



République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Université Amar Thelidji- Laghouat

FACULTE : GENIE CIVIL ET ARCHITECTURE

DEPARTEMENT : GENIE CIVIL

MEMOIRE DE LICENCE (MCIL)

Présenté par :

KECIBA Messaouda..TITAOUI Salma

DOMAINE : Sciences et Technologies

FILIERE : Génie Civil

OPTION : Constructions Civiles et Environnement

Calcul d'un bâtiment d'habitation (R+1)

Implanté à Laghouat

Jury de soutenance :

Nom et Prénom	Grade	Qualité
Mr. MAKHLOUFI ZOUBIR	Professeur	Président
Mme. KOUIDRI ZOHRA	M.A. A	Examinatrice
Mr. MERAH Ahmed	Professeur	Encadreur
Mr. SILA AMMAR	Ingénieur civil	Invité

Année Universitaire 2022-2023

Remerciement

Nous tenons tout d'abord à remercier ALLAH pour nous avoir guidé vers le bon chemin de la lumière et du savoir et pour nous avoir donné du courage, de la volonté afin de pouvoir réaliser ce modeste travail. Nos remerciements à Nos parents, pour leurs soutiens et leurs encouragements pendant toute la vie et qui continueront à nous aider dans tous les projets de l'avenir.

Nous tenons aussi à exprimer notre profonde gratitude à notre encadreur, le Professeur Mr. Merah Ahmed pour l'encadrement de ce mémoire, et sa patience et sa confiance en nous. Nous tenons à remercier les membres du jury, le Professeur Mr. MAKHLOUFI et Madame KOUIDRI Zohra d'avoir accepté de juger notre travail.

Nos sincères remerciements vont également à tous les enseignants, du département de Génie Civil de l'université de LAGHOUAT, ainsi qu'au personnel du laboratoire pédagogique pour leur aide et disponibilité.

DÉDICACES

Je dédie ce modeste travail à :

À mes Parents,

Qui ont eu le plus grand rôle après Dieu pour atteindre ce point pour leur patience, leur encouragement continu et leur soutien à toutes les étapes de la vie. J'espère que Dieu leur procurera santé et bien-Être.

À mes petites sœurs :

pour leur soutien, leur motivation et leurs encouragements tout au long de la période de ce travail.

À ma chère sœur EL HOUTI Ikram:

Pour votre présence, pour des encouragements constants tout au long de la vie, pour des moments et des souvenirs Heureux, Tristes et difficiles, merci.

À ma sœur : TITAOUI Salma

Pour les encouragements et pour les moments difficiles avant le beau qui nous ont réunis au cours des trois dernières années, en particulier la période de ce projet.

À mes professeurs estimés

pour leurs efforts considérables dans chaque lettre et chaque mot qu'ils m'ont appris et pour toute l'aide et les connaissances que j'ai acquises grâce à eux au cours des trois dernières années.

Enfin, j'étends mes sincères prières à ma grand-mère LAMACH.K, que Dieu ait pitié de son âme.

Messaouda
Messaouda

DÉDICACES

A ma mère et mon père,

Pour votre amour et votre soutien sans cesse. Pour vos encouragements tout au long de mes années d'études. Je vous suis très reconnaissant. Les mots ne peuvent pas exprimer ma gratitude envers vous. Que Dieu vous protège et vous procure santé, bonheur et longue vie. C'est grâce à vous que je suis ce que je suis aujourd'hui.

A mes sœurs et mon frère,

Je vous remercie de votre encouragement continu et votre confiance en moi Et je vous souhaite tout le bien du monde.

A ma grand-mère et mon grand-père,

Je suis reconnaissante à vous prières qui m'ont accompagné toute au long de mon cursus éducatif.

A ma sœur et mon binôme Messaouda ,

Merci pour le soutien moral et les efforts déployés dans ce travail.

A tous mes professeurs,

Merci pour les efforts innombrables en ma faveur.

A tous mes amis,

Je n'oublierai jamais les moments qui nous ont réunis, vous resterez à jamais graver dans ma mémoire.

SALMA

Sommaire

Remerciement	2
DÉDICACES	3
Sommaire	5
Résumé	9
INTRODUCTION	10
Chapitre I : présentation de l'ouvrage	1
I.1 Introduction	1
I.2. Description de l'ouvrage	1
I.2.1. Situation de l'ouvrage	1
I.2.2 Conception architecturale.....	1
I.2.3. Ossature	1
I.3. Caractéristiques géométriques.....	1
I.3. Caractéristiques physiques et mécaniques dans matériaux	2
I.4. Hypothèse de calcul.....	6
I.5. Sollicitation de calcule.....	7
I.6. Normes et Règlements utilisés	7
VII.7 Conclusion	7

Chapiter II : Prédimensionnement et descente de charge des éléments porteurs 9

II.1 Introduction..... 9

II.2.5 Méthode pratique pour le choix du sens porteur 9

II.2.6 Système porteur choisi pour notre structure..... 9

II . 3. Prédimensionnement des éléments porteurs 10

II .3.1. Pré dimensionnement des poutres 10

II.4. Pré dimensionnement des Planchers 11

II.4.1 Définition 11

II.4.3. Pré dimensionnement de Plancher en corps creux 12

II.4.4 Evaluation des charges et surcharges des planchers 12

II . 4. 5 Pré-dimensionnement des poutrelles 13

II.5 Prédimensionnement des poteaux 14

II.5.1 Descente de charges des poteaux 14

II.5.2 Vérification vis à vis du RPA99/V 2003 18

IV.Conclusion 19

Chapitre 3 : Etude des éléments secondaires..... 21

III.1 INTRODUCTION 21

III.2 Escalier 21

III.2.1 Dimensionnement d'un escalier 21

III.2.2Calcul des sollicitations 23

III.2.3. Calcul du ferrailage.....	26
III.2.4 Vérifications :.....	27
III.2.5 Schéma de ferrailage.....	28
III.2.6 Etude de la poutre palière.....	29
III.3. Calcul des Planchers	32
III.3.1 Dalle de compression.....	32
III.3.2 Calcul des Sollicitation des planchers.....	33
III.3.3 Calcul de ferrailage	37
III.4. Balcons.....	38
III.4.1. Définition.....	38
III.4.2. Calcul de Sollicitation	39
III.4.3. Ferrailage de Balcon	40
III.4.4. Vérification.....	41
III.4.5. Schéma de ferrailage de balcon	42
III.5. Acrotère	42
III.5.1. Définition.....	42
III.5.2. Evaluation des charges permanentes et surcharges d'exploitation	42
III.5.3. Calcul du ferrailage.....	43
III.5.4. Vérification de l'effort tranchant.....	44
III.5.5 Présentation du ferrailage	44
III.6. Conclusion.....	44

Chapitre 4 : Etude des éléments principaux et Dimensionnement des fondations	46
IV.1 INTRODUCTION	46
IV.2 Calcul et Ferrailage d'un portique	46
IV.2.1 Ferrailage des poutres.....	46
IV.2.1.2 Calcul de ferrailage	47
IV.1.2.3 Vérifications :	49
IV.1.2.4. Schéma de ferrailage	51
IV.2.2 Poteau	51
IV.2.2.1Recommandations des RPA99/Version 2003.....	51
IV.2.3.2 Ferrailage des poteaux	51
IV.2.3.4 Schéma statique de ferrailage des poteaux	54
IV.3 Etude des fondations	55
IV.3.1 Définition des fondations	55
IV.3.2 Types de fondations	55
IV.3.3 Nature du sol [11].....	55
IV.3.4 Dimensionnement de la semelle.....	57
IV.3.5 Choix des fondations	58
IV.3.6. CONCLUSION	58
CONCLUSION GENERALE	59
Référence.....	60

Résumé

Ce projet présente une étude détaillée d'un bâtiment constitué d'un rez-de-chaussée plus 1 étage à usage habitation. Le bâtiment est en implantée à El kheneg dans la wilaya de Laghouat. Cette région est classée en zone **I** Selon le Règlement Parasismique Algérien (R.P.A 2003 V2003) . Cette étude se compose de quatre parties : La première partie c'est la description générale du projet avec une présentation de l'aspect architectural des éléments. La deuxième partie a été consacrée aux le prédimensionnement des éléments (plancher ; poutre et poteau) et la descente des charges. Calcul les éléments secondaires (les escaliers, poutrelles, balcons et l'acrotère) de la structure a été entamée dans la troisième partie. La dernière partie comprend le ferrailage des différents éléments résistants de la structure (poteau ; poutre et fondation). Ceci, en tenant compte des recommandations du **BAEL91** et des règlements parasismiques algériens **RPA 99 v2003**.

ملخص

هذا المشروع هو عبارة عن دراسة مفصلة لعمارة مكونة من طابق أرضي و طابق ، تقع هذه البناية في منطقة الخنق ولاية الاغواط و هي مصنفة بحسب RPA99 اصدار 2003 ضمن المنطقة الزلزالية I. اشتملت الدراسة على أربعة محاور: **المحور الأول** : تفصيل عام للمشروع يشتمل على تعريف المشروع و البناية، **المحور الثاني** : إعطاء الابعاد الاولية للعناصر وحمولة كل منها. **المحور الثالث** : دراسة الاجزاء الثانوية من البناية (المدارج ، العوارض، شرفة ، الحاجز). اما **المحور الاخير** : يشتمل على دراسة الاجزاء المقاومة للبناية (الاعمدة ، الكمرات و الاساسات) . اعتمادا على **RPA 99 V2003 و BAEL 99** .

Abstract

This project presents a detailed study of a building consisting of a ground floor plus 1 floor for residential use. Its structure is located in El Kheng in the wilaya of Laghouat. This region is classified in zone **I** according to the Algerian earthquake regulations. This study consists of four parts: The first part is the general description of the project with a presentation of the architectural aspect of the elements. The second part was devoted to the pre-dimensioning of the elements (floor; beam and post) and lowering loads. Calculation of the secondary elements (stairs, beams, balconies and the acroterion) of the structure was started in the third part. The last part includes the reinforcement of the various resistant elements of the structure (post; beam and foundation). This, taking into account the recommendations of BAEL91 and the Algerian anti-seismic regulations RPA 99 v2003.

INTRODUCTION

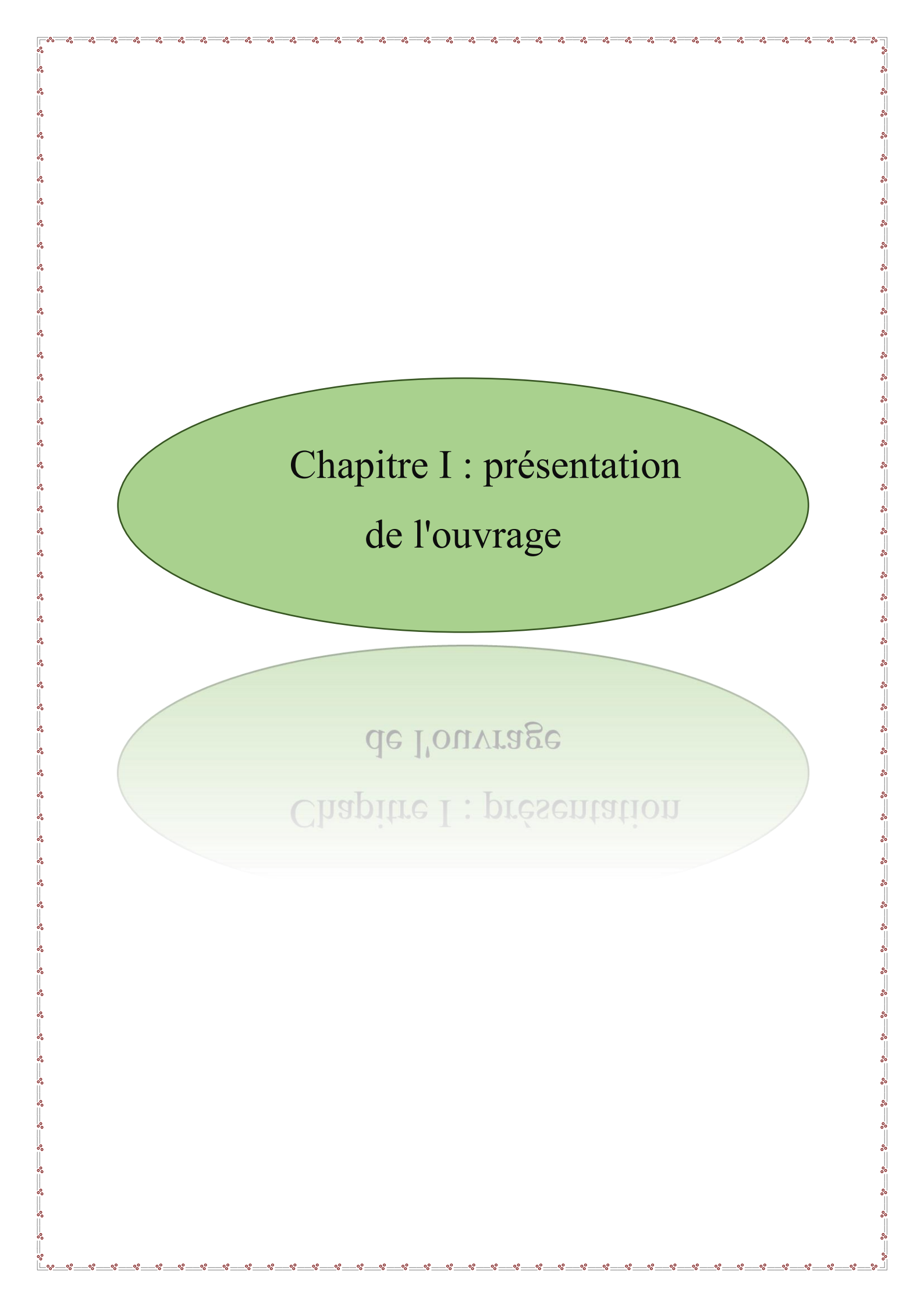
Le génie civil est défini comme l'étude de la conception et de l'infrastructure des structures civiles communes (bâtiments, barrages, routes, etc... Où il se divise en plusieurs spécialités (travaux publics, hydraulique et génie civil ...). Ce derniers sont confrontés à un certain nombre de problèmes de résistance des bâtiments aux problèmes naturels (tremblements de terre, inondations, vents ..etc.).Par conséquent, le souci de l'ingénieur civil est de réaliser une structure qui résiste au différents chargement et le plus longtemps possible.

Dans ce travail, nous faisons le calcul un bâtiment (R+1) sous chargement statique, afin de dimensionner ces éléments résistants et obtenir une structure stable, résistante et durable. Cette habitation est située dans la wilaya de Laghouat (Zone sismique I selon l'RPA) dans la région de kheneg.

Afin d'atteindre les objectifs précités, notre mémoire est divisé en quatre chapitres :

- **Le premier chapitre** est consacré à la présentation de l'ouvrage
- **Le deuxième chapitre est dédié** au pré dimensionnement des éléments structuraux de la structure et descente des charges.
- **Le troisième chapitre traite** le dimensionnement des éléments secondaires.
- **Le quatrième chapitre se focalise** sur l'étude des éléments résistants principaux ainsi que sur le dimensionnement des fondations.

Enfin, on termine notre travail par une conclusion générale et des recommandations.



Chapitre I : présentation
de l'ouvrage

de l'ouvrage
Chapitre I : présentation

Chapitre I : présentation de l'ouvrage

I.1 Introduction

Dans le but de mise en valeur de nos connaissances théoriques acquises durant trois années passées dans le domaine du Génie Civil, spécialité constructions civils et environnement, Dans le présent chapitre, on présente notre projet de fin de cycle de Licence en Génie Civil. Il s'agit d'un bâtiment d'habitation (R+1) où on présente aussi la situation du projet, les matériaux utilisés ainsi que les différents règlements tel que (RPA 99- V2003 ; BAEL 91 et CBA 93) et les normes appliqués pour la conception et le calcul de notre projet .

I.2. Description de l'ouvrage

I.2.1. Situation de l'ouvrage

Ce projet sera exécuté dans la wilaya de **Laghouat** qui est classée selon les Règles Parasismiques Algériennes (RPA 99 v 2003) en zone **I [1]** article 3.1 p11 .

I.2.2 Conception architecturale

Le projet consiste à étudier une bâtiment de rez-de-chaussée plus un étage (R+1) a usage d'habitation.

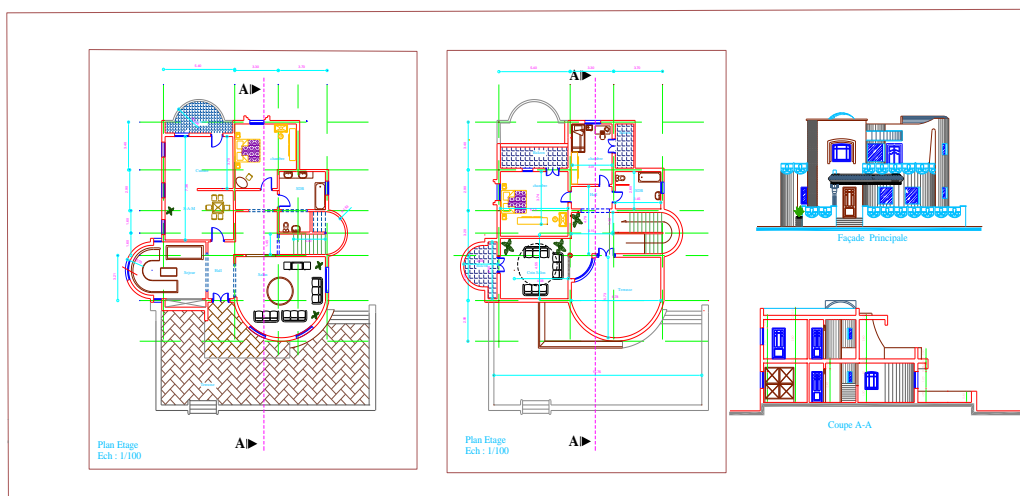


Figure 1: Plan architecture

I.2.3. Ossature

La stabilité transversale et longitudinale de ce bâtiment est assurée par des portiques auto stables construits de poutres et de poteaux encastrés.

I.3. Caractéristiques géométriques

✚ Dimensions en élévation

- Hauteur du RDC: 3.06 m.
- Hauteur de 1^{ère} étage : 3.06 m.
- Hauteur totale du bâtiment : 6.72 m.

+ Dimensions en plan

- La longueur totale : 12.72 m
- La largeur totale : 16.65 m

+ Les planches

- Plancher à corps creux .
- Plancher à dalle pleine(pour les balcons).

+ Cage d'escalier

L'escalier composé de deux volées et un paliers de repos.

+ Maçonnerie

La maçonnerie la plus utilisée en ALGERIE est en briques creuses pour cet ouvrage nous avons deux types de murs :

- **Murs extérieurs**
 - Brique creuse de 15 cm.
 - L'âme d'air de 5 cm.
 - Brique creuse de 10 cm.
- **Murs intérieurs**
 - Brique creuse de 10 cm.

+ Balcons

Le bâtiment compte des balcon en dalle pleine .

+ Revêtement

- Carrelage de 2 cm pour différents planchers et escalier.
 - Mortier de ciment pour le crépissage des façades extérieures .
 - Céramiques recouvrant les murs dans les salles d'eau.
 - Enduit de plâtre de 2 cm pour les cloisons et plafonds.
- 0.85 : le coefficient de minoration.

I.3. Caractéristiques physiques et mécaniques dans matériaux

+ Béton

est un mélange composé de ciment, de sable, d'eau, de gravier et adjuvant, en proportion déterminées. Béton est caractérisé par une mauvaise résistance à la traction (la zones tendus sont fissurées) c'est pour ça ajouter l'acier donnant ce qu'on appelle " béton armé ".

- Ciment :

Le ciment est un liant hydraulique, c'est-à-dire que mélangé à l'eau il forme une pate fait prise et durcit (propriétés hydrauliques).

- Granulats :

Ils constituent le squelette du béton et sont en trois catégories :

les sables : grains de dimensions comprises entre 0.08mm et 5mm.

les gravillons : grains de dimensions comprises entre 5mm et 25mm.

les cailloux : grains de dimensions supérieurs à 25mm.

- Eau de gâchage :

Est la quantité d'eau totale ajoutée au mélange sec de béton, elle est nécessaire pour l'hydratation du liant, le mouillage des granulats et la facilité de mise en œuvre du béton.

Caractéristiques physique et mécaniques du béton

- **Masse volumique**

Elle varie entre 2.2 à 2.5 t/ m³ suivant la qualité d'acier mise dans le béton, elle est généralement dans les calculs prise pour béton ordinaire égale à 2.5 t/m³.

- **Résistance du béton**

✚ **Résistance du béton à la compression**

Elle est mesurée par compression axiale de cylindres droits de 16 cm de diamètre, soit 200 cm² de section et d'une hauteur h = 32 cm .

Le béton est défini par sa résistance caractéristique à la compression à 28 jours d'âge, et définit suivant le dosage du ciment (kg/m³) elle est notée :

$$f_{cj} = 25 \text{ MPa} .$$

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

$$f_{cj} = \frac{j \times f_{c28}}{1,4 + 0,95 \times j} \quad \text{Pour : } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa} .$$

✚ **Résistance à la traction**

La résistance du béton est également définie par la résistance caractéristique à la traction f_{tj} à "j" jours qui est conventionnellement introduite par la relation

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 \times f_{cj} \text{ (MPa)} .$$

donc on a : $f_{tj} = 25 \text{ MPa} \Rightarrow f_{tj} = 2.10 \text{ MPa} .$

Les contraintes limites

✚ **Etat limite ultime**

La contrainte ultime du béton en compression :

$$\sigma_b = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b}$$

Avec : $\gamma_b = 1.5$ sollicitations durables $\Rightarrow \sigma_b = 14.17 \text{ MPa}$

$\gamma_b = 1.15$ sollicitations accidentelles $\Rightarrow \sigma_b = 18.48 \text{ MPa} .$

$\theta = 1$ la durée > 24h.

$\theta = 0.9$ la durée est comprise entre 1h et 24h.

$\theta = 0.85$ la durée < 1h.

la masse volumique du béton est: $\rho = 2500 \text{ kg/cm}^3$.

0.85 : le coefficient de minoration .

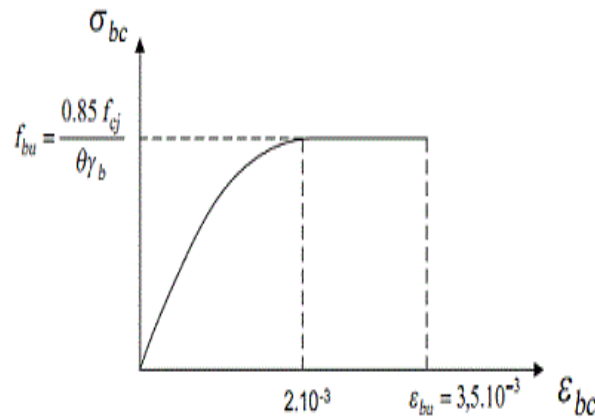


Figure 2 Diagramme contraintes - déformation de béton à l'ELU

✚ Etat limite service

La contrainte limite de service est :

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

La contrainte de cisaillement est :

$$\tau = \frac{v_u}{b_0 \times d}$$

Avec : v_u : effort tranchant à l'ELU

B_0 : largeur de l'âme

D : hauteur utile

On vérifie par suite que :

– Si la fissuration est peu nuisible :

$$\bar{\tau} = \min \left\{ 0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \right\} (\text{MPa}) = 3.33 \text{ MPa}.$$

– Si la fissuration est préjudiciable ou très préjudiciable :

$$\bar{\tau} = \min \left\{ 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \right\} (\text{MPa}).$$

Module de déformation longitudinale

✚ Module de déformation longitudinale instantanée :

$$E_{tj} = 11000 \times \sqrt[3]{f_{cj}} \quad (MPa).$$

✚ Module de déformation longitudinale différée :

$$E_{vj} = \frac{E_{tj}}{3} \quad (MPa).$$

Pour notre cas : $E_{tj} = 32164.19 \text{ MPa}$

$$E_{vj} = 10721.40 \text{ MPa}$$

✚ **Acier**

L'acier est un alliage du fer et du carbone en faible pourcentage, leur rôle est de résister les efforts de traction, de cisaillement et de torsion.

Les caractéristiques de l'acier utilisé sont :

- Module d'élasticité : $E = 2 \times 10^5 \text{ MPa}$
- Limite d'élasticité selon le type.

Table 1 Nuance et limite d'élasticité des aciers

Type d'aciers	Désignation (nuance)	Limite d'élasticité F_{er} (MPa)
Ronds lisses	FeE 235	235
Barres à haute adhérence	FeE 400/500	400/500

Les aciers qu'on utilisées sont :

- Ronds lisses FeE235 pour les armatures transversales .
- Aciers à haute adhérence (H.A) pour les armatures longitudinales .
- Treilles soudés ($150 \times 150 \text{ mm}^2$) avec $\varnothing \leq 6 \text{ mm}$.

Les contraintes limite l'ELU

La contrainte de l'acier : $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$.

Le coefficient de sécurité de l'acier est :

- $\gamma_s = 1$ situation accidentelle.
- $\gamma_s = 1.15$ situation durable.

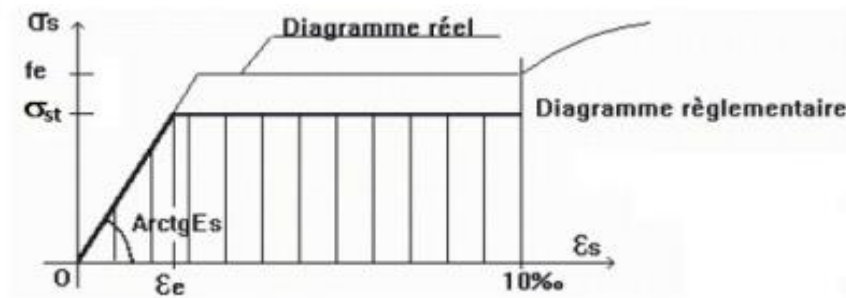


Figure 3 : Diagramme contrainte-déformation de l'acier

Les contraintes limite l'ELS

- Fissuration peu nuisible : Aucune vérification à effectuer .
- Fissuration préjudiciable : $\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{c28}} \right\}$.
- Fissuration très préjudiciable : $\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{1}{2} f_e ; 90 \sqrt{\eta f_{c28}} \right\}$.

$\eta = 1 \Rightarrow$ pour les aciers ronds lisses.

$\eta = 1.6 \Rightarrow$ pour les aciers a HR.

I.4. Hypothèse de calcul

Calcul aux états limites de service (E.L.S) :

- ✓ Les sections droites restent planes, et il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- ✓ La résistance de traction de béton est négligée.
- ✓ Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéairement élastiques.
- ✓ Le rapport des modules d'élasticités longitudinaux de l'acier et de béton est pris égal à:

$(n=E_s/E_b =15)$ n : est appelé coefficient d'équivalence

Calcul aux états limites ultime (E.L.U) :

- ✓ Les sections droites restent planes, et il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- ✓ Le béton tendu est négligé.
- ✓ L'allongement relatif de l'acier est limité à : 10‰.
- ✓ Le raccourcissement ultime du béton est limité à :

$\epsilon_{bc}=3.5\%$ en flexion

$\epsilon_{bc}=2\%$ en compression centrée.

I.5. Sollicitation de calcul

➤ Etat limite ultime

Combinaisons fondamentales

$$S_D = 1.35 \times G_{max} + G_{min} + \gamma_{Q_i} \times Q_I + \sum (1.3 \times \psi_{Q_i} \times Q_i)$$

Avec : G_{max} : l'ensemble des actions permanente défavorable.

G_{min} : l'ensemble des action permanente favorable.

Q_I : une action variable dite de base.

Q_i : autres actions variables dites d'accompagnement.

γ_{Q_i} : 1.5 dans le cas général .

ψ_{Q_i} : 0.3/0.6.

➤ Etat limite service

$$G_{max} + G_{min} + Q_i + \sum \psi_{Q_i} \times Q_i$$

I.6. Normes et Règlements utilisés

– Les règlements utilisés sont :

- a) RPA 99 v 2003
- b) CBA 93
- c) BAEL 91

– Les normes utilisés sont :

- a) NA-455: essais pour déterminer les caractéristiques géométrique des granulats- évaluation des fines- équivalent de sable.
- b) NA-593 l'analyse granulat
- c) NA-442: ciment- composition, spécifications et critères de conformité des ciment courants.
- d) NA-1966: eau de gâchage pour bétons spécifications d'échantillonnage, d'essai et d'évaluation de l'aptitude a l'emploi, y compris les eaux de processus de l'industrie du béton, telle que l'eau de gâchage pour béton.

VII.7 Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons établis une description de l'ouvrage (longueur, largeur, hauteur) zone d'implantation sismique et géographique. Les différents règlements utilisés sont aussi présentés dans ce chapitre. De plus, les plans d'Architectures sont établis en tenant compte de la position des poteaux. Les caractéristiques des matériaux utilisés dans le projet sont définis.

Chapitre II : Prédimensionnement et
descente de charge des éléments
porteurs

porteurs




descente de charge des éléments

Chapitre II : Prédimensionnement et

Chapiter II : Prédimensionnement et descente de charge des éléments porteurs

II.1 Introduction

Dans ce chapitre, nous allons calculer la descente de charges en partant de sommet du bâtiment vers sa base. Ce calcul est nécessaire pour estimer les charges verticales sollicitant les éléments porteurs, et par conséquent procéder à leur prédimensionnement, celui-ci est réalisé selon les normes et les règles en vigueur, à savoir le Calcul Béton Armé CBA 93 (BAEL 91 R 99), le Règlement Parasismique Algérien RPA 99 version 2003. le prédimensionnement concerne les éléments porteurs suivant :

-  Les planchers
-  Les poutres
-  Les poteaux.

II.2.5 Méthode pratique pour le choix du sens porteur

Dans notre choix du sens porteur , nous avons pris en compte le sens des poutre avec le plus grand longueur qui sont les poutre principale , le sens des poutre principale est le sens porteur.

II.2.6 Système porteur choisi pour notre structure

Notre bâtiment est R+1 qui existe dans la zone 1 sur un terrain stable donc on a choisi le système portique (poteau, poutre).

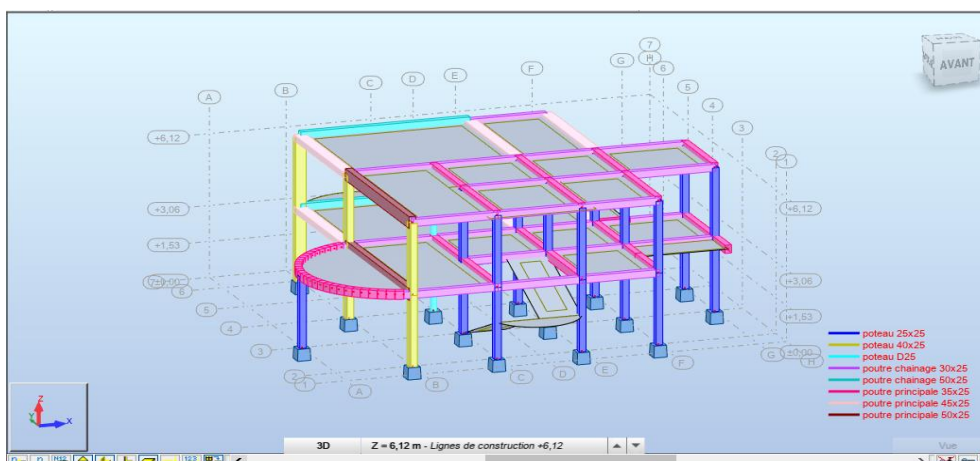


Figure 2 : Modélisation du bâtiment sous ROBOT

II . 3. Prédimensionnement des éléments porteurs

II .3.1. Pré dimensionnement des poutres

Les poutres sont des éléments horizontaux, dont la section peut avoir différentes forme) rectangulaires ou en té), leur rôle est de transmettre les charges aux poteaux. Les poutres sont dimensionnées par rapport aux conditions de la flèche admissible et sont vérifiées par rapport aux prescriptions du RPA 99 Version 2003. [4]

On distingue les poutres principales qui constituent des appuis aux poutrelles et les poutres secondaires qui assurent le chaînage. et la vérification doit être :

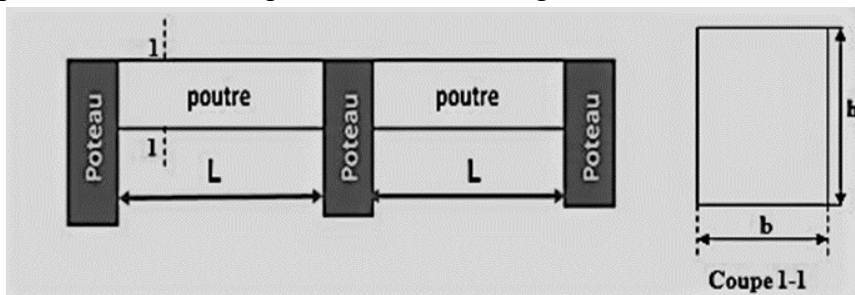


Figure 3 : POUTRE

La section de la poutre est déterminée par les formules Eq(1) et Eq (2). (D'après le BAEL 91)

$$\frac{L_{max}}{15} < h < \frac{L_{max}}{10} \quad Eq(2.1).$$

$$0.3h < b < 0.7h \quad Eq(2.2).$$

L_{max} : Longueur de la portée maximale de la poutre entre nus d'appuis.

h : Hauteur de la poutre. b : largeur de la poutre.

Vérification selon RPA99/V2003 [1]

Les poutres doivent respecter les dimensions ci-après

- ✓ $b \geq 20cm$
- ✓ $h \geq 30cm$
- ✓ $h/b \leq 4$
- ✓ $b_{max} \leq 1.5h + b_1$ (b_1 est la plus petite dimension de la section du poteau).

➤ La poutre principale :

- $L=7$ m

$$\frac{700}{15} < h < \frac{700}{10} , \quad 46.67 < h < 70 \text{ on prend } h = 60cm$$

$$0.3 \times 46.67 < b < 0.7 \times 70 , \quad 14.001 < b < 49 \text{ on prend } b = 25cm$$

Vérification des conditions imposées par le RPA99 [1]

- 1. $b=25\text{ cm} > 20\text{ cm}$condition vérifiée
- 2. $h = 60\text{ cm} > 30\text{ cm}$ Condition vérifiée
- 3. $h/b = 2.4 < 4$ condition vérifiée.

- $L= 3.7\text{ m}$
 $24.67\text{ cm} \leq h < 37\text{ cm}$ on prend $h = 35\text{ cm}$.
 $10.5\text{ cm} \leq b < 21\text{ cm}$ on prend $b = 25\text{ cm}$.
 Vérification selon le RPA 99 v-2003 on a :
 $h = 35\text{ cm} \rightarrow h > 30\text{ cm}$ vérifi.
 $b = 25\text{ cm} \rightarrow b \geq 20\text{ cm}$ vérifi.
 $h/b = 1.4 \leq 4 \rightarrow$ vérifi.

➤ **Poutre Chainages**

- $42.67\text{ cm} \leq h < 64\text{ cm} \rightarrow$ on prend $h = 50\text{ cm}$.
 $15\text{ cm} \leq b < 35\text{ cm} \rightarrow$ on prend $b = 25\text{ cm}$.
 Vérification selon le RPA 99 v-2003 on a :
 $h = 50\text{ cm} \rightarrow h > 30\text{ cm}$ vérifi.
 $b = 25\text{ cm} \rightarrow b \geq 20\text{ cm}$ vérifi.
 $h/b = 1.2 \leq 4 \rightarrow$ vérifi.

Tableau 2 : sections des poutres

Type des Poutres	Section Type des Poutres		
Poutre principale:	$L= 7\text{ m}$	$L=5.4\text{m}$	$L= 3.7\text{m}$
	$60*25$	$45*25$	$35*25$
Poutre secondaire	$L=6.4\text{m}$	$L=3.4\text{m}$	
	$50*25$	$30*25$	

II.4. Pré dimensionnement des Planchers

II.4.1 Définition

Les planchers sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions. Ils transmettent aux éléments porteurs (poutres, poteaux, voiles) les charges permanentes et les surcharges d'exploitation. Pour notre projet, on a utilisé des planchers à corps creux qui sont constitués par des éléments porteurs (poutrelles), et par des éléments de remplissage (hourdis).[5]



Figure 4 : Planchers

II.4.3. Pré dimensionnement de Plancher en corps creux

D’après les règles BAEL 91 : [2] (BAEL91)

- Condition d'isolation phonique : $h_t \geq 16$.
- Condition de sécurité incendie : $h_t \geq 7$ pour une heure de coupe de feu

$h_t \geq 11$ pour deux heures de coupe de feu

- Condition de résistance à la flexion : $H_{tp} \geq \frac{L}{22.5}$ **Eq(2.3)**

L : la grande portée du panneau considéré selon le sens des poutrelles.

Application :

Dans notre cas, les planchers sont tous identiques et on a $L = 3.70$ m

$$H_{tp} \geq \frac{370}{22.5} \quad \rightarrow \quad H_{tp} \geq 16.44 \text{ cm}$$

Donc on prend $H_{tp} = 20$ cm, soit un plancher (16+4).

II.4.4 Evaluation des charges et surcharges des planchers

- Charges permanente [4]
 - a) Plancher en corps creux de l’étage

Tableau 3 : Charge permanente du plancher étage

Couche	Charges (KN /m²)
Carrelage	0.44
Mortier de pose	0.40
Lit de sable	0.75
Cloison légère	0.75
Isolation phonique	0.10
Plancher (16+4)	2.85
Enduit en plâtre	0.24
	G=5.53 KN/m²

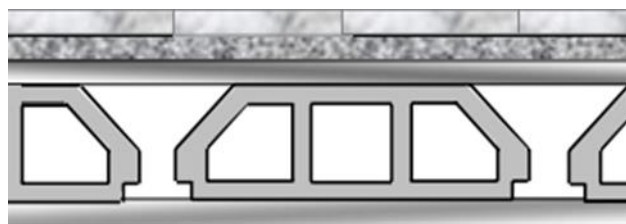


Figure 5 : Plancher corps creux de l’étage

b) Plancher en corps creux de terrasse

Tableau 4 : Charge permanente du plancher (terrasse).

Couche	Charges (KN /m ²)
Protection en gravillon	0.05×10 =0.50
Étanchéité multicouche	0.12
Protection de l'étanchéité	0.50
Forme de pente	0.10 × 22 = 2.20
Isolation thermique	0.20
Filme par vapeur	0.05
Filme polyane	0.05
Dalle en corps creux	2.85
Enduit en plâtre (2cm)	0.24
	G = 6.95

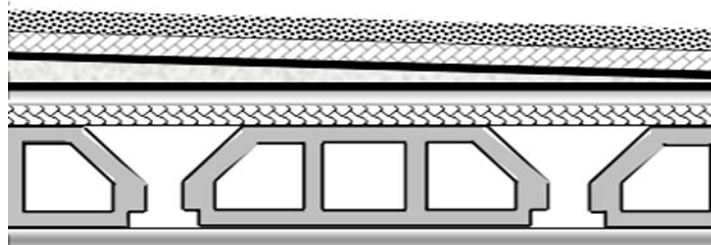


Figure 6 : Composants d'un plancher terrasse en corps creux

II . 4. 5 Pré-dimensionnement des poutrelles

Les poutrelles sont des éléments préfabriqués en béton armé, avec une section en T, en général les poutrelles sont considérées comme poutres continues semi encastées elles seront calculées comme une poutre continue reposant sur plusieurs appuis.[6]

- ✓ Il existe deux critères des poutrelles :
- **Critère de la petite portée** : Les poutrelles sont disposées parallèlement à la plus Petite portée.
- **Critère de continuité** : Si les deux sens ont les mêmes dimensions, alors les poutrelles sont disposées parallèlement au sens du plus grand nombre d'appuis.
- ✓ Dans notre projet, nous comptons sur le premier critère.

b: Largeur de la table de compression.

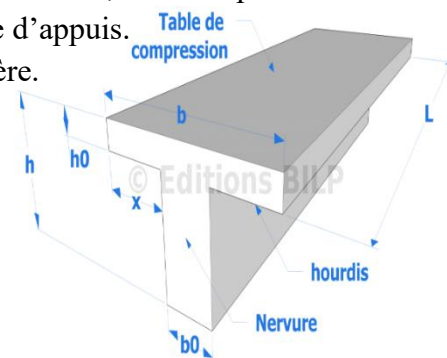
h: Épaisseur du plancher = 16 + 4 cm.

L_x: distance entre deux nervures Successives..

l_y: Distance maximale entre deux appuis de deux poutres secondaires .

h₀: Épaisseur de la table de compression *h₀* = 4cm.

b₀ : Largeur de la nervure = (0.4 à 0.6) × *h* → *b₀* = (8 à 12) Eq (2.4)



soit : $b_0 = 12 \text{ cm}$

$$b_1 \leq \min\left(\frac{L_x}{2}, \frac{l_y}{10}\right) \quad \text{Eq(2.5)} \quad (\text{CBA93 (article A. 4.1.3)})$$

$$L_x = 65 - 12 = 53 \text{ cm}, L_y = 540 \text{ cm}$$

$$b_1 \leq \min\left(\frac{53}{2}, \frac{540}{10}\right) \rightarrow b_1 \leq \min(26.5, 54) \rightarrow b_1 = 26.5 \text{ cm}.$$

$$b = b_0 + 2b_1 \quad \text{Eq(2.6)}$$

$$b = 12 + (2 \times 26.5) \rightarrow b = 65 \text{ cm} \text{ Soit } b = 65 \text{ cm}.$$

On va calcul les poutrelles en flexion simple.

II.5 Prédimensionnement des poteaux

Le prédimensionnement des poteaux se fait par la vérification de la capacité portante d'une section choisie, en fonction des sollicitations de calcul en compression simple à l'ELU(1.35G+1,5Q). Ces dimensions sont déterminées par la descente des charges du poteau le plus sollicité. [4]

II.5.1 Descente de charges des poteaux

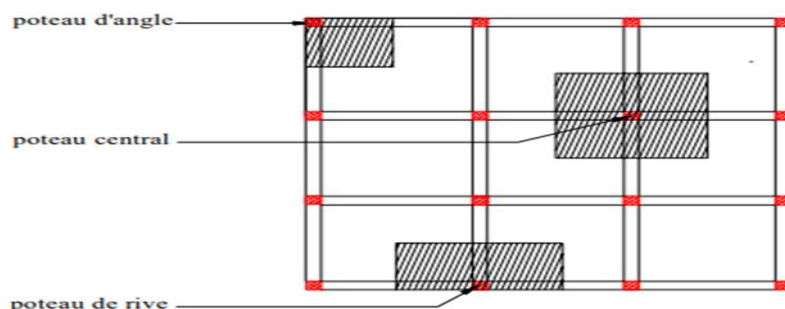


Figure 7: Evaluation des charges verticales

Application :Pour le poteau B2

Tableau 5 : Charges permanentes et les charge des exploitations des planchers

Les Plancher	Les charges permanent	Les charges d'exploitation
Terrasse	$G=6.95 \text{ KN/m}^2$	$Q=1 \text{ KN/m}^2$
Etage	$G= 5.53 \text{ KN/m}^2$	$Q= 1.5 \text{ KN/m}^2$

$$S_g = (1.475 \times 2.575) + (1.475 \times 3.3) + (1.325 \times 3.3) = 13.29 \text{ cm}^2$$

$$S_{Q0} = ((1.45+1.6) \times (2.575+3.5)) - (1.45 \times 2.575) = 14.79 \text{ cm}^2$$

Tableau 6 : Descente des charges

Les éléments	G	Q
Pois propre de Plancher : $(13.29 \times 6.95) =$	98.36	
Pois propre de poutre P : $(2.575 \times 0.25 \times 0.45 \times 25) + (3.3 \times 0.6 \times 0.25 \times 25) =$	19.61	
Pois propre de poutre S: $(1.475 + 1.325) \times 0.3 \times 0.25 \times 25 =$	5.25	
Charge exploitation $14.87 \times 1 =$		14.87
Vaut 1-1	123.22	14.87
Pois propre de poteaux $(0.4 \times 0.25 \times 3.06 \times 25) =$	7.65	
Vaut 1-2	130.87	
Pois propre de Plancher : $(13.29 \times 5.53) =$	73.27	
Pois propre de poutre p	19.61	
Pois propre de poutre S	5.25	
Charge d'exploitation		22.30
Vaut 2-1	229	37.17
Poids propre de poteaux	7.65	
	236.65 KN/m²	37.17 KN/m²

$$N_u = (1.35 \times 236.65) + (1.5 \times 37.17) \rightarrow N_u = 375.23 \text{ KN}$$

Selon le CBA93[3] , l'effort Nu doit être majoré de 10%

$$N'_u = 1.1 \times 375.23 = 412.75 \text{ KN}$$

$$N_u \leq \alpha \left(B_r \times \frac{f_{c28}}{0.9 \times \theta \times \gamma_b} + A \frac{f_e}{\gamma_s} \right) \quad \text{Eq(2.7)}$$

Avec :

- B_r : Section réduite du poteau (en cm)
- A : Section d'acier comprimés prise en compte dans le calcul
- f_{c28} : Résistance à la compression du béton
- f_e : Limite d'élasticité de l'acier utilisé
- $\gamma_b = 1.5$: Coefficient de sécurité du béton (cas durable)
- $\gamma_s = 1.15$: Coefficient de sécurité d'acier.
- α : Coefficient réducteur
- λ : l'élancement mécanique

$$\text{Pour } \lambda \leq 50 \quad \left\{ \begin{array}{l} \alpha = \frac{0.85}{\left[1+0.2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2\right]} = \frac{0.85}{\beta} \\ \beta = 1 + 0.2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2 \end{array} \right\} \quad \text{Eq(2.8)}$$

$$\text{Pour } 50 < \lambda \leq 70 \quad \left\{ \begin{array}{l} \alpha = 0.6 \times \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 = \frac{0.85}{\beta} \\ \beta = \frac{0.85 \times \lambda^2}{1500} \end{array} \right\} \quad \text{Eq(2.9)}$$

✓ Les valeurs de α sont à diviser par 1.1 si plus de la moitié des charges est appliquée avant 90 jours.

$$\text{Tel que : } \lambda = \frac{l_f}{i} \quad \text{Eq(2.10)}$$

• l_f : Longueur de flambement

$$\bullet \quad i = \sqrt{\frac{I}{A}} \quad \text{Eq(2.11)}$$

Application

$$l_f = 0.7 l_0 \quad ; \quad l_f = 0.7 \times 3.06 \quad ; \quad l_f = 2.142$$

$$I = \frac{a^4}{12} \quad ; \quad I = \frac{(0.25)^4}{12} \quad ; \quad I = 3.25 \times 10^{-4} m^4$$

$$A = 0.25 \times 0.25 \quad ; \quad A = 0.0625 m^2$$

$$i = \sqrt{\frac{3.25 \times 10^{-4}}{0.0625}} \quad ; \quad i = 0.072$$

$$\lambda = \frac{2.142}{0.072} \quad ; \quad \lambda = 29.75 \quad \text{donc } \lambda < 50$$

$$\alpha = \frac{0.85}{\left[1+0.2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2\right]} \quad ; \quad \alpha = 0.742 \quad ;$$

La valeur de α doit être divisée par 1.10 si plus de la moitié des charges est appliquée avant 90 jours.

$$\alpha = \frac{0.742}{1.1} \quad ; \quad \alpha = 0.68 \quad \text{Eq(2.12)}$$

$$\beta = \frac{0.85}{\alpha} \quad ; \quad \beta = 1.26 \quad \text{Eq(2.13)}$$

Pour les poteaux 40×25 :

$$I = \frac{bh^3}{12} \quad \text{Eq(2.14)} \quad ; \quad I = \frac{(0.25) \times (0.40)^3}{12} \quad ; \quad I = 1.34 \times 10^{-3} m^4$$

$$A = b \times h \quad \text{Eq(2.15)} \quad ; \quad A = 0.25 \times 0.40 \quad ; \quad A = 0.1 \text{ m}^2$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{A}} ; i = \sqrt{\frac{1.34 \times 10^{-3}}{0.1}} \quad ; \quad i = 0.12 \text{ m}$$

$$\lambda = \frac{2.142}{0.12} \quad ; \quad \lambda = 17.85 \quad \rightarrow \quad \lambda \leq 50$$

$$\alpha = \frac{0.85}{\left[1 + 0.2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2\right]} ; \alpha = 0.559 ; \alpha = \frac{0.559}{1.10} ; \alpha = 0.52$$

$$\beta = \frac{0.85}{\alpha} \quad ; \quad \beta = \frac{0.85}{0.52} \quad ; \quad \beta = 1.634$$

$$N_u \leq \alpha \left(B_r \times \frac{f_{c28}}{0.9 \times \theta \times \gamma_b} + A \times \frac{f_e}{\gamma_s} \right) \quad \text{Eq(2.16)}$$

On inscrit le α entre parenthèses

$$N_u \leq \left(B_r \times \frac{\alpha \times f_{c28}}{0.9 \times \theta \times \gamma_b} + A \times \frac{\alpha \times f_e}{\gamma_s} \right) \quad \text{Eq(2.17)}$$

On divise les deux côtés de l'équation par B_r

$$\frac{N_u}{B_r} \leq \left(\frac{\alpha \times f_{c28}}{0.9 \times \theta \times \gamma_b} + \frac{A}{B_r} \times \frac{\alpha \times f_e}{\gamma_s} \right) \quad \text{Eq(2.18)}$$

Selon le CBA93 on peut prendre $A/B = 1\%$; et on obtient que B_r est égal à :

$$B_r \leq \frac{N_u}{\left(\frac{\alpha \times f_{c28}}{0.9 \times \theta \times \gamma_b} + \frac{0.01 \times \alpha \times f_e}{\gamma_s} \right)} \quad \text{Eq(2.19)}$$

✚ Pour les poteaux 25×25 :

$$B_r \leq \frac{N_u}{\left(\frac{0.68 \times 25}{0.9 \times 1 \times 1.5} + \frac{0.01 \times 0.68 \times 400}{1.15} \right)} \quad \rightarrow \quad B_r \leq \frac{N_u}{14.95} \quad \text{Eq(2.20)}$$

✚ Pour les poteaux 25×40 :

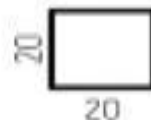
$$B_r \leq \frac{N_u}{\left(\frac{0.52 \times 25}{0.9 \times 1 \times 1.5} + \frac{0.01 \times 0.52 \times 400}{1.15} \right)} \quad \rightarrow \quad B_r \leq \frac{N_u}{11.44} \quad \text{Eq(2.21)}$$

Pour notre exemple le Poteau B2 (25*25) :

$$B_r \leq \frac{0.412}{\left(\frac{0.52 \times 25}{0.9 \times 1 \times 1.5} + \frac{0.52 \times 0.01 \times 400}{1.15} \right)} = 360.14 \text{ cm}^2$$

Pour une section carrée :

$$a = \sqrt{B_r} + 2$$



$$a = 18.97 + 2 \quad \rightarrow \quad a \approx 20 \text{ cm}$$

Selon le CBA93, l'effort N_u doit être majoré de 10% :

$$N_u^* = 1.1 \times N_u \quad \text{Eq(2.22)}$$

II.5.2 Vérification vis à vis du RPA99/V 2003

Tableau 7 : Dimensionnement des poteaux

Les Poteau	G_{plancher}	G_{poutre}	G_{poteau}	Q (KN)	N(MN)	$B_r(\text{cm}^2)$	a(cm)
A3	66.73	7.87	6.45	22.68	0.114	76.25	9.81
B1	133.42	44.48	20.65	34.83	0.256	223.7	14.63
B2	231.7	67.12	20.65	55.75	0.412	360.14	18.97
B4	159.19	47.57	20.65	38.32	0.296	258.7	15.64
C2	203.68	43.52	10.14	52	0.339	226.7	15.20
C3	161.39	34.26	12.91	41.73	0.275	183.9	13.62
C4	84.91	25.25	12.91	22.08	0.159	106.3	10.25
D1	190.87	51.57	20.65	44.50	0.326	284.9	16.88
D2	193.4	42.76	12.91	49.5	0.328	219.4	14.90
D3	128.89	10.72	12.91	26.53	0.197	172.20	13.12
D4	98.74	8.83	12.91	13.95	0.114	99.56	9.98
E1	101.09	14.66	12.91	26.51	0.171	149.48	12.23
E2	158.88	28.58	12.91	34.10	0.257	224.65	14.99
E3	113.56	9.99	12.91	25.43	0.178	156.14	12.50
E4	28.3	7.76	12.91	64.59	0.125	109.27	10.45
F3	175.22	8.72	12.91	39.00	0.235	282.12	18.79
F3	67.39	9.25	12.91	15.00	0.104	125.06	12.18

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

Tableau 8. Résultats de Prédimensionnement

Poutre	Poutre principale				Poutre chaînage	
	L=7m	L=5.4m	L=3.7m	L=3.3m	L=6.4m	L=3.4m
	25x60	25x45	25x35	25x35	25x50	25x30
Plancher	Epaisseur de plancher		20cm			
	Dimensionnement de poutrelle		$h=20, h_0 = 4, b=65, b_0 = 12$			
Poteau	Type: B1, B2, B4, D1		Type: A3, C2, C3, C4, D2, D3, D4, E1, E2, E3, E4, F2, F3			
	40x25		25x25			

IV. Conclusion

A travers ce chapitre, nous avons pré-dimensionné les éléments composant la structure de notre bâtiment, en utilisant les principaux règlements à savoir le BAEL 91R99, RPA 99V2003 et CBA93.



**Chapitre 3 : Etude des éléments
secondaires**



secondaires
Chapitre 3 : Etude des éléments

Chapitre 3 : Etude des éléments secondaires

III.1 INTRODUCTION

Le bâtiment se compose généralement d'éléments structurels de base et d'éléments secondaires, Dans ce chapitre, nous calculons les éléments secondaires (les planchers, escalier, acrotère et balcon), Pour le calcul de ces éléments, nous devons évaluer les charges sur l'élément considéré, puis calculer les sollicitations les plus défavorables, ensuite on détermine la section d'acier nécessaire pour reprendre ces charges. En ce qui concerne les planchers à corps creux, le calcul se fera pour deux éléments :

- La dalle de compression.
- Les poutrelles.

III.2 Escalier

Les escaliers servent à relier par des gradins successifs, les divers niveaux d'une construction .Notre bâtiment comporte un type d'escaliers de deux volées composées et un paliers de repos .

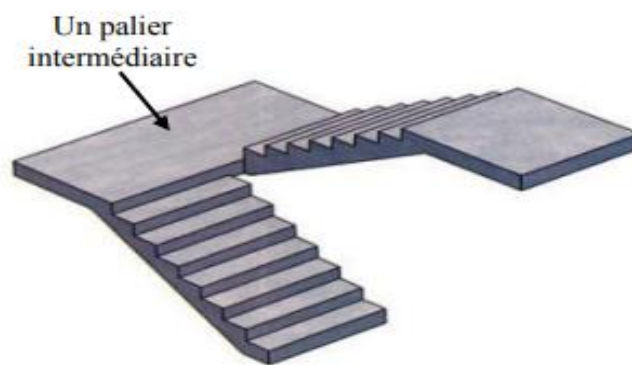


Figure 8 : escalier droites

III.2.1 Dimensionnement d'un escalier

$$\text{la formule de BLONDEL : } 58 < 2h + g < 64 \quad \text{Eq(3.1)}$$

✚ Caractéristiques géométriques

Hauteur : $H = 3,06 \text{ m}$

Giron : $g = 30 \text{ cm}$

Hauteur de la marche à partir de la formule de BLONDEL

On a $58 < 2h + g < 64$ donc : $14 \leq h \leq 17 \Rightarrow h = 17 \text{ cm}$

✚ Calcul de nombre de contremarche

N_c : Nombre de contremarches.

$$N_c = \frac{H}{h} = \frac{306}{17} = 18$$

Soit 09 contremarches par volée

L'inclinaison de la paillasse est déterminée par la formule suivante :

$$\tan \alpha = \frac{h}{g} \Rightarrow \alpha = \tan^{-1} \left(\frac{h}{g} \right) \quad \text{Eq(3.2)}$$

Dans notre cas : $\alpha = \tan^{-1} \left(\frac{17}{30} \right) = 29.53 = 30^\circ$

✚ L'épaisseur de paillasse

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \quad \text{Eq(3.3)}$$

$$\frac{285}{30} \leq e_{paillasse} \leq \frac{285}{20} \Rightarrow 13.17 \leq e_{paillasse} \leq 19.75 \Rightarrow e_{paillasse} = 15 \text{ cm}$$

✚ L'épaisseur palier

$$\frac{153}{30} \leq e_{palier} \leq \frac{153}{20} \Rightarrow 5.1 \leq e_{palier} \leq 7.65$$

On adopte $e_{palier} = e_{paillasse} = 15 \text{ cm}$

✚ Evaluation des charges et des surcharges

- Le palier : (dalle plane)
- La volée :

Tableau 9 : Charge permanente et surcharge de volée

Lit de sable	$0.03 \times 17 = 0.51 \text{ KN/m}^2$
Mortier de pose	$0.02 \times 20 = 0.4 \text{ KN/m}^2$
Paillasse (e = 15 cm)	$0.15 \times 25 = 3.75 \text{ KN/m}^2$
Marches	$(0.17/2) \times 25 = 2.125 \text{ KN/m}^2$
Enduit en ciment (e=20cm)	$0.02 \times 18 = 0.36 \text{ KN/m}^2$
Revêtement en Carrelage	$0.02 \times 22 = 0.44 \text{ KN/m}^2$
La charge permanente	7.59 KN/m²
La charge d'exploitation	2.5 KN/m²

III.2.2 Calcul des sollicitations

$$q_u = 1.35G + 1.5Q \quad \text{Eq(3.4)}$$

$$q_{ser} = G+Q \quad \text{Eq(3.5)}$$

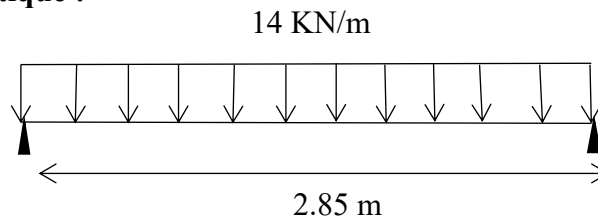
– Pour volée :

$$q_u = 14 \text{ KN/ml}$$

$$q_{ser} = 10.09 \text{ KN/ml}$$

ELU :

▪ Schéma statique :



▪ Calcul des réactions :

$$\sum f_y = 0 \Rightarrow R_A + R_B - (14 \times 2.85) = 0$$

$$\Rightarrow R_A + R_B = 40 \text{ KN}$$

$$\sum M_A = 0 \Rightarrow R_B = 20.00 \text{ KN}$$

$$\sum M_B = 0 \Rightarrow R_A = 20.00 \text{ KN}$$

▪ Calcul du moment fléchissant et de l'effort tranchant :

1. Tronçon 1 : 0 m ≤ x ≤ 2.85m

$$\sum f_y = 0 \Rightarrow -T(x) + R_A - 14(x) = 0$$

$$\Rightarrow T(x) = 20.00 - 14(x)$$

Table 1: Récapitulatif de résultat d'effort trar

X (m)	0	2.85
T (KN)	20.00	-20.00

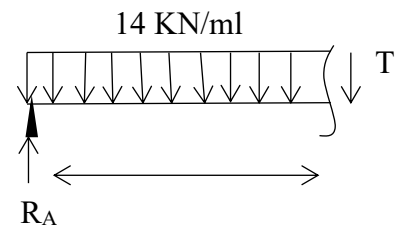
$$\sum M_{1,1} = M(x) - R_A(x) + 14\left(\frac{x^2}{2}\right) = 0$$

$$\Rightarrow M(x) = 20(x) - 7(x)^2$$

Table 2 : Récapitulatif de résultat de moment

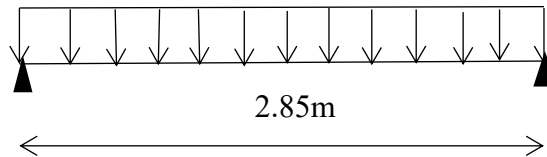
X (cm)	0	2.85
M (KN.m)	0	0

$$X = 1.43 \text{ m} \rightarrow M_{max} = 14.29 \text{ KN.m}$$



✚ ELS :

- Schéma statique 10.09 KN/ml



- Calcul des réactions :

$$\Sigma f_y = 0 \Rightarrow R_A + R_B - 10.09(2.85) = 0$$

$$\Rightarrow R_A + R_B = 28.76 \text{ KN}$$

$$\Sigma M_{/A} = 0 \Rightarrow R_B = 14.38 \text{ KN}$$

$$\Sigma M_{/B} = 0 \Rightarrow R_A = 14.38 \text{ KN}$$

- Calcul du moment fléchissant et de l'effort tranchant :

1. Tronçon 1 : 0 m ≤ x ≤ 2.85 m

$$\Sigma f_y = 0 \Rightarrow R_A - 10.09(x) - T(x) = 0$$

$$\Rightarrow T(x) = 14.43 - 10.09x$$

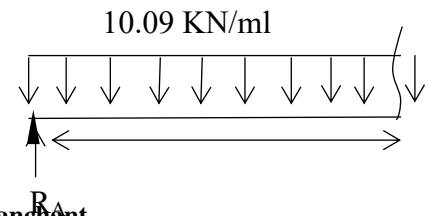


Table 10: Récapitulatif de résultat d'effort tranchant

X (m)	0	2.85
T(KN)	14.38	-14.38

$$\Sigma M_{/1,1} = 0 \Rightarrow M(x) - R_A(x) + 10.09\left(\frac{x^2}{2}\right) = 0$$

$$\Rightarrow M(x) = 14.43x - 5.05 x^2$$

Table 11 : Récapitulatif de résultat de moment

X (m)	0	2.85
M (KN.m)	0	0

$$X = 1.43 \text{ m} \rightarrow M_{MAX} = 10.31 \text{ KN.m}$$

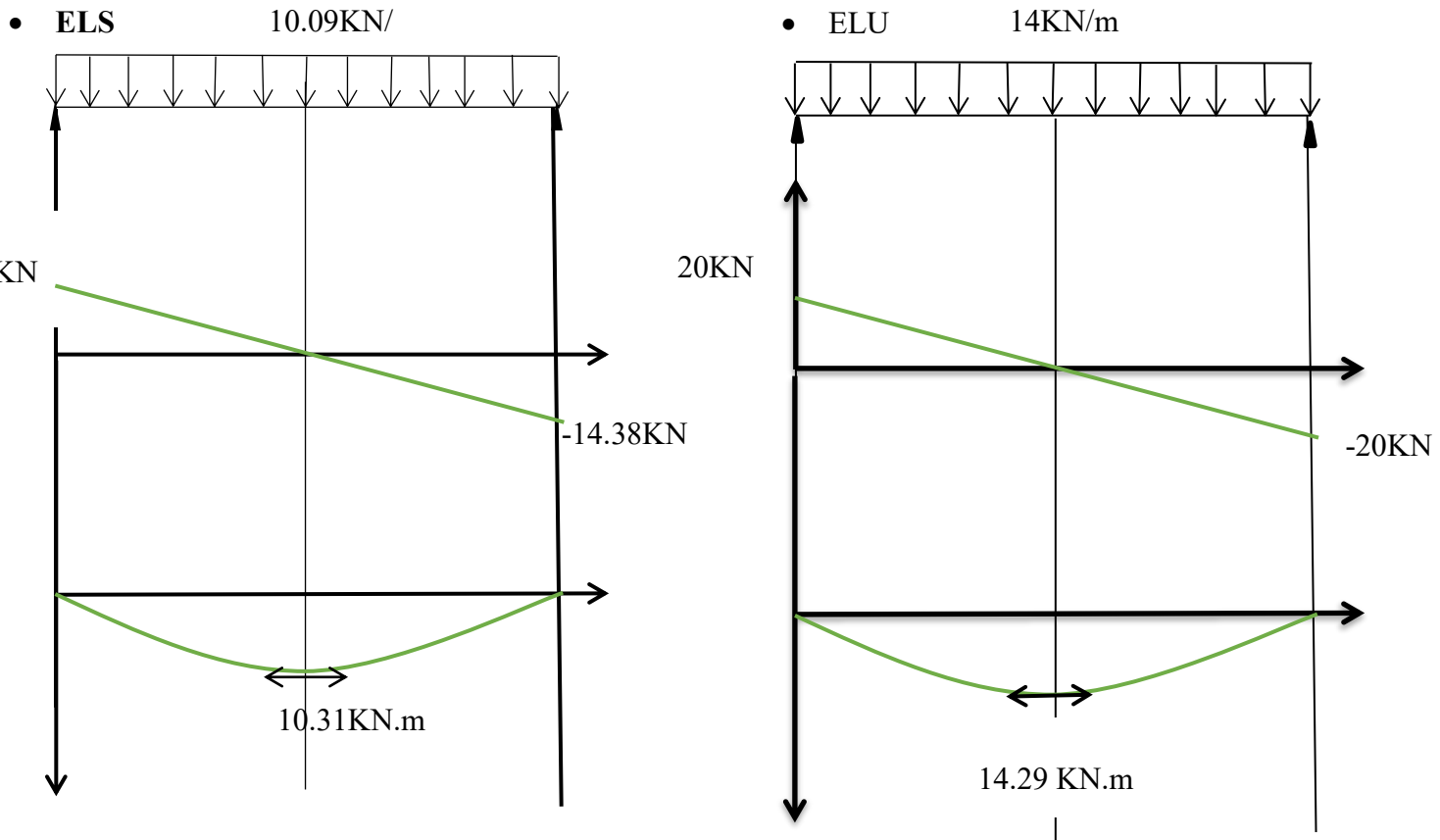
Puisque les appuis sont partiellement encastrés, donc on doit corriger les moments obtenus:

$$\begin{cases} M_{Travée} = 0.85 M_{MAX} \\ M_{Appui} = -0.3 M_{MAX} \end{cases} [10]$$

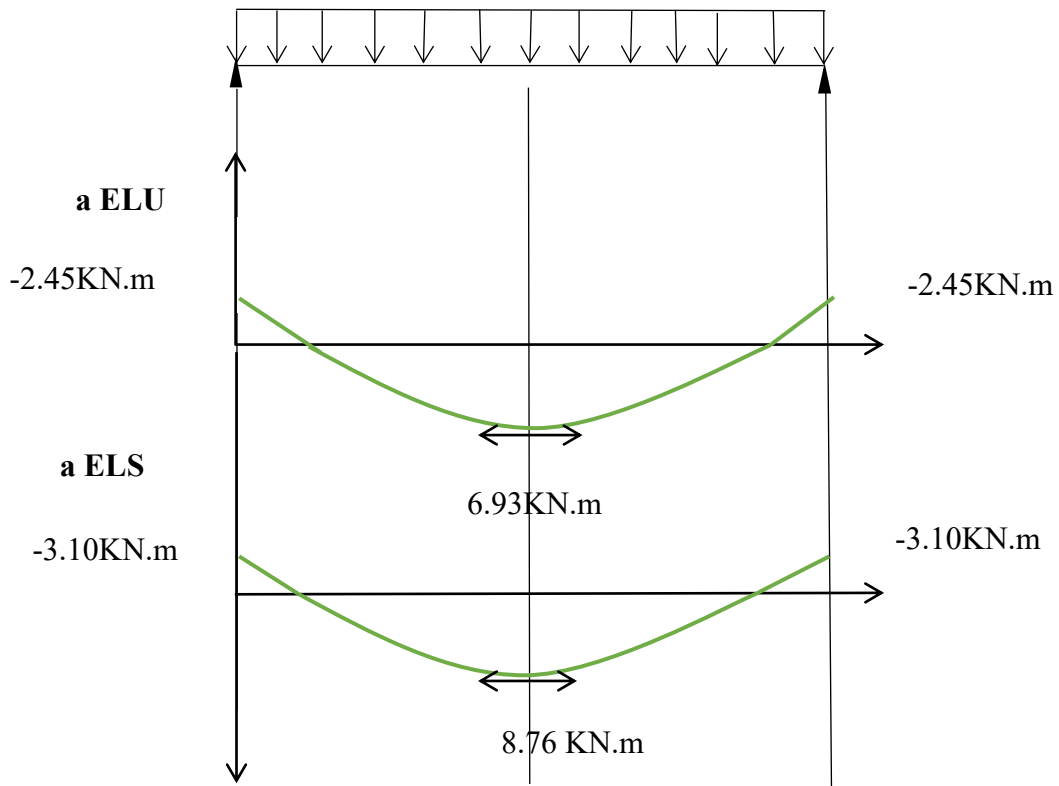
Table 12 : Récapitulatif les résultats des moment en travée et en appui

	M(ELS)(KN.m)	M(ELU)(KN.m)
Travée	8.76	12.15
Appuis	-3.09	-4.28

✚ Diagramme des moments et des efforts tranchants :



✚ Diagramme les moments en travée et en appui :



III.2.3. Calcul du ferrailage

Pour l'armature principale, la dalle est soumise à la flexion simple, l'armature est déterminée en fonction du moment de flexion.

▪ Calcul du ferrailage longitudinal nécessaire :

Le ferrailage se fait à la flexion simple, section rectangulaire $b = 1\text{m}$, $h = 15\text{cm}$, $d = 12.5\text{cm}$.

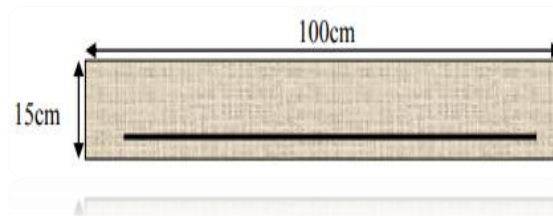


Figure 9 : Ferrailage de volée

Le tableau suivant récapitule les résultats trouvés :

Table 13: Récapitulatif des résultats des armatures à ELU

	M_u	μ	A'_s	α	β	σ_{st}	A_s	Choix
En travée	6.93	0.031	0	0.0406	0.984	347.83	1.62	3HA10
								2.35 cm ²
En appui	2.45	0.011	0	0.0151	0.994	347.83	0.57	2HA10
								1.57 cm ²

▪ **Armature de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} \quad \text{Eq(3.6)}$$

Le tableau suivant récapitule les résultats trouvés :

Table 14 : Récapitulatif armature de répartition

	A_r (cm ²)	Choix
En travée	0.59	3HA6
En appui	0.39	3HA6

III.2.4 Vérifications :

III.2.4.1 Condition non fragilité

On doit vérifier que A_s est supérieure à A_{min} [2]

$$A_s \geq 0.23 b \times d \times \left(\frac{f_{t28}}{f_e} \right) \quad \text{Eq(3.7)} \quad \rightarrow A_s \geq 1.51 \text{ cm}^2$$

- a) En travée : $A_s = 2.35 \text{ cm}^2 \geq A_{min}$ **vérifiée.**
- b) En appui : $A_s = 1.57 \text{ cm}^2 \geq A_{min}$ **vérifiée.**

III.2.4.2 Vérification des contraintes à l'EUS

Le tableau suivant récapitule les résultats trouvés :

Table 15 : Contrainte maximale dans le béton comprimé

	M _{ser}	A _s	D (m)	E (m)	Y ₁	I (cm ⁴)	K	σ _{bc} (Mpa)	σ̄ _{bc}	obs
En travée	8.76	2.35	0.35	8.81	2.64	4068.17	2.15	5.68	15	vérifiée
En appui	3.10	1.57	0.47	11.63	2.97	2930.36	1.06	3.14	15	Vérifiée

III.2.4.3 Vérification à l'effort tranchant

on vérifie que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$ **Eq(3.7)**

avec τ_u: contrainte de cisaillement et v_u = 20 kn .

$$\tau_u = \frac{v_u}{b_0 \times d} = \frac{20 \times 10^{-3}}{1 \times 0.125} = 0.16 \text{ Mpa}$$

La fissuration est peu préjudiciable : $\tau_u = \min \left\{ 0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\}$.

$$\tau_u = \min \{ 3.33 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa} \} \Rightarrow \tau_u = 3.33 \text{ MPa}$$

0.16 MPa ≤ 3.33 MPa condition vérifiée.

III.2.5 Schéma de ferrailage

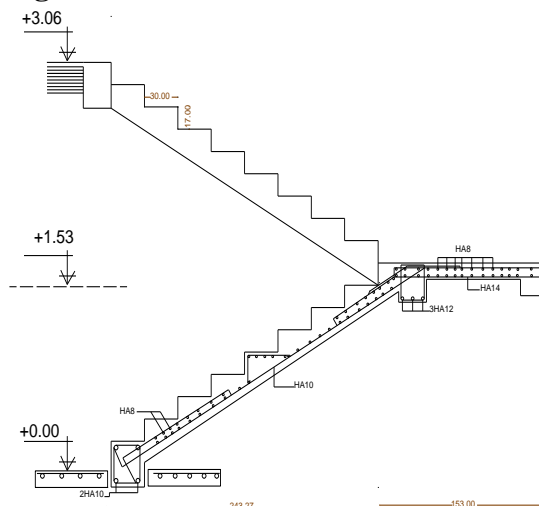
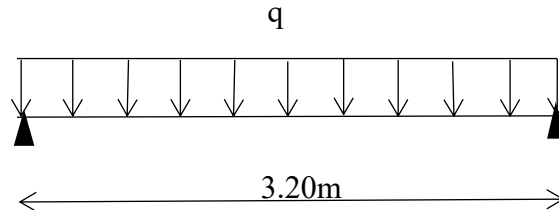


Figure 10: Ferrailage de l'escalier

III.2.6 Etude de la poutre palière

Le ferrailage longitudinal de la poutre est déterminé en utilisant l'organigramme de calcul de ferrailage pour une section rectangulaire.[2]

✚ **Schéma statique :**



✚ **Pré dimensionnement de la poutre palière:**

La poutre palière sera dimensionner Selon le **BAEL 91[2]** définit dans le chapitre 2 par : Eq (2.1) et Eq (2.2) et sera vérifiée selon la condition exigée par le **RPA99/V2003 [1]** .

$$\text{Donc : } \begin{cases} h = 30 \text{ cm} & L = 3.20 \text{ m} \\ b = 25 \text{ cm} \end{cases}$$

✚ **Chargement de la poutre palière**

La poutre palière est soumise à :

G (KN/m)	Q (KN/m)
pois propre le long de la poutre :	2.5
Poids de dalle pleine : $G_{dp} = 5.9$	
Totale : $G = 7.78$	

◆ **Réaction d'appui provenant de l'escalier et du palier**

a) **ELU : $R_B = 20.00 \text{ KN}$**

b) **ELS : $R_B = 14.43 \text{ KN}$**

◆ **Combinaison de charge [7]**

– **ELU : $q_u = 1.35(7.78) + 20 = 30.50 \text{ KN}$**

– **ELS : $q_{ser} = 7.78 + 14.43 = 22.21 \text{ KN}$**

◆ **Calcul des sollicitations**

▪ **Moment isostatique :**

$$M_0 = \frac{q_u \times L^2}{8} = \frac{30.50 \times 3.20^2}{8} = 39.04 \text{ KN.m}$$

$$M_0 = \frac{q_{ser} \times L^2}{8} = \frac{22.21 \times 3.20^2}{8} = 28.81 \text{ KN.m}$$

◆ **Effort tranchant :**

$$T_U = \frac{q_u \times L}{2} = \frac{30.50 \times 3.20}{2} = 48.08 \text{ KN.m} \quad T_{ser} = \frac{q_{ser} \times L}{2} = \frac{22.51 \times 3.20}{2} = 36.02 \text{ KN.m}$$

Pour tenir compte de semi encastrement

$$\begin{cases} M_{travée} = 0.85 \times M_0 \\ M_{appui} = 0.3 \times M_0 \end{cases} \quad [4]$$

Table 16 : Moments en travée et en appui

	ELU M(Kn.m)	ELS M (Kn.m)
En travée	33.18	24.49
En appuis	-11.71	-8.64

✚ Calcul les réaction

◆ à ELU :

$$\begin{aligned} \Sigma F_Y = 0 &\Rightarrow R_A + R_B - (30.05 \times 3.2) = 0 \\ &\Rightarrow R_A + R_B = 96.16 \text{ KN} \\ &\Rightarrow R_A = R_B = 48.08 \text{ KN} \end{aligned}$$

◆ à ELS :

$$\begin{aligned} \Sigma F_Y = 0 &\Rightarrow R_A + R_B - (22.51 \times 3.2) = 0 \\ &\Rightarrow R_A + R_B = 72.03 \text{ KN} \\ &\Rightarrow R_A = R_B = 36.02 \text{ KN} \end{aligned}$$

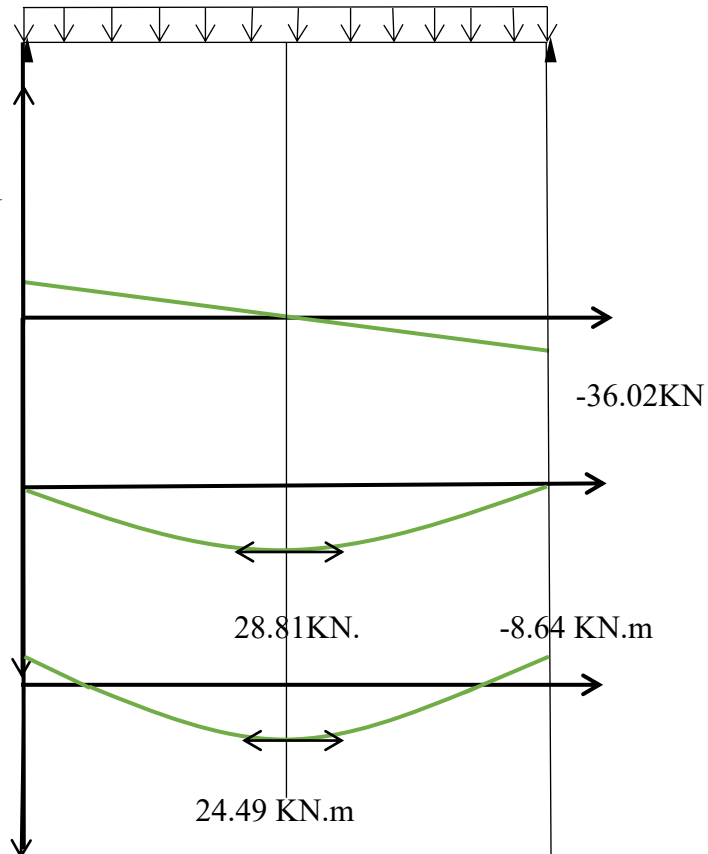
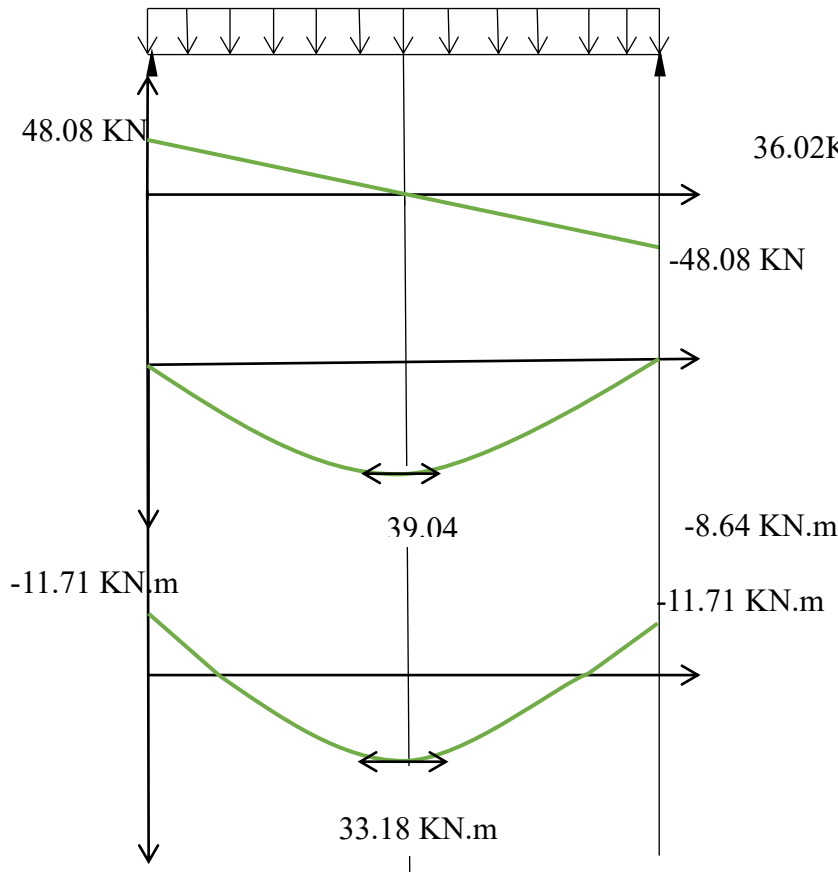
✚ Diagramme de moment et d'effort tranchant

◆ à ELU:

30.50 KN/m

◆ à ELS :

22.51 KN.m



III.2.7 Calcul le ferrailage de la poutre palière

a) calcul les armatures longitudinales:

Le tableau suivant récapitule les résultats trouvés :

Table 17 : Récapitulatif du calcul les armatures à ELU

	M_U (kn.m)	μ	A'_s (cm ²)	α	β	σ_{st} (Mpa)	A_s (cm ²)	choix
En travée	33.18	0.124	0	0.166	0.934	347.83	3.71	5HA12
								5.65cm ²
En appui	11.71	0.044	0	0.0562	0.978	347.83	1.25	3HA12
								3.39cm ²

b) calcul les armatures transversales:

Diamètre des armatures [2]

$$\phi_t \leq \min \left[\frac{h}{35} ; \phi_t^{min} ; \frac{b}{10} \right] \quad \text{Eq(3.8)}$$

- Le tableau suivant récapitule les résultats trouvés :

Table 18 : Récapitulatif du calcul les armatures transversale

ϕ_t (mm)	S_t (cm)	A_T (cm)
8	10	2.01

Les vérifications :

✚ Condition non fragilité:

On doit vérifier que A_s est supérieure à A_{min} **Eq(3.9)**

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \left(\frac{f_{t28}}{f_e} \right) = 0.23 \times 30 \times 22.5 \left(\frac{2.1}{400} \right) = 0.81 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 5.65 \text{ cm}^2 \geq A_{min} = 0.81 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \quad \text{c.v}$$

$$A_a = 3.39 \text{ cm}^2 \geq A_{min} = 0.81 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \quad \text{c.v}$$

✚ Vérification de l'effort tranchant

$$v_u = T_U^{max} = 48.8 \text{ kn}$$

$$\tau_u = \frac{v_u}{b_0 \times d} = \frac{48.8 \times 10^{-3}}{0.275 \times 0.25} = 0.71 \text{ Mpa}$$

$$\overline{\tau_u} = \min \left[0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \right] \text{ (Mpa)} \Rightarrow \overline{\tau_u} = 3.33 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0.71 \text{ Mpa} \leq \overline{\tau_u} = 2.5 \text{ Mpa} \quad \text{c.v}$$

Il n'y a aucun risque de cisaillement donc les armatures transversales ne sont pas nécessaire .

✚ Les vérifications a L'ELS :

Contrainte de compression dans le béton ELS :

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

Le tableau suivant récapitule les résultats trouvés :

Table 19 : Containte maximale dans le béton comprimé

	M _{ser} (kn.m)	A _s (cm ²)	D (cm)	E (cm ²)	Y ₁ (cm)	I (cm ⁴)	K	σ _{bc} (Mpa)	σ̄ _{bc} (Mpa)	obs
En travée	20.11	5.64	3.38	186.12	10.67	34085.92	0.59	6.30	15	vérifiée
En appui	7.10	3.39	2.03	111.87	8.74	23459.59	0.30	2.65	15	vérifiée

III.4.8 Schéma de ferrailage :

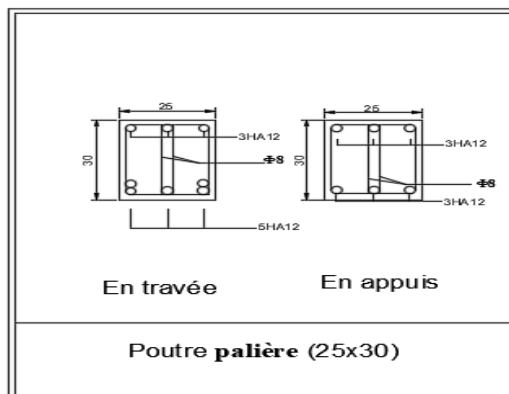


Figure 11 : Ferrailage de poutre palière

III.3. Calcul des Planchers

III.3.1 Dalle de compression

Pour limiter le risque de fissuration de la dalle de compression par retrait du béton, ainsi que pour résister aux efforts appliqués sur la dalle ; on prévoit un ferrailage en quadrillage. La dalle de compression a une épaisseur de 4 cm avec un espacement de 65 cm entre poutrelles. (8)

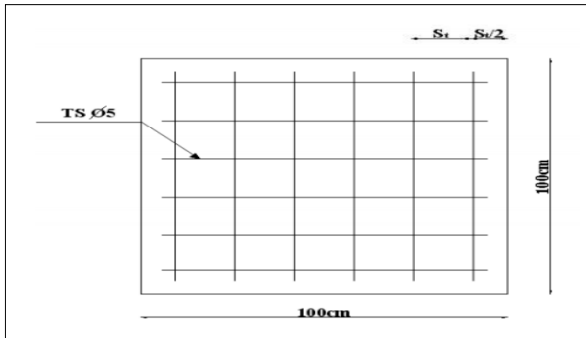


Fig 12. Disposition des armatures de la table de compression

III.3.2 Calcul des Sollicitation des planchers

Il y a plusieurs méthodes pour calcul des planchers dans notre cas on utilise :

III.3.2.1. Méthode forfaitaire

- **Condition d'application [8]**

1. $\{Q \leq \max (2G, 5 \text{ KN} / \text{m}^2)\}$.
2. Les différentes travées en la même section (le moment quadratique I est constant sur tout la poutre).
3. $0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1.25$.
4. Fissuration peu nuisible

- ✓ **Exposé de la méthode [8]**

- $\alpha = \frac{Q}{G+Q}$
- $M_t = [\frac{1.2+0.3\alpha}{2}] M_0$ pour travée de rive
- $M_t = [\frac{1+0.3\alpha}{2}] M_0$ pour travée intermédiaire.
- $M_t + \frac{M_g + M_d}{2} \geq \text{Max} [1.05 M_0 \text{ et } (1+0.3 \alpha) M_0$

- ✓ **Moment sur appuis [8]**

- $M = 0,2M_0$appuis de rive
- $M = 0,5M_0$pour les appuis voisins des appuis de rives d'une poutre a plus de deux travée
- $M = 0,4M_0$pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de deux travées.

$$M_0 = \frac{ql^2}{8} \text{ Eq(3. 10)}$$

M_0 : Moment isostatique

III.3.2.2.Hypothèses [9]

Pour le calcul des moments sur appui M_a , on fait les hypothèses suivantes :

- seules les charges sur les travées voisines de l'appui sont prises en compte,
- on adopte des longueurs de portées fictives l' telles que :
 - $l' = l$ pour les deux travées de rive,
 - $l' = 0.8l$ pour les travées intermédiaires.

III.3.2.3. Evaluation des charges

- Charge permanente plancher étage : $G=5.53\text{KN}/\text{m}^2$
- Surcharge d'exploitation plancher étage : $Q=1.5\text{KN}/\text{m}^2$
- Charge permanente plancher terrasse : $G=6.95\text{KN}/\text{m}^2$
- Surcharge d'exploitation plancher terrasse : $Q=1 \text{ KN}/\text{m}^2$

III.3.2.4. Combinaison d'actions

- E.L.U : $P_u = (1.35 G + 1.5 Q) * 0.65$
- E.L.S : $P_s (G+Q) * 0.65$

III.3.2.4. Type des planchers

1. Plancher sur 4 appuis
2. Plancher sur 5 appuis

Type 01 :

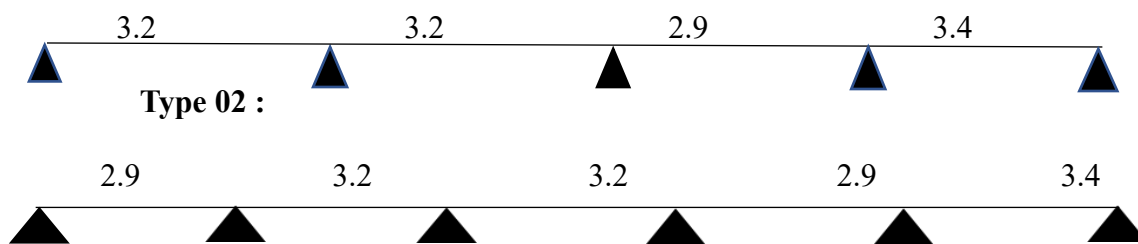


Figure 15 :. Type des travées

III.3.2.5 Effort tranchant [6]

$$V_x = \theta(x) + \frac{M_g - M_d}{L} \quad \text{Eq(3.11)}$$

$$\theta(x) = \frac{PL}{2} \quad \text{Eq(3.12)}$$

✚ Dans le cas de notre projet on a

Tableau 20 : Charges permanente et d'exploitations de l'étage et terrasse

	ELU	ELS
$P_{terrasse}$	7.07 KN/ml	5.16KN/ml
$P_{étage}$	6.32 KN/ml	4.56KN/ml

Vérification :

Type 1 :

- ✓ $Q_{étage} = 1.5 \text{ KN/m}^2 \leq \max\left(11.06 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}, 5 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}\right) \dots \dots \dots OK$
- ✓ $Q_{trasse} = 1 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \leq \max(13.9, 5) \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \dots \dots \dots OK$
- ✓ Les différentes travées en la même section .
- ✓ $\left\{ \begin{array}{l} 0.8 < \frac{320}{321} = 0.99 < 1.25 \dots \dots ok \\ 0.8 < \frac{320}{291} = 1.09 < 1.25 \dots \dots ok \\ 0.8 < \frac{290}{341} = 0.85 < 1.25 \dots \dots ok \end{array} \right\} \dots \dots \dots ok$

Type 2 :

- ✓ $Q \leq \max\left(2G, 5 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}\right) \dots \dots \dots OK.$
- ✓ Les différentes travées en la même section.....OK
- ✓ $\left\{ \begin{array}{l} 0.8 < \frac{290}{321} = 0.90 < 1.25 \dots \dots ok \\ 0.8 < \frac{320}{321} = 0.99 < 1.25 \dots \dots ok \\ 0.8 < \frac{320}{291} = 1.09 < 1.25 \dots \dots ok \\ 0.8 < \frac{290}{341} = 0.85 < 1.25 \dots \dots ok \end{array} \right\} \dots \dots \dots ok$

Donc :

- 1) Pour les types 1 et 2 Nous dépendrons de la méthode forfaitaire.

III.3.2.7 Les moment isostatique

Tableau 21 : Moments isostatiques

	$M_{étage \text{ ultime } 0}$	$M_{terrasse \text{ ultime } 0}$	$M_{étage \text{ service } 0}$	$M_{terrasse \text{ service } 0}$
L=3.2	12.44	13.92	9.05	10.17
L=2.9	10.22	11.43	7.39	8.35
L=3.4	14.05	15.72	10.15	11.48

III.3.2.8.Moment d'étage

Tableau 22 : Moments Travis et Appius en l'ELU et l'ELS de l'étage

Etage											
Etat		ELU						ELS			
		M_0	M_t	M_g	M_d	T_g	T_d	M_0	M_t	M_g	M_d
TYPE1 étage	L=3.2	12.44	7.85	2.48	6.22	11.7	-8.5	9.05	5.71	1.81	4.52
	L=3.2	12.44	6.61	6.22	4.97	13.6	-6.61	9.05	5.40	4.52	3.62
	L=2.9	10.22	5.43	4.08	5.11	12.3	-5.99	7.39	3.92	2.95	3.69
	L=3.4	14.05	8.87	7.025	2.81	13.63	-7.84	10.15	6.40	5.075	2.03
TYPE2 étage	L=2.9	10.22	6.45	2.04	5.11	11.62	-6.69	7.39	4.66	1.47	3.69
	L=3.2	12.44	6.61	6.22	4.97	13.6	-6.61	9.05	4.81	4.52	3.62
	L=3.2	12.44	6.61	4.97	4.97	13.21	-7	9.05	4.81	3.62	3.62
	L=2.9	10.22	5.43	4.08	5.11	12.32	-5.99	7.39	3.92	2.95	3.69
	L=3.4	14.05	8.87	7.025	2.81	13.63	-7.85	10.15	6.41	5.075	2.03
TYPE1 terrasse	L=3.2	13.92	8.60	2.78	6.96	14.35	-8.26	10.17	6.28	2.03	5.08
	L=3.2	13.92	7.21	6.96	5.56	15.22	-7.39	10.17	5.26	5.08	4.06
	L=2.9	11.43	5.92	4.57	5.71	13.79	-6.70	8.35	4.32	3.34	4.17
	L=3.4	15.72	9.71	7.86	3.14	15.25	-8.78	11.48	7.09	5.74	2.29
TYPE2 terrasse	L=2.9	11.43	7.06	2.28	5.71	13	-7.49	8.35	5.16	1.67	4.17
	L=3.2	13.92	7.21	6.96	5.56	15.2	-7.39	10.17	5.27	5.08	4.06
	L=3.2	13.92	7.21	5.57	5.56	14.7	-7.83	10.17	5.27	4.06	4.06
	L=2.9	11.43	5.92	4.57	5.72	13.7	-6.70	8.35	4.32	3.34	4.17
	L=3.4	15.72	9.71	7.86	3.14	15.2	-8.78	11.48	7.09	5.74	2.29

Tableau 24 : Moment maximale

	ELU			ELS	
	M_a	M_t	T	M_a	M_t
Etage	7.025	8.87	13.6	5.07	6.41
Terrasse	7.86	9.71	15.25	5.74	7.09

III.3.3 Calcul de ferrailage

III.2.3.1 Armatures longitudinales

Le ferrailage est calculé en flexion simple [8]

Tableau 25 : Calcul et vérification de ferrailage

		En travée	Aux appuis	
	M_u (kN.m)	9.71	7.86	
ELU	M_0 (KN. m)	$M_0 = f_{bu} \cdot b \cdot h_0(d - h_0/2) = 14.2 \cdot 65 \cdot 4 \cdot (17.5 - 4/2) = 57.23 \text{KN.m}$		
		$M_u < M_0$ l'axe neutre appartient à la table \Rightarrow étude d'une section rectangulaire (b*h)= (65*20) \Rightarrow calcul en flexion simple	La table étant entièrement tendue, le calcul se fera pour une section rectangulaire (b*h)= (12*20) \Rightarrow calcul en flexion simple	
	μ_{bu}	0.034	0.15	
	μ_l	0.392		
	$\mu_{bu} \leq \mu_l$	Vérifiée	Vérifiée	
	$A'(cm^2)$	0	0	
	β	0.98	0.92	
	$A(cm^2)$	1.62	1.40	
	$A_{min}(cm^2)$	1.37	1.37	
	Le choix	3HA10=2.36 cm ²	2HA10=1.57cm ²	
Vérification à l'ELS				
ELS	M_{ser} (KN. m)	7.09	5.74	
	y_1 (cm)	3.85	6.55	
	I_G (cm ⁴)	7832.26	3947.75	
	K (N/mm ³)	0.091	0.145	
	σ_{bc}	3.50	9.49	
	$\bar{\sigma}_{bc}$	15		
	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$	vérifiée	vérifiée	
	σ_{st}	186.32	238.16	
	$\bar{\sigma}_{st}$	201.64		
	$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$	vérifiée		

III.3.3.2. Armatures transversales

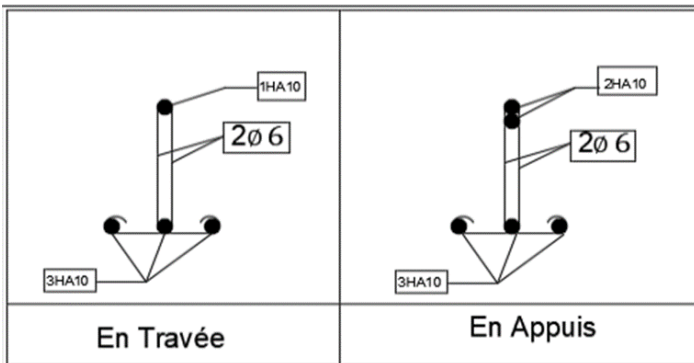


Figure 13: Ferrailage des poutrelles

$$\phi \leq \min \left(\frac{h}{35}, \frac{b_0}{10}, \Phi_{max} \right) [2] \rightarrow \phi \leq \min(5.72, 12, 10) \rightarrow \phi = 5.72mm$$

Les armatures transversales seront réalisées par étrier de Ø6.

III.4. Balcons

III.4.1. Définition

Le balcon est une dalle pleine encastrée dans la poutre, entourée d’une rampe ou un mur de protection, elle est assimilée à une console qui dépasse de la façade d’un bâtiment et communique avec l’intérieur par une porte ou une fenêtre Il est un élément architectural, constituant d’une plate-forme en béton armé de faible largeur, équipé de garde-corps, en saillie sur une façade et positionnée devant une ou plusieurs baies.(4)



Figure 14 : Balcon

III.4.2.Calcul de Sollicitation

L'épaisseur de balcon :

$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{10} \rightarrow \frac{258}{30} \leq e \leq \frac{258}{10} \rightarrow 8.6 \leq e \leq 25.8$	$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{10} \rightarrow \frac{150}{30} \leq e \leq \frac{150}{10} \rightarrow 5 \leq e \leq 15$
e=18cm	e=15cm

III.4.2.1 Détermination des charges et surcharges

Tableau 26 : Charges permanente et exploitation de la dalle pleine

Charges permanentes de la dalle pleine (étage courant) : Carrelage (e=2 cm) Mortier de pose (e = 3 cm) Poids propre de la dalle (e=18cm) , (e=15cm) Enduit de ciment (e=2 cm)	Balcon de 18 cm: 0,02x22 = 0,44 KN/m ² 0,03x20 = 0,6KN/m ² 0,18x25 = 4.5 KN/m ² 0,02x18 = 0,36 KN/m ² G=5.9 KN/m²	Balcon de 15 cm: 0,02x22 = 0,44 KN/m ² 0,03x20 = 0,60 KN/m ² 0,15x25 = 3.75 KN/m ² 0,02x18 = 0,36 KN/m ² G=5.15 KN/m²
Charges de garde-corps (en maçonnerie) Poids du mur (briques creuses, e =10 cm): Enduit de ciment (e = 2x2 cm) :	2.88x9x0,2= 5.18 KN /m ² 0,04x18x2.88= 2.07 KN/m ² g=7.25 KN/ml	
Surcharges sur le balcon	Q=3.5 KN/m²	

1. Combinaison des charges

- Pour l'état limite ultime (en prend exemple de L=1.50m)

$P_u = ((1.35 * G) + (1.5Q)) * 1 = 12.20 \text{ KN/ml}$, $F_U = (1.35 * g) * 1 = 9.79 \text{ KN}$

- Pour l'état limite service

$P_s = (G + Q) * 1 = 8.65 \text{ KN/m}$ $F_s = (g * 1) * 1 = 7.25 \text{ KN}$

2. Schéma statique de calcul

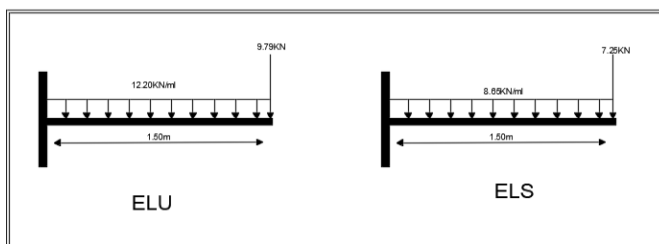


Figure 15 : Schéma statique à l'ELU ,l'ELS

a. Balcon de L=1.50m :

3. Les moments et les efforts tranchants

- L'ELU :

$$M_u = \left(\frac{P_u \times l^2}{2} + F_u \times l \right) = \left(\frac{12.20 \times 1.50^2}{2} + 9.79 \times 1.50 \right) = 28.41 \text{KN.m} \quad \text{Eq(3.13)}$$

$$V_u = P_u \times l + F_u = (12.20 \times 1.50) + 9.79 = 25.55 \text{KN} \quad \text{Eq(3.14)}$$

- L'ELS :

$$M_s = \left(\frac{P_s \times l^2}{2} + F_u \times l \right) = \left(\frac{8.65 \times 1.50^2}{2} + 7.25 \times 1.50 \right) = 20.60 \text{KN.m}$$

$$V_u = P_s \times l + F_s = (8.65 \times 1.50) + 7.25 = 20.22 \text{KN}$$

III.4.3.Ferrailage de Balcon

b=100cm , h=18cm , d=h-d'=18-2.5= 15.5cm, $\sigma_s = 348 \text{MPa}$, $f_{bu} = 14.2 \text{MPa}$

Tableau 27 : Calcul de ferrailage de balcon

	L=2.58m	L=1.50m
M_u	69.22KN.m	28.41KN.m
μ	0.202	0.128
μ_L	0.392	0.392
$\mu \leq \mu_L$	oui	oui
A'	0	0
α	0.285	0.172
β	0.886	0.931
$\alpha > 0.259$	oui	non
ϵ_{st}	8.78%	10%
$\epsilon_{st} \geq \epsilon_L$	1.739%	1.739%
σ_{st}	347.85	347.85
A_s	14.49cm ²	7.02cm ²
Condition de non fissuration	vérifier	vérifier
Le choix	10HA14=15.39cm ²	5HA14=7.70cm ²

III.4.4. Vérification

Tableau 28 : Vérification à l'ELS

	L=2.58m	L=1.50m
M_{ser}	61.87KN.m	20.60KN.m
D	2.31	1.156
E	71.56	28.91
y_1	6.46cm	4.34cm
I	27851.64cm ⁴	10425.51cm ⁴
K	0.222N/cm ³	0.20N/cm ³
σ_{bc}	1.434MPA	0.87MPA
$\bar{\sigma}_{bc}$	15MPA	15MPA
$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$	vérifier	vérifier
σ_{st}	30.10MPA	24.48MPA
$\bar{\sigma}_{st}$	201.63MPA	201.63MPA
$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$	vérifier	vérifier

III.4.4.1 Armature de répartition

$$\frac{A_{s1}}{4} \leq A_{rep1} \leq \frac{A_{s1}}{2} \rightarrow A_{rep1} = 1.93cm^2 \text{ on prend } 5HA8=2.51cm^2$$

$$\frac{A_{s2}}{4} \leq A_{rep2} \leq \frac{A_{s2}}{2} \rightarrow A_{rep2} = 3.75cm^2 \text{ on prend } 10HA8= 5.03cm^2$$

III.4.4.2. ESPACEMENT DES ARMATURES

A. Armature longitudinale :

$$S_L \leq \min(3h ; 33cm) \rightarrow \min(45 ; 33) , \min(54 ; 33)$$

$$S_L < 33 \text{ cm on prend } S_L 20cm$$

B. Armature de répartition :

$$S_r \leq \min(4h ; 45cm) = \min(60 ; 45) \text{ cm}$$

$$S_r \leq 44cm \text{ on prend : } S_r = 20 \text{ cm}$$

III.4.4.3.vérification de contrainte de cisaillement

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0.20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5\right) \rightarrow \tau_u = 5MPA , \tau_u = \frac{V_u}{b.d} \rightarrow \tau_{u1} = 0.283MPA ,$$

$$\tau_{u2} = 0.204MPA \dots \dots \dots CV$$

III.4.5. Schéma de ferrailage de balcon

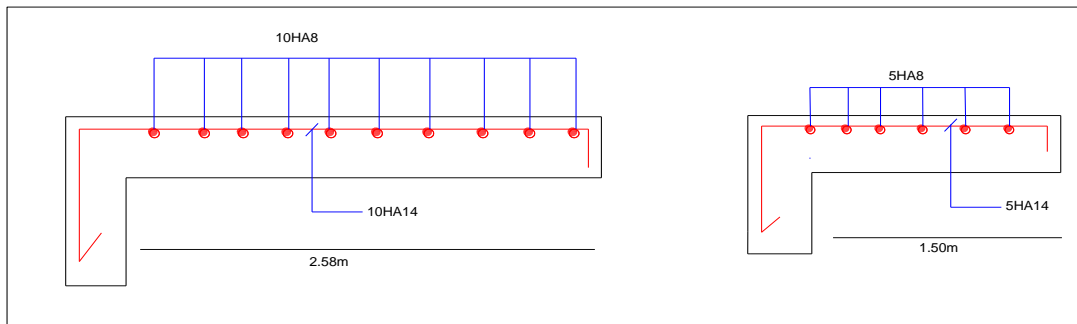


Figure 16 :Ferrailage de balcon

III.5. Acrotère

III.5.1.Définition

L’acrotère est un élément secondaire en béton armé entourant le plancher terrasse, il a le rôle de la sécurité et de la protection contre l’infiltration des eaux pluviales qui provoqueraient des fissures suivant la ligne conjoncture entre l’acrotère et la forme en pente.(8)

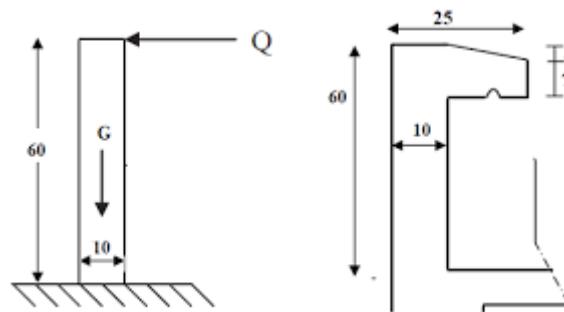


Figure 16 : Acrotère avec son schéma statique

III.5.2. Evaluation des charges permanentes et surcharges d’exploitation

- Section de acrotère : $S_{acr} = (0.10*0.60)+(0.07*0.15)+((0.03*0.15)/2) = 0.0728m^2$
- La charge permanente d’acrotère : $G_{acr} = (0.0728*25*1) = 1.82 \text{ KN/ml}$
- La surcharge $Q= 1\text{KN/ml}$
- La détermination des efforts est montrée ci-dessous :

-Moment d'encastrement : $M_u = 1.35*1*0.6 = 0.9 \text{ KN.m}$, $M_{SER} = 0.6 \text{ KN.m}$

- L'effort normal : $N_u = 1.35 * 1.82 * 1 = 2.457\text{KN}$, $N_{ser} = 1.82 * 1 = 1.82\text{KN}$

- L'effort tranchant : $T_u = 1.35*1*1 = 1.35\text{KN}$, $T_{ser} = 1*1 = 1\text{K}$

III.5.3. Calcul du ferrailage

Le calcul du ferrailage se fait par une section rectangulaire (100x10) [cm] ^2 soumise à la flexion composée et en situation durable.

b= 100cm , h=10cm , d=7.5cm , $\sigma_s = 348MPa$, $f_{bu} = 14.2 MPa$, $f_e = 400MPa$, $f_{c28} = 25 MPa$, $L_0 = 0.6m$, $L_f = 2L_0 = 1.2m$

- L'ELU

Tableau 29 : Calcul de ferrailage de l'Acrotère

$0.337 \cdot h - 0.81 \cdot d' \cdot b \cdot f_{bu} \geq N_u(d - d') - M_1 \rightarrow$ avec $M_1 = M_u + N_u(d - \frac{h}{2})$	
Vérifier	
Donc on a une section partiellement comprimée	
$\frac{l_f}{h} \leq \max(15; 20 \cdot \frac{e_1}{h}) \rightarrow$ avec $e_1 = e_0 + e_a \rightarrow e_0 = \frac{M_u}{N_u} \rightarrow e_a = \max(2cm; \frac{l_0}{250})$	
$e_a = 2cm ; e_0 = 36.6cm ; e_1 = 38.6cm ; \frac{l_f}{h} = 12 \leq \max(15; 77.2) \dots cv$	
$e_2 = \frac{3 \cdot l_f^2}{10^4 \cdot h} (2 + \alpha\theta) \rightarrow e_2 = 0.014m \rightarrow e' = 0.40m$	
Sollicitation corrigé $N'_u = N_u \rightarrow M'_u = N'_u \cdot e' = 0.98KN.m$	
μ'	0.012
μ_l	0.392
$\mu' \leq \mu_l$	ok
A'	0
α	0.015
β	0.994
ϵ_{st}	10%
ϵ_l	1.74%
σ_{st}	348MPa
A_s	0.307cm ²
Condition de non fragilité A_{min}	1cm ²

$A_s < A_{min}$ donc on prend $A_s = A_{min} = 1cm^2$	
Le choix	$4HA8=2.01cm^2$
Armature de répartition A_r	$A/2 = 1.005cm^2$
Choix	$3HA8=1.5cm^2$

• **Espacement**

$$S_t \leq S_{min} = \min(3h; 33) = (3 * 10 ; 33) \rightarrow S_{min} = 30cm \rightarrow S_t = 20cm$$

$$S_r \leq S_{min} = \min(4h ; 45) = (4 * 10 ; 45) \rightarrow S_{min} = 40cm \rightarrow S_r = 25cm$$

III.5.4.Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{1500}{100*7.5} = 0.02MPA [2] \quad \tau_{u adm} = \min(0.10 * f_{c28} ; 4MPA) \rightarrow \tau_{u adm} = 2.5MPA$$

$$\tau_u \leq \tau_{u adm} \dots \dots \dots ok$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

III.5.5 Présentation du ferrailage

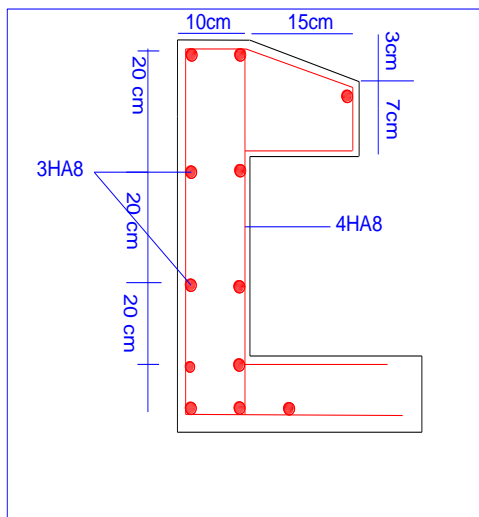
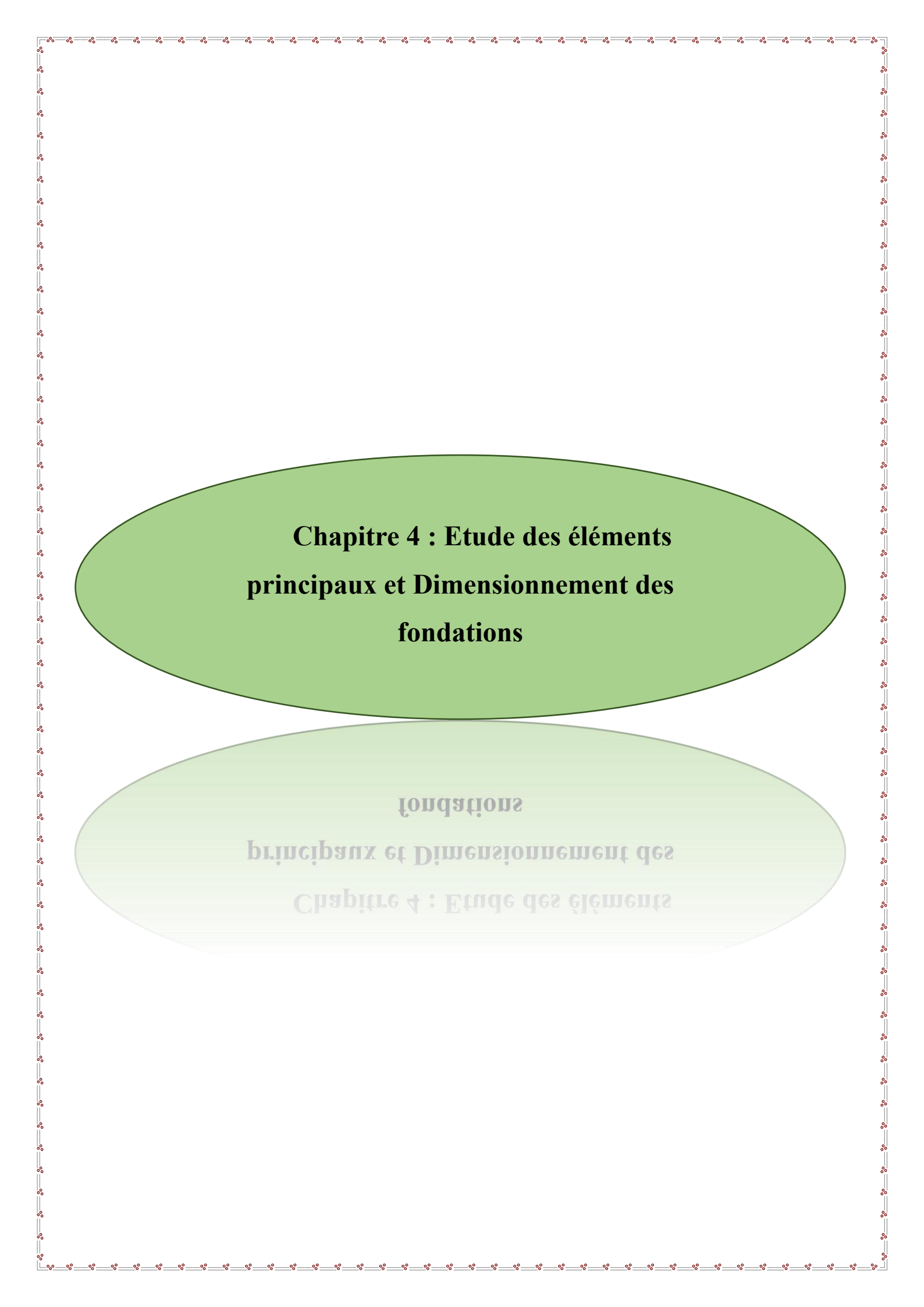


Figure 17 :ferrailage d'acrotère

III.6. Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons appris à calculer le ferrailage nécessaire des éléments secondaires de notre bâtiment afin d'effectuer toutes les vérifications nécessaires pour garantir l'intégrité et la résistance du bâtiment.



**Chapitre 4 : Etude des éléments
principaux et Dimensionnement des
fondations**

fondations
principaux et Dimensionnement des
Chapitre 4 : Etude des éléments

Chapitre 4 : Etude des éléments principaux et Dimensionnement des fondations

IV.1 INTRODUCTION

Dans ce chapitre, nous aborderons les principaux éléments du bâtiment (poteaux, poutres et fondations) qui sont responsables des charges internes et des facteurs externes auxquels le bâtiment est exposé et enduré, ainsi nous calculerons le ferrailage dans les deux poteaux et poutres, et enfin, nous aborderons les fondations et leur ferrailage qui soutiennent l'ensemble du bâtiment et démontrerons son équilibre et sa stabilité à la surface du sol.

IV.2 Calcul et Ferrailage d'un portique

IV.2.1 Ferrailage des poutres

Les poutres sont des éléments porteurs horizontaux chargés de reprendre les charges et surcharges pour les transmettre aux poteaux [4] Elles sont sollicitées par un moment fléchissant et un effort tranchant. Leur ferrailage donc sera déterminé en flexion simple à l'état limite ultime (ELU), puis vérifiées à l'état limite de service (ELS), condition non fragilité et .

- **Les données :**

$$G_{\text{étage}} = 5.53 \text{ KN/m}^2$$

$$G_{\text{terrasse}} = 6.95 \text{ KN/m}^2$$

$$Q_{\text{étage}} = 1.5 \text{ KN/m}^2$$

$$Q_{\text{terrasse}} = 1 \text{ KN/m}^2$$

Poutre principale de section $45 \times 25 \text{ cm}^2$

Poutre principale de section $60 \times 25 \text{ cm}^2$

- **caractéristiques des matériaux :**

- **béton :** $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$; $\gamma_b = 1.5$

- **acier :** FeE400 . fe400MPa $\gamma_s = 1.15$

- **logiciel du calcul :**

Autodesk Robot

- **Résultat du calcul :**

Les résultat du calcul des moments

Table 30 : Moment a l'ELU et a l'ELS

	étage		terrasse	
	M (KN.m)		M (KN.m)	
	1.35G+1.5Q	G+Q	1.35G+1.5Q	G+Q
p.p (45×25)	21.80	15.88	23.62	17.42
p.p (60×25)	92.81	67.33	120.92	88.45

Les résultats du calcul les efforts tranchantes

Table 31 : Efforts tranchantes

	étage	terrasse
	V_u^{max} (KN)	V_u^{max} (KN)
p.p (45×25)	57.74	68.37
p.p (60× 25)	-125.44	-142.01

IV.2.1.2 Calcul de ferrailage

IV.1.2.2.1 Calcul les armatures longitudinales

Exemple \Rightarrow p.p (45×25) étage [2] :

$$\mu = \frac{M_U}{bd^2f_{bu}} \quad \text{Eq(4.1)}$$

$$f_{bu} = 0.85 \frac{f_{c28}}{\gamma_b \times \theta} \quad \text{Eq(4.2)}$$

$$\Rightarrow \mu = \frac{21.80 \times 10^3}{45 \times (22.5)^2 \times 14.2} = 0.076 \Rightarrow \mu \leq \mu_l \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 0.0989$$

$$\beta = 0.960$$

$$\sigma_{St} = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad \text{Eq(4.3)}$$

$$\Rightarrow \sigma_{st} = \frac{400}{1.15} = 347.83 \text{ MPa} .$$

$$A_s = \frac{M_U}{\beta d \sigma_{st}} \quad \text{Eq(4.4)}$$

$$\Rightarrow A_s = \frac{21.8 \times 10^3}{0.96 \times 22.5 \times 347.83} = 2.90 \text{ cm}^2 \quad A_s = 2.90 \text{ cm}^2$$

on prend $A_s = 6.03 \text{ cm}^2 \Rightarrow 3 \text{ HA16}$

Le tableau suivant récapitule les résultats trouvés :

Table 32 : Armatures longitudinales des poutres (Travée)

	M_U (KN.m)	μ	A'_s (cm ²)	A_s (cm ²)	Choix
P.P étage (25x45)	21.80	0.034	0	1.50	3HA12
					3.39cm ²
P.P étage (25x60)	92.81	0.080	0	4.84	6HA12
					6.78cm ²
P.P terrasse (25x45)	23.62	0.037	0	1.36	3HA12
					3.39 cm ²
P.P terrasse (25x60)	120.92	0.0103	0	6.4	6HA12
					6.7 cm ²

Table 33: Armatures longitudinales des poutres (appuis)

	M_u (KN.m)	μ	A'_s (cm ²)	A_s (cm ²)	choix
P.P étage (25x45)	64.62	0.100	0	4.62	6HA12
					6.78
P.P étage (25x60)	134.68	0.114	0	7.20	6HA12+2HA12
					9.05
					6HA12

P.P terrasse (25x45)	86.72	0.135	0	6.33	6.78
P.P terrasse (25x60)	143.39	0.122	0	7.66	6HA12+2HA12
					9.05

IV.1.2.2.2 Calcul les armatures transversales

diamètre des armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min \left[\frac{h}{35} ; \phi_t^{min} ; \frac{b_0}{10} \right] \Rightarrow \phi_t = \min [7.14 ; 16 ; 40] \Rightarrow \phi_t = 7.14 \text{ mm}$$

On prend $\phi_t = 8 \text{ mm}$

$$A_t = n \frac{\pi \times \phi_t}{4} \quad \text{Eq(4.5)}$$

Avec **n** : nombre de brins.

$$\Rightarrow A_t = 4 \frac{3.14 \times 0.8^2}{4} = 2.01 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_t = 2.01 \text{ cm}^2$$

Espacement des armatures transversales [2] : **$S_t = 10 \text{ cm}$**

- Le tableau suivant récapitule les résultats trouvés :

ϕ_t (mm)	A_t (cm ²)	S_t (cm)
8	2.01	10

IV.1.2.3 Vérifications :

🔗 **Vérification condition non fragilité :**

$$A_s \geq 0.23 b d \frac{f_{t28}}{f_e} \quad \text{Eq(4.6)}$$

$$\Rightarrow f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 0.6 + 0.06(25) = 2.1 \text{ MPa} .$$

Le tableau suivant récapitule les résultats trouvés :

	A_{min}
25x45	1.28
25x60	1.73

✚ Vérification à ELS :

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} \quad \text{Eq(4.7)}$$

- Le tableau suivant récapitule les résultats trouvés :

Table 34 : Vérification des contraintes a l' ELS

	M _{ser} (KN.m)	A _s (cm ²)	D (cm)	E (cm ²)	Y ₁ (cm)	σ _{bc} (Mpa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	obs
p.p étage (45×25)	15.88	6.03	2.01	90.45	7.70	4.62	15	c.v
p.p étage (60×25)	67.33	16.21	4.05	182.36	10.04	11.66	15	c.v
p.p terrasse (45×25)	17.42	6.03	2.01	90.45	7.70	5.03	15	c.v
p.p terrasse (60×25)	88.54	21.48	5.37	241.65	11.08	14.17	15	c.v

✚ Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u \leq \overline{\tau}_u \quad \text{Eq(4.8) Avec : } \tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} \quad \text{Eq(4.9)}$$

à fissuration peu nuisible :

$$\overline{\tau}_u = \min \left[0.20 \frac{f_{28}}{\gamma_b} ; 5 \right] \quad (\text{MPa}) \quad \text{Eq(4.10)}$$

$$\Rightarrow \overline{\tau}_u = \min[3.33 ; 5] \quad \Rightarrow \overline{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$$

Le tableau suivant récapitule les résultats trouvés :

	V _u (KN)	τ _u (Mpa)	$\overline{\tau}_u$ (Mpa)	obs
p.p étage (45×25)	57.74	0.57	3.33	c.v
p.p étage (60×25)	-125.44	0.93	3.33	c.v
p.p terrasse (45×25)	68.37	0.68	3.33	c.v
p.p terrasse (60×25)	-142.01	1.05	3.33	c.v

Table 35 : Vérification des contraintes tangentielles

IV.1.2.4. Schéma de ferrailage

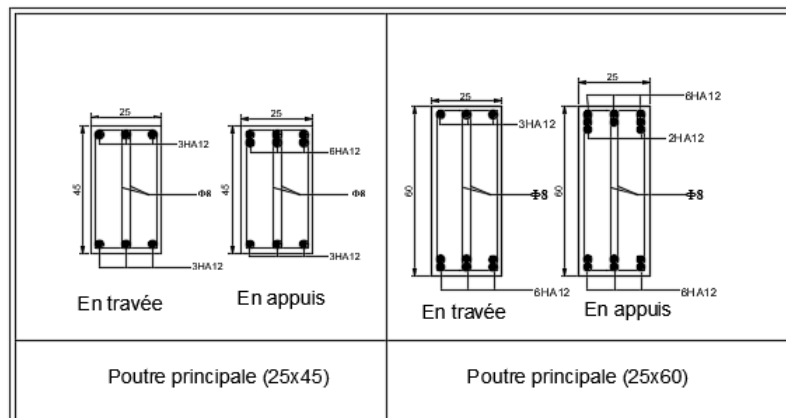


Figure 18 : Ferrailage des poutre

IV.2.2 Poteau

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts vers les fondations , est soumise à un effort normal $\ll N \gg$ et à un moment de flexion $\ll M \gg$ dans les deux sens (longitudinal et transversal), donc ils sont calculés en flexion composée.[8]

Aussi, le rôle des poteaux, ne se limite pas à assurer la reprise des charges verticales, mais contribue largement lorsqu'il associé à des poutres pour former des cadres ou portiques à reprendre les actions horizontales dues au vent mais surtout dues aux séismes.[4]

IV.2.2.1 Recommandations des RPA99/Version 2003

D'après l'article (7.4.2.p48-49) des RPA99/Version 2003, les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sans crochet. [1]

- 1) Leur pourcentage minimal (zone I) : 0.7%
- 2) Le diamètre minimal est de 12 mm
- 4) La longueur minimale des recouvrements est de : 40Φ en zone I
- 5) La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser : 25 cm en zone I.

IV.2.3.2 Ferrailage des poteaux

Les calculs se font en tenant compte de trois types de sollicitations :

- Effort normal maximal et le moment correspondant.
- Effort normal minimal et le moment correspondant.

- Moment fléchissant maximal et l'effort normal correspondant.

Tableau 36 : Contraintes de béton et d'acier aux situations durable

	γ_b	$f_{c25}(MPa)$	$f_{bu}(MPa)$	γ_s	$f_e(MPA)$	$\sigma_s(MPA)$
Situation durable	1.5	25	14.20	1.15	400	348

➤ Par logiciel Robot

Tableau 37 : Moments et les efforts normaux des poteaux

		Poteau 25x40cm				Poteau 25x25cm			
ELU	$N_{max}(KN)$	413.82	$M_{corr}(KN.m)$	12.69	$N_{max}(KN)$	371.28	$M_{corr}(KN.m)$	4.48	
	$N_{min}(KN)$	45.78	$M_{corr}(KN.m)$	25.72	$N_{min}(KN)$	29.72	$M_{corr}(KN.m)$	8.91	
	$M_{max}(KN.m)$	83.96	$N_{corr}(KN.m)$	125.03	$M_{max}(KN.m)$	23.90	$N_{corr}(KN)$	63.5	
ELS	$N_{mex}(KN)$	302.05	$M_{corr}(KN.m)$	9.19	$N_{max}(KN)$	267.91	$M_{corr}(KN.m)$	3.38	
	$N_{min}(KN)$	33.512	$M_{corr}(KN.m)$	18.80	$N_{min}(KN)$	21.7	$M_{corr}(KN.m)$	6.52	
	$M_{max}(KN.m)$	61.38	$N_{corr}(KN.m)$	91.49	$M_{corr}(KN.m)$	17.46	$N_{corr}(KN)$	46.41	

Poteau 25x40cm

Tableau 38 : Calcul de ferrailage des poteaux(25x40) en flexion composé

		SPC					
ELU	$N_{max} = 413.82KN$ $M_{corr} = 12.69KN.m$	$N_{min} = 45.78KN$ $M_{corr} = 25.72KN.m$		$M_{max} = 83.96KN.m$ $N_{corr} = 125.03KN$			
	$e_0 = \frac{M_{corr}}{N_{max}}$	0.031m	e_0	0.56m	e_0	0.67m	
	$e_1 = e_0 + e_a$	0.051m	e_1	0.58m	e_1	0.69m	
	$e' = e_0 + e_a + e_2$	0.064m	e'	0.567m	e'	0.703	
	M'_1	98.89KN.m	M'_1	33.96KN.m	M'_1	109.77KN.m	
	μ	0.198	μ	0.067	μ	0.219	
	β	0.90	β	0.965	β	0.875	
	A'	0	A'	0	A'	0	
	A_{s1}	-3.47 cm ²	A_{s2}	1.38cm ²	A_{s3}	6.02cm ²	

- **Condition de non fragilité :**
- $A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.13cm^2$ [2] Eq (4.11)
- $A_{min RPA} = 0.007 \times 25 \times 40 = 7cm^2$ [1] Eq (4.12)
- **Le choix de ferrailage :**

$$A_s = \max\{A_{s1}, A_{s2}, A_{s3}, A_{min}, A_{min RPA}\} \rightarrow A_s = 12.04cm^2 \rightarrow \text{Le choix } 8HA14 = 12.31cm^2$$

🚧 Poteau 25x25cm

Tableau 39 : Calcul de ferrailage des poteaux(25x25) en flexion composé

		SPC				
		$N_{max} = 371.28KN$ $M_{corr} = 4.48KN.m$	$N_{min} = 29.72KN$ $M_{corr} = 8.91KN.m$	$M_{max} = 23.90KN.m$ $N_{corr} = 63.5KN$		
ELU	e_0	0.012m	e_0	0.29m	e_0	0.376m
	e_1	0.032m	e_1	0.31m	e_1	0.396m
	e'	0.052m	e'	0.33m	e'	0.416m
	M'_1	56.43KN.m	M'_1	12.78KN.m	M'_1	32.77KN.m
	μ	0.314	μ	0.072	μ	0.182
	β	0.805	β	0.963	β	0.90
	A'	0	A'	0	A'	0
	A_{s1}	$-1.71cm^2$	A_{s2}	$0.841cm^2$	A_{s3}	$2.36cm^2$

- **Condition de non fragilité :**
- $A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.679cm^2$ [3] Eq (4.13)
- $A_{min RPA} = 0.007 \times 25 \times 25 = 4.38cm^2$ [1] Eq (4.14)
- ✓ **Le choix de ferrailage :**

$$A_s = \max\{A_{s1}, A_{s2}, A_{s3}, A_{min}, A_{min RPA}\} \rightarrow A_s = 4.72cm^2 \rightarrow \text{Le chois } 6HA12 = 6.79 cm^2$$

- **Calcul de ferrailage à la compression simple :**

Tableau 40 : Calcul de ferrailage des poteaux(25x25)et (25x40) à la compression simple

Poteau 25x40	Poteau 25x25
$N_u = 409.50KN$	$N_u = 349.22KN$
$i=11.55cm$	$i=7.21cm$
$\lambda=18.53$	$\lambda = 29.68$
$B_r=874m^2$	$B_r = 529cm^2$
$A_s=-0.00304m^2$	$A_s = -0.0013m^2$

- Condition de non fragilité :
- $A_{min} = \min\{4cm^4, 4u\} \rightarrow A_s = A_{min} = 4cm^2$ [3]
 - ✓ Le choix 4HA12 = $4.52cm^2$

Armatures transversales [8]

Le rôle des armatures transversales consiste à :

- Empêcher les déformations transversales du béton et le flambement des armatures longitudinales.
- Reprendre les efforts tranchants et les sollicitations des poteaux au cisaillement.
- Maintenir les armatures longitudinales.

Selon le CBA93 :

$$\tau_u < \bar{\tau} = \min\left\{\frac{0.20 \times f_{c28}}{\gamma_b}, 5\right\} \text{ Pour une fissuration peu nuisible. [3]}$$

$$\tau_u < \bar{\tau} = \min\left\{\frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b}, 4\right\}$$

Pour une fissuration préjudiciable ou très préjudiciable.[3]

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \text{ Eq(4.14)}$$

✚ Poteau 25x40

$$\tau_{u1} = \frac{V_{u \max}}{b \times d} = \frac{21.192 \times 10^3}{250 \times 375} = 0.226 \text{MPa} \text{ Eq(4.15)}$$

✚ Poteau 25x25

$$\tau_{u2} = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{10.037 \times 10^3}{250 \times 225} = 0.178 \text{MPa} \text{ Eq(4.16)}$$

$$\bar{\tau} = 0.2 \times 25 / 1.5 = 3.33 \text{MPa} \text{ Eq(4.17)}$$

$$\bar{\tau}_u > \tau_{u1} \dots \dots \dots CV \quad , \quad \bar{\tau}_u > \tau_{u2} \dots \dots \dots CV$$

IV.2.3.4 Schéma statique de ferrailage des poteaux

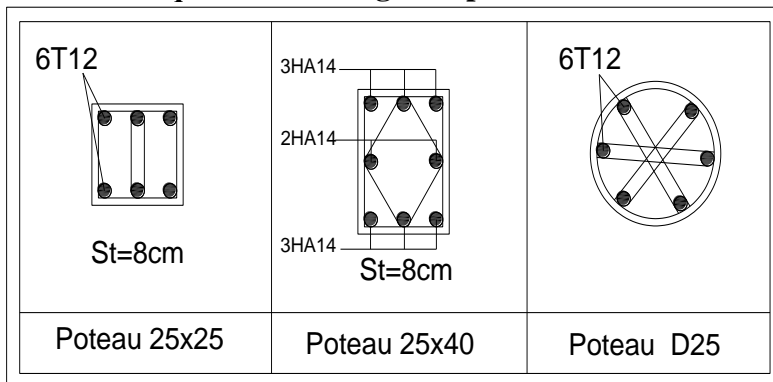


Figure 19 : Schéma statique de ferrailage des poteaux

IV.3 Etude des fondations

IV.3.1 Définition des fondations

C'est la partie de la structure qui est en contact avec le sol et qui transmettra toutes les charges permanentes et variables supportées par cette structure. Par conséquent, la fondation est une partie importante de l'ouvrage, car sa bonne réalisation est le résultat du comportement global. [4]

Les fonctionnalités peu profondes sont essentiellement de deux types :[4]

- Bon transfert de ces charges et surcharges au sol, assurant ainsi la stabilité de la structure.
- Résiste aux charges et aux surcharges du support structurel.

IV.3.2 Types de fondations

Les fondations sont divisées en: fondations peu profondes ou superficielles (fondations isolées, fondations en bande, radiers), fondations peu profondes (puits) et fondations profondes (pieux), qui doivent être sélectionnées de manière globale en tenant compte de divers facteurs tels que l'hétérogénéité de la fondation. Le mouvement du sol, la nappe phréatique, la variété des modes de mise en œuvre, l'impact des constructions existantes sur le sous-sol conduisent à des problèmes de fondation complexes dont la solution doit satisfaire à deux conditions . [4]

- Le coefficient de sécurité vis-à-vis de rupture doit être suffisant ; le calcul des fondations est un calcul de rupture.
- Les tassements doivent être admissibles pour ne pas endommager le bâtiment. Les tassements différentiels aura des conséquence plus au moins graves selon la nature de la construction ; d'autre part le tassement dépend de la rigidité de la construction qui intervient sur la répartition des efforts au niveau de la fondation

IV.3.3 Nature du sol [11]

Le Sol devant recevoir fondation du projet une présente une homogénéité verticale et horizontale. Il est formé nu encrouement calcaire intercalé par des passages rocheux d'une épaisseur très importante à environ les 4.00m suivie d'une couche de roche calcaire conglomératique en profondeur.

Le type de fondation proposé pour les ouvrages ordinaires sera des fondations superficielles.

B(m)	L(m)	Qad(t/m^2)	Qad(bars)
1.00	1.50	26	2.6
1.50	2.00	28	2.8

2.00	2.50	29	2.9
------	------	----	-----

- On constate que la contrainte admissible est de 2.8 bars .
- Pour ce type de terrain un taux de travail de 2.00bars est largement suffisant.

L'ancrage doit se faire à une profondeur minimale de 1.50m avec un taux de travail limité à 2.00 bars. Le sol étant agressif ,justifiant ainsi les précautions suivantes :

Degré d'agressivité	A_4
Niveau de protection	3
Choix du ciment	Ciment au laitier (avec laitier $\geq 60\%$) type CHF et CLK+ protection supplémentaire
Dosage minimale en ciment (kg/m^3)	$700/\sqrt{D}$
Rapport E/C	≤ 0.50
Enrobage des armatures	$\geq 40mm$

Pour une meilleure exploitation du site, il est recommandé ce qui suit :

- Procéder à des terrassement sur la totalité du site permettant de dégager tous les sois et les matériaux de surface.
- Réaliser les travaux de VRD et prévoir des galeries spéciales pour les différents réseaux.
- Bien protéger les zones de construction contre les fuites d'eau.

✚ Amorce poteaux :

On a prend le hauteur d' amorce poteau de 1m pour tous les semelles .

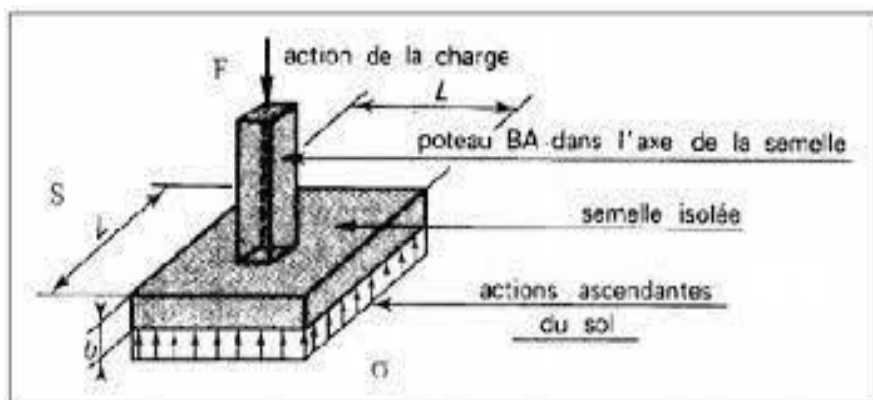


Figure 20. Amorce poteau

IV.3.4 Dimensionnement de la semelle

La surface des semelles doit être inférieure à 50% de la surface totale du bâtiment ($S_s/S_b < 50\%$). La surface de la semelle est donnée par :

Tableau 41 : Dimensionnement des fondations

Semelle	$N_u(KN)$	$\sigma_{sol}(KN/m^2)$	$S_s(m^2)$	A(m)	h (cm)
A3	114	200	0.57	0.80	15
B1	245	200	1.23	1.10	25
B2	413.83	200	2.069	1.50	35
B4	280	200	1.4	1.20	25
C2	334	200	1.67	1.30	30
C3	268	200	1.34	1.20	25
C4	152	200	0.76	0.90	20
D1	326	200	1.63	1.30	30
D2	328	200	1.64	1.30	30
D3	340	200	1.70	1.30	30
D4	141.56	200	0.70	0.85	15
E1	165.45	200	0.83	0.91	17
E2	293.04	200	1.47	1.21	24
E3	255.2	200	1.28	1.15	23
E4	102.64	200	0.52	0.72	12
F2	90.50	200	0.45	0.67	12
F3	127.10	200	0.636	0.80	15

$$S_s \geq \frac{N_u}{\sigma_{sol}} \quad \text{Eq(4.18)} \quad \text{avec } \sigma_{sol} = 2bars = 200KN/m^2$$

L'épaisseur de la semelle :[2]

h= (B-b)/4 [3] Eq(4.19) Avec : B : largeur de la semelle , b : largeur de Poteau

IV.3.5 Choix des fondations

$$S_1 = \{A = 1.50m, h = 35cm\}$$

$$S_2 = \{A = 1.30m, h = 30cm\}$$

$$S_3 = \{A = 1.00m, h = 20cm\}$$

IV.3.6. CONCLUSION

Dans ce chapitre, nous avons appris à calculer le ferrailage nécessaire des éléments principaux et les dimensionnement des fondations de notre bâtiment afin d'effectuer toutes les vérifications nécessaires pour garantir l'intégrité et la résistance du bâtiment.

CONCLUSION GENERALE

La compréhension des facteurs affectant le bâtiment nécessite plusieurs configurations du système structurel. Cette étude en cours nous a permis d'appliquer les connaissances théoriques acquises lors de notre formation et de les enrichir par l'utilisation de logiciels de calcul de structure. A travers ce modeste travail, nous pouvons écrire ces principales conclusions :

- Les plans d'Architecture établis par l'Architecte doivent être discuté avec l'ingénieur en Génie Civil avant d'entamer le calcul des éléments structuraux, cette discussion permet aux deux intervenants de minimiser les délais d'étude et de réalisation du projet,
- Avant d'entamer l'étude d'un projet, il faut avoir dans sa possession tous les documents nécessaires à savoir, les plans d'Architectures et l'étude de sol,
- La première étape dans le calcul d'un projet de construction est le choix du système porteur,
- Comprendre le cheminement des efforts et dimensionner les éléments de la structure du bâtiment,
- Le calcul manuel des éléments résistants est une étape importante pour un étudiant en cours de formation, car il permet de se familiariser avec les ordres de grandeurs des dimensionnements,
- L'utilisation du logiciel de calcul des structures permet de gagner du temps et fournis des résultats exacts,
- La dernière étape d'étude d'une construction est l'établissement des plans d'exécutions, qui représentent la crème d'un calcul. Ces plans sont les documents qui sont utilisés pour la réalisation du projet.

De plus, les connaissances théoriques restent nécessaires, mais elles sont loin d'être suffisantes, car elles doivent correspondre à l'aspect pratique.

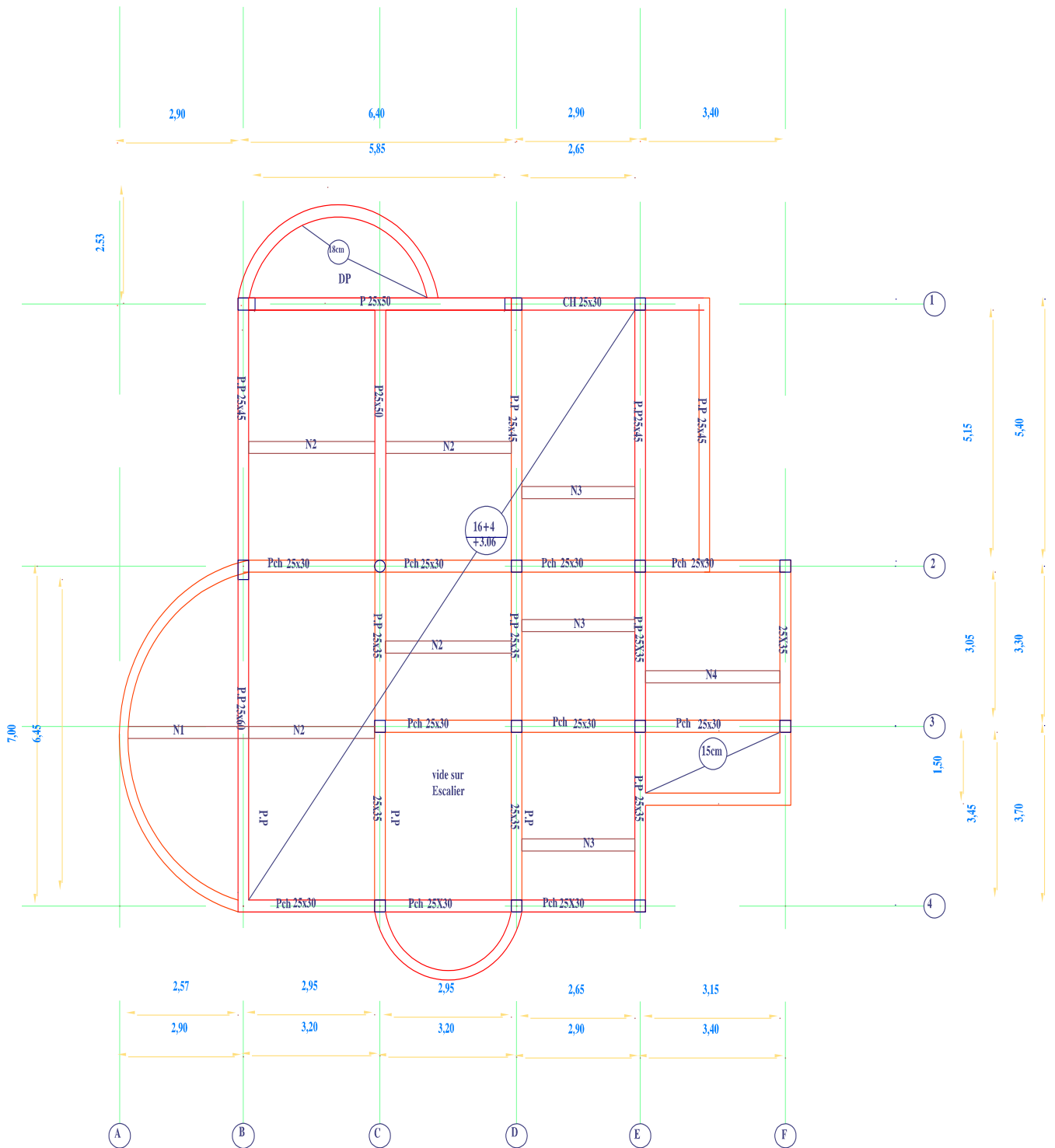
Enfin, nous espérons que ce travail sera utile pour les prochaines promotions.

Référence

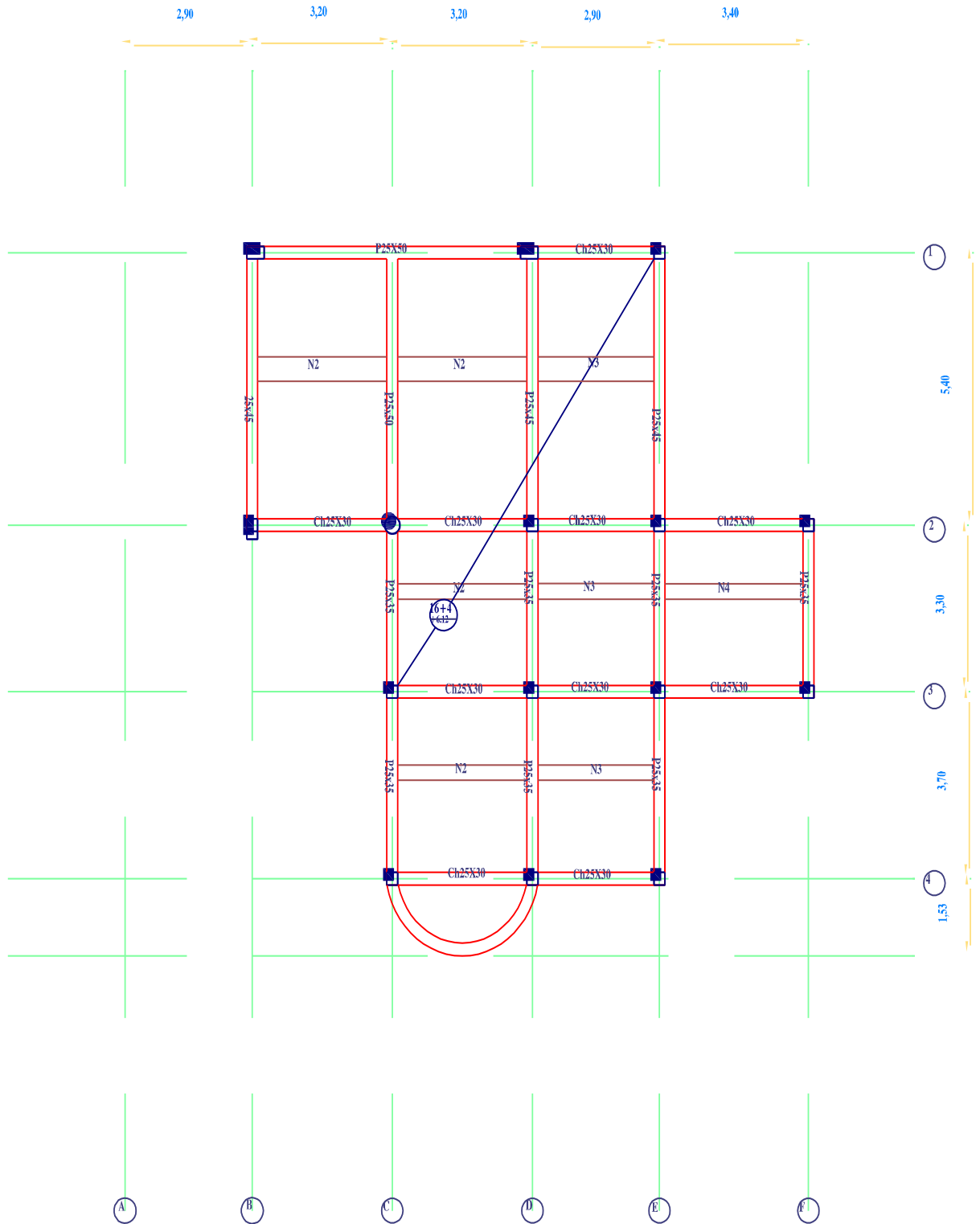
- [1] RPA 99/V2003
- [2] BAEL 91, DTR
- [3] CBA 93
- [4] Polycopié de cours Projet structures en béton armé, Dr. BERRADIA Mohammed 2019/2020
- [5] COURS OUVRAGES EN BETON Dr. MADI Rafik Septembre 2014
- [6] Mémoire Etude d'un bâtiment à usage d'habitation (R + 8) contreventement mixte FERHAT BAYA
- [7] Mémoire ETUDE D'UN BATIMENT EN (RDC+5 ETAGES) A USAGE MULTIPLE CONTREVENTE PAR DES VOILES PORTEURS, SEBBACHE Mohamed Lamine RAHIM Mohammed Lamine
- [8] Etude des structures en béton armé JEAN-MARIE HUSSON
- [9] Cours de béton armé IUPGCI3 option OS années 2004/05
- [10] Mémoire Etude de bâtiment R+4 + deux entre sol à usage multiple contrevente par voiles porteurs
- [11] Etude de sol .



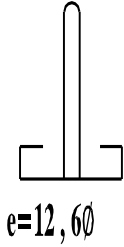
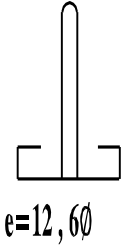
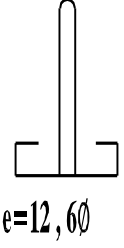
ANNEXE

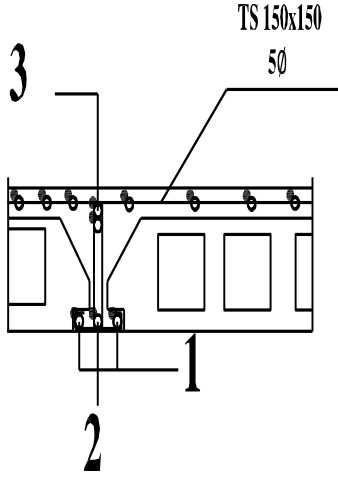


Coffrage Plancher Niveau +3.06

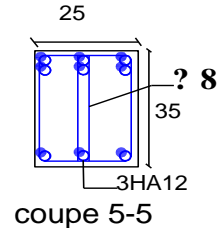
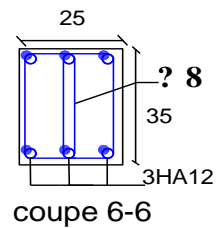
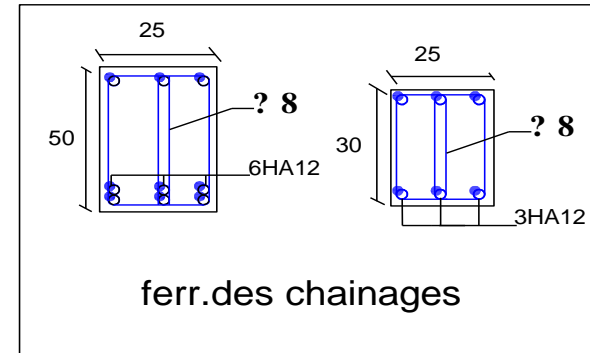
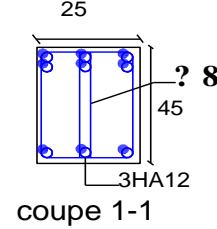
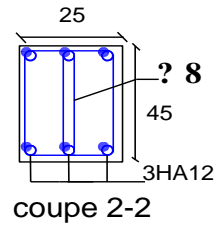
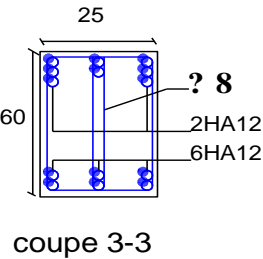
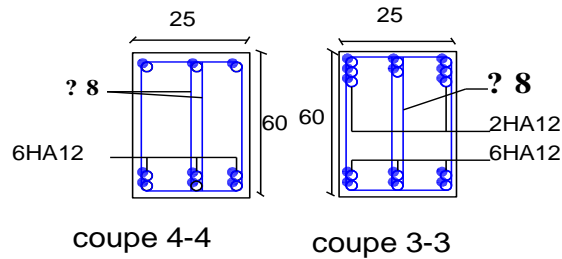
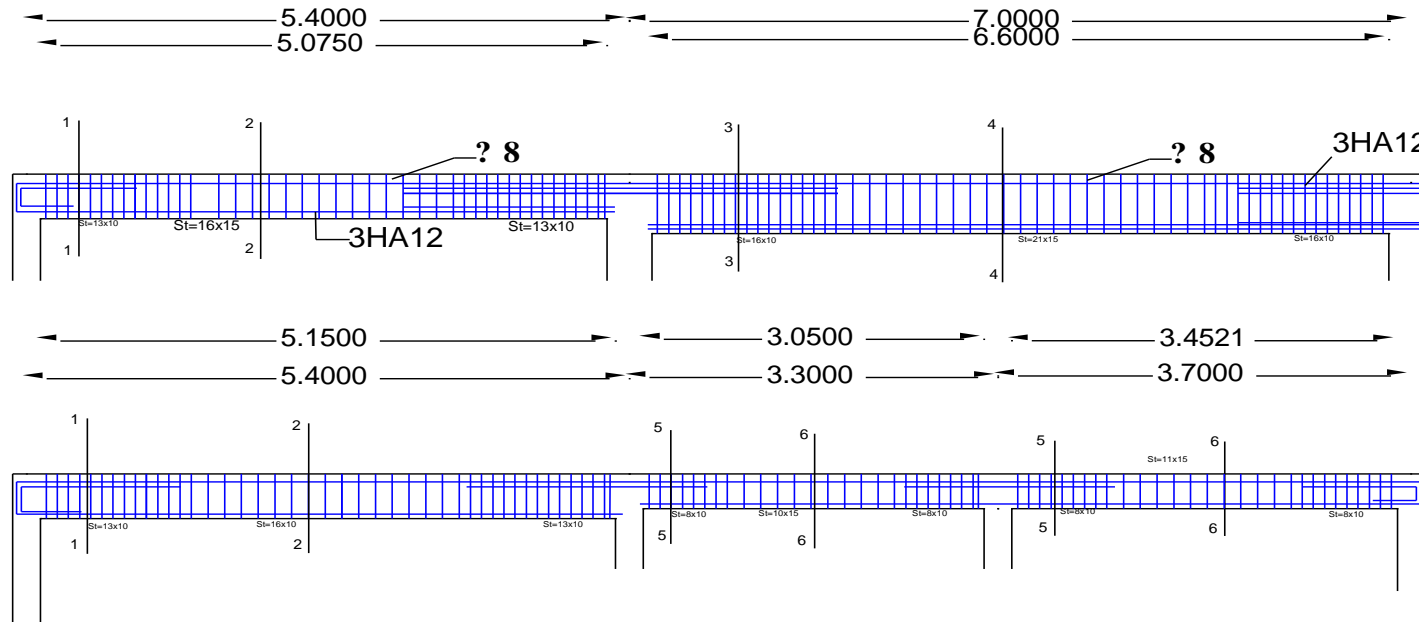


Coffrage Plancher Niveau +6.12

N°	entre axe	1	2	3	4
N1	3.20	<p>3.20</p> <hr/> <p>2HA10 L=3.20</p>	<p>3.20</p> <hr/> <p>1HA10 L=3.20</p>	<p>3.20</p> <hr/> <p>1 HA10 L=3.20</p>	 <p>e=12, 60</p>
N2	2.90	<p>2.90</p> <hr/> <p>2 HA 10 L=2.90</p>	<p>2.90</p> <hr/> <p>1 HA 10 L=2.90</p>	<p>2.90</p> <hr/> <p>1 HA 10 L=2.90</p>	 <p>e=12, 60</p>
N3	3.40	<p>3.40</p> <hr/> <p>2HA10 L=3.40</p>	<p>3.40</p> <hr/> <p>1HA10 L=3.40</p>	<p>3.40</p> <hr/> <p>1 HA 10 L=3.40</p>	 <p>e=12, 60</p>

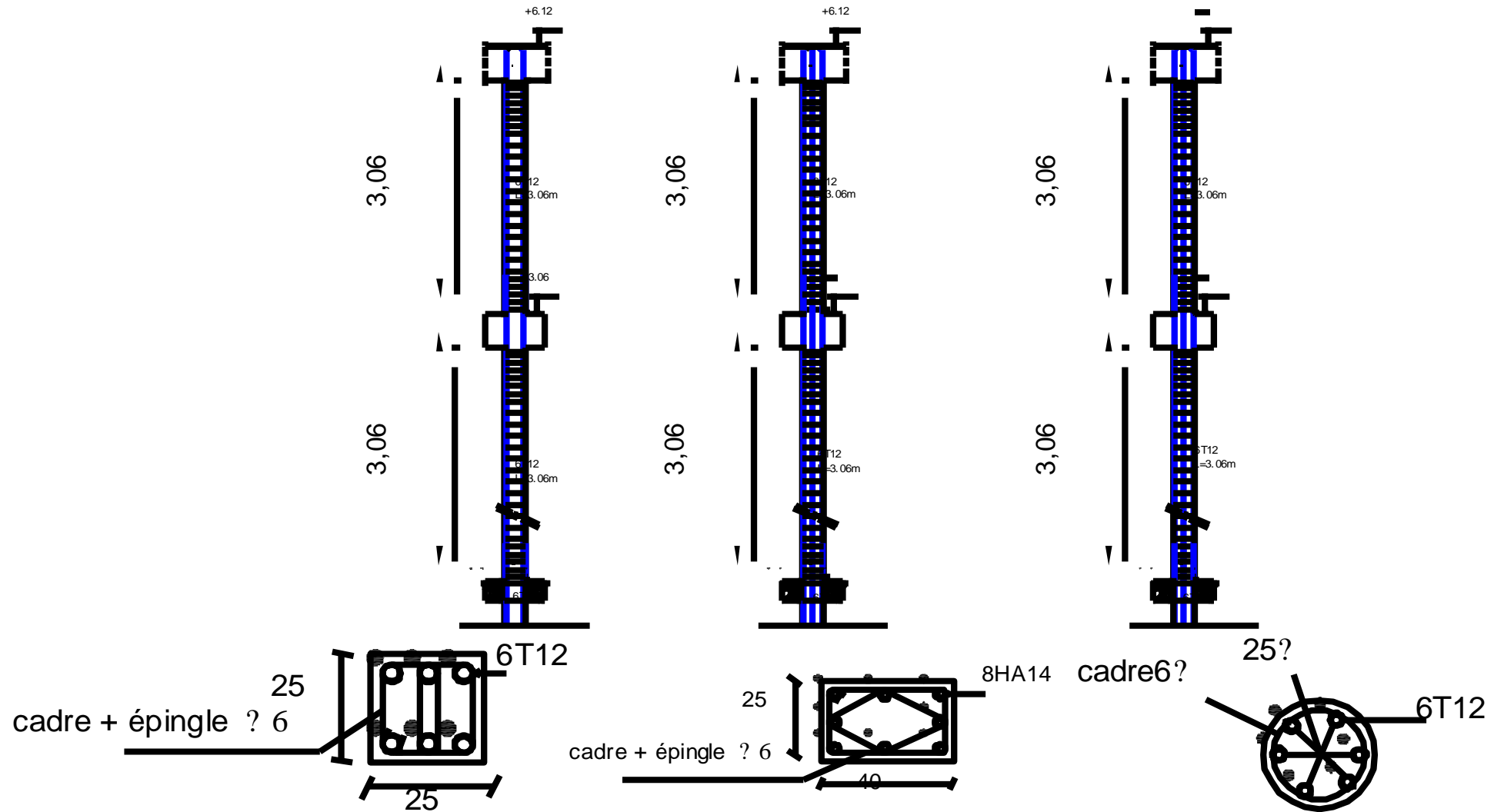


Plan de Ferrailage des poutrelles



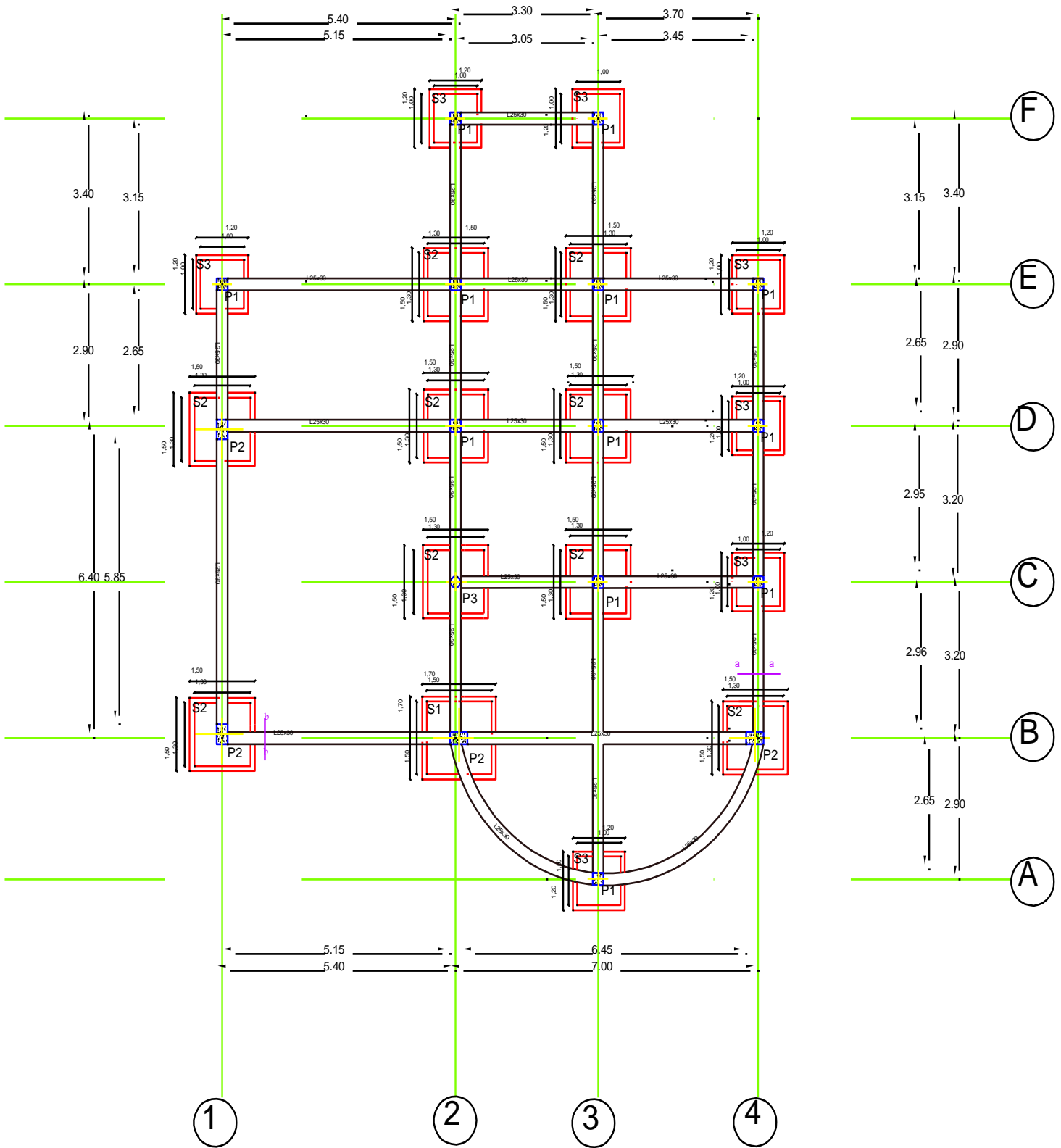
Plan de ferrailage des poutres

Réalisé par les étudiants



Plan de ferrailage des poteaux

Réalisé par les étudiants



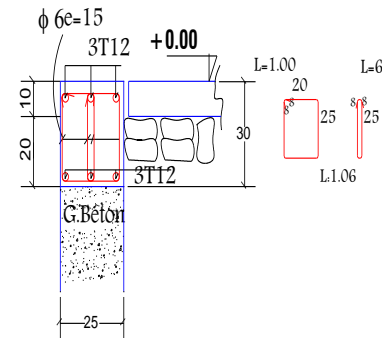
Plan de coffrage des fondations

Réalisé par les étudiants

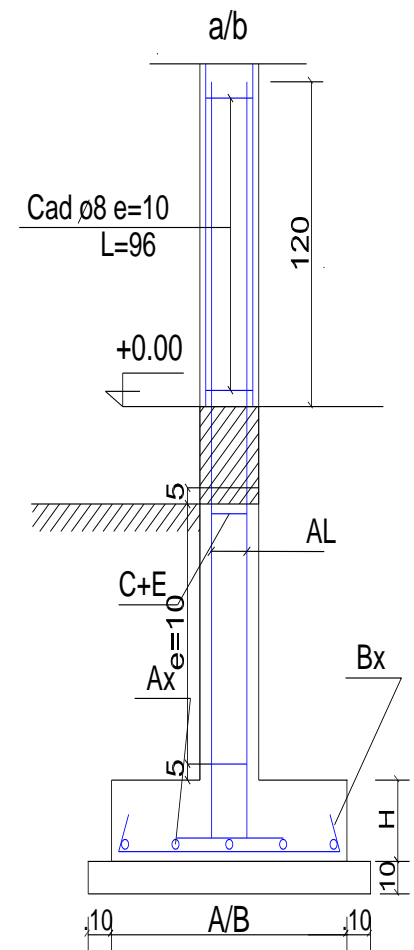
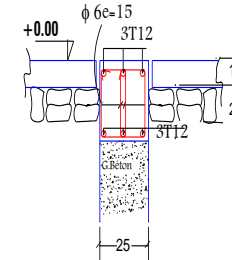
TABLEAU DES SEMELLES

N°	COFFRAGE			FERRAILLGE		COF. POT		FRA. POT		Nbrs
	A	B	H	Ax	Bx	a	b	Al	C	
S1	1.50	1.50	35	30 1.45 30 T12 e=0.15 L=2.10	30 1.45 30 T12 e=0.15 L=2.10	40	25	6HA12	φ6	1
S2	1.30	1.30	30	25 1.25 25 T12 e=0.15 L=1.80	25 1.25 25 T12 e=0.15 L=1.80	40	25	6HA12	φ6	3
						25	25	6HA12	φ6	6
S3	1.00	1.00	20	15 95 15 T12 e=0.15 L=1.44	15 95 15 T12 e=0.15 L=1.44	25	25	6HA12	φ6	7

coupe b-b



coupe a-a



TYPE D'UNE SEMELLE

Plan de ferrailage des fondations