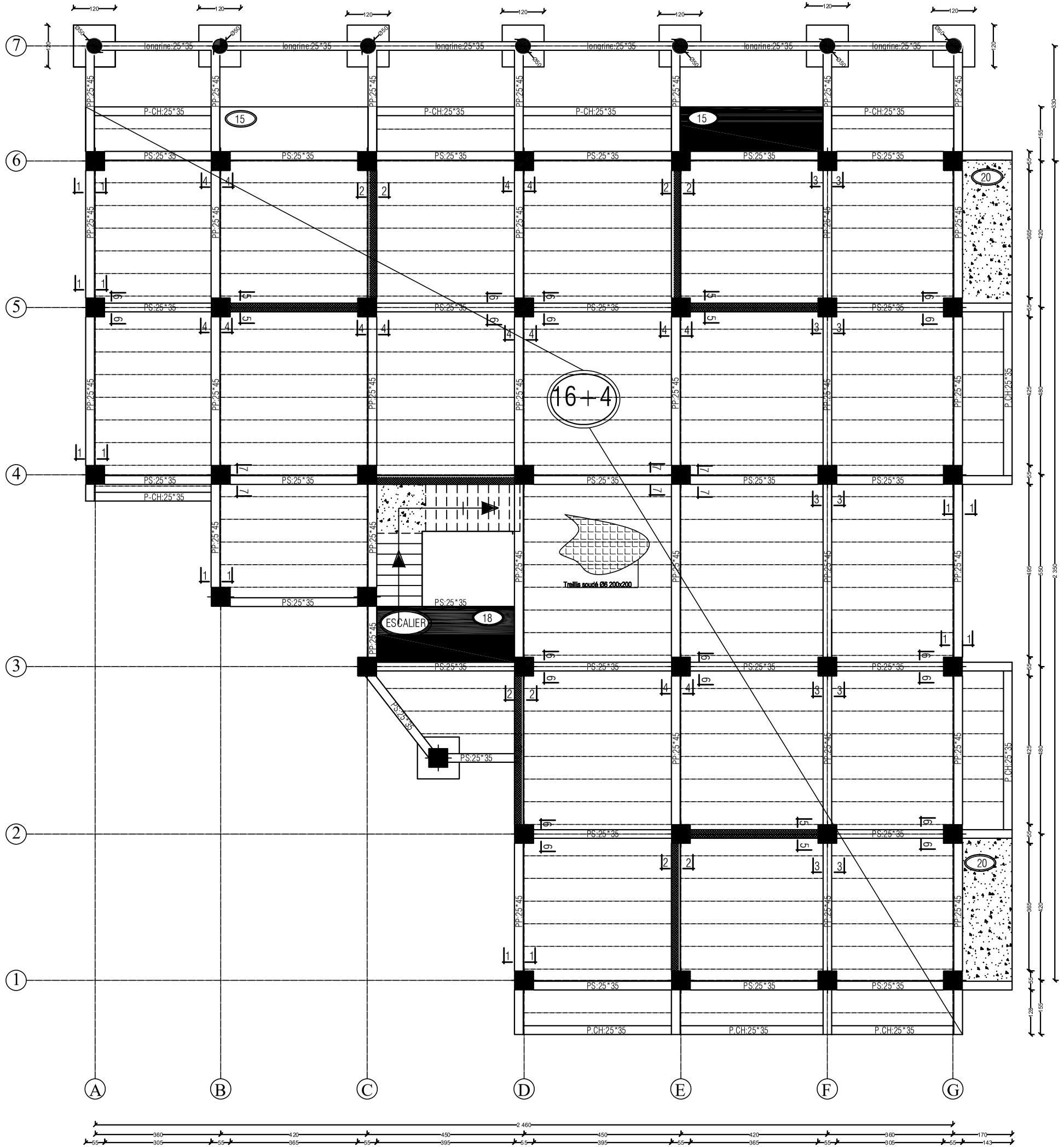
COUPE 3-3

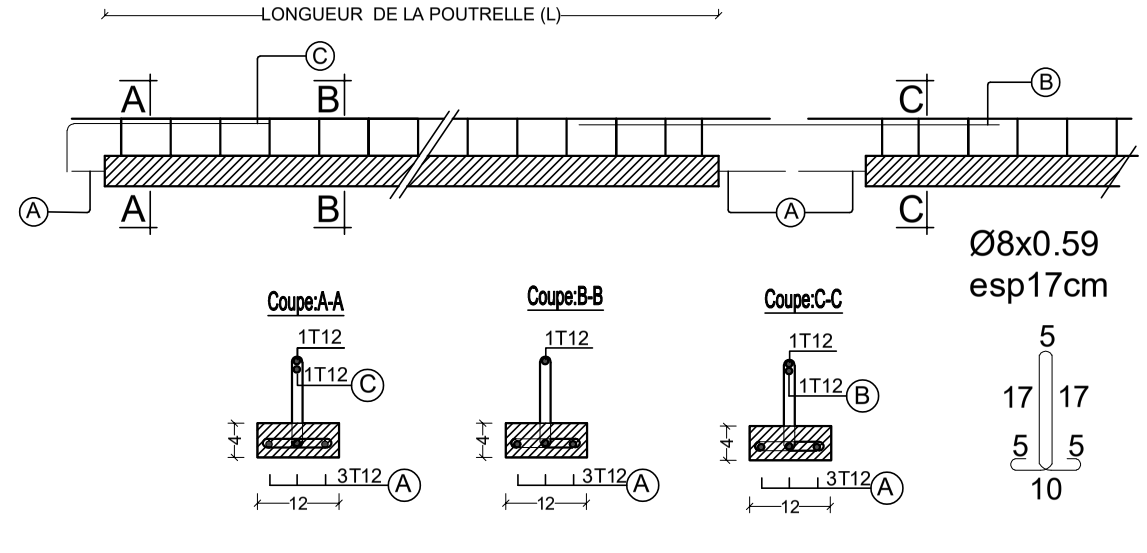


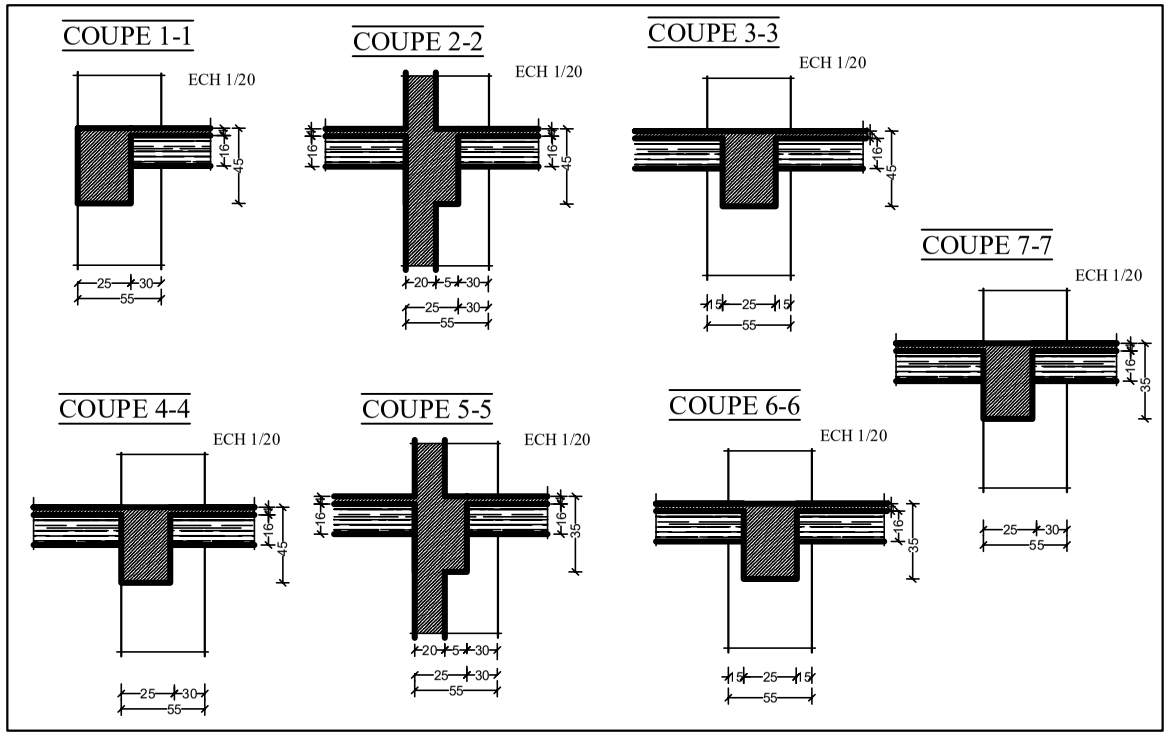
COUPE 4-4



PLAN DE COFFRAGE PLANCHER NIV :+ 0.00 m







NOTA:

Caractéristique des matériaux :

a) Le béton armé sera dosé à 350 kg/m3 de CPA 325 Fc28=25Mpa.
b) Le béton de propreté sera dosé à 150 kg/m3 de CPA 325.
c) Acier Tor (Haute adhérence) σ = 400MPA
d) Treillis soudés (T.S) σ = 520MPA
e) Longueur de recouvrement est de 50 Ø

UNIVERSITE MOLOUDE MAMMERI TIZI OUZOU
Département Génie de la Construction
Filière Génie Civil

OPTION: CONSTRUCTION CIVIL ET INDUSTRIELLE

Mémoire de fin d' étude

PROJET:

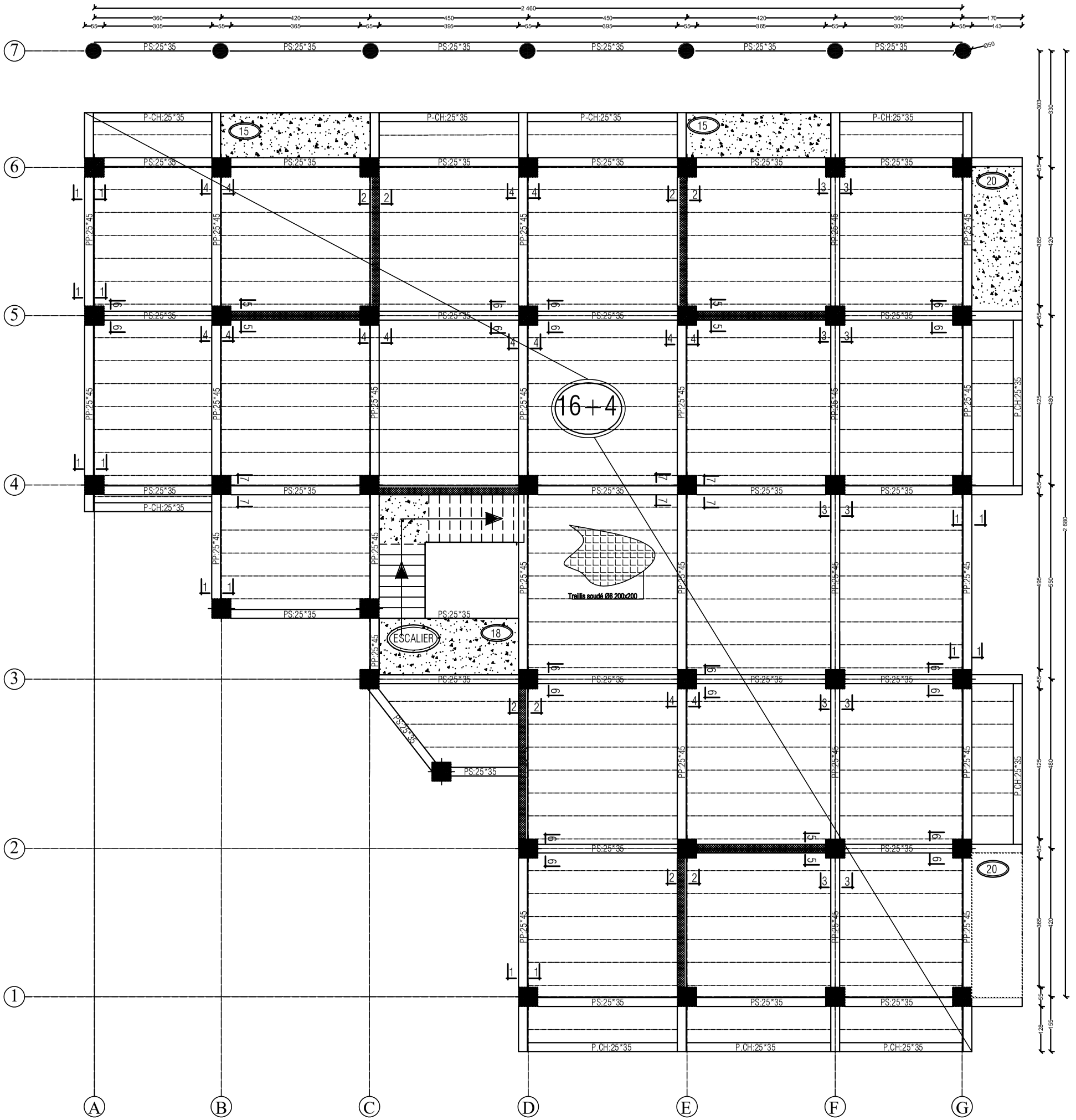
CONSTRUCTION D'UN IMMEUBLE EN R+6+sous-sol
A USAGE D'HABITATION

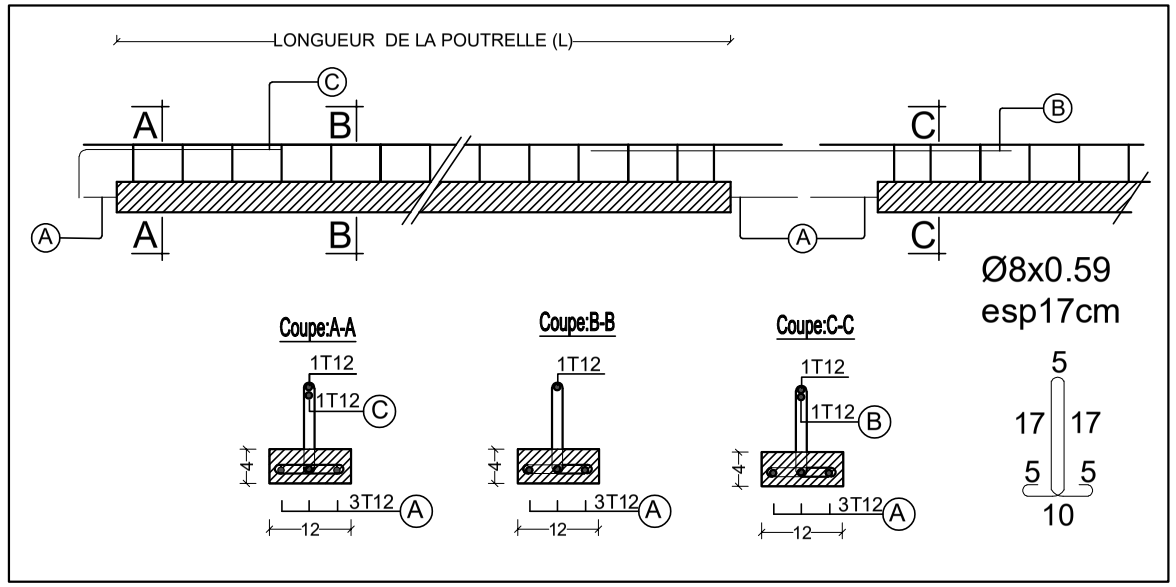
PLAN DE COFFRAGE DES PLANCHERS

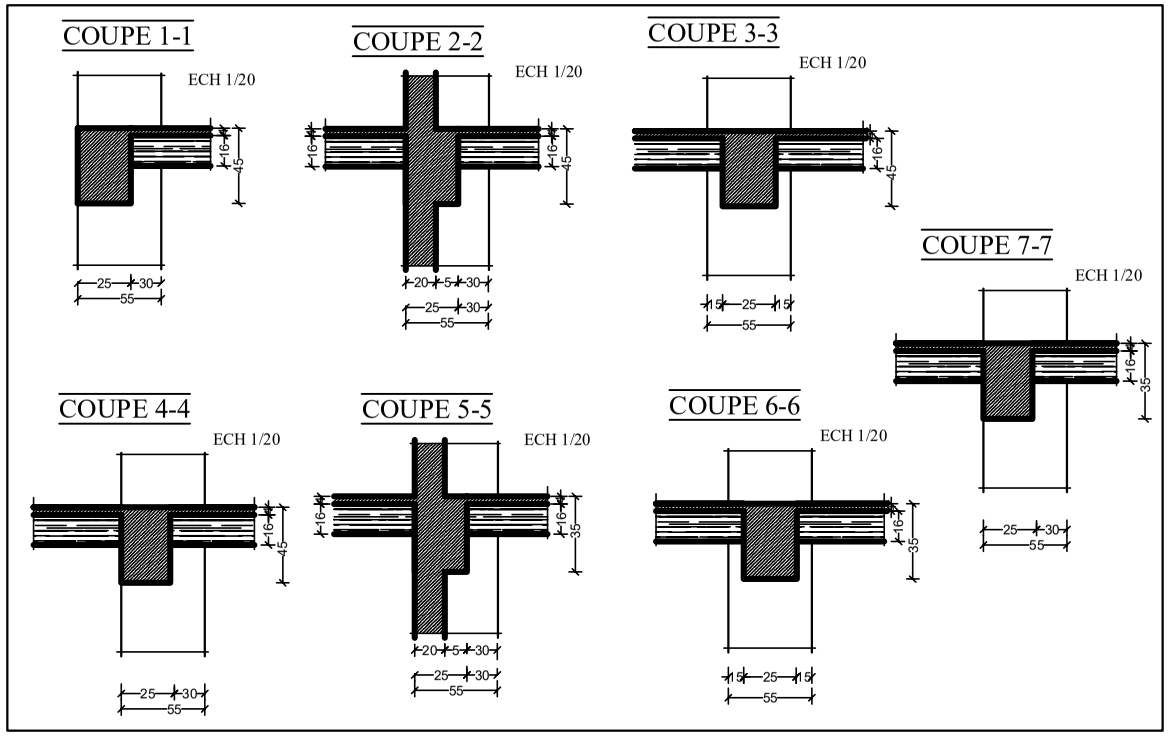
Réalise par :BOUAINE ZINEB
IOUTICHENE MOUNIR.
Encadrée par : Monsieur ALICHE .A

promotion :2020/ 2021

PLAN DE COFFRAGE PLANCHER NIV :+ 3.06 m







UNIVERSITE MOLOUDE MAMMERI TIZI OUZOU
Département Génie de la Construction
Filière Génie Civil

OPTION: CONSTRUCTION CIVIL ET INDUSTRIELLE

Mémoire de fin d' étude

PROJET:

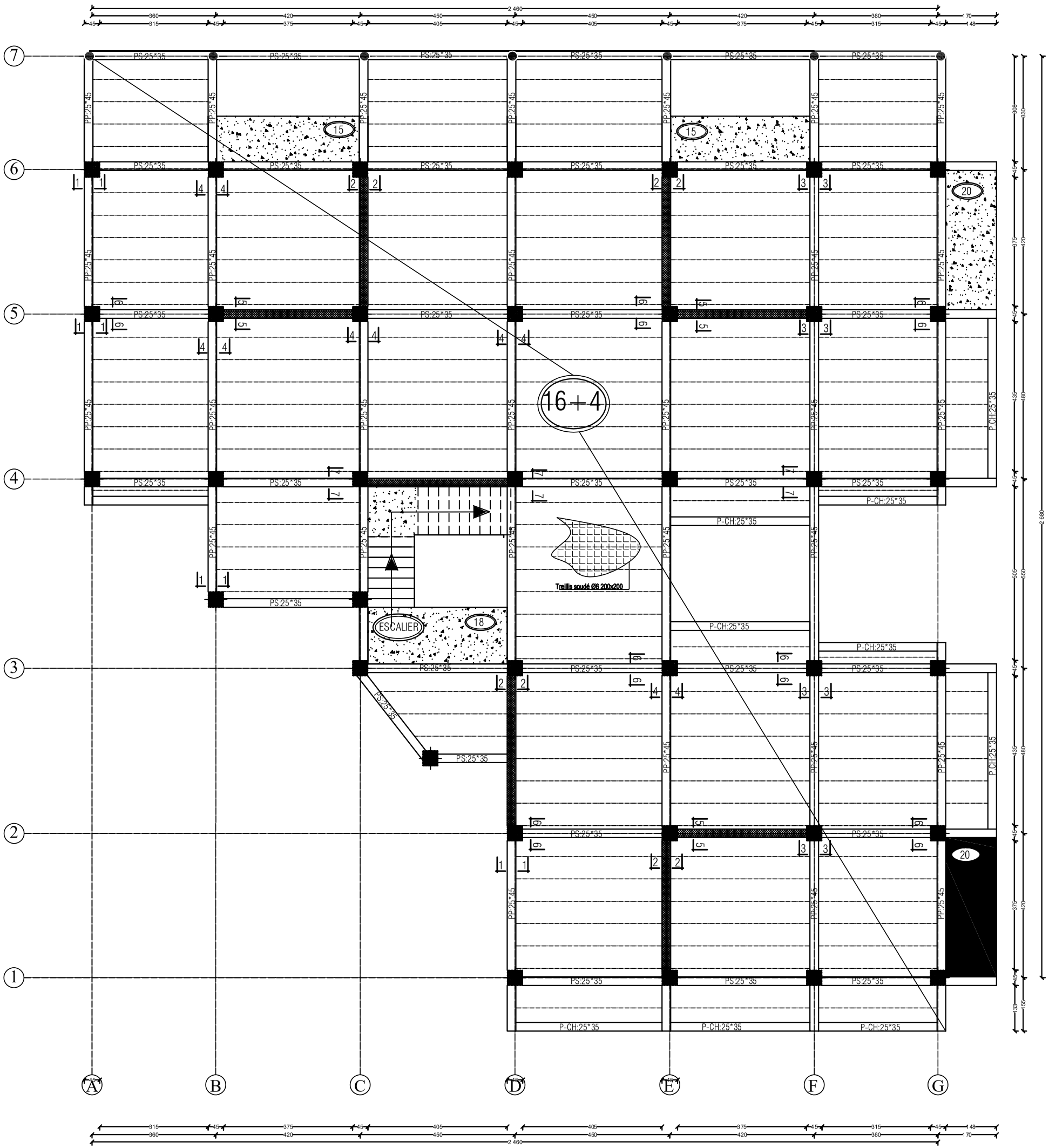
CONSTRUCTION D'UN IMMEUBLE EN
R+6+sous-sol
A USAGE D'HABITATION

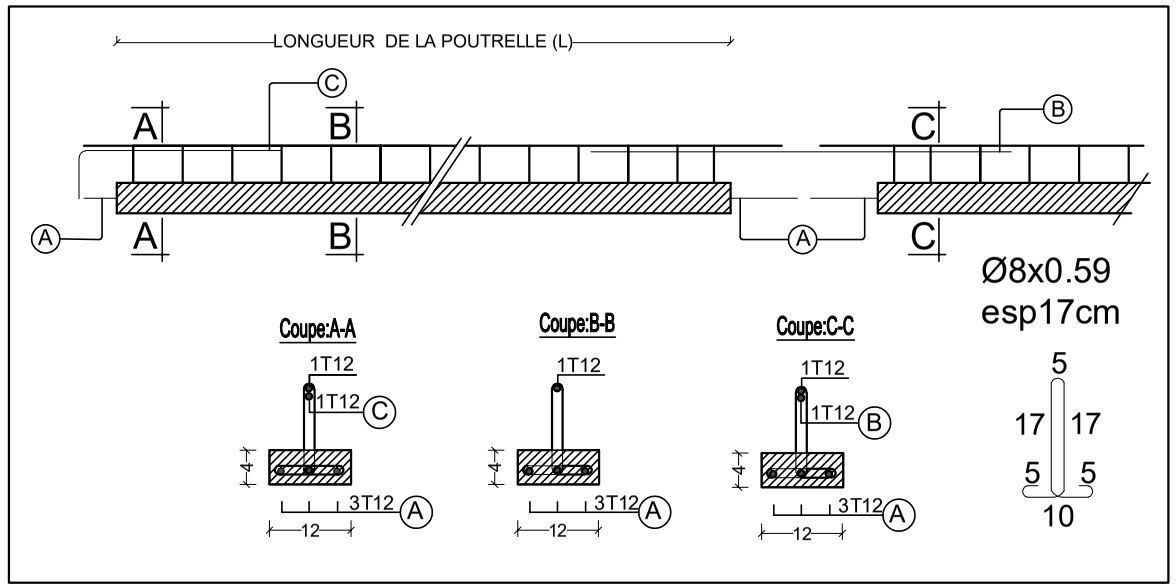
PLAN DE COFFRAGE DES PLANCHERS

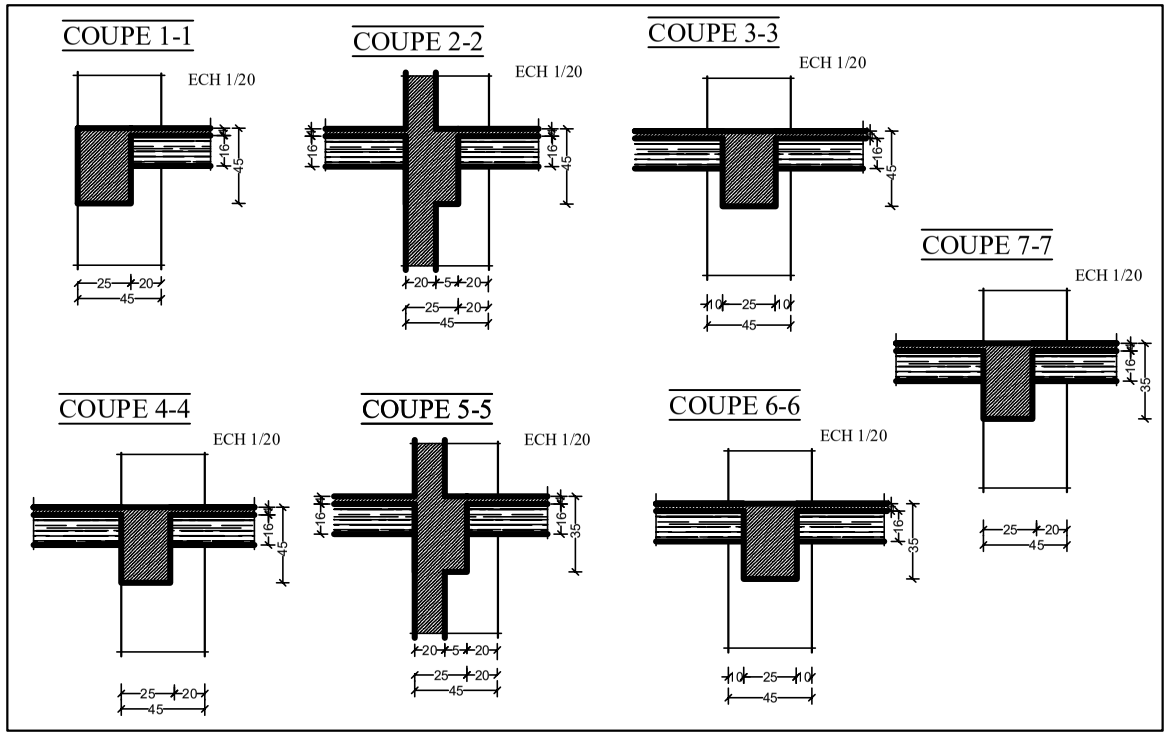
Réalise par :BOUAINE ZINEB
IOUTICHENE MOUNIR.
Encadrée par : Monsieur ALICHE .A

promotion :2020/ 2021

PLAN DE COFFRAGE PLANCHER NIV :+ 6.12;+9.18 m







UNIVERSITE MOLOUDE MAMMERI TIZI OUZOU
Département Génie de la Construction
Filière Génie Civil

OPTION: CONSTRUCTION CIVIL ET INDUSTRIELLE

Mémoire de fin d' étude

PROJET:

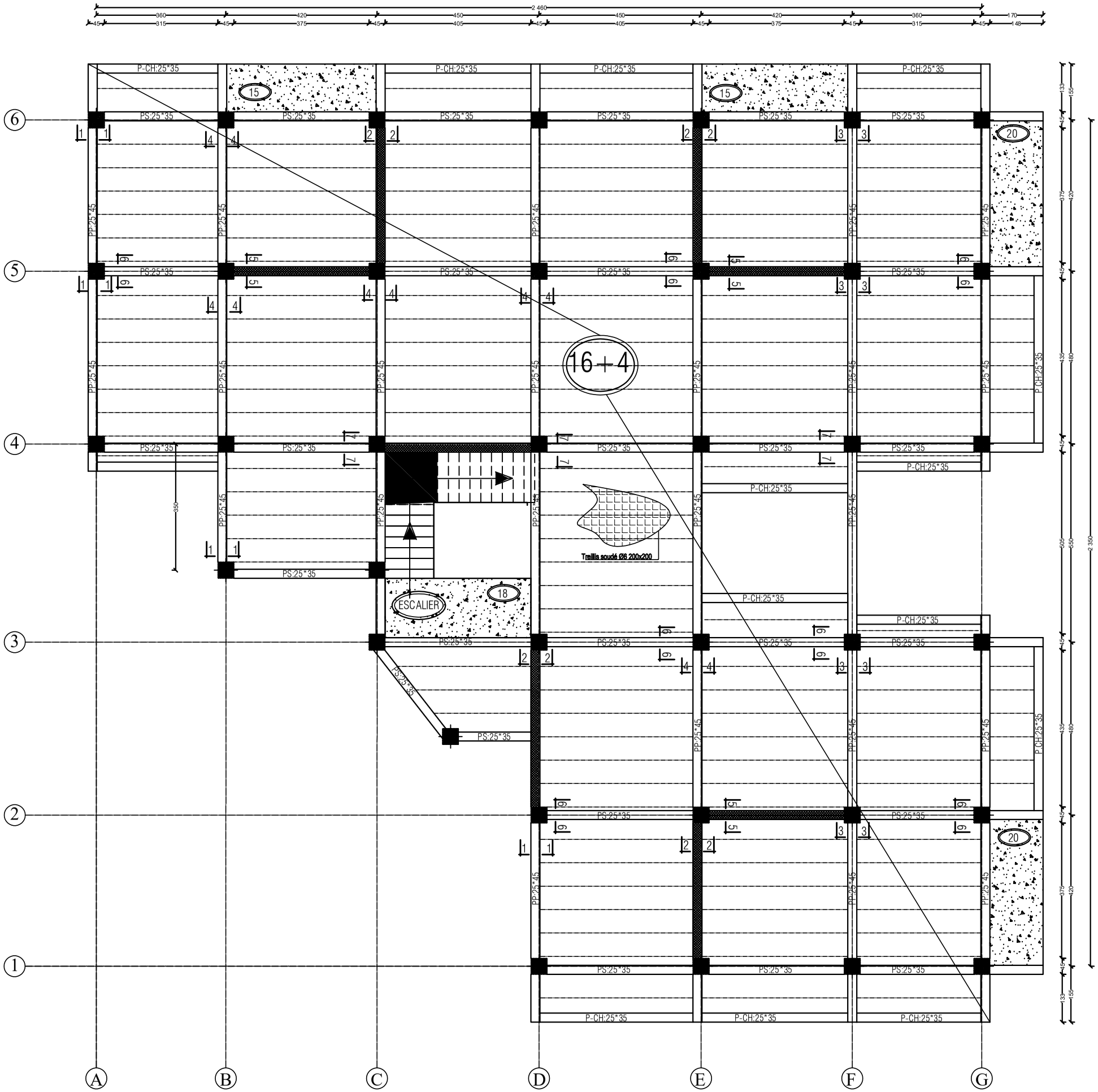
CONSTRUCTION D'UN IMMEUBLE EN
R+6+sous-sol
A USAGE D'HABITATION

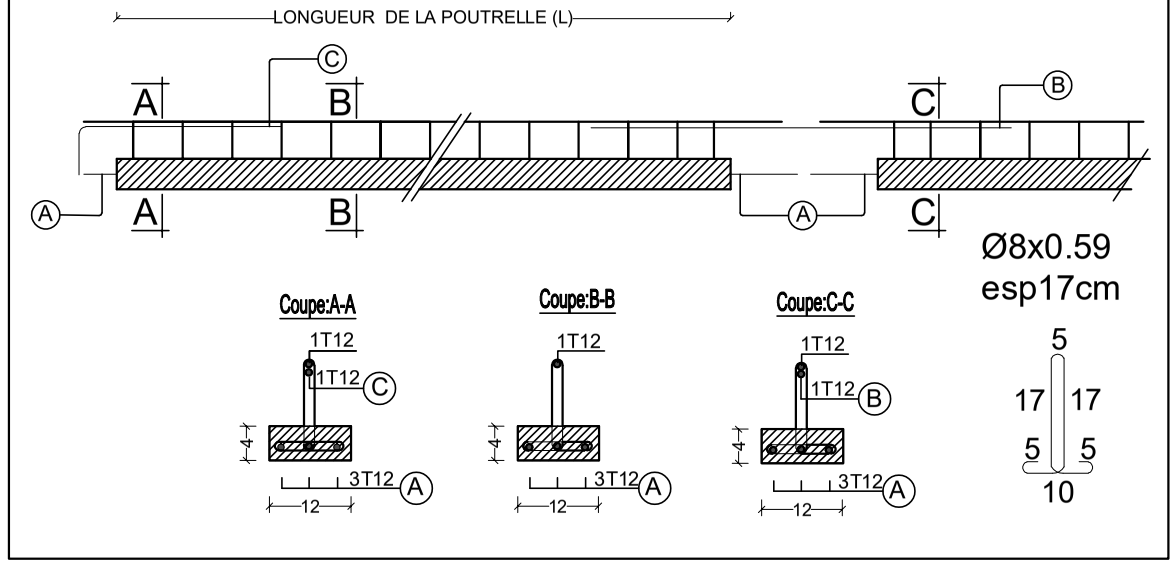
PLAN DE COFFRAGE DES PLANCHERS

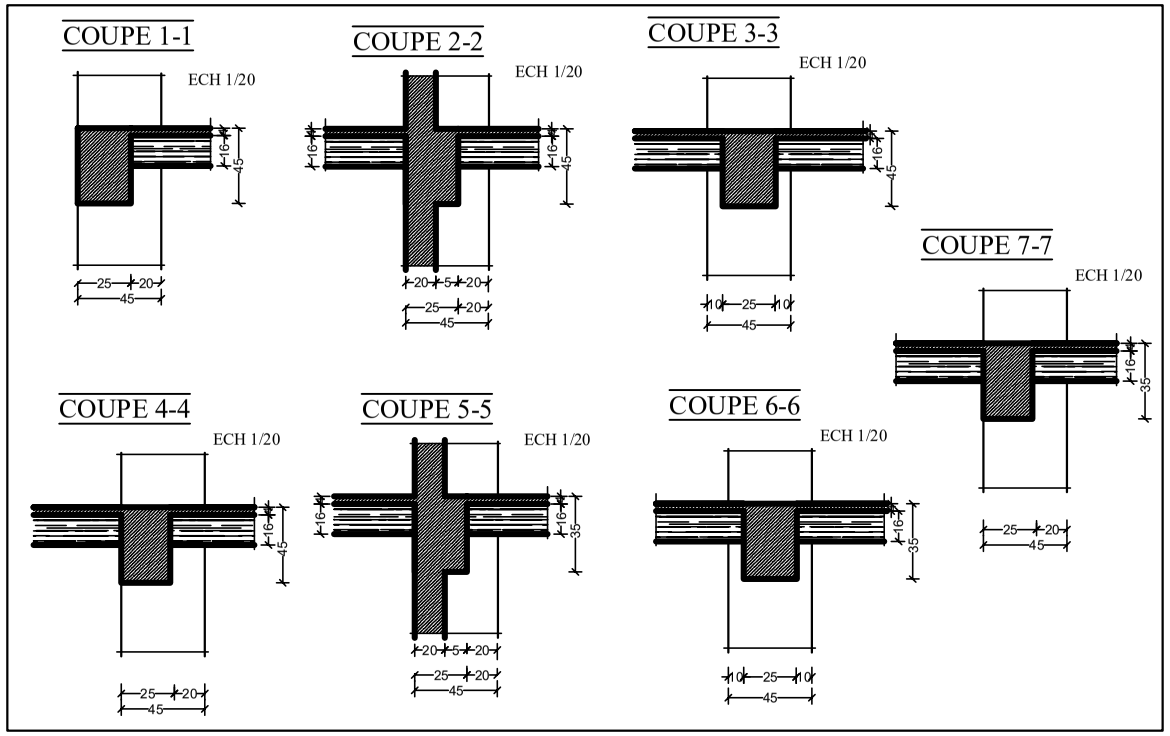
Réalise par :BOUAINE ZINEB
IOUTICHENE MOUNIR.
Encadrée par : Monsieur ALICHE .A

promotion :2020/ 2021

PLAN DE COFFRAGE PLANCHER NIV :+ 12.24;+15.3,+18,36 m







UNIVERSITE MOLOUDE MAMMERI TIZI OUZOU
Département Génie de la Construction
Filière Génie Civil

OPTION: CONSTRUCTION CIVIL ET INDUSTRIELLE

Mémoire de fin d' étude

PROJET:

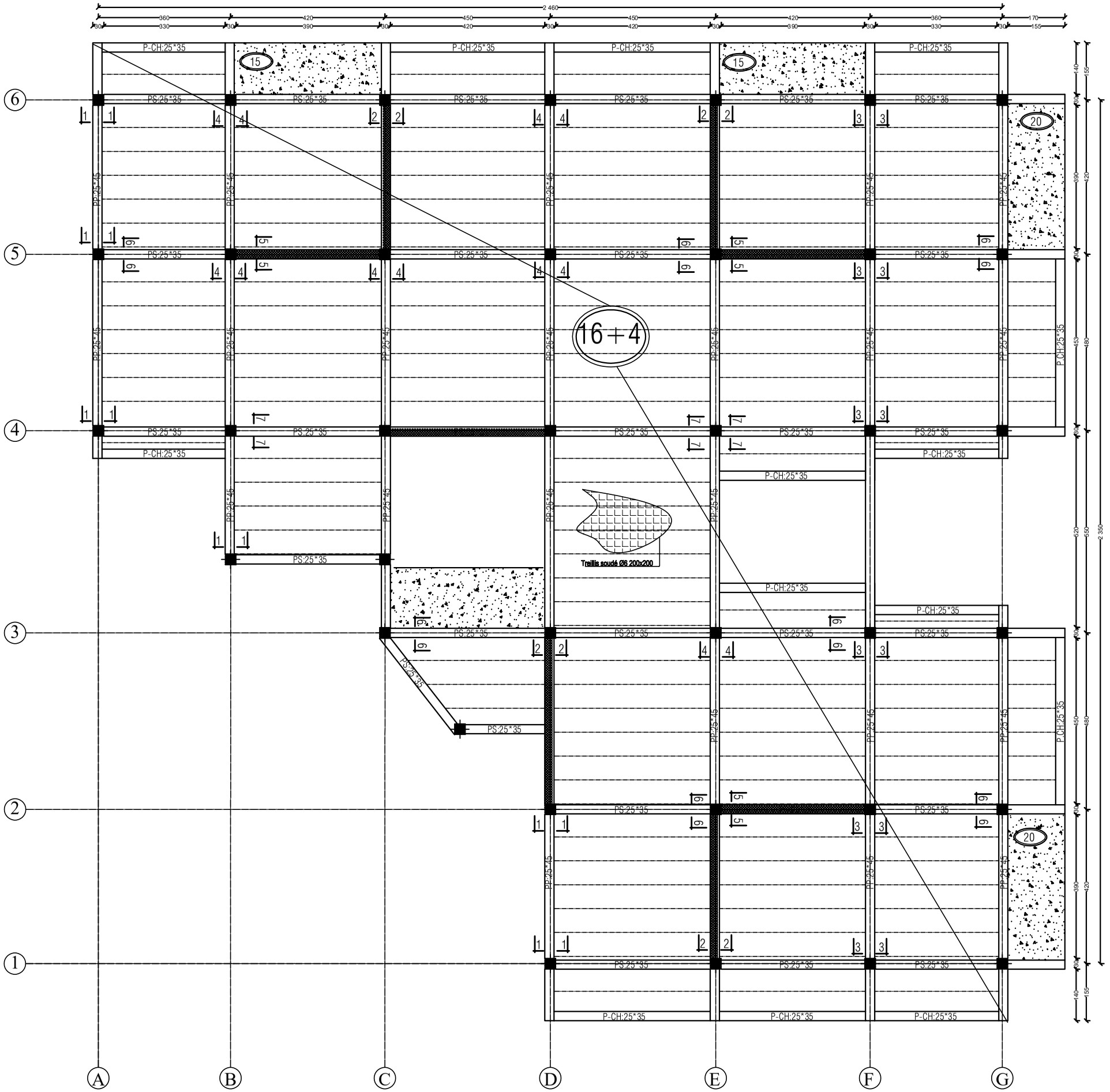
CONSTRUCTION D'UN IMMEUBLE EN
R+6+sous-sol
A USAGE D'HABITATION

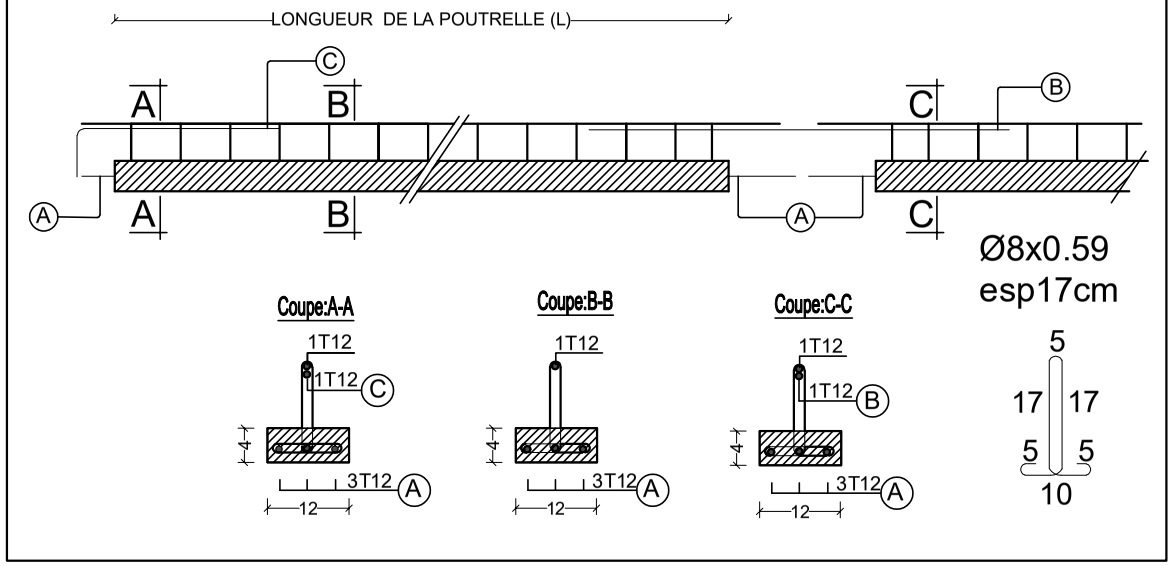
PLAN DE COFFRAGE DES PLANCHERS

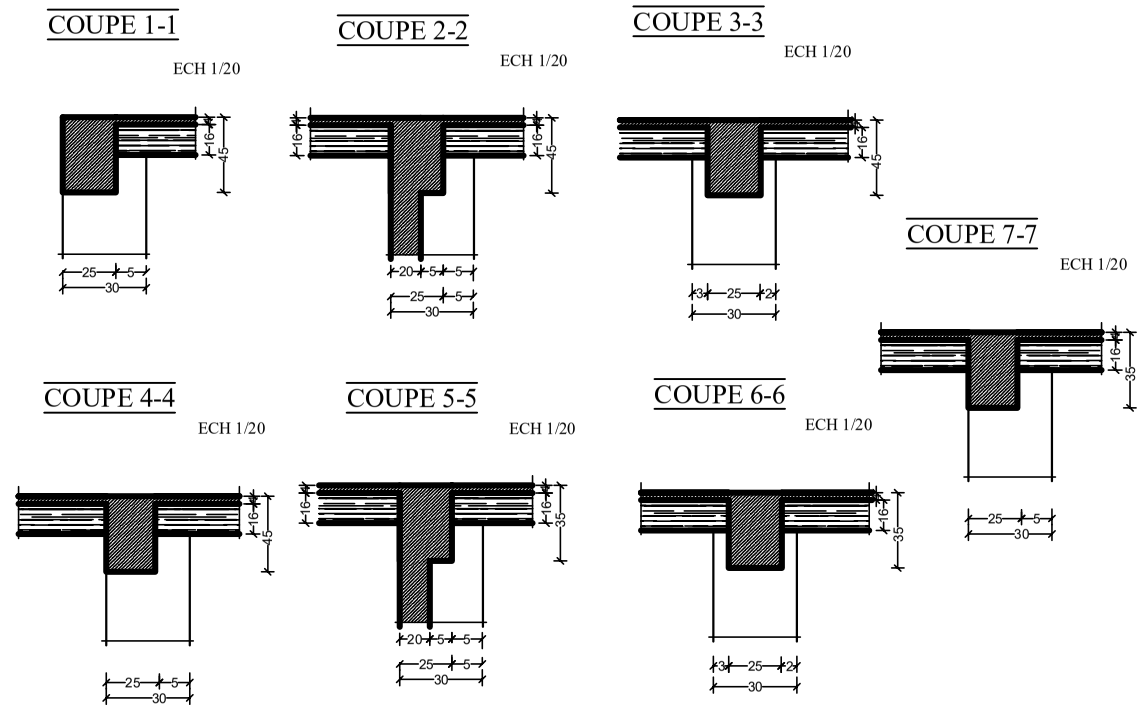
Réalise par :BOUAINE ZINEB
IOUTICHENE MOUNIR.
Encadrée par : Monsieur ALICHE .A

promotion :2020/ 2021

PLAN DE COFFRAGE PLANCHER NIV :+ 21.42 m







UNIVERSITE MOLOUDE MAMMERI TIZI OUZOU
Département Génie de la Construction
Filière Génie Civil

OPTION: CONSTRUCTION CIVIL ET INDUSTRIELLE

Mémoire de fin d' étude

PROJET:

CONSTRUCTION D'UN IMMEUBLE EN
R+6+sous-sol
A USAGE D'HABITATION

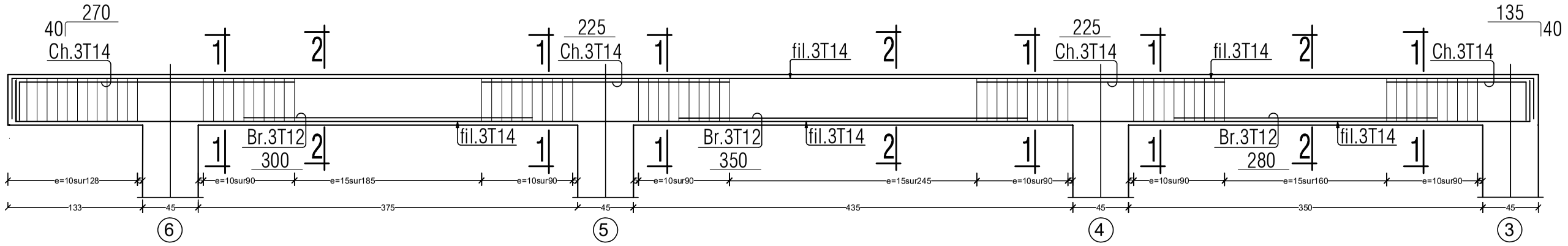
PLAN DE COFFRAGE DES PLANCHERS

Réalise par :BOUAINE ZINEB
IOUTICHENE MOUNIR.
Encadrée par : Monsieur ALICHE .A

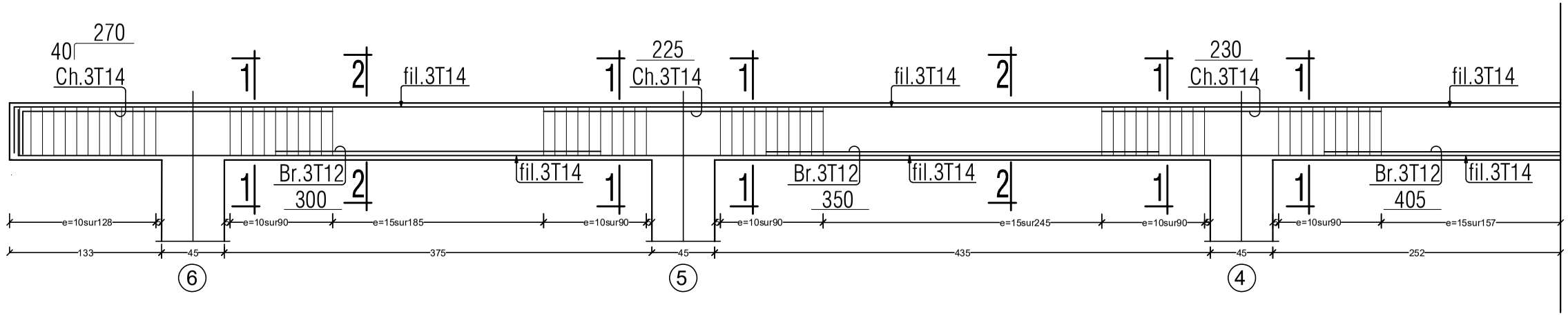
promotion :2020/ 2021

POUTRE PRINCIPALE (25*45).

POUTRE PRINCIPALE (25*45) Fils: *B*.

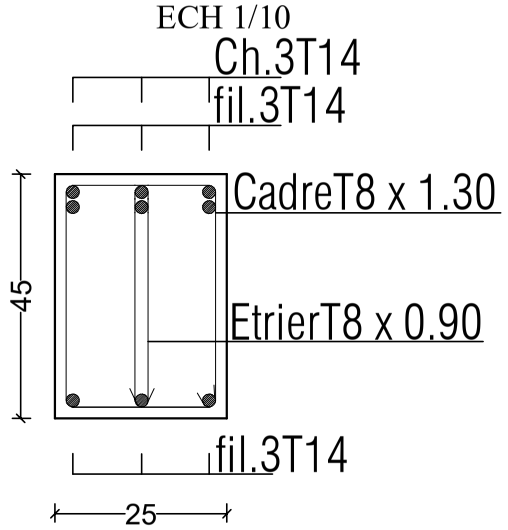


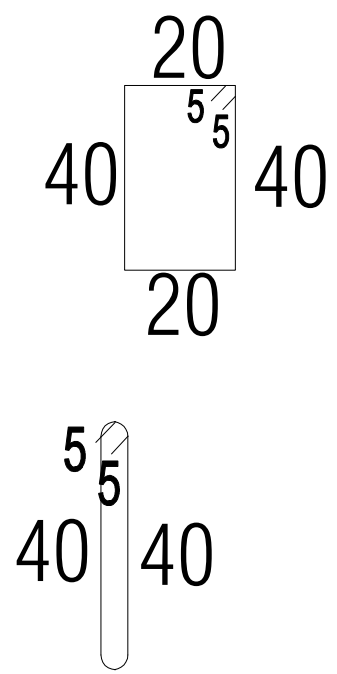
POUTRE PRINCIPALE (25*45) Fils: *D*;*E*;*F*;*G*.



COUPE 1-1

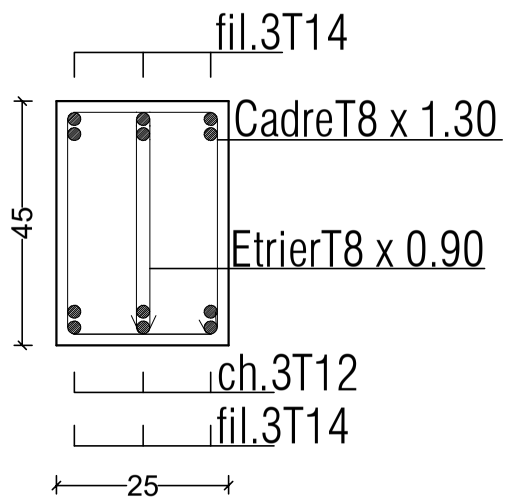
ECH 1/10





COUPE 2-2

ECH 1/10



UNIVERSITE MOLOUDE MAMMERI TIZI OUZOU
Département Génie de la Construction
Filière Génie Civil

OPTION: CONSTRUCTION CIVIL ET INDUSTRIELLE

Mémoire de fin d' étude

PROJET:

CONSTRUCTION D'UN IMMEUBLE EN
R+6+sous-sol
A USAGE D'HABITATION

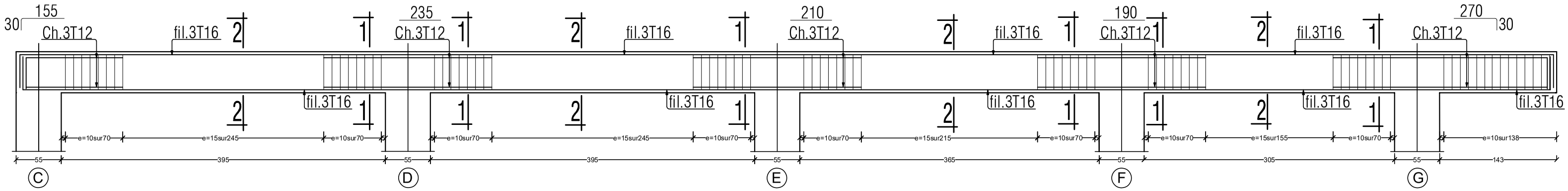
PLAN DE FERRAILLAGE DES POUTRES

Réalise par :BOUAINE ZINEB
IOUTICHENE MOUNIR.
Encadrée par : Monsieur ALICHE .A

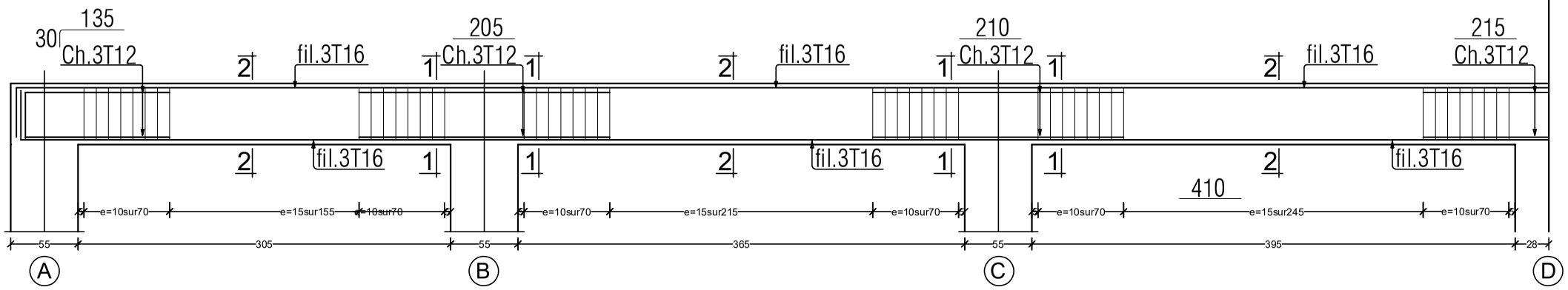
promotion :2020/ 2021

POUTRE SECONDAIRE (25*35).

POUTRE SECONDAIRE (25*35) Fils: *3*.



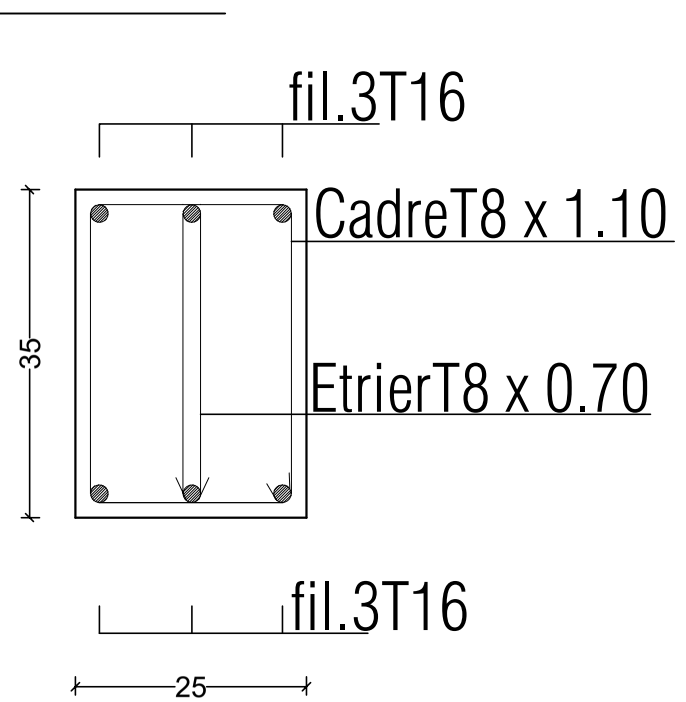
POUTRE SECONDAIRE (25*35) Fils: *4*;*5*;*6*;*7*.



COUPE 1-1



COUPE 2-2



UNIVERSITE MOLOUDE MAMMERI TIZI OUZOU
Département Génie de la Construction
Filière Génie Civil

OPTION: CONSTRUCTION CIVIL ET INDUSTRIELLE

Mémoire de fin d' étude

PROJET:

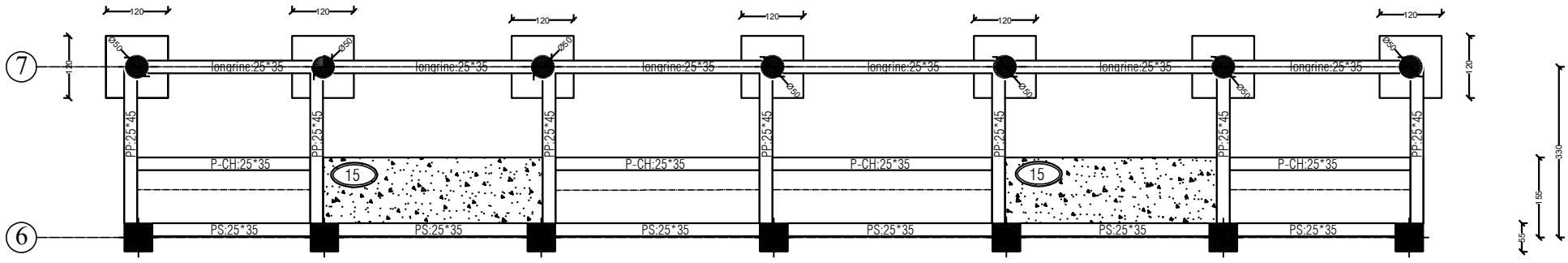
CONSTRUCTION D'UN IMMEUBLE EN R+6+sous-sol
A USAGE D'HABITATION

PLAN DE FERRAILLAGE DES POUTRES

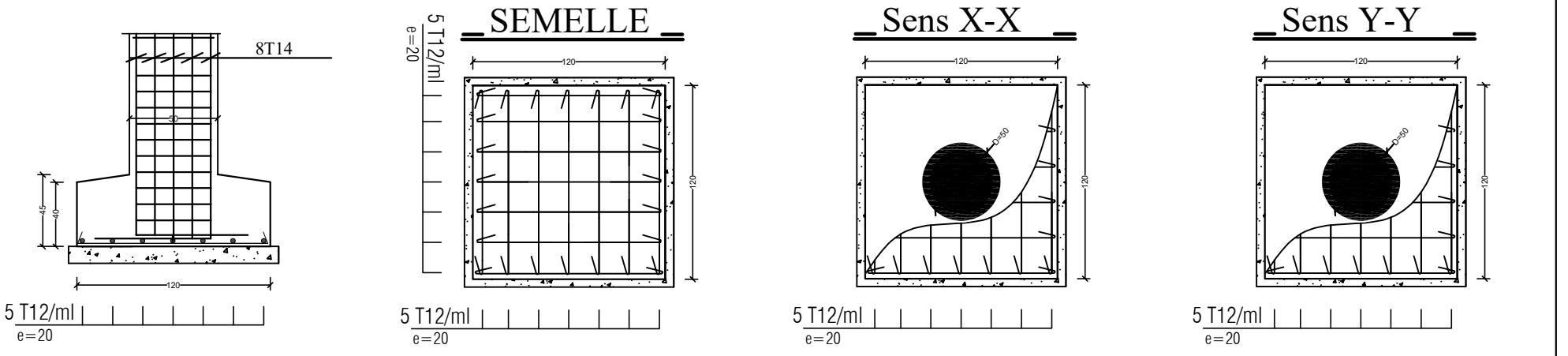
Réalise par :BOUAINE ZINEB
IOUTICHENE MOUNIR.
Encadrée par : Monsieur ALICHE .A

promotion :2020/ 2021

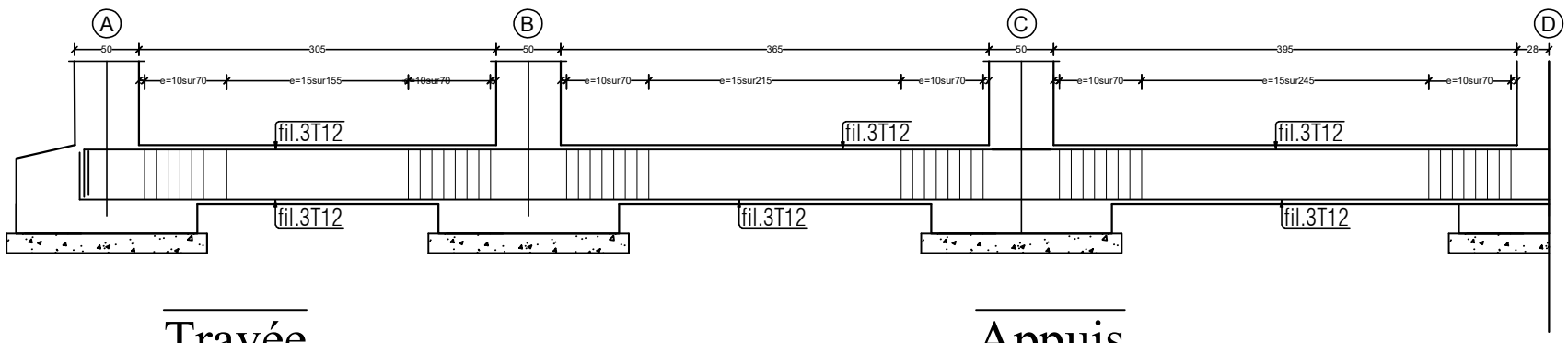
FERRAILLAGE DES SEMELLE ISOLE



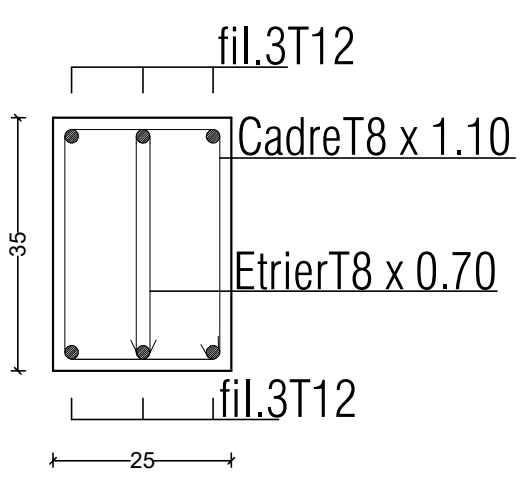
FERRAILLAGE DES SEMELLE ISOLE



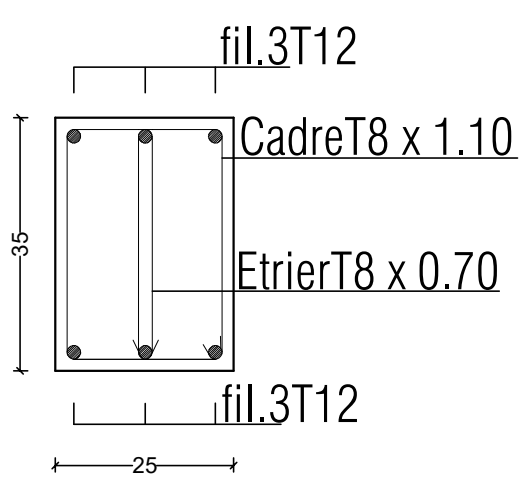
LONGRINE (25*35) Fils: *7*.

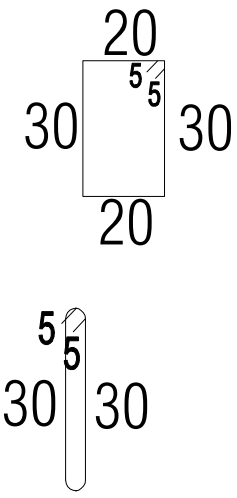


Travée



Appuis





UNIVERSITE MOLOUDE MAMMERI TIZI OUZOU
Département Génie de la Construction
Filière Génie Civil

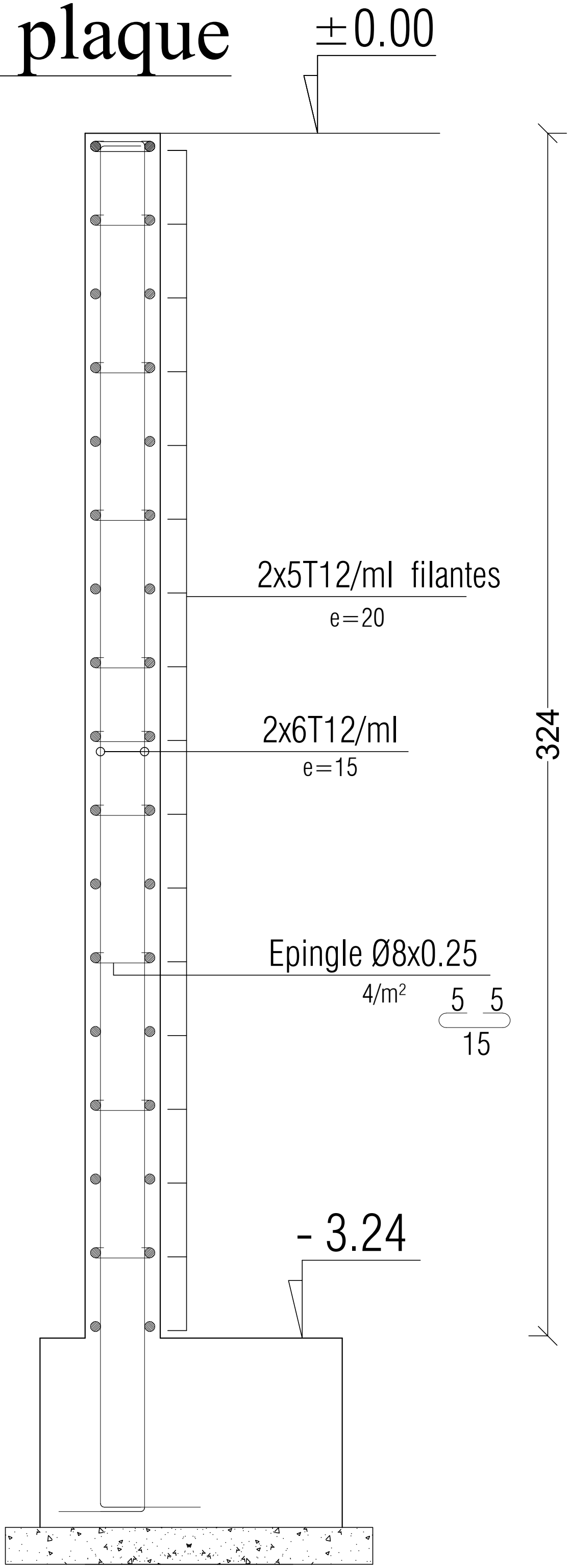
OPTION: CONSTRUCTION CIVIL ET INDUSTRIELLE
Mémoire de fin d' étude
PROJET:
CONSTRUCTION D'UN IMMEUBLE EN
R+6+sous-sol
A USAGE D'HABITATION

PLAN DE FERRAILLAGE DES SEMELLES ISOLEE
& LA LONGRINE

Réalise par :BOUAINE ZINEB
IOUTICHENE MOUNIR.
Encadrée par : Monsieur ALICHE .A

promotion :2020/ 2021

Mur plaque


±0.00
2x5T12/ml filantes
e=20
2x6T12/ml
e=15
Epingle Ø8x0.25
4/m²
5 5
15
324
- 3.24