



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEURE ET DE LA
RECHERCHE SCIENTIFIQUE

UNIVERSITE ECHAHID HAMMA LAKHDAR D'EL-OUED



Faculté de Technologie

Département d'Hydraulique et de Génie Civil

Mémoire

Présenté pour l'obtention de diplôme de Master en Génie Civil

Option : matériaux en Génie Civil

Thème:

Etude d'un bâtiment R+7 EN Béton Armé

présenté devant la jury:

- Dr. Masmoudi Fouzi Président
- Dr. Mme Hachem Rafika Encadrée
- Dr. Loogbi Abd Aziz Examineur

Présenté par:

- * Gherbi nacer eddine
- * Ghemam djeridi soufiane
- * Sadani abdennacer
- * Gadi rabie

Année Universitaire: 2022-2023

Remerciements

Tout d'abord, nous remercions Dieu Tout-Puissant qui nous a donné

La volonté, le courage et la patience de faire du bon travail pour mener à bien ce travail.

Nous tenons à exprimer nos sincères remerciements à Mms: " Hashem Rafiq "

Pour ses actions parfaites et ses conseils avisés tout au long de cette période

Nous remercions également les distingués membres du comité de discussion

Enfin, nous exprimons nos remerciements à tous ceux qui ont contribué directement ou indirectement à ce travail.





Dédicace

*Nous dédions cet humble travail à nos honorables
parents.*

*Et à tous ceux qui l'ont fait pour nous,
Et pour leurs sacrifices et leur soutien tout au long
de nos vies.*

*A nos chers frères,
Et pour toute notre famille*

Liste des matières

Liste des matières

Liste des figures

Liste des tableaux

Liste des abréviations

Introduction générale

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage et caractéristique des matériaux

I.1. Introduction	3
I.2. Eléments constituant la construction	3
I.3. Règles de calcul	4
I.4. Les Caractéristiques des matériaux	4
I.5. Hypothèse de calcul	8
I.6. Les actions et sollicitations	9
I.7. Conclusion	10

Chapitre II : Prédimensionnement des éléments et descente des charges

II.1. Introduction	12
II.2. Evaluation des charges et des surcharges	12
II.3. Pré dimensionnement le plancher	15
II.4. Pré dimensionnement l'escalier	17
II.5. Pré dimensionnement des poutres	19
II.6. Pré dimensionnement des poteaux	20
II.7. Pré dimensionnement des voiles	28
II.8. Conclusion	28

Chapitre III : Etude des éléments secondaires

III.1. Etude du Plancher

III.1.1. Introduction	31
III.1.2. Charge permanente et surcharge.....	31
III.1.3. Calcul la charge des poutrelles "P" à L'ELU et L'ELS	31
III.1.4. Les types des planchers	31
III.1.5. La méthode de calcul de poutrelles	32
III.1.6. Etude de plancher	32

III.1.7. Calcul du ferrailage des poutrelles	34
III.1.8. Vérification de la flèche	39
III.1.9. Présentation du ferrailage	39
III.2. Etude de l'acrotère	
III.2.1. Introduction	40
III.2.2. Surface	40
III.2.3. Les charges	40
III.2.4. Les sollicitations	40
III.2.5. Combinaisons d'action	41
III.2.6. Calcul de ferrailage.....	41
III.2.7. Présentation du ferrailage	44
III.3. Etude de l'escalier	
III.3.1. Introduction	44
III.3.2. Etude de l'escalier	44
III.3.3. Evaluation des charges	45
III.3.4. Détermination des actions et sollicitations	46
III.3.5. Calcul de ferrailage.....	47
III.3.6. Présentation ferrailage d'escalier	49
III.3.7. Calcul de la poutre palière	50
III.3.8. Ferrailage de la poutre palière	54
III.4. Ascenseur	
III.4.1. Introduction	55
III.4.2. Les avantages de système de l'ascenseur sans salle de machine.....	55
III.4.3. La dimension d'ascenseur	55
III.5. Conclusion	55
Chapitre IV : Etude sismique	
IV.1. Introduction	57
IV.2. Objectif de l'étude dynamique.....	57
IV.3. Méthode de calcul	57
IV.4. Détermination de centre de gravité de masse et de torsion dans chaque étage	58
IV.5. L'excentricité accidentelle	59
IV.6. Calcul des actions sismiques	59
IV.7. Nombre de modes à considérer	63

IV.8. Combinaisons des réponses modales	63
IV.9. Comportement de structure	64
IV.10. Résultante des forces sismiques de calcul par Robot.....	65
IV.11. Vérification de période fondamentale de la structure.....	65
IV.12. Justification d'interaction Portiques/Voiles	66
IV.13. Vérifications Justification vis-à-vis des déformations	67
IV.14. Justification de l'effet P- Δ	68
IV.15. Justification vis-à-vis de l'équilibre d'ensemble.....	69
IV.16. Vérification vis-à-vis de section des poteaux.....	70
IV.17. Conclusion	71

Chapitre V : Ferrailage des éléments structuraux

V.1. Ferrailage des poteaux

V.1.1. Introduction.....	73
V.1.2. Combinaisons d'actions	73
V.1.3. Etat limite ultime de stabilité de forme	73
V.1.4. Recommandations des règlements.....	74
V.1.5. Étude des poteaux de RDC (35×35) cm ²	74
V.1.6. Recommandations pour les poteaux de 30×30	77
V.1.7. Ferrailage des poteaux	78

V.2. Ferrailage des poutres

V.2.1. Introduction.....	79
V.2.2. Combinaisons d'actions	79
V.2.3. Recommandations des règlements.....	79
V.2.4. Calcul des armatures longitudinal à l'ELU.....	80
V.2.5. Vérification des contraintes à l'ELS.....	80
V.2.6. Vérification de la contrainte de cisaillement	80
V.2.7. Calcul des armatures transversal.....	81
V.2.8. Vérification de la flèche.....	81
V.2.9. Les schémas de ferrailage.....	82

V.3. Ferrailage des voiles

V.3.1. Introduction.....	83
V.3.2. Combinaison	83
V.3.3. Étude des voiles	85

V.3.4. Schéma de ferrailage.....	86
V.4. Conclusion	86
Chapitre VI : Etude des fondations	
VI.1. Introduction	88
VI.2. Différents types de fondations.....	88
VI.3. Choix du type de fondation	88
VI.4. Etude des fondations	88
VI.5. Conclusion.....	95
Conclusion Générale	
Références	
Annexes	

Liste des figures

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage et caractéristique des matériaux

Figure I.1 : Diagramme de contrainte déformation du béton	6
Figure I.2 : Diagramme déformation-contrainte de l'acier	7
Figure I.3 : Diagramme des déformations limitent de la section	8

Chapitre II : Prédimensionnement des éléments et descente des charges

Figure II.1 : Plancher terrasse (corps creux)	12
Figure II.2 : Plancher étage courant (corps creux)	13
Figure II.3 : Détail mur extérieur	14
Figure II.4 : Détail mur intérieur	14
Figure II.5 : L'acrotère	15
Figure II.6 : Coupe transversale sur un plancher à corps creux	16
Figure II.7 : Coupe transversale d'une poutrelle	17
Figure II.8 : Escalier	17
Figure II.9 : Schéma d'escalier	18

Chapitre III : Etude des éléments secondaires

Figure III.1: Le type de plancher	31
Figure III.2 : Diagramme de moment à L'ELU de plancher terrasse	32
Figure III.3 : Diagramme d'effort tranchant à L'ELU de plancher terrasse	33
Figure III.4 : Diagramme des moments à L'ELS de plancher terrasse	33
Figure III.5 : Diagramme de moment à L'ELU de plancher étage	33
Figure III.6 : Diagramme d'effort tranchant à L'ELU de plancher étage	33
Figure III.7 : Diagramme de moment à L'ELS de plancher étage	34
Figure III.8 : Ferrailage de poutrelle	39
Figure III.9 : Ferrailage de la table de compression	39
Figure III.10 : Section d'acrotère à ferrailer	41
Figure III.11 : Schéma ferrailage de l'acrotère	44
Figure III.12 : Schéma de d'escalier	45
Figure III.13 : Schéma statique de l'escalier	46
Figure III.14 : Section d'escalier à ferrailer	47
Figure III.15 : Schéma de ferrailage de l'escalier	49
Figure III.16 : Schéma statique de poutre palière	50

Figure III.17 : Schéma de ferrailage de la poutre palière	54
Figure III.18 : Dimension d'ascenseur	55
Chapitre IV : Etude sismique.	
Figure IV.1 : La modélisation de la structure sur le Robot	59
Figure IV.2 : Disposition des voiles	60
Figure IV.3 : Spectre de réponse	61
Figure IV.4 : Mode 1	64
Figure IV.5 : Mode 2	64
Figure IV.6 : Mode 3	65
Chapitre V : Etude des éléments structuraux	
Figure V.1 : Schéma de la zone nodale	77
Figure V.2 : Schéma de ferrailage de poteau 35×35	78
Figure V.3 : Schéma de ferrailage de poteau 30×30	78
Figure V.4 : Schéma de ferrailage de poutre principale	82
Figure V.5 : Schéma de ferrailage de poutre seconder	82
Figure V.6 : Schéma statique des contraintes	85
Figure V.7 : Schéma de ferrailage des voiles	86
Chapitre VI : Etude des fondations	
Figure VI.1 : Dimension de semelle isolée	88
Figure VI.2 : Schéma de semelle isolée	89
Figure VI.3 : Schéma de ferrailage de semelle isolée	90
Figure VI.4 : Schéma de ferrailage de semelle filante	91
Figure VI.5 : Schéma de ferrailage de longrine	92
Figure VI.6 : Ferrailage de poutre de rigidité	94

Liste des tableaux

Tableau II.1 : Charges permanentes du plancher terrasse	13
Tableau II.2 : Charges permanentes du plancher courant	13
Tableau II.3 : Charges permanentes du mur extérieur	14
Tableau II.4 : Charges permanentes du mur intérieur	14
Tableau II.5 : Les sections des poutres sont résumées	20
Tableau II.6 : Dégression des surcharges	22
Tableau II.7 : Choix des sections des poteaux d'angles	22
Tableau II.8 : Choix des sections des poteaux de rive	24
Tableau II.9 : Choix des sections des poteaux central	26
Tableau II.10 : Choix des sections des poteaux	28
Chapitre III : Etude des éléments secondaires	
Tableau III.1: La charge des poutrelles "P" à L'ELU et L'ELS	31
Tableau III.2 : Calcul des armatures longitudinales	35
Tableau III.3 : Ferrailage longitudinales	36
Tableau III.4 : Charge de la volée	45
Tableau III.5 : Charge du palier	45
Tableau III.6 : Les actions d'escalier	46
Tableau III.7 : Moments et effort tranchants	47
Tableau III.8 : Calcul de la section des armatures	48
Tableau III.9 : Armatures longitudinales	48
Tableau III.10 : Calcul des caractéristiques de section à L'ELS	48
Tableau III.11 : Vérification des contraintes à L'ELS	48
Tableau III.12 : Armatures de répartitions	48
Tableau III.13 : Sollicitations de poutre palière	51
Tableau III.14 : Armatures longitudinales	51
Tableau III.15 : Vérification de contrainte	51
Tableau III.16 : Armatures longitudinale maximale	52
Tableau III.17 : Armatures longitudinale adopte	54
Chapitre IV : Etude sismique	
Tableaux IV.1 : Caractéristiques massique	58
Tableaux IV.2 : Comportement de structure	64

Tableaux IV.3 : Résultante des forces sismiques	65
Tableaux IV.4 : Vérification de l'étude sismique	65
Tableaux IV.5 : Vérification de période fondamentale de la structure	65
Tableaux IV.6 : Justification d'interaction verticale portiques /voiles	66
Tableaux IV.7 : Justification d'interaction portiques /voiles Suivant (x-x)	66
Tableaux IV.8 : Justification d'interaction portiques /voiles Suivant (y-y)	67
Tableaux IV.9 : Vérification la déformation dans chaque étage suivant X	67
Tableaux IV.10 : Vérification la déformation dans chaque étage suivant Y	68
Tableaux IV.11 : Vérification de l'effet P- Δ (X-X)	68
Tableaux IV.12 : Vérification de l'effet P- Δ (Y-Y)	69
Tableaux IV.13 : Vérification de l'équilibre d'ensemble sens longitudinal	69
Tableaux IV.14 : Vérification de l'équilibre d'ensemble sens transversal	70

Chapitre V : Etude des éléments structuraux

Tableau V.1 : Sollicitation des poteaux	74
Tableau V.2 : Vérification des contraintes de cisaillements des poteaux	76
Tableau V.3 : Choix des armatures et leur espacement des poteaux	77
Tableau V.4 : Sollicitation moment de flexion des poutres	79
Tableau V.5 : Résultats de ferrailage	80
Tableau V.6 : Vérification des contraintes de l'acier et de béton	80
Tableau V.7 : Vérification des contraintes de cisaillements des poutres	81
Tableau V.8 : Sections d'armatures transversales des poutres	81
Tableau V.9 : Vérification de la flèche des poutres	82

Chapitre VI : Etude des fondations

Tableau VI.1 : Calcul des armatures longitudinales	93
Tableau VI.2 : Ferrailage longitudinales	93
Tableau VI.3 : Vérification des contraintes à L'ELS	93

Liste des abréviations

A : Coefficient d'accélération de zone.

A_s : Aire d'une section d'acier.

A_t : Section d'armatures transversales.

B : Aire d'une section de béton.

β : Coefficient de pondération.

b : Une dimension (largeur d'une section).

b_0 : Epaisseur brute de l'âme de la poutre.

d : Hauteur utile.

E : Séisme.

e : Epaisseur.

E_{ij} : Module d'élasticité instantané.

E_{vj} : Module d'élasticité différé.

E_s : Module d'élasticité de l'acier.

ELU : Etat limite ultime.

ELS : Etat limite service.

F : Force résultante.

f_{c28} : Résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours d'âge.

f_{t28} : Résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours d'âge.

f_{cj} : Résistance caractéristique à la compression du béton à j jours d'âge.

f : Flèche.

\bar{f}_{adm} : Flèche admissible.

F_e : Limite d'élasticité de l'acier.

G : Charge permanente.

Q : Charge d'exploitation.

h : Une dimension (hauteur d'une section).

I : Moment d'inertie.

L : Longueur.

L_f : Longueur de flambement.

M_u : Moment à l'état limite ultime.

M_{ser} : Moment à l'état limite de service.

M_t : Moment en travée.

M_a : Moment sur appuis.

M_0 : Moment en travée d'une poutre reposant sur deux appuis libres.

n : Coefficient d'équivalence acier-béton.

N_u : Effort normal pondéré aux états limites ultime.

N_{ser} : Effort normal pondéré aux états limites de service.

St : Espacement.

T_u : Effort tranchant ultime.

T : Effort tranchant, Période.

V : Effort tranchant a la base.

Y : Position de l'axe neutre.

Φ : Diamètre des armatures.

γ_s : Coefficient de sécurité dans l'acier.

γ_b : Coefficient de sécurité dans le béton.

ξ : Déformation relative.

σ_s : Contrainte de traction de l'acier.

σ_{bc} : Contrainte de compression du béton.

$\bar{\sigma}_s$: Contrainte de traction admissible de l'acier.

$\bar{\sigma}_{bc}$: Contrainte de compression admissible du béton.

$\bar{\sigma}_{sol}$: Contrainte admissible du sol.

τ : Contrainte tangentielle.

τ_u : Contrainte ultime de cisaillement.

λ : Elancement.

Résumé

Le but de cette étude est la conception et la modélisation d'un bâtiment (R+7) à usage d'habitation qui sera implanté dans la wilaya d'Alger, classé en zone III selon le règlement parasismique Algérien (RPA99 Version 2003). La stabilité de l'ouvrage est assurée par les poutres, les poteaux et les voiles, L'étude et l'analyse de cette structure ont été établis par le logiciel (Robot Structural Analysis Professional).

Le calcul des dimensions et du ferrailage de tous les éléments résistants sont conformes aux règles applicables en vigueur à savoir le BAEL91 modifier 99, RPA99 Version 2003 et CBA93.

Mots clés: conception, modélisation, bâtiment, ferrailage, le règlement parasismique Algérien.

ملخص

الهدف من هذه الدراسة هو تصميم ونمذجة مبنى يتألف من طابق ارضي + 7 طوابق للاستخدام السكني يتم انجازها في ولاية الجزائر ، مصنفة في المنطقة III القواعد الجزائرية المضادة للزلازل (RPA99 Version 2003). يتم ضمان استقرار الهيكل بواسطة الروافد، الأعمدة والجدران المصبوبة، وقد تم إنشاء دراسة وتحليل هذا الهيكل بواسطة برنامج (Robot Structural Analysis Professional).

تحديد الأبعاد و تسليح جميع العناصر المقاومة في البناية صمم طبق لمعايير و القوانين المعمولة بهم في الجزائر CBA93 و RPA99 Version 2003، BAEL91 modifier 99.

كلمات مفتاح: تصميم، نمذجة، مبنى، تسليح، القواعد الجزائرية المضادة للزلازل.

Abstract

The purpose of this study is Design and Modeling of a building (G+7) for residential use which will be located in the wilaya of Algiers, classified in zone III according to the Algerian seismic regulation (RPA99 Release 2003). The stability of the structure is ensured by beams, columns and walls. The study and analysis of this structure have been established by software (Robot Structural Analysis Professional).

The calculation of the dimensions and the reinforcement of all the resistant elements comply with the rules applicable in force, namely BAEL91 modifier 99, RPA99 Version 2003 and CBA93.

Key words: Design, Modeling, building, reinforcement, Algerian seismic regulation.

Introduction générale

Le rôle de l'ingénieur en structure de génie-civil dans un projet de construction d'un immeuble est fondamental. Il doit concevoir et calculer les éléments de la Structure de manière qu'ils puissent résister à toutes les sollicitations prévues et à présenter une durabilité et une sécurité satisfaisante pendant toute la période d'exploitation.

Dans le cadre de ce projet de fin d'étude, j'ai procédé au calcul d'un bâtiment comportant un (RDC + 7 étages) dont le système de contreventement mixte et assuré par des voiles et des portiques avec une justification de l'intégration portiques-voiles.

Les règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé aux états limites (BAEL91) et les règles Parasismiques algériennes (RPA99V2003) sont utilisées dans ce projet, Certains calculs sont effectués avec le logiciel Robot Structural Analysis Professional et les autres calculs ont été faits manuellement, tous les dessins de coffrage et ferrailage ont été réalisés avec le logiciel AUTOCAD.

Pour cela, nous allons suivre les démarches décrites sur le plan de travail le suivant :

- ✓ Le premier chapitre, Présentation de l'ouvrage et caractéristique des matériaux.
- ✓ Le deuxième chapitre, pour le Prédimensionnement des éléments et Descente des charges.
- ✓ Le troisième chapitre, pour le Etude des éléments secondaires.
- ✓ Le quatrième chapitre, pour l'étude Sismique.
- ✓ Le cinquième chapitre, pour l'étude des éléments structuraux.
- ✓ Le sixième chapitre Pour l'étude fondations.

On termine par une conclusion générale.

Chapitre I

Présentation de l'ouvrage et caractéristique des matériaux

I.1. Introduction :

L'ouvrage de fin d'étude est un bâtiment R+7 à usage d'habitation au groupe d'usage 2. Cet ouvrage est implanté dans la wilaya d'Alger qui est classée comme zone de forte sismicité (Zone III) selon le RPA99 V2003 (Règlement Parasismique Algérien 99 Version 2003). Le site est considéré comme un site meuble de catégorie S3 avec $\bar{\sigma}_{sol} = 1.8$ bars.

✚ Caractéristiques géométriques et architecturales du bâtiment :

La hauteur d'étage rez-de-chaussée = 3.06 m.

La hauteur d'étage courant = 3.06 m.

Hauteur totale de Bâtiment sans l'acrotère = 24.48 m.

Hauteur totale de Bâtiment avec l'acrotère = 25.08 m.

Longueur totale de Bâtiment = 24.50 m.

Largeur totale de Bâtiment = 11.95 m.

I.2. Eléments constituant la construction :

✚ Les planchers :

Le plancher du bâtiment, est constitué d'une dalle de compression et des corps creux, le plancher terrasse comporte en plus une étanchéité multicouche et une couche de béton de forme en pente 2% pour l'assainissement des eaux pluviales.

✚ La terrasse :

Le type de la terrasse est : terrasse inaccessible.

✚ L'acrotère :

C'est un élément en béton armé qui entoure la terrasse inaccessible d'une hauteur de 60 cm et d'épaisseur de 10 cm.

✚ Les escaliers :

Ce sont des éléments, permettant le passage d'un niveau à l'autre, ils sont réalisés en béton armé coulé sur place.

✚ La maçonnerie :

Elle est réalisée en briques creuses comme suit :

- Les murs extérieurs : ils sont réalisés en briques creuses à doubles parois d'épaisseur 10 et 15 cm, séparées par une lame d'air d'épaisseur 5 cm pour l'isolation thermique et phonique.
- Les murs intérieurs sont en simples parois réalisés en briques d'épaisseur 10 cm.

✚ Enduits et revêtements :

- Céramique pour SDB, cuisines.
- Carrelage pour les planchers et les escaliers.
- Mortier pour les murs.

I.3. Règles de calcul :

Notre étude sera faite conformément aux règlements suivants :

- RPA 99 Version 2003 (Règles Parasismiques Algériennes).
- BAEL 91 (Béton armé aux états limites).
- CBA 93 (Règles de conception et de calcul de structure en béton armé).
- DTR BC 2.2 (Charges permanentes et surcharges d'exploitation).
- RNV 2013 (Règlement Neige et Vent).

I.4. Les Caractéristiques des matériaux :

✚ Béton :

Le béton est un mélange d'agrégat (gravillons, sable), de liants (ciment) et d'eau dans des proportions bien définies, pour avoir une résistance convenable et un bon comportement après durcissement. Le dosage en ciment varie entre 300 - 400Kg/m³ de béton mis en œuvre. Au-dessous de 350Kg/m³, les règles BAEL91 ne sont plus applicables.

➤ Les composants du béton :

La composition courante d'un mètre cube de béton est la suivante :

- ✓ 350 kg/m³ de ciment de CPJ.
- ✓ 400 kg/m³ de sable $D_s \leq 5$ mm.
- ✓ 800 kg/m³ de gravillon $5 \text{ mm} < D_g \leq 15$ mm.
- ✓ 175 kg/m³ d'eau de gâchage.

➤ Résistance du béton à la compression :

La résistance caractéristique à la compression du béton f_{cj} à j jours d'âge est déterminée à partir d'essais sur des éprouvettes 16cm x 32cm.

On utilise le plus souvent la valeur à 28 jours de maturité : f_{c28} .

Pour des calculs en phase de réalisation, on adoptera les valeurs à j jours, définies à partir f_{c28} par :

-Pour des résistances $f_{c28} \leq 40$ MPa : **BAEL91 (A.2.1.11)**

$$\begin{cases} f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} f_{c28} & \text{si } j < 60 \text{ jours} \\ f_{cj} = 1.1 f_{c28} & \text{si } j > 60 \text{ jours} \end{cases}$$

- Pour des résistances $f_{c28} > 40\text{MPa}$: **BAEL91 (A.2.1.11)**

$$\begin{cases} f_{cj} = \frac{j}{1.40 + 0.95j} f_{c28} & \text{si } j < 28 \text{ jours} \\ f_{cj} = f_{c28} & \text{si } j > 28 \text{ jours} \end{cases}$$

Pour l'étude de notre projet, on prend : $f_{c28} = 25\text{MPa}$.

➤ **Résistance à la traction f_{tj} : BAEL91 (A.1.2.12)**

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

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 \times f_{cj} \quad \text{Avec } f_{cj} \leq 60 \text{ MPa.}$$

Donc : $f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$.

➤ **Modules de déformation longitudinale du béton : BAEL91 (A.2.1.2)**

E_{ij} : Le module de déformation longitudinale instantanée de béton.

$$E_{i28} = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 11000 \sqrt[3]{25} = 31820,93 \text{ MPa}$$

E_{vj} : Le module de déformation longitudinale différée de béton.

$$E_{v28} = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \sqrt[3]{25} = 10818.80 \text{ MPa}$$

➤ **Coefficient de Poisson : BAEL91 (A.2.1.3)**

On appelle coefficient de poisson le rapport : $\nu = \frac{\Delta t / t}{\Delta L / L}$

À l'ELU : $\nu=0 \Rightarrow$ calcul des sollicitations (pour le béton non fissuré)

À l'ELS : $\nu=0,2 \Rightarrow$ calcul des déformations (béton fissuré).

➤ **Contraintes limites :**

C'est un état dont lequel une condition de sécurité pour l'ouvrage où un de ses éléments est strictement vérifiée. Au-delà de cet état la structure cesse de remplir les fonctions pour lesquelles elle a été conçue.

Il existe deux états limites différents l'ELU et l'ELS.

✓ **Etat limite ultime ELU :**

C'est un état qui correspond à la capacité portante maximale de la structure, son dépassement va entraîner la ruine de l'ouvrage.

Il y'a 03 états limites :

- ✓ Etat limite de l'équilibre statique.
- ✓ Etat limite de résistance des matériaux.
- ✓ Etat limite de stabilité de forme : flambement.

La valeur de calcul de la résistance en compression du béton f_{bu} est donnée par :

$$f_{bu} = \frac{0.85}{\gamma_b} f_{c28}$$

$$\gamma_b = \begin{cases} 1.15: \text{cas des combinaisons accidentelles} \\ 1.5: \text{les autres cas} \end{cases}$$

$$f_{bu} = \begin{cases} 14.17 \text{ MPa: action courantes} \\ 18.48 \text{ MPa: action accidentelles} \end{cases}$$

0,85 = coefficient réducteur

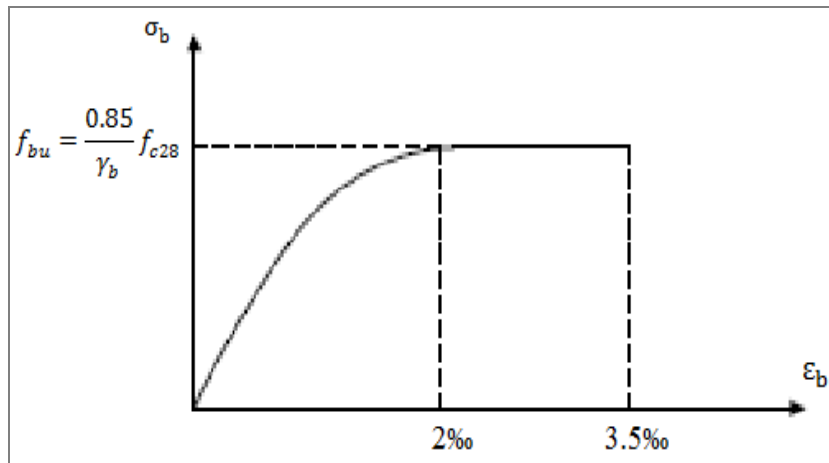


Figure I.1 : Diagramme de contrainte déformation du béton.

Contrainte limite de cisaillement: elle dépend du type de fissuration (armatures transversales).

- ✓ Fissuration peu nuisible : $\tau_u = \min(0.13 f_{cj}, 4 \text{ MPa})$
- ✓ Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable : $\tau_u = \min(0.1 f_{cj}, 3 \text{ MPa})$
- ✓ Dans le cas où les armatures transversales sont inclinées de 45° alors :
 $\tau_u \leq \min(0.18 f_{cj}, 5.5 \text{ MPa})$
- ✓ Dans le cas où l'inclinaison est comprise entre 45° et 90°, la valeur maximale peut être déterminée par interpolation linéaire.
- ✓ Pour la justification des poutres sous sollicitation d'effort tranchant, on doit vérifier la condition suivante:

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d} \leq \bar{\tau}_u$$

Avec:

V_u = effort tranchant ultime de calcul.

b_0 = largeur de la pièce.

d = hauteur utile de la pièce.

✓ **Etat limite de service ELS :**

Il correspond à l'équilibre entre les sollicitations d'actions réelles (non majorées) et les sollicitations résultantes calculées sans dépassement des contraintes limites qui (tel qu'on peut l'admettre) ne dépassent pas les limites élastiques du matériau. La contrainte limite de service à ne pas dépasser en compression est :

$$\bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28}$$

Donc : $\bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$.

✚ **L'acier :**

L'acier est un alliage fer carbone en faible pourcentage, son rôle est d'absorber les efforts de traction, de cisaillement et de torsion, On distingue deux types d'aciers :

- ✓ Aciers doux ou mi-durs pour 0.15 à 0.25 % de carbone.
- ✓ Aciers durs pour 0.25 à 0.40 % de carbone.

Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est pris égale à : $E_s = 200\ 000 \text{ MPa}$.

La caractéristique mécanique la plus importante des aciers est la limite élastique f_e .

➤ **Contrainte limite de l'acier :**

✓ **Contrainte à ELU :**

On adopte le diagramme contrainte-déformation suivant :

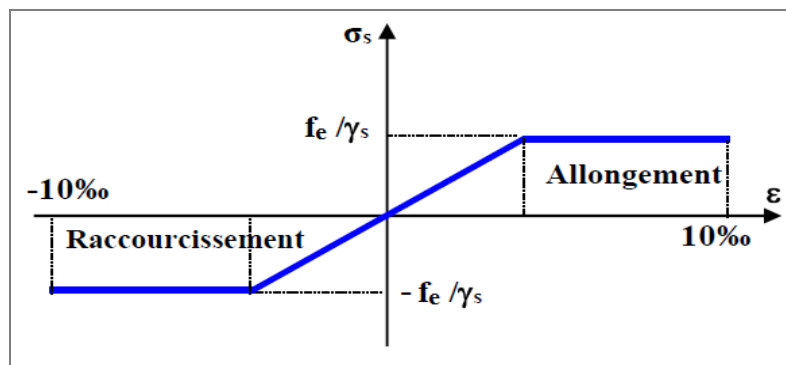


Figure I.2 : Diagramme déformation-contrainte de l'acier.

Avec :

f_e : limite élastique de l'acier.

ϵ_s : Déformation (allongement) relative de l'acier :

$$\epsilon_s = \frac{f_e}{\gamma_s \times E}$$

σ_s : Contrainte de l'acier.

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier.

$$\gamma_s = \begin{cases} 1.15 & \text{en cas de situations durables ou transitoires.} \\ 1.00 & \text{en cas de situations accidentelles.} \end{cases}$$

✓ **Contrainte à ELS :**

Cette contrainte dépend de la nature des fissures dans le béton, on détermine :

- **Fissuration peu nuisible :** (cas des éléments situés dans des clos ou des locaux ouverts). Dans ce cas il n'y a aucune vérification à effectuer concernant σ_s .
- **Fissuration préjudiciable :** $\bar{\sigma}_s = \text{Min} \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \right)$ [MPa]
- **Fissuration très préjudiciable :** $\bar{\sigma}_s = \text{Min} \left(\frac{1}{2} f_e ; 90 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \right)$ [MPa]

Avec η : coefficient de fissuration.

$\eta=1$ pour les aciers ronds lisses (RL).

$\eta=1,6$ pour les aciers à haute adhérence (HA).

I.5. Hypothèse de calcul :

✚ **Etat limite ultime (ELU) :**

- Les sections planes restent planes après déformation (hypothèse de BERNOUILLI).
- Il n'y a pas de glissement entre les armatures d'acier et le béton.
- Le béton tendu est négligé dans le calcul de la résistance à cause de sa faible résistance à la traction.
- Le raccourcissement unitaire de béton est limité à 3,5‰ en flexion simple ou composée et à 2‰ dans la compression simple.
- L'allongement unitaire dans les aciers les limite à 10‰.
- Le diagramme des déformations limites d'une section fait l'objet de la règle dite des trois pivots (A, B, C).

✓ **Diagramme des déformations limites d'une section : (Règles des trois pivots)**

Le dimensionnement à l'état-limite ultime est conduit en supposant que le diagramme des déformations passe par l'un des trois pivots A, B ou C.

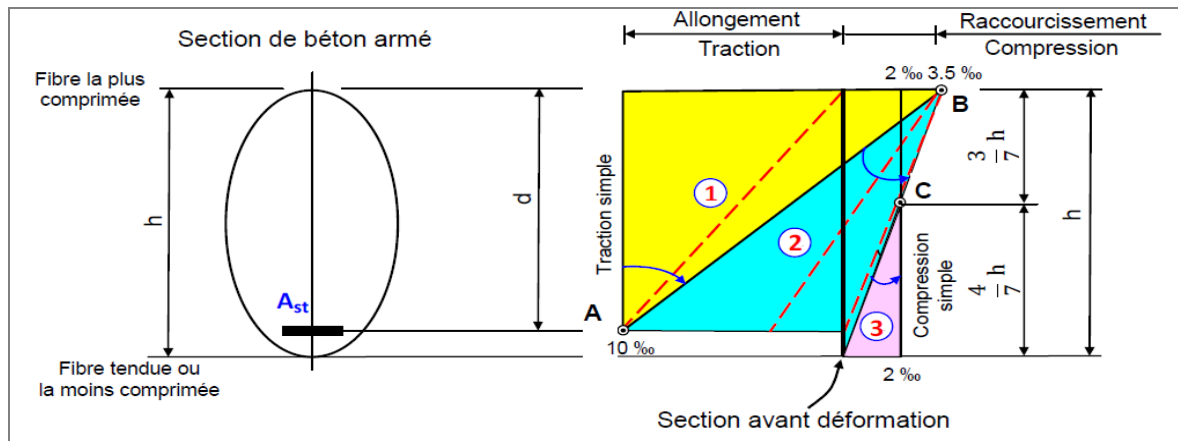


Figure I.3: Diagramme des déformations limitent de la section.

L'analyse de ce diagramme est comme suit :

Pivot A (Domaine 1):

- Allongement de l'acier le plus tendu : $\varepsilon_{st} = 10 \text{ ‰}$.
- Pièces soumises à la traction simple ou à la flexion simple ou composée.

Pivot B (Domaine 2):

- Raccourcissement de la fibre de béton la plus comprimée : $\varepsilon_{bc} = 3,5 \text{ ‰}$.
- Pièces soumises à la flexion simple ou composée (béton partiellement comprimé).

Pivot C (Domaine 3):

- Raccourcissement du béton comprimé $\varepsilon_{bc} = 2 \text{ ‰}$ pour $y_u = 3h/7$.
- Pièces soumises à la compression simple (Si la droite de déformation est parallèle à la droite représentative de la section avant déformation) ou à la flexion composée.

➤ **Etat limite de service (ELS) :**

- Convention des sections planes.
- La résistance du béton à la traction est négligeable.
- Pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- Les calculs sont faits en cas de fissuration préjudiciable ou très préjudiciable.

I.6. Les 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 charges climatiques.

✓ **Les actions permanentes (G) :**

Ce sont des actions dont l'intensité est constante ou peu variable dans le temps, par exemple le poids propre de la structure, le poids des équipements fixes, les forces de poussée des terres et des liquides ou les déformations imposées à la structure.

✓ **Les actions variables (Q) :**

Ce sont celles dont l'intensité varie fréquemment de façon importante dans le temps, elles correspondent aux charges d'exploitation, les charges appliquées durant l'exécution, les charges climatiques et les effets dus à la température.

✓ Les actions accidentelles (E) :

Elles se produisent rarement et leurs durées sont très courtes, (Séismes, incendies, chocs).

✚ Les Sollicitations :

Les sollicitations sont les efforts (effort normal, effort tranchant), et les moments (moment de flexion, moment de torsion) calculés à partir des actions par des méthodes appropriées les calculs sont conduits suivant des méthodes scientifiques appuyées sur des données expérimentales.

➤ Les combinaisons d'action : RPA99V2003 (5.2)

Les combinaisons d'action à considérer sont :

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

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

I.7. Conclusion :

Ce chapitre à concerné une vue global sur notre projet, les différents règlements à utiliser ainsi les caractéristiques des matériaux à adopter.

Chapitre II

Prédimensionnement des éléments et descente des charges

II.1. Introduction :

Le pré dimensionnement des éléments résistants (les planchers, les poutres, les poteaux et les voiles ...). Est une étape régie par des lois empiriques, cette étape représente le point de départ et la base de la justification à la résistance, la stabilité et la durabilité de l'ouvrage aux sollicitations suivantes :

- Sollicitations verticales :

Elles sont dues aux charges permanentes et aux surcharges d'exploitation de plancher, poutrelle, poutres et poteaux et finalement transmises au sol par les fondations.

- Sollicitations horizontales :

Elles sont généralement d'origine sismique vent et sont requises par les éléments de contreventement constitué par les portiques.

Le pré dimensionnement de tous les éléments de l'ossature est conforme aux règles BAEL91, CBA93 et RPA99V2003.

II.2. Evaluation des charges et des surcharges :

La descente de charges est pour but de déterminer les charges et les surcharges revenant à chaque élément porteur.

✚ Estimation des charges et des surcharges des planchers :

La structure présente deux types de plancher :

- ✓ Plancher terrasse inaccessible en corps creux.
- ✓ Plancher courant en corps creux.

➤ Plancher terrasse :

Notre plancher terrasse est inaccessible et réalisé en corps creux surmonté de plusieurs couches de protection en forme de pente facilitant l'évacuation des eaux pluviales.

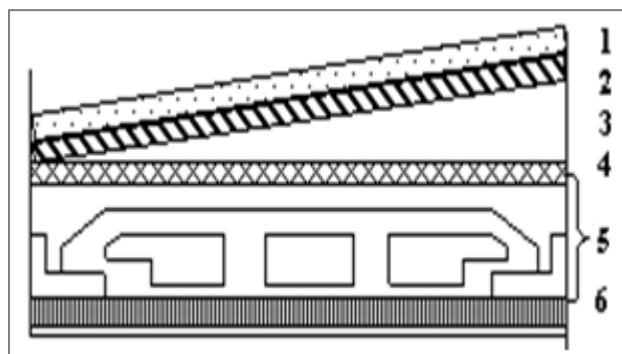


Figure II.1 : Plancher terrasse (corps creux).

Tableau II.1 : Charges permanentes du plancher terrasse.

Matériaux	Epaisseur (cm)	ρ (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1. Protection en gravillon	5	17	0.85
2. Etanchéité multicouche	2	6	0.12
3. Forme de pente	10	22	2.20
4. Isolation thermique	4	4	0.16
5. Dalle en corps creux	16+4	14	2.80
6. Enduit plâtre	2	10	0.20
G	6.33 KN/m ²		
Q	1 KN/m ²		

➤ **Plancher étage courant :**

La figure ci-dessous nous donne les différentes couches du plancher de l'étage courant.

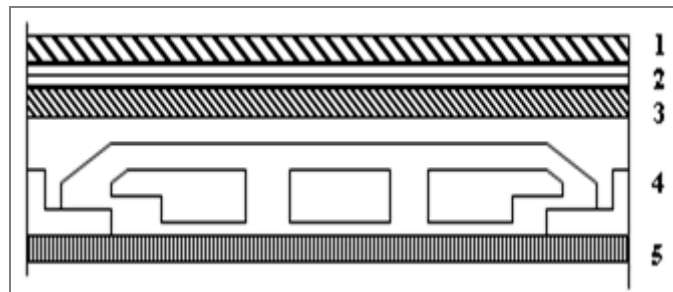


Figure II.2 : Plancher étage courant (corps creux).

Tableau II.2 : Charges permanentes du plancher courant.

Matériaux	Epaisseur (cm)	ρ (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1-Carrelage	2	22	0.44
2-Mortier de pose	2	20	0.40
3-Lit de sable	2	18	0.36
4-Dalle en corps creux	16+4	14	2.80
5-Enduit plâtre	2	10	0.20
6-Cloison	10	9	0.90
G	5.10 KN/m ²		
Q	1.5 KN/m ²		

✚ Estimation des charges de maçonnerie :

La maçonnerie utilisée est en brique.

➤ Mur extérieur :

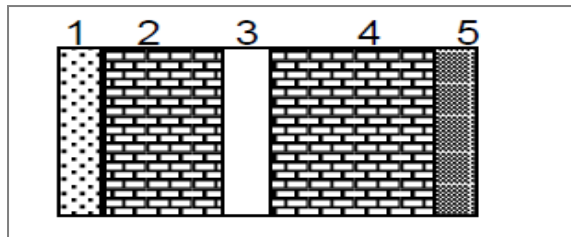


Figure II.3 : Détail mur extérieur.

Tableau II.3 : Charges permanentes du mur extérieur.

Matériaux	Epaisseur (cm)	ρ (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1- Enduit en plâtre	2	12	0.24
2- Briques creuses	10	9	0.90
3- Lamé d'air	5	/	0.00
4- Brique creuse	15	14	2.10
5- Enduit en ciment	2	20	0.40
G	3.64 KN/m²		

➤ Mur intérieur :

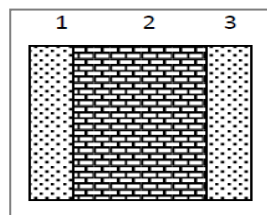


Figure II.4 : Détail mur intérieur.

Tableau II.4 : Charges permanentes du mur intérieur.

Matériaux	Epaisseur (cm)	ρ (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1- Enduit en plâtre	2	12	0.24
2- Brique creuse	10	9	0.90
3- Enduit intérieur	2	12	0.24
G	1.38 KN/m²		

✚ Estimation de charge et de surcharge L'acrotère :

L'acrotère est un élément secondaire décoratif en béton armé coulé sur place, encastré au niveau du plancher terrasse inaccessible, son rôle est d'assurer la sécurité des personnes circulant au niveau de la terrasse ainsi que la protection de l'étanchéité.

➤ Poids propre de l'acrotère :

$$S = (0.1 \times 0.6) + (0.1 \times 0.07) + (0.1 \times 0.03) / 2 = 0.0685 \text{ m}^2.$$

$$G_0 = \gamma_{BA} \times S \quad G_0 = 1.70 \text{ KN/ml.}$$

➤ Poids de l'enduit de ciment :

$$G_1 = \gamma_c \times S = 2 \times 18 \times 0.6 \times 0.02 = 0.44 \text{ KN/ml.}$$

➤ Charge parementent :

$$G = G_0 + G_1 = 1.70 + 0.44 = 2.14 \text{ KN/ml.}$$

➤ Surcharge :

La charge d'exploitation (la main courante pour terrasse inaccessible) : $Q = 1 \text{ KN/ml.}$

II.3. Pré dimensionnement de plancher :

Dans une construction. Le plancher est une structure horizontale qui supporte :

- Les surcharges d'exploitation (mobilier. véhicule. personnes...).
- Les charges permanentes (cloisons. revêtements...). Il les retransmet aux poutres. aux poteaux et aux murs porteurs. qui les reportent aux fondations.

Dans notre projet on trouve :

- ✓ Plancher à corps creux.

Il est constitué de :

- Corps creux : dont le rôle est le remplissage. il n'a aucune fonction de résistance.
- Poutrelles : éléments résistants du plancher.
- Dalle de compression : c'est une dalle en béton armé. sa hauteur varie de 4 à 5 cm.
- Treillis soudé.

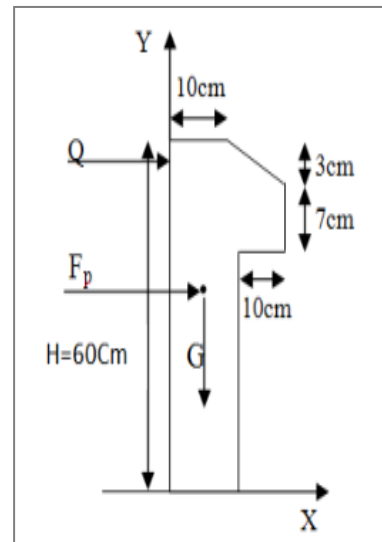


Figure II.5 : L'acrotère.

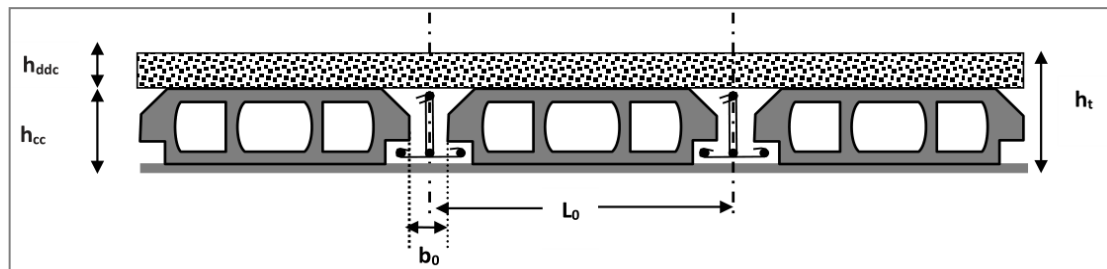


Figure II.6 : Coupe transversale sur un plancher à corps creux.

La hauteur du plancher est conditionnée par le critère de déformation selon le **CBA 93** « **BAEL91 (B.6.8.4.2.3)** ».

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

Avec :

h_t = hauteur totale du plancher.

L_{\max} = travée maximale entre nus d'appuis dans le sens de la disposition des poutrelles égale 3.90 m.

$$h_t \geq \frac{390}{22.5} = 17.33 \text{ cm.}$$

Donc on adopte un plancher de hauteur ($h_t = h_{cc} + h_{ddc} = 16 + 4$) = 20 cm.

Avec :

$h_{cc} = 16$ cm : Hauteur du corps creux.

$h_{ddc} = 4$ cm : Hauteur de la dalle de compression.

L_0 : distance entre axe des poutrelles.

b_0 : largeur de la nervure.

✚ Dimensionnement des poutrelles :

Détermination de la largeur de la table de compression :

b : largeur de la table de compression.

L_x : distance entre nus des deux poutrelles.

$$b_0 = (0.4 \text{ à } 0.6) h \Rightarrow b_0 = (8 \text{ à } 12) \text{ cm.}$$

Soit : $b_0 = 12$ cm.

$L_x = 65 - 12 = 53$ cm : distance entre deux nervures successives.

$L_y = 310$ cm : la longueur minimale d'une travée dans le sens parallèle aux poutrelles.

$$b_1 \leq \min \left(\frac{L_x}{2}; \frac{L_y}{10} \right)$$

Soit : $b_1 = 26.5$ cm.

$$b \leq b_0 + 2 b_1 = 65 \text{ cm.}$$

Soit : $b = 65$ cm.

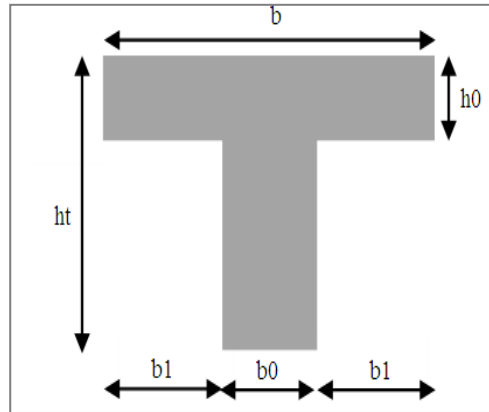


Figure II.7 : Coupe transversale d'une poutrelle.

II.4. Pré dimensionnement l'escalier :

Un escalier est un élément de construction en béton arme constitué de gradins successifs permettant de passer d'un niveau à un autre en montant ou en descendant. Ou autrement dit un élément qui sert à la circulation verticale.

Un escalier est déterminé par les paramètres suivant :

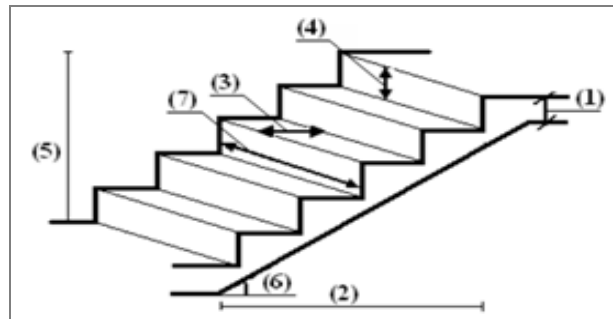


Figure II.8 : Escalier.

- 1 : épaisseur de palier de repos (e).
- 2 : longueur projetée de la volée (L_0).
- 3 : giron (g).
- 4 : hauteur de la contre marche (h).
- 5 : hauteur de la volée (H).
- 6 : inclinaison de la paillasse (α).
- 7 : emmarchement (E).



Dimensionnement :

La hauteur h des contremarches se situe entre 14 et 18 cm.

La largeur g se situe entre 25 et 32 cm.

La formule empirique de BLONDEL qui les lie est : $60 \leq 2h+g \leq 65$ cm

$$\begin{cases} n = \frac{H}{h} \\ L_0 = (n - 1) g \end{cases}$$

n : le nombre de contre marche sur la volée.

n-1 : le nombre de marche.

H : hauteur de la volée.

L_0 : longueur projetée de la volée.

L_v : longueur de la volée.

L_p : longueur du palier

L : longueur totale de l'escalier ($L = L_v + L_p$).

e : épaisseur de l'escalier.

✚ Calcul du nombre de marches et de contre marche :

On a:

$$L_0 = 2.40 \text{ m}; H = 1.53 \text{ m.}$$

$$64n^2 - (64 + 2H + L_0)n + 2H = 0$$

$$64n^2 - 610n + 306 = 0$$

En trouvé :

Le nombre de contre marche est : $n = 9$.

Le nombre de marche est : $n-1 = 8$.

✚ Calcul du giron(g) et la hauteur d'une contre marche (h) :

$$g = \frac{L_0}{n - 1} = \frac{240}{8} = 26.25 \rightarrow g = 30 \text{ cm}$$

$$h = \frac{H}{n} = \frac{153}{9} \rightarrow h = 17 \text{ cm}$$

✓ Inclinaison de la paillasse :

$$\tan \alpha = \frac{1.53}{2.40} \rightarrow \alpha = 32.52^\circ$$

✚ Epaisseur de la paillasse :

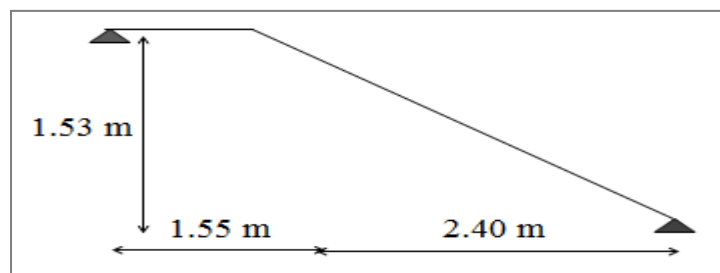


Figure II.9 : Schéma d'escalier.

La longueur développée est : $L = L_p + L_v$.

L_v : longueur de la volée (longueur développée)

L_p : longueur du palier d'arrivée.

$$L = L_p + \sqrt{L_0^2 + H^2}$$

$$L = 1.50 + \sqrt{2.40^2 + 1.53^2} = 4.37 \text{ m.}$$

$$\begin{cases} \frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \rightarrow 14.56 \leq e \leq 21.85 \\ e \geq 11 \text{ cm} \rightarrow \text{Pour deux heures de coupe - feu.} \end{cases}$$

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

II.5. Pré dimensionnement des poutres :

✚ Les poutres principales [P.P] :

➤ Condition du porté (BAEL91) :

$$h = \left(\frac{1}{10} \div \frac{1}{15} \right) L_{\max}$$

$$b = (0.3 \div 0.6)h$$

L_{\max} : la plus grande portée. $\Rightarrow L_{\max} = 4.20 \text{ m}$.

On prend : $h = 40 \text{ cm}$.

On prend : $b = 30 \text{ cm}$.

➤ Condition de RPA99V2003 (7.5.1) :

$$b \geq 20 \text{ cm} \rightarrow b = 30 \text{ cm}$$

$$h \geq 30 \text{ cm} \rightarrow h = 40 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{b} \leq 4 \rightarrow \frac{h}{b} = 1.33 \leq 4$$

✚ II.5.2. Les poutres secondaires [P.S]:

➤ Condition du porté (BAEL91) :

$$h = \left(\frac{1}{10} \div \frac{1}{15} \right) L_{\max}$$

$$b = (0.3 \div 0.6)h$$

L_{\max} : la plus grande portée. $\Rightarrow L_{\max} = 4.20 \text{ m}$.

On prend : $h = 35 \text{ cm}$.

On prend : $b = 30 \text{ cm}$.

➤ Condition de RPA99V2003 (7.5.1) :

$$b \geq 20 \text{ cm} \rightarrow b = 30 \text{ cm}$$

$$h \geq 30 \text{ cm} \rightarrow h = 35 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{b} \leq 4 \rightarrow \frac{h}{b} = 1.17 \leq 4$$

Les sections des poutres sont résumées dans le tableau suivant:

Tableau II.5 : Les sections des poutres sont résumées.

Poutres	Section (cm ²)
Principal	(30×40)
Secondaires	(30×35)

II.6. Pré dimensionnement des poteaux :

La descente des charges est l'opération qui consiste à déterminer toutes les charges et les surcharges provenant à un élément porteur de la structure, depuis le dernier niveau jusqu'à la fondation, à fin d'assurer la résistance et la stabilité de l'ouvrage, une distribution des charges et surcharges pour chaque élément s'avèrent nécessaire, et ainsi la vérification de leur section proposée, On aura à considérer :

- Le poids propre de l'élément.
- La charge de plancher qu'il supporte.
- La part de cloison répartie qui lui revient.
- Les éléments secondaires (escalier. acrotère.....).

Les charges d'exploitation de chaque étage sont réduites dans les proportions indiquées ci-dessous :

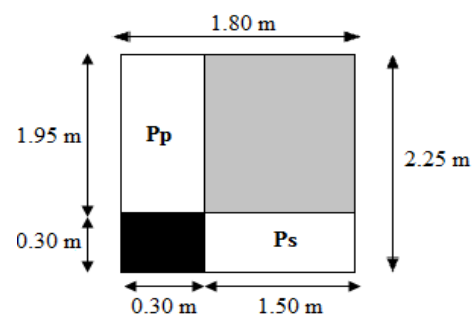
- Pour la toiture ou terrasse : Q_0
- Pour le dernier étage : Q
- Pour l'étage immédiatement inférieur : $0.9Q$
- Pour l'étage immédiatement inférieur : $0.8Q$

Et ainsi de suite réduisant de 10% par étage jusqu'à $0.5Q$ (valeur conservée pour les étages inférieurs suivants).

II.6.1. Poteau d'angle (A4) :

➤ Détermination des charges :

✓ Charge permanente :



Poids revenant à la terrasse :

poids plancher terrasse	$6.33 \times 1.80 \times 2.25$	25.64 KN
Poids des poutres porteuses	$25 \times 0.40 \times 0.30 \times 1.95$	05.85 KN
Poids des poutres non porteuses	$25 \times 0.35 \times 0.30 \times 1.50$	03.94 KN
Poids de l'acrotère	$2.14 \times (1.80 + 2.25)$	08.67 KN
Poids de Poteau	$25 \times 0.30 \times 0.30 \times 3.06$	06.88 KN
G_{PT}		50.98 KN

$$G_{PT} = 50.98 \text{ KN.}$$

Poids revenant au 6^{ème} étage :

poids plancher courant	$5.10 \times 1.80 \times 2.25$	20.65 KN
Poids des poutres porteuses	$25 \times 0.40 \times 0.30 \times 1.95$	05.85 KN
Poids des poutres non porteuses	$25 \times 0.35 \times 0.30 \times 1.50$	03.94 KN
Poids de mur extérieur	$3.64 \times (1.80 + 2.25) \times 3.06$	45.11 KN
Poids de Poteau	$25 \times 0.30 \times 0.30 \times 3.06$	6.88 KN
G_{PE}		82.43 KN

$$G_6 = G_{PT} + G_{PE} = 50.98 + 82.43 = 133.41 \text{ KN.}$$

Poids revenant au 5^{ème} étage :

$$G_5 = G_6 + G_{PE} = 133.41 + 83.37 = 215.84 \text{ KN.}$$

Poids revenant au 4^{ème} étage :

$$G_4 = G_5 + G_{PE} = 215.84 + 83.37 = 298.27 \text{ KN.}$$

Poids revenant au 3^{ème} étage :

$$G_3 = G_4 + G_{PE} = 298.27 + 83.37 = 380.70 \text{ KN.}$$

Poids revenant au 2^{ème} étage :

$$G_2 = G_3 + G_{PE} = 380.70 + 83.37 = 463.13 \text{ KN.}$$

Poids revenant au 1^{er} étage :

$$G_1 = G_2 + G_{PE} = 463.13 + 83.37 = 545.56 \text{ KN.}$$

Poids revenant au RDC :

$$G_{RDC} = G_1 + G_{PE} = 545.56 + 83.37 = 627.99 \text{ KN.}$$

➤ **Charge d'exploitation**

✓ **Loi de dégression :**

Comme il est rare que toutes les charges d'exploitation agissent simultanément. On applique pour leur détermination la loi de dégression qui consiste à réduire les charges identiques à chaque étage de 10% jusqu'à 0.5Q.

Tableau II.6 : Dégression des surcharges.

Niveau du Plancher	Loi de dégression (KN/m ²)	Les Surcharges (KN/m ²)
T	1	1
P6	1+1.5	2.50
P5	2.50+0.9×1.5	3.85
P4	3.85+0.8×1.5	5.05
P3	5.05+0.7×1.5	6.10
P2	6.10+0.6×1.5	7.00
P1	7.00+0.5×1.5	7.75
RDC	7.75+0.5×1.5	8.50

- **Surcharge d'exploitation : $S_Q = 1.80 \times 2.25 - 0.3 \times 0.3 = 3.96 \text{ m}^2$**

Terrasse : $Q_T = 1 * 3.96 = 3.96 \text{ KN}$.

6^{ème} étage : $Q_6 = 2.50 * 3.96 = 9.90 \text{ KN}$.

5^{ème} étage : $Q_5 = 3.85 * 3.96 = 15.25 \text{ KN}$.

4^{ème} étage : $Q_4 = 5.05 * 3.96 = 20.00 \text{ KN}$.

3^{ème} étage : $Q_3 = 6.10 * 3.96 = 224.16 \text{ KN}$.

2^{ème} étage : $Q_2 = 7.00 * 3.96 = 27.72 \text{ KN}$.

1^{ème} étage : $Q_1 = 7.75 * 3.96 = 30.69 \text{ KN}$.

RDC : $Q_{RDC} = 8.50 * 3.96 = 33.66 \text{ KN}$.

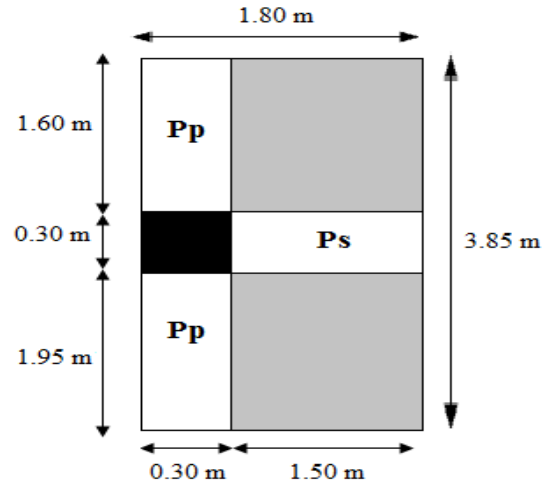
Tableau II.7 : Choix des sections des poteaux d'angles.

NIV	G (KN)	Q (KN)	N _U (KN)	a=b (cm)	Le choix
T	50.98	3.96	74.76	8.39	30×30
6	133.41	9.90	194.95	12.31	30×30
5	215.84	15.25	314.25	15.09	30×30
4	298.27	20.00	432.66	17.36	30×30
3	380.70	24.16	550.18	19.32	30×30

2	463.13	27.72	666.81	21.07	30×30
1	545.56	30.69	782.54	22.66	30×30
RDC	627.99	33.66	898.28	24.14	30×30

II.6.2. Poteau de rive (A3) :

➤ Détermination des charges



✓ Charge permanente

Poids revenant à la terrasse :

poids plancher terrasse	$6.33 \times 1.80 \times 3.85$	43.87 KN
Poids des poutres porteuses	$25 \times 0.40 \times 0.30 \times (1.95 + 1.60)$	10.65 KN
Poids des poutres non porteuses	$25 \times 0.35 \times 0.30 \times 1.50$	03.94 KN
Poids de l'acrotère	2.14×3.85	08.24 KN
Poids de Poteau	$25 \times 0.30 \times 0.30 \times 3.06$	06.88 KN
G_{PT}		73.58 KN

$G_{PT} = 73.58 \text{ KN.}$

Poids revenant au 6^{ème} étage :

poids plancher courant	$5.10 \times 1.85 \times 3.85$	36.32 KN
Poids des poutres porteuses	$25 \times 0.40 \times 0.30 \times (1.95 + 1.60)$	10.65 KN
Poids des poutres non porteuses	$25 \times 0.35 \times 0.30 \times 1.50$	03.94 KN
Poids de mur extérieur	$3.64 \times 3.85 \times 3.06$	42.88 KN
Poids de Poteau	$25 \times 0.30 \times 0.30 \times 3.06$	06.88 KN
G_{PE}		100.67 KN

$G_6 = G_{PT} + G_{PE} = 73.58 + 100.67 = 174.25 \text{ KN.}$

Poids revenant au 5^{ème} étage :

$G_5 = G_6 + G_{PE} = 174.25 + 100.67 = 274.92 \text{ KN.}$

Poids revenant au 4^{ème} étage :

$$G_4 = G_5 + G_{PE} = 274.92 + 100.67 = 375.59 \text{ KN.}$$

Poids revenant au 3^{ème} étage :

$$G_3 = G_4 + G_{PE} = 375.59 + 100.67 = 476.26 \text{ KN.}$$

Poids revenant au 2^{ème} étage :

$$G_2 = G_3 + G_{PE} = 476.26 + 100.67 = 576.93 \text{ KN.}$$

Poids revenant au 1^{er} étage :

$$G_1 = G_2 + G_{PE} = 576.93 + 100.67 = 677.60 \text{ KN.}$$

Poids revenant au RDC :

$$G_{RDC} = G_1 + G_{PE} = 677.60 + 100.67 = 778.27 \text{ KN.}$$

- **Charge d'exploitation :** $S_Q = 1.85 \times 3.85 - 0.3 \times 0.3 = 7.03 \text{ m}^2$

$$\text{Terrasse : } Q_T = 1 * 7.03 = 7.03 \text{ KN.}$$

$$6^{\text{ème}} \text{ étage : } Q_6 = 2.50 * 7.03 = 17.58 \text{ KN.}$$

$$5^{\text{ème}} \text{ étage : } Q_5 = 3.85 * 7.03 = 27.07 \text{ KN.}$$

$$4^{\text{ème}} \text{ étage : } Q_4 = 5.05 * 7.03 = 35.50 \text{ KN.}$$

$$3^{\text{ème}} \text{ étage : } Q_3 = 6.10 * 7.03 = 42.88 \text{ KN.}$$

$$2^{\text{ème}} \text{ étage : } Q_2 = 7.00 * 7.03 = 49.21 \text{ KN.}$$

$$1^{\text{ème}} \text{ étage : } Q_1 = 7.75 * 7.03 = 54.48 \text{ KN.}$$

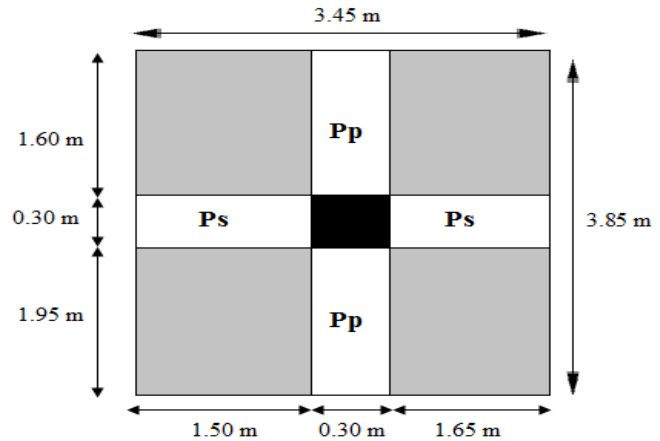
$$\text{RDC : } Q_{RDC} = 8.50 * 7.03 = 59.76 \text{ KN.}$$

Tableau II.8 : Choix des sections des poteaux de rive.

NIV	G (KN)	Q (KN)	N _U (KN)	a=b (cm)	Le choix
T	73.58	7.03	109.88	9.74	30×30
6	174.25	17.58	261.60	13.95	30×30
5	274.92	27.07	411.74	16.99	30×30
4	375.59	35.50	560.30	19.48	30×30
3	476.26	42.88	707.28	21.64	30×30
2	576.93	49.21	852.67	23.57	30×30
1	677.60	54.48	996.48	25.32	30×30
RDC	778.27	59.76	1140.30	26.94	30×30

✚ Poteau central (B2) :

➤ Détermination des charges :



✓ Charge permanente

Poids revenant à la terrasse :

poids plancher terrasse	$6.33 \times 3.45 \times 3.85$	84.09 KN
Poids des poutres porteuses	$25 \times 0.40 \times 0.30 \times (1.95 + 1.60)$	10.65 KN
Poids des poutres non porteuses	$25 \times 0.35 \times 0.30 \times (1.50 + 1.65)$	08.27 KN
Poids de Poteau	$25 \times 0.30 \times 0.30 \times 3.06$	06.88 KN
G_{PT}		109.25 KN

$$G_{PT} = 109.89 \text{ KN.}$$

Poids revenant au 6^{ème} étage :

poids plancher courant	$5.10 \times 3.45 \times 3.85$	67.74 KN
Poids des poutres porteuses	$25 \times 0.40 \times 0.30 \times (1.95 + 1.60)$	10.65 KN
Poids des poutres non porteuses	$25 \times 0.35 \times 0.30 \times (1.50 + 1.65)$	08.27 KN
Poids de Poteau	$25 \times 0.30 \times 0.30 \times 3.06$	06.88 KN
G_{PE}		93.54 KN

$$G_6 = G_{PT} + G_{PE} = 109.89 + 93.54 = 203.43 \text{ KN.}$$

Poids revenant au 5^{ème} étage :

$$G_5 = G_6 + G_{PE} = 203.43 + 93.54 = 296.97 \text{ KN.}$$

Poids revenant au 4^{ème} étage :

$$G_4 = G_5 + G_{PE} = 296.97 + 93.54 = 390.51 \text{ KN.}$$

Poids revenant au 3^{ème} étage :

$$G_3 = G_4 + G_{PE} = 390.51 + 93.54 = 484.05 \text{ KN.}$$

Poids revenant au 2^{ème} étage :

$$G_2 = G_3 + G_{PE} = 484.05 + 93.54 = 577.59 \text{ KN.}$$

Poids revenant au 1^{er} étage :

$$G_1 = G_2 + G_{PE} = 577.59 + 93.54 = 671.13 \text{ KN.}$$

Poids revenant au RDC :

$$G_{RDC} = G_1 + G_{PE} = 671.13 + 93.54 = 764.67 \text{ KN.}$$

- Charge d'exploitation : $S_Q = 3.45 \times 3.85 - 0.3 \times 0.3 = 13.19 \text{ m}^2$

$$\text{Terrasse : } Q_T = 1 * 13.19 = 13.19 \text{ KN.}$$

$$6^{\text{ème}} \text{ étage : } Q_6 = 2.50 * 13.19 = 32.98 \text{ KN.}$$

$$5^{\text{ème}} \text{ étage : } Q_5 = 3.85 * 13.19 = 50.78 \text{ KN.}$$

$$4^{\text{ème}} \text{ étage : } Q_4 = 5.05 * 13.19 = 66.61 \text{ KN.}$$

$$3^{\text{ème}} \text{ étage : } Q_3 = 6.10 * 13.19 = 80.46 \text{ KN.}$$

$$2^{\text{ème}} \text{ étage : } Q_2 = 7.00 * 13.19 = 92.33 \text{ KN.}$$

$$1^{\text{ème}} \text{ étage : } Q_1 = 7.75 * 13.19 = 102.22 \text{ KN.}$$

$$\text{RDC : } Q_{RDC} = 8.50 * 13.19 = 112.12 \text{ KN.}$$

Tableau II.9 : Choix des sections des poteaux central.

NIV	G (KN)	Q (KN)	N _U (KN)	a=b (cm)	Le choix
T	109.89	13.19	168.14	11.58	30×30
6	203.43	32.98	324.09	15.30	30×30
5	296.97	50.78	477.08	18.13	30×30
4	390.51	66.61	627.10	20.50	30×30
3	484.05	80.46	774.16	22.55	30×30
2	577.59	92.33	918.24	24.38	30×30
1	671.13	102.22	1059.36	26.04	30×30
RDC	764.67	112.12	1200.48	27.59	30×30

✚ Vérification de la section de poteau le plus sollicité (Central) :

$$G = 764.67 \text{ KN.}$$

$$Q = 112.12 \text{ KN.}$$

$$N_d = G + Q = 876.79 \text{ KN.}$$

$$N_u = 1.35G + 1.5Q = 1200.48 \text{ KN.}$$

La section est 30×30.

➤ **Vérification vis-à-vis du RPA99V2003 :**

$$\theta = \frac{N_d}{B_c f_{c28}} \leq 0.30$$

Où:

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

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

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

$$\theta = \frac{876.79 * 10^3}{300 * 300 * 25} = 0.39 \leq 0.30 \dots \dots \dots \text{CNV.}$$

On doit vérifier que la section est 35×35 :

$$\theta = \frac{876.79 * 10^3}{350 * 350 * 25} = 0.28 \leq 0.30 \dots \dots \dots \text{CV.}$$

➤ **Vérification de la section de poteau :**

L'effort normal agissant ultime N_u d'un poteau doit être au plus égale à la valeur suivante :

$$N_u \leq \bar{N} = \alpha \left(\frac{B_r * f_{c28}}{0.9 * \gamma_b} + \frac{A_s * f_e}{\gamma_s} \right)$$

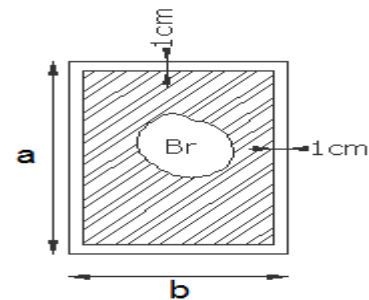
α : est un coefficient fonction de l'élançement mécanique λ .

$$L_f = 0.7 * L_0 = 0.7 * (3.06 - 0.40) = 1.862 \text{ m.}$$

$$\lambda = \frac{\sqrt{12} L_f}{a} = 18.43 < 50.$$

Pas de risque de flambement.

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} = 0.805 .$$



B_r : est la section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle 1 cm d'épaisseur sur tout son périmétrique.

$$B_r = (35 - 2) * (35 - 2) = 1089 \text{ cm}^2.$$

A : est la section d'acier comprimé prise en compte dans le calcul.

$$A = \max(A_{\min}^{BAEL}; A_{\min}^{RPA})$$

$$A_{\min}^{BAEL} = \max(4U; 0.2\%B) = \max(5.60; 2.45) = 2.45 \text{ cm}^2.$$

$$A_{\min}^{RPA} = 0.9\%B = 11.02 \text{ cm}^2.$$

$$A = 11.02 \text{ cm}^2.$$

$$\bar{N} = \alpha \left(\frac{B_r * f_{c28}}{0.9 * \gamma_b} + \frac{A_s * f_e}{\gamma_s} \right) = 0.805 \left(\frac{118900 * 25}{0.9 * 1.5} + \frac{1102 * 400}{1.15} \right) = 2081050.74 \text{ N.}$$

$$\bar{N} = 2081.05 \text{ KN.}$$

$$N_u = 1200.48 \text{ KN} \leq \bar{N} = 2081.05 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{ CV.}$$

✚ Choix des sections des poteaux :

Choix final des sections des poteaux sont regroupées dans le tableau suivant : (Le choix selon le poteau central, le cas le plus défavorable).

Tableau II.10 : Choix des sections des poteaux.

Etages	RDC, 1 ^{er} , 2 ^{ème} , 3 ^{ème} et 4 ^{ème}	5 ^{ème} , 6 ^{ème} et 7 ^{ème}
Section carrée (cm ²)	35×35	30×30

II.7. Pré dimensionnement des voiles :

Le pré dimensionnement des murs en béton armé est justifié par l'article 7.7.1 du RPA99V2003, les voiles servent d'une part à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et vent) et d'autre part de reprendre les efforts verticaux qu'ils transmettent aux fondations.

D'après le RPA99V2003 article 7.7.1 « les éléments satisfaisants la condition ($L \geq 4e$) sont considérés comme des éléments linéaires», et « l'épaisseur minimale est de 15 cm ».

De plus l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités.

A partir de la hauteur d'étage courant $h_e = 3.06\text{m}$ et de condition de rigidité aux extrémités suivantes :

$$e \geq \frac{h_e}{20} = \frac{(306 - 40)}{20} = 13.30 \text{ cm.}$$

On prend : $e = 17 \text{ cm.}$

II.8. Conclusion :

Après que nous avons fini le pré dimensionnement des éléments structuraux et que nous avons fait toutes les vérifications nécessaires. Nous avons adopté pour les éléments ; les sections suivantes :

- ✚ Poutres principales : 30x40 cm²
- ✚ Poutres secondaires : 30x35 cm²
- ✚ Poteaux de RDC et étage 1,2,3 et 4 : 35x35 cm²
- ✚ Poteaux d'étages 5,6 et 7 : 30x30 cm²
- ✚ Epaisseur des volées : 17 cm

✚ Epaisseur de l'escalier (voiles et paillasse) : 15 cm

Chapitre III

Etude des éléments secondaires

III.1. Etude du Plancher :**III.1.1. Introduction :**

Les planchers sont des éléments plans horizontaux qui ont pour rôle :

- ✓ Isolation des différents étages du point de vue thermique et acoustique.
- ✓ Reprendre les charges verticales.
- ✓ Répartir les charges horizontales dans les contreventements.
- ✓ Assurer la compatibilité des déplacements horizontaux.

Les planchers de notre structure sont réalisés en corps creux de 16 cm d'épaisseur avec une table de compression de 4 cm d'épaisseur, reposant sur des poutrelles qui seront disposées dans le sens transversal du bâtiment (sens de la plus petite portée).

III.1.2. Charge permanente et surcharge :

✚ **Plancher étage terrasse (inaccessible) :**

- ✓ $G = 6.33 \text{ KN/m}^2$
- ✓ $Q = 1 \text{ KN/m}^2$

✚ **Plancher étage courant :**

- ✓ $G = 5.10 \text{ KN/m}^2$
- ✓ $Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$

III.1.3. Calcul la charge des poutrelles "P" à L'ELU et L'ELS :

- ✓ $P_u = (1.35G + 1.5Q) \times 0.65$
- ✓ $P_s = (G + Q) \times 0.65$

Tableau III.1: La charge des poutrelles "P" à L'ELU et L'ELS.

Niveau	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	P _u (KN/ml)	P _{sur} (KN/ml)
Etage terrasse	6.33	1	6.53	4.76
Etages courants	5.10	1.5	5.94	4.29

III.1.4. Les types des planchers :

Dans le cas de notre projet on à un type de poutrelle :

- Poutre repose sur 8 appuis :

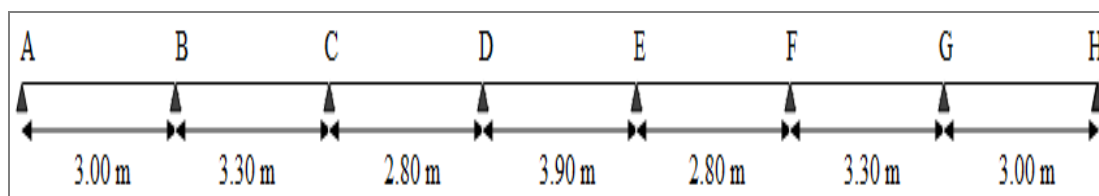


Figure III.1: Le type de plancher.

III.1.5. La méthode de calcul de poutrelles :

✚ La méthode forfaitaire :

On applique la méthode forfaitaire pour le calcul des planchers à surcharge modérée.

✓ **Condition d'application :**

✓ Plancher à surcharge modérée : $Q \leq (2 \times G ; 5 \text{ KN/m}^2)$

Plancher terrasse inaccessible :

$G = 6.33 \text{ KN/m}^2$

$Q = 1 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow 1 \text{ KN/m}^2 \leq ((12.66 \text{ KN/m}^2 ; 5 \text{ KN/m}^2) \dots \text{ C.V})$

Plancher étage courant :

$G = 5.10 \text{ KN/m}^2$

$Q = 1.5 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow 1.5 \text{ KN/m}^2 \leq (10.20 \text{ KN/m}^2 ; 5 \text{ KN/m}^2) \dots \text{ C.V}$

✓ Le moment d'inertie est constant sur toute la longueur de la travée → C.V

✓ Fissuration peu nuisible → C.V

✓ Le rapport : $0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25$

$0.8 \leq \frac{2.80}{3.90} = 0.72 \leq 1.25 \rightarrow \text{C.N.V}$

Donc la méthode forfaitaire n'est pas applicable, on utilise la méthode de Caquot.

✚ La méthode de Caquot :

Pour déterminer toutes les sollicitations (M,T), pour notre projet on utilise la méthode de Caquot (Méthode des 3 moments).

III.1.6. Etude de plancher :

✚ Etude de plancher terrasse :

✓ **L'E.L.U :**

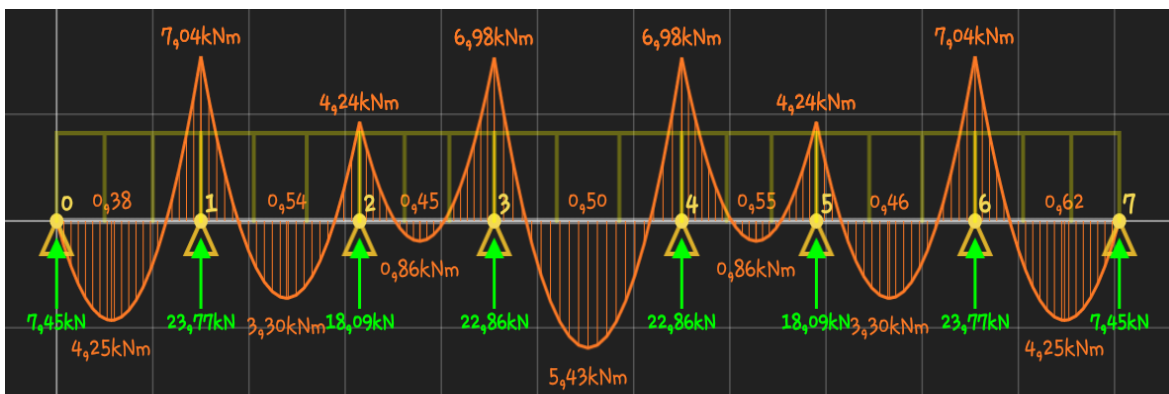


Figure III.2 : Diagramme de moment à L'ELU de plancher terrasse.

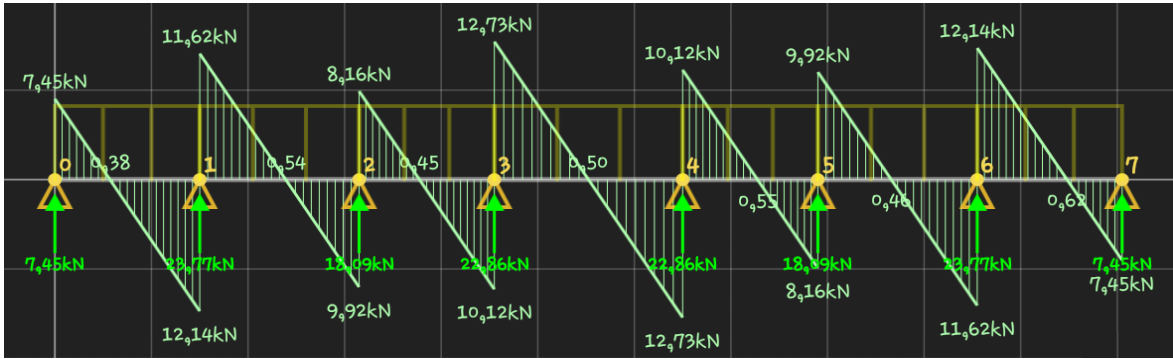


Figure III.3 : Diagramme d'effort tranchant à L'ELU de plancher terrasse.

✓ L'E.L.S :

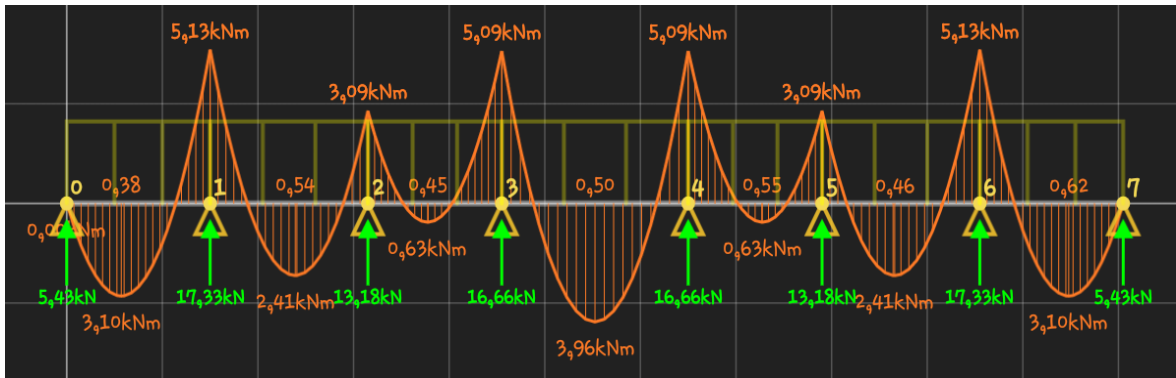


Figure III.4 : Diagramme des moments à L'ELS de plancher terrasse.

✚ Etude de plancher étage courant :

✓ L'E.L.U :

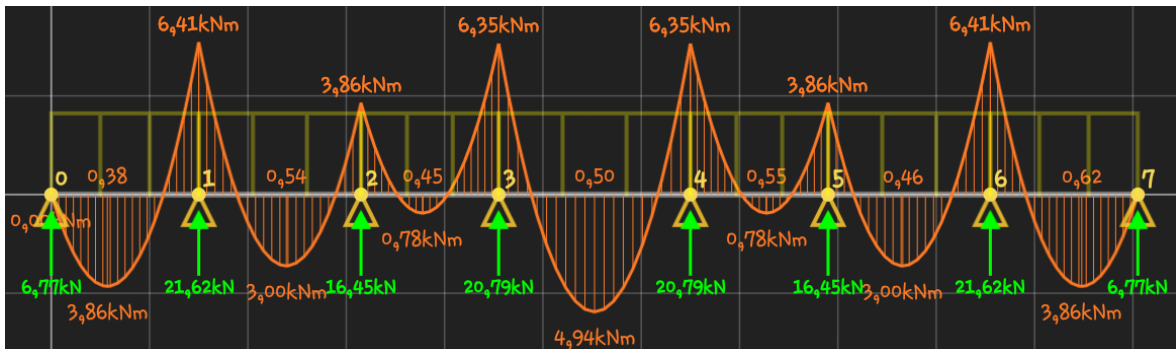


Figure III.5 : Diagramme de moment à L'ELU de plancher étage.



Figure III.6 : Diagramme d'effort tranchant à L'ELU de plancher étage.

✓ L'E.L.S :

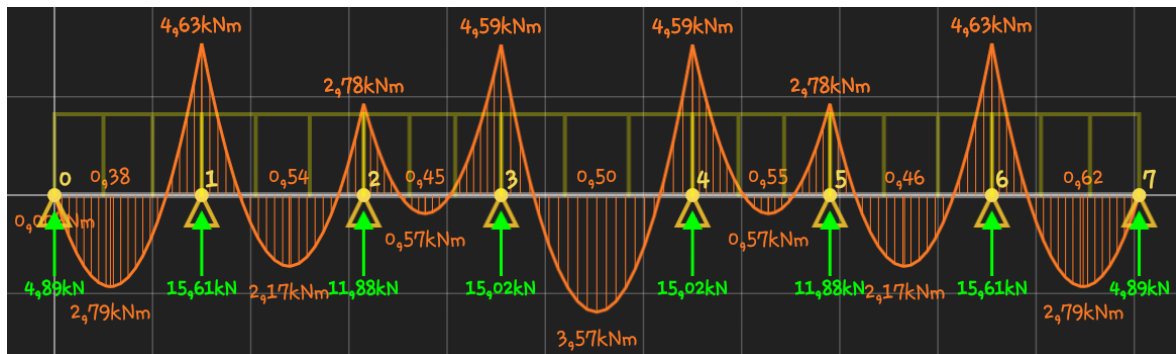


Figure III.7 : Diagramme de moment à L'E.L.S de plancher étage.

III.1.7. Calcul du ferrailage des poutrelles :

✚ Les moment max dans les planchers :

$$\text{ELU} : \begin{cases} M_t = 5.43 \text{ KN.m} \\ M_a = -7.04 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{ELS} : \begin{cases} M_t = 3.96 \text{ KN.m} \\ M_a = -5.13 \text{ KN.m} \end{cases}$$

✚ Les caractéristiques géométriques des poutrelles :

$$\begin{cases} b = 65 \text{ cm} \\ h = 20 \text{ cm} \\ d = 18 \text{ cm} \\ b_0 = 12 \text{ cm} \\ h_0 = 4 \text{ cm} \\ c = 2 \text{ cm} \end{cases}$$

✚ **Calcul des armatures longitudinales :**

➤ **E.L.U :**

✓ **En appuis :**

$$M_{\text{appui}}^{\text{max}} = -7.04 \text{ KN.m} \Rightarrow M_{\text{appui}} < 0$$

Le moment sur appuis est négatif donc le béton de la dalle se trouve dans la partie tendue, alors nous considérons une section rectangulaire de largeur $b_0 = 12 \text{ cm}$, et calcul à la flexion simple.

✓ **En travées :**

$$M_t^{\text{max}} = 5.43 \text{ KN.m.}$$

Le moment fléchissant (M_{Tab}).

$$M_{\text{Tab}} = \bar{\sigma}_b \times b \times h_0 \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 14.17 \times 10^{-3} \times 65 \times 4 \left(18 - \frac{4}{2} \right) = 58.94 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{\text{max}} = 5.43 \text{ KN.m} < M_{\text{Tab}} = 58.94 \text{ KN.m}$$

Donc la section en "T" sera calculée comme une section rectangulaire de largeur $b = 65\text{cm}$, et calcul à la flexion simple.

$$\mu = \frac{M}{\bar{\sigma}_b \cdot b \cdot d^2}, \quad \alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8}, \quad \beta = 1 - 0.4\alpha, \quad A = \frac{M}{\sigma_s \cdot d \cdot \beta}$$

Tableau III.2 : Calcul des armatures longitudinales.

	M (KN.m)	μ	μl	α	β	A (cm ²)
sur appuis	7.04	0.128	0.392	0.171	0.931	1.21
sur travée	5.43	0.018	0.392	0.023	0.991	0.87

✓ **Condition de non fragilité : BAEL 91 (1.4.2.1)**

$$A_{\text{min}} \geq 0.23 \text{ b.d.} \frac{f_{t28}}{f_e}$$

En appuis : $A_{\text{min}} \geq 0.23 \times 12 \times 18 \times 2.1 \div 400 = 0.26 \text{ cm}^2.$

En travée : $A_{\text{min}} \geq 0.23 \times 65 \times 18 \times 2.1 \div 400 = 1.41 \text{ cm}^2.$

✓ **Pourcentage minimale : BAEL 91 (B.6.4)**

$$A'_{\text{min}} \geq 0,001 \times b \times h$$

En appuis : $A'_{\text{min}} \geq 0,001 \times 12 \times 20 = 0.24 \text{ cm}^2.$

En travée : $A'_{\text{min}} \geq 0,001 \times 65 \times 20 = 1.30 \text{ cm}^2.$

• **Tableau Récapitulatif du Ferrailage :**

$$A = \text{Max}(A_{\text{cal}}; A_{\text{min}}; A'_{\text{min}})$$

Tableau III.3 : Ferrailage longitudinales.

	$A_{\text{cal}} (\text{cm}^2)$	$A_{\text{min}} (\text{cm}^2)$	$A_{\text{min}}' (\text{cm}^2)$	$A (\text{cm}^2)$	$A_{\text{adp}} (\text{cm}^2)$
Appui	1.21	0.26	0.24	1.21	2HA12 = 2.26
Travée	0.87	1.41	1.30	1.41	3HA12 = 3.39

➤ **Vérification à l'état limite de service :**

En considère que la fissuration est peu préjudiciable la vérification ce fait comme suite :

Calcule de (y_1) par résolution d'équation suivant :

La résolution de cette équation est résumée comme suit :

$$\frac{bY_1^2}{2} - 15A(d - Y_1) = 0$$

La résolution de cette équation est résumée comme suit :

$$\alpha_1 = \frac{Y_1}{d}$$

$$\beta_1 = 1 - \frac{\alpha_1}{3}$$

$$\sigma_s = \frac{M}{A\beta_1 d}$$

$$\sigma_b = \frac{2M}{\alpha_1 \beta_1 d^2 b}$$

✓ **La vérification des contraintes en travée :**

$$M_{t \text{ max}} = 3.96 \text{ KN.m}$$

Après les calculs en troue :

$$32.5Y_1^2 + 50.85Y_1 - 915.3 = 0 \rightarrow Y_1 = 4.58 \text{ cm.}$$

$$\alpha_1 = \frac{4.58}{18} = 0.25$$

$$\beta_1 = 1 - \frac{0.25}{3} = 0.91$$

$$\sigma_s = \frac{3.96 \times 10^3}{3.39 \times 0.91 \times 18} = 91.31 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_b = \frac{2 \times 3.96 \times 10^3}{0.25 \times 0.91 \times 18^2 \times 65} = 1.65 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_s = 91.31 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$\sigma_b = 1.65 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \quad \dots \dots \dots \text{CV}$$

✓ **La vérification des contraintes en appuis :**

$$M_{a \text{ max}} = 5.13 \text{ KN.m}$$

Après les calculs en trouée :

$$6Y_1^2 + 33.9Y_1 - 508.5 = 0 \rightarrow Y_1 = 6.80 \text{ cm.}$$

$$\alpha_1 = \frac{6.80}{18} = 0.37$$

$$\beta_1 = 1 - \frac{0.37}{3} = 0.87$$

$$\sigma_s = \frac{5.13 \times 10^3}{2.26 \times 0.87 \times 18} = 144.95 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_b = \frac{2 \times 5.13 \times 10^3}{0.37 \times 0.87 \times 18^2 \times 12} = 8.19 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_s = 144.95 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{CV}$$

$$\sigma_b = 8.19 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \quad \dots \dots \dots \text{CV}$$

➤ **Vérification de la contrainte limite de cisaillement : BAEL91 (A.5.1.1)**

$$\tau_u = \frac{V_u^{\text{max}}}{b_0 \times d}$$

$$V_u^{\text{max}} = 12.73 \text{ KN.}$$

V_u : La valeur de calcul de l'effort tranchant vis-à-vis d'E.L.U.

b_0 : Désigne de largeur de l'âme.

d : La hauteur utile de la nervure.

$$\tau_u = \frac{V_u^{\text{max}}}{b_0 \times d} = \frac{12730}{120 \times 180} = 0.59 \text{ MPa.}$$

Dans le cas d'une fissuration peu préjudiciable:

$$\bar{\tau} = \text{Min} \left(\frac{0.20 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right)$$

$$\bar{\tau} = 3.33 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = 0.59 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 3.33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{CV}$$

✓ **Diamètre minimale Φ : BAEL91 (A.7.2, 2)**

$$\varphi_t = \min \left(\frac{h_t}{35} ; \varphi_1 ; \frac{b_0}{10} \right)$$

φ_1 : Diamètre minimal des armatures longitudinales.

$$\varphi_t \leq \min(5.71; 12; 12)$$

$$\varphi_t \geq 8 \text{ mm. (RPA99V2003)}$$

$$\text{Soit : } \varphi_t = 8 \text{ mm.}$$

Donc en adopte des cadres $\Phi 8$ d'où : $A_t = 2\Phi 8 = 1.00 \text{ cm}^2$; de nuance FeE235.

✓ **Espacement des cadres : BAEL91 (A.5.1, 22)**

$$S_{t1} \leq \min(0.9d; 40 \text{ cm}) = \min(16.20 \text{ cm}; 40 \text{ cm}) = 16.20 \text{ cm}$$

$$S_{t2} \leq \frac{A_t f_e}{0.4b_0} = \frac{1.00 \times 235}{0.4 \times 12} = 48.96 \text{ cm}$$

$$S_{t3} \leq \frac{0.9A_t f_e}{\gamma_s b_0 (\tau_u - 0.3K f_{t28})} \dots \text{ Avec } K = 1 \text{ (en flexion simple)}$$

$$S_{t3} \leq \frac{0.9 \times 1.00 \times 235}{1.15 \times 12 (0.62 - 1 \times 0.3 \times 2.1)} = -1532.60 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \min(S_{t1}; S_{t2}; S_{t3})$$

On prend : $S_t = 15 \text{ cm}$.

✚ **La dalle mince (Table de compression) : BAEL91 (B.6.8,423)**

Le hourdis doit avoir un quadriallage de barres dont les dimensions de mailles sont définie comme suit:

- ✓ 20 cm (5 p.m.) pour les armatures perpendiculaires aux nervures.
- ✓ 20 cm (5 p.m.) pour les armatures parallèles aux nervures.
- ✓ Treillis soudé FeE400 ; **Fe = 400MPa**.

L'écartement L_n entre axes des nervures égale à 65 cm donc :

$$A_{\perp} = \frac{4L_n}{f_e} = \frac{4 \times 65}{400} = 0.65 \text{ cm}^2.$$

On adapte $5\Phi 8 = 2.51 \text{ cm}^2$.

➤ **Espacement :**

n : nombre des barres.

$$S_t = 100/n = 100/5 = 20 \text{ cm.}$$

Soit : $S_t = 20 \text{ cm}$.

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

$$A_{//} = A_{\perp}/2 = 2.51/2 = 1.25 \text{ cm}^2.$$

On adopte $5\Phi 8 = 2.51 \text{ cm}^2$.

➤ **Espacement :**

$$S_t = 100/n = 100/5 = 20 \text{ cm.}$$

Soit : $S_t = 20 \text{ cm}$.

Donc on choisit un quadrillage dont la maille est de dimension (20×20) cm².

III.1.8. Vérification de la flèche : BAEL91 (B.6.8, 424)

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{15M_0} \rightarrow \frac{20}{390} = 0.051 \geq \frac{3.96}{15 \times 8.15} = 0.032 \dots \dots \dots \text{CV} \\ \frac{A_t}{b \times d} \leq \frac{3.6}{f_e} \rightarrow \frac{3.39}{65 \times 18} = 0.0029 \leq 0.0090 \dots \dots \dots \text{CV} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{1}{22.5} \rightarrow \frac{20}{380} = 0.052 \geq \frac{1}{22.5} = 0.044 \dots \dots \dots \text{CV} \end{array} \right.$$

La vérification de la flèche n' est pas nécessaire.

III.1.9. Présentation du ferrailage :

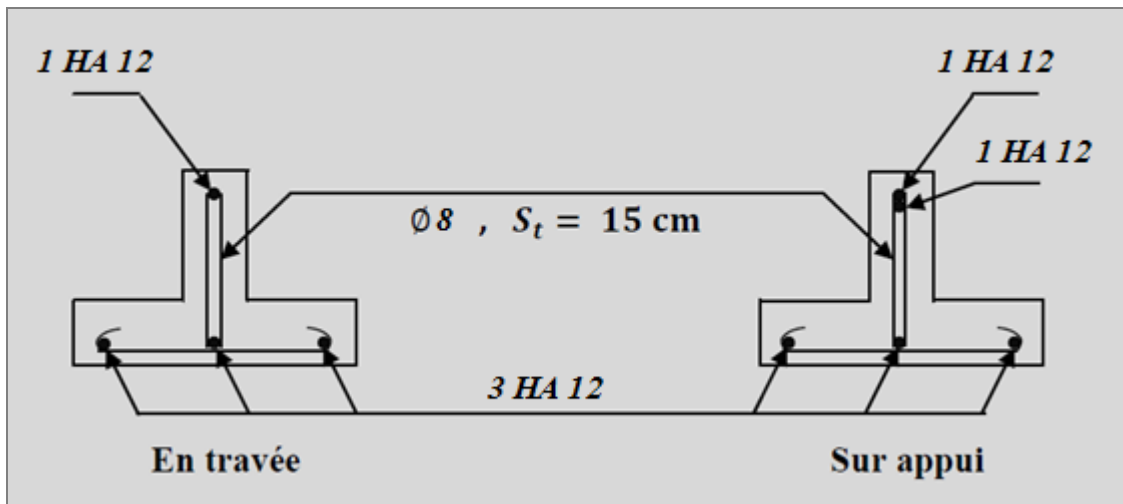


Figure III.8 : Ferrailage de poutrelle.

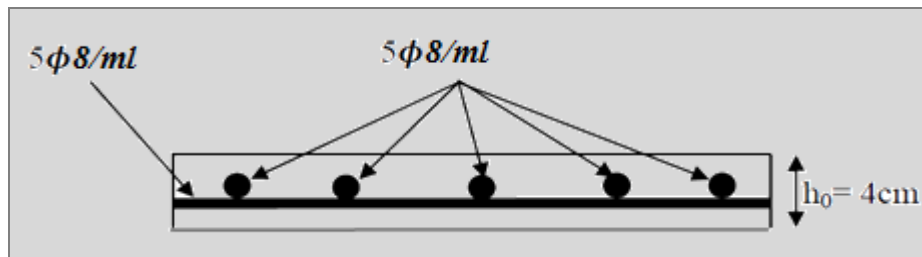


Figure III.9 : Ferrailage de table de compression.

III.2. Etude de l'acrotère :

III.2.1. Introduction :

L'acrotère est un élément de sécurité au niveau de la terrasse, formant une paroi, contre toute chute, elle est considérée comme une console encastrée au niveau du plancher terrasse inaccessible en flexion composée pour une bande de 1,00 m de largeur soumise à son poids propre et à une charge d'exploitation due à la main courante.

III.2.2. Surface :

$$S = (0.1 \times 0.6) + [(0.03 \times 0.1)/2] + 0.07 \times 0.1 = 0.0685 \text{ m}^2.$$

III.2.3. Les charges :



Les Charges permanentes :

$$G = 2.14 \text{ KN/ml.}$$



Les Surcharge d'exploitation :

D'après D.T.R.B.C.2.2.

"Q" Force horizontale solliciter l'acrotère due à la main courante est 1 KN/m.

D'après RPA 99/V2003 (art 6.2.3). Les éléments non structuraux doivent être calculés sous l'action des forces horizontales suivant la forme :

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

Tel que :

A : coefficient d'accélération obtenue dans le tableau 4.1 groupe d'usage (2) se trouve dans la zone sismique III $\Rightarrow A = 0.25$

C_p: facteur de force horizontale donné par le tableau 6.1 de L' RPA99V2003 : $\Rightarrow C_p = 0.8$

W_p : Poids de l'acrotère.

$$W_p = 214 \text{ daN/ml.}$$

$$\text{Donc : } F_p = 4 \times 0.25 \times 0.8 \times 214 = 171.20 \text{ daN/ml.}$$

$$171.20 \text{ daN/ml} > 100 \text{ daN/ml.}$$

Donc le calcul de l'acrotère se fera avec $Q = F_p = 171.20 \text{ daN/ml} \Rightarrow Q = 1.71 \text{ KN/ml.}$

III.2.4. Les sollicitations :

section la plus dangereuse se trouve au niveau d'encastrement (à la base).

$$M = Q \times h = 1.71 \times 0.6 = 1.03 \text{ KN.m}$$

$$N = G = 2.14 \text{ KN}$$

$$T = Q = 1.71 \text{ KN}$$

III.2.5. Combinaisons d'action :

- **ELU (Combinaison Accidentelle) : (G + Q)**

$$N_u = N = 2.14 \text{ KN}$$

$$M_u = M = 1.03 \text{ KN.m}$$

$$T_u = T = 1.71 \text{ KN}$$

- **ELS : (G + Q)**

$$N_{ser} = N = 2.14 \text{ KN}$$

$$M_{ser} = M = 1.03 \text{ KN.m}$$

III.2.6. Calcul de ferrailage :

Le calcul se fait sur une section rectangulaire de largeur $b=100 \text{ cm}$ et de hauteur $h=10 \text{ cm}$.

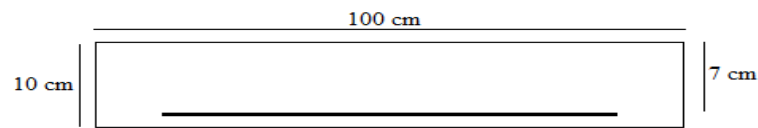


Figure III.10 : Section d'acrotère à ferrailer.



Diamètre des barres : BAEL91 (A.7.2.1)

$$\phi_1 \leq \frac{h}{10} \rightarrow \phi_1 \leq 10 \text{ mm.}$$

$$\phi_t < \phi_1$$

On prend : $\phi_1 = 8 \text{ mm}$ et $\phi_t = 6 \text{ mm}$.



Protection des armatures :

On adopte l'enrobage des armatures exposé aux intempéries.

L'acrotère est un élément exposé aux intempéries, alors l'enrobage des armatures à partir de l'axe de l'armature est $c = 3 \text{ cm}$.



Armatures longitudinales :



ELU :



Détermination de l'excentricité du centre de pression :

$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{1.03}{2.14} = 0.48 \text{ m}$$

$$e = 0.48 \text{ m} > \frac{h}{2} = 0.05 \text{ m}$$

Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section, et l'efforts normal étant effort de compression, donc la section est partiellement comprimée, et par conséquent sera calculé

en flexion simple soumise à un moment M_1 égale au moment par rapport aux armatures tendues.

✓ **Détermination de la section des armatures à la flexion simple :**

$$M_1 = M_u + N_u \left[\frac{h}{2} - c \right] = 1.03 + 2.14 \left[\frac{0.1}{2} - 0.03 \right] = 1.07 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M}{\bar{\sigma}_b \cdot b \cdot d^2}, \quad \alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8}, \quad \beta = 1 - 0.4\alpha, \quad A = \frac{M}{\sigma_s \cdot d \cdot \beta}$$

$$\mu = \frac{M_1}{\bar{\sigma}_b \times b \times d^2} = \frac{1.07 \times 10^3}{18.48 \times 100 \times 7^2} = 0.012 < \mu_1 = 0.392.$$

Dans les armatures comprimées ne sont pas nécessaire ($A_f' = 0$).

$$\mu = 0.012 \rightarrow \alpha = 0.015 \rightarrow \beta = 0.994$$

$$\rightarrow A_f = \frac{M_1}{\bar{\sigma}_s \times d \times \beta} = \frac{1.07 \times 10^3}{400 \times 7 \times 0.994} = 0.38 \text{ cm}^2$$

✓ **Détermination de la section des armatures à la flexion composée :**

N est un effort de compression.

$$A = A_f - \frac{N}{\bar{\sigma}_s} \text{ et } A_f' = A_f' = 0$$

$$A_u = 0.38 - \frac{2.14 \times 10}{400} = 0.32 \text{ cm}^2$$

➤ **ELS :**

✓ **Détermination de l'excentricité du centre de pression :**

$$e = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{1.03}{2.14} = 0.48 \text{ m}$$

$$e = 0.48 \text{ m} > \frac{h}{2} = 0.05 \text{ m}$$

La section est partiellement comprimée.

Tant que l'acrotère est exposé aux intempéries, donc les fissurations sont considérées préjudiciables.

✓ **Calcul de la section à la flexion simple :**

$$M_1 = M_{ser} + N_{ser} \left[\frac{h}{2} - c \right] = 1.03 + 2.14 \left[\frac{0.1}{2} - 0.03 \right] = 1.07 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M}{\bar{\sigma}_b \cdot b \cdot d^2}, \quad \alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8}, \quad \beta = 1 - 0.4\alpha, \quad A = \frac{M}{\sigma_s \cdot d \cdot \beta}$$

$$\mu = \frac{M_1}{\bar{\sigma}_b \times b \times d^2} = \frac{1.07 \times 10^3}{15 \times 100 \times 7^2} = 0.015 < \mu_1 = 0.392.$$

Dans les armatures comprimées ne sont pas nécessaire ($A_f' = 0$).

$$\mu = 0.015 \rightarrow \alpha = 0.018 \rightarrow \beta = 0.993$$

$$\bar{\sigma}_s = \left\{ \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta \times f_{tj}} \right\} = 201.63 \text{ MPa.}$$

$$\rightarrow A_f = \frac{M_1}{\bar{\sigma}_s \times d \times \beta} = \frac{1.07 \times 10^3}{201.63 \times 7 \times 0.993} = 0.76 \text{ cm}^2$$

✓ **Calcul de la section à la flexion composée :**

N est un effort de compression :

$$A = A_f - \frac{N}{\bar{\sigma}_s} \text{ et } A' = A_f' = 0$$

$$A_{\text{ser}} = 0.76 - \frac{2.14 \times 10}{201.63} = 0.65 \text{ cm}^2$$

✚ **Condition de non fragilité :**

➤ **Section minimale d'armature : BAEL91 (A.4.2.1)**

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

$$A_{\text{min}} \geq 0.23 \times 100 \times 7 \times \frac{2.1}{400} \rightarrow A_{\text{min}} \geq 0.84 \text{ cm}^2$$

Donc :

$$A = \max (A_u ; A_{\text{ser}} ; A_{\text{min}}) = 0.84 \text{ cm}^2$$

On adopte :

$$A = 4\text{HA8} = 2.01 \text{ cm}^2$$

✚ **Pourcentage minimale des armatures longitudinales : BAEL91 (B.5.3.1)**

$$A_L \geq 0.0025 \times b \times h$$

$$A_L \geq 0.0025 \times b \times h = 2.5 \text{ cm}^2$$

$$A = \max (A_u ; A_{\text{min}}) = 2.5 \text{ cm}^2$$

On prend :

$$A_1 = 5\text{HA8} = 2.51 \text{ cm}^2$$

➤ **L'espacement des armatures :**

$$A_1 = 5\text{HA8} \rightarrow S_t = 20 \text{ cm}$$

✚ **Armatures de Répartition :**

$$A_r = \left(\frac{1}{4} \div \frac{1}{2}\right) A_1 = (0.63 \div 1.25) \text{ cm}^2.$$

On adopte :

$$A_r = 4\text{HA8} = 2.01 \text{ cm}^2.$$

➤ **L'espacement des armatures :**

$$A_r = 4\text{HA8} \rightarrow S_t = 25 \text{ cm}.$$

✚ **Vérification de l'effort tranchant : BAEL (A.5.1,1)**

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \times d} = \frac{1.71 \times 10^3}{1000 \times 70} = 0.024 \text{ MPa}$$

La fissuration est préjudiciable, alors :

$$\bar{\tau}_u = \min (0.10f_{c28} ; 4 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \dots \dots \dots \text{ CV}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

III.2.7. Présentation du ferrailage :

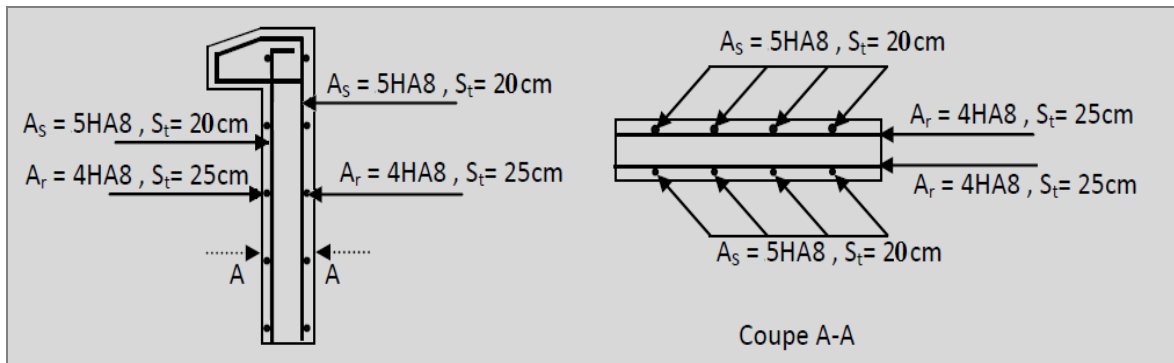


Figure III.11 : Schéma ferrailage d'acrotère.

III.3. Etude de l'escalier :

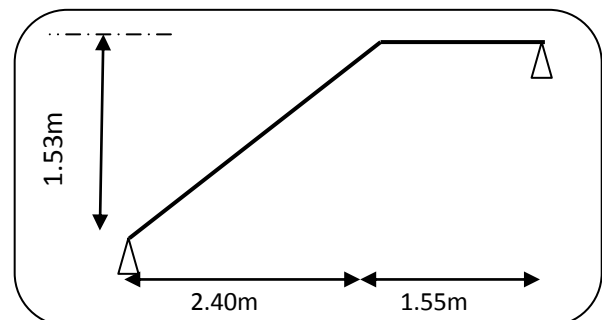
III.3.1. Introduction :

L'escalier permet l'accès aux différents niveaux de notre bâtiment, il est réalisé en béton armé coulé sur place, dans notre structure on a un seul type d'escalier de deux volées et palier de repos se trouve à mi-étage.

III.3.2. Etude de l'escalier :

Ce type d'escalier est composé de :

- ✓ Paliers d'épaisseur 15 cm.
- ✓ Volées parallèles d'épaisseur 15 cm.
- ✓ Giron de 30 cm.



✓ Contre marche de 17 cm.

Figure III.12 : Schéma de d'escalier.

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

Pour déterminer les sollicitations, on a deux méthodes de calcul qui sont les suivantes:

- La méthode des charges équivalentes.
- La méthode R.D.M.

III.3.3. Evaluation des charges :

➤ **Volée (Paillasse) :**

Tableau III.4 : Charge de la volée.

Chargement	Poids volumique (KN/m ³)	La Surface (m ²)	La charge (KN/ml)
Poids propre de la palliase	25	1×0.15/cos32.52°	4.45
Poids propre du contre marche	22	1×0.17/2	1.87
Carrelage horizontal	22	0.02×1	0.44
Mortier de pose horizontal	20	0.02×1	0.40
Carrelage vertical	22	0.02×1	0.44
Mortier de pose vertical	20	0.02×1	0.40
Enduit en plâtre	10	0.02×1	0.20
Lit de sable	18	0.02×1	0.36
Poids du garde-corps	1KN/ml	/	1.00
La charge permanente	$G_1 = \sum G_i$		9.56
La surcharge d'exploitation	surcharge à usage habitation		2.50

➤ **Palier :**

Tableau III.5 : Charge du palier.

Chargement	Poids volumique (KN/m ³)	La Surface (m ²)	La charge (KN/ml)
Poids propre du palier	25	0.15 × 1	3.75
Carrelage	22	0.02 × 1	0.44
Mortier de pose	20	0.02 × 1	0.40
Enduit en plâtre	10	0.02 × 1	0.20
Lit de sable	18	0.02×1	0.36

La charge permanente	$G_2 = \sum G_i$	5.15
La surcharge d'exploitation	surcharge à usage habitation	2.50

III.3.4. Détermination des actions et sollicitations :

Tableau III.6 : Les actions d'escalier.

Niveau	Q_u (KN/m)	Q_{ser} (KN/m)
Paillasse (q_1)	16.65	12.06
Palier (q_2)	10.70	7.65

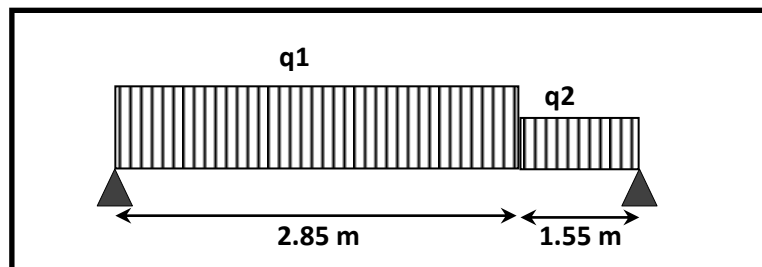


Figure III.13 : Schéma statique de l'escalier.

✚ Moments et Effort Tranchants :

Moment sur appui : $M_a = 0.3M_{max}$

Moment en travée : $M_t = 0.85M_{max}$

➤ ELU :

Moment isostatique : $M_{max} = 36.80$ KN.m

L'effort tranchant : $T_{max} = 35.01$ KN

➤ ELS :

Moment isostatique : $M_{max} = 26.60$ KN.m

Tableau III.7 : Moments et effort tranchants.

	M_{max} (KN.m)	M_a (KN.m)	M_t (KN.m)	T_u (KN)
ELU	36.80	11.04	31.28	35.01
ELS	26.60	7.98	22.61	/

III.3.5. Calcul de ferrailage :

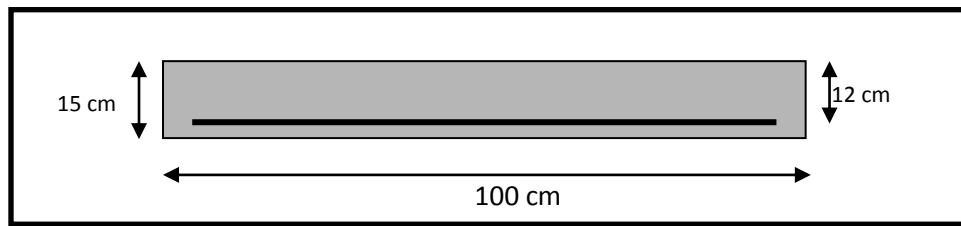


Figure III.14 : Section d'escalier à ferrailer.

Le calcul se fait à la flexion simple pour une section rectangulaire ($b \times h$), et calcul à la flexion simple.

$$C \geq C_0 + \frac{\emptyset}{2} ; C_0 \geq 1$$

$$\emptyset \leq \frac{h}{10} = \frac{15}{10} = 1.5 \text{ cm} \Rightarrow \emptyset = 10 \text{ mm}$$

$$C \geq 1 + 1 = 2 \Rightarrow C = 3 \text{ cm}$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$d = h - c = 12 \text{ cm}$$

✚ **Armatures Longitudinales:**

D'après le BAEL 91, on calcule le ferrailage d'une section rectangulaire soumise à la flexion simple :

$$\mu = \frac{M}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} ; \alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) ; \beta = (1 - 0.4 \alpha) ; A_{calc} = \frac{M}{\sigma_s \cdot d \cdot \beta}$$

Tableau III.8 : Calcul de la section des armatures.

	Mu(KN.m)	μ	μ_l	α	β	$A_{calc} \text{ (cm}^2\text{)}$
Travée	31.28	0.153	0.392	0.209	0.916	8.17
Appuis	11.04	0.054	0.392	0.070	0.972	2.72

➤ **Conditions de non fragilité :**

✓ **Section minimale d'armatures : BAEL91 (A.4.2, 1)**

$$A_{min}^1 \square \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 12 \times \frac{2.1}{400} = 1.20 \text{ cm}^2$$

✓ **Pourcentage minimal : BAEL 91 (B.6.4)**

$$A_{min}^2 \geq 0,001 \times b \times h = 0,001 \times 100 \times 15 = 1.50 \text{ cm}^2$$

Tableau III.9 : Armatures longitudinales.

	A_u (cm ²)	A_{min}^1 (cm ²)	A_{min}^2 (cm ²)	A_{max} (cm ²)	A_{adp} (cm ²)
Travée	8.17	1.20	1.50	8.17	8HA12 = 9.04
Appuis	2.72	1.20	1.50	2.72	4HA12 = 4.52

➤ Vérification à ELS :

✓ La position de l'axe neutre (y_s) :

$$by_s^2 - 30A_s(d - y_s) = 0$$

✓ Moment d'inertie (I) :

$$I = \frac{by_s^3}{3} + 15A_s(d - y_s)^2$$

Tableau III.10 : Calcul des caractéristiques de section à L'ELS.

	Mser (KN.m)	A_s (cm ²)	(cm) y_s	I (cm ⁴)
Travée	22.61	9.04	4.50	10665
Appuis	7.98	4.52	4.41	6764.70

✓ La contrainte admissible :

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

$$\bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y_s$$

$$\sigma_s = n \frac{M_{ser}}{I} (d - y_s)$$

Tableau III.11 : Vérification des contraintes à L'ELS.

	σ_b	$\sigma_b < \bar{\sigma}_b$	σ_s	$\sigma_s < \bar{\sigma}_s$
Travée	9.54	C.V	238.50	C.V
Appuis	5.30	C.V	134.30	C.V

✚ Armatures de répartitions : $A_t = A_l / 4$

Tableau III.12 : Armatures de répartitions.

	A_l (cm ²)	A_t (cm ²)	$A_{t adp}$ (cm ²)
Travée	9.04	2.26	5HA8 = 2.51
Appuis	4.52	1.13	3HA8 = 1.50

✚ L'espace entre les armatures : BAEL91 (8.2.42)

➤ Armatures longitudinales :

$$S_t \leq \min (3h; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

- Travée: $S_t = \frac{100}{8} = 12.50 \text{ cm}$

- Appuis: $S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$

➤ **Armatures transversals :**

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

- Travée: $S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$

- Appuis: $S_t = \frac{100}{3} = 33.33 \text{ cm}$

✚ **Vérification de l'effort tranchant :**

➤ **La contrainte tangente τ_u : BAEL91 (A.5.1, 1)**

Comme la fissuration est peu nuisible, alors la valeur admissible $\bar{\tau}_u$ est donnée par la formule suivante :

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left(0.20 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right)$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \times d} = \frac{35010}{1000 \times 120} = 0.29 \text{ MPa.}$$

Les armatures d'âme sont droites et les fissurations peu nuisibles, donc :

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left(0.20 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) = 3.33 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = 0.29 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \dots\dots \text{CV}$$

III.3.6. Présentation ferrailage d'escalier :

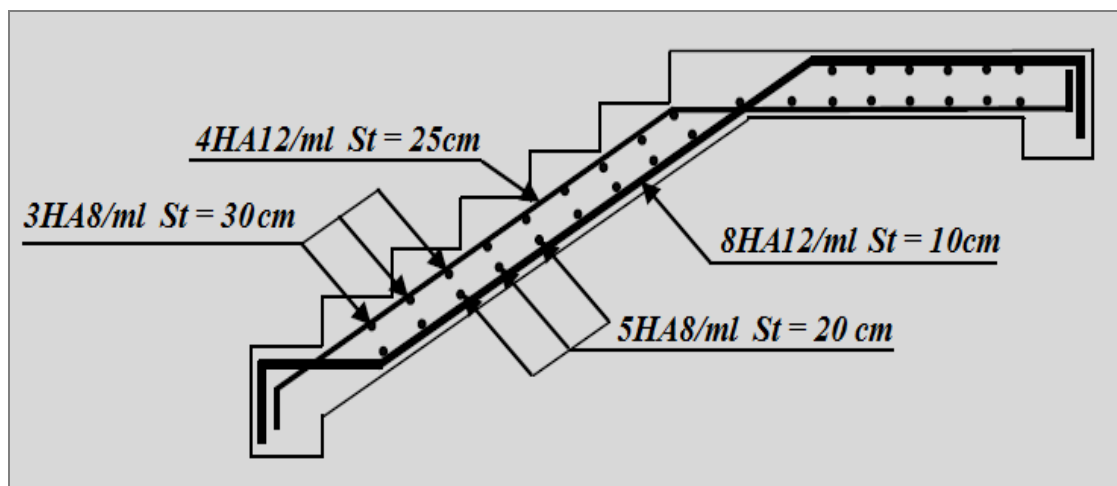


Figure III.15 : Schéma de ferrailage de l'escalier.

III.3.7. Calcul de la poutre palière :

La poutre palière est une poutre d'appui pour le palier de l'escalier, elle est calculée comme une section rectangulaire travaillant à la flexion simple et à la torsion, elle est soumise à :

- son poids propre "pp".
- poids du mur extérieur "pm".
- La réaction de la volée "R".

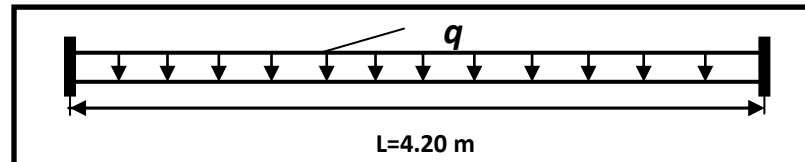


Figure III.16 : Schéma statique de poutre palière.

✚ **Prédimensionnement :**

$$h \geq \left(\frac{L}{15} \div \frac{L}{10} \right)$$

$$h \geq \left(\frac{420}{15} \div \frac{420}{10} \right) \Rightarrow h \geq (28 \div 42)$$

On prend: $h = 40 \text{ cm}$

$$b = (0.3 \div 0.6)h = (12 \div 24)$$

On prend: $b = 30 \text{ cm}$

➤ **Condition de RPA99V2003 :**

$$b \geq 20 \text{ cm} \rightarrow b = 30 \text{ cm}$$

$$h \geq 30 \text{ cm} \rightarrow h = 40 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{b} \leq 4 \rightarrow \frac{h}{b} = 1.33 \leq 4$$

✚ **Évaluation des charges :**

Poids propre de la poutre :

$$g = h \times b \times \gamma = 0.40 \times 0.30 \times 25 = 3.00 \text{ KN/ml}$$

La réaction d'escalier :

$$R_u = 29.03 \text{ KN/ml}$$

$$R_{ser} = 20.90 \text{ KN/ml}$$

Poids de mur :

$$g_m = G \times H_m = 3.64 \times 3.06 = 11.14 \text{ KN/ml}$$

✚ Calcul de la poutre à la flexion :

$$\text{ELU} : P_u = R_u + 1.35 \times (g_m + g)$$

$$\text{ELS} : P_s = R_{ser} + g_m + g$$

$$M_t = 0.85M_0 \quad ; \quad M_a = 0.3M_0 \quad ; \quad M_0 = \frac{P \times l^2}{8} \quad ; \quad T = \frac{p \times l}{2} \quad ; \quad l = 4.20 \text{ m}$$

Tableau III.13 : Sollicitations de poutre palière.

	P (KN /ml)	M ₀ (KN.m)	M _a (KN.m)	M _t (KN.m)	Tu (KN)
ELU	48.12	106.10	31.83	90.18	101.05
ELS	35.04	77.26	23.18	65.67	/



Calcul de ferrailage :

➤ ELU :

L'enrobage : c = 3cm

$$d = h - c = 40 - 3 = 37 \text{ cm}$$

$$b = 30 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} \quad ; \quad A = \frac{M_u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} \quad ; \quad \alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} \quad ; \quad \beta = 1 - 0.4\alpha$$

✓ Les armatures longitudinales :

Tableau III.14 : Armatures longitudinales.

	M _u (KN.m)	μ	α	β	A _{cal}
Travée	90.18	0.155	0.212	0.915	7.65
Appui	31.83	0.055	0.070	0.972	2.54

➤ ELS :

✓ La fissuration est peu nuisible, donc il n'y a aucune vérification concernant σ_s.

✓ Section rectangulaire + flexion simple + les aciers de type FeE400, donc la vérification de σ_b set inutile, si la condition suivante est remplie.

$$\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$$

Tableau III.15 : Vérification de contrainte.

	M _u (KN.m)	M _s (KN.m)	γ	α	ᾱ	Condition
Travée	90.18	65.67	1.373	0.212	0.436	CV
Appui	31.83	23.18	1.373	0.070	0.436	CV

✓ Condition de non fragilité : BAEL91 (A.4.2)

$$A_{\min} \geq 0,23.b.d. \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,34 \text{ cm}^2$$

✓ Pourcentage minimale : BAEL91 (B.6.4)

$$A'_{\min} \geq 0,001 \times b \times h = 1,20 \text{ cm}^2$$

✓ Pourcentage minimale : RPA99V2003

$$A_{\min}^{RPA} = 0,005 b.h = 6,00 \text{ cm}^2$$

Tableau III.16 : Armatures longitudinale maximale.

	A_{cal}	A_{\min}	A'_{\min}	A_{\min}^{RPA}	A_{\max}
Travée	7.65	1.34	1.20	6.00	7.65
Appui	2.54	1.34	1.20	6.00	6.00

➤ Choix des armatures :

En travée : $A = 7.65 \text{ cm}^2$ soit : 3HA14+3HA12= 8.01 cm^2

En appui : $A = 6.00 \text{ cm}^2$ soit : 6HA12= 6.78 cm^2

➤ Vérification de la contrainte de cisaillement : BAEL91 (A.5.1)

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 d} = \frac{101050}{300 \times 370} = 0.91 \text{ MPa.}$$

La fissuration est peu nuisible.

$$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0.13f_{c28} ; 5 \text{ MPa}) = 3.25 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = 0.91 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.25 \text{ MPa} \dots\dots \text{ CV}$$

➤ Armatures Transversales : RPA99V2003 (7.5.2.2)

$$A_t = 0.003Sb$$

✓ Dans la zone nodale :

$$S = \text{Min}\left(\frac{h}{4} ; 12\phi_1\right) = \text{Min}(10\text{cm} ; 14.4\text{cm}) = 10 \text{ cm.}$$

$$A_t = 0.003 \times 10 \times 30 = 0.90 \text{ cm}^2.$$

On adopte 4φ8 = 2.01 cm^2 et St = 10 cm.

✓ Dans la zone courante :

$$S \leq \frac{h}{2} = 20 \text{ cm} \rightarrow S = 15 \text{ cm.}$$

$$A_t = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2.$$

On adopte : 4φ8 = 2,01 cm^2 et St = 15 cm.

✚ **Calcul de la poutre a la torsion :**

La torsion de la poutre paliere est provoquée par la flexion de la paillasse.

$$T_u = Ma \text{ (Escalier)} = 11.04 \text{ KN.m.}$$

Le moment de torsion maximale :

$$M_{\text{tor}} = M_{\text{app}} \times \frac{L}{2} = 11.04 \times \frac{4.60}{2} = 25.39 \text{ KN.m}$$

➤ **Vérification du béton :**

✓ **Contrainte tangente due à l'effort tranchant : BAEL91 (A.5.4.21)**

On remplace la section réelle par une section creuse équivalent dont l'épaisseur de paroi "bt" est égale aux (1/6) du diamètre du plus grande cercle qui il est possible d'inscrire dans le contour extérieur de la section.

$$\tau_{uv} = \frac{T_u}{2 \cdot \Omega \cdot b_0}$$

T_u : moment de torsion ($T_u = 11040 \text{ N.m}$)

$$b_0 = b_t = \frac{b}{6} = 5 \text{ cm}$$

Ω : Aire du contour à mi- épaisseur.

$$\Omega = (h - b_t) \times (b - b_t) = 875 \text{ cm}^2$$

$$\tau_{uv} = \frac{11040}{2 \times 875 \times 5} = 1.26 \text{ MPa}$$

$$\tau_u^2 + \tau_{uv}^2 \leq (\bar{\tau}_{\text{ultim}})^2 \quad \text{section pleine}$$

$$\tau_u^2 + \tau_{uv}^2 = (0.84)^2 + (1.26)^2 = 2.29$$

$$(\bar{\tau}_{\text{ultim}})^2 = (2.5)^2 = 6.25$$

$$2.29 \leq 6.25 \dots \dots \dots \text{CV}$$

➤ **Les armatures longitudinales :**

$$A_l = \frac{U \times M_{\text{tor}}}{2 \times \Omega \times \sigma_s}$$

$$U = 2[(b - b_t) + (h - b_t)] = 2[(30 - 5) + (40 - 5)] = 120 \text{ cm.}$$

$$A_l = \frac{120 \times 25390}{2 \times 875 \times 348} = 5.00 \text{ cm}^2.$$

Tableau III.17 : Armatures longitudinale adopte.

	Flexion	Torsion	A _{adop} (cm ²)
Travée	7.65	5.00	3HA14 + 3HA12 = 8.01
Appuis	6.00	5.00	6HA12 = 6.78

➤ Armatures transversales :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{M_{tor}}{2 \times \Omega \times \sigma_s} = \frac{25.39 \times 10^5}{2 \times 875 \times 10^2 \times 348} = 0.042 \text{ cm}$$

A_t : Section d'armature transversale.

S_t : L'espacement d'armature.

On prend un espacement de 15cm.

Soit : A_t = 3Ø 8 = 1,51 cm².

On prend les armatures transversales Calcul à la flexion.

✚ Vérification de la flèche :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{40}{420} = 0.095 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \rightarrow \frac{40}{420} = 0.095 \geq \frac{0.85}{10} = 0.085 \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$\frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_s} \rightarrow \frac{8.01}{30 \times 37} = 0.0072 \leq 0.01 \dots\dots\dots \text{CV}$$

Les (3) conditions sont vérifiées, donc il n'est pas nécessaire de calculer la flèche.

Donc la flèche est vérifiée.

III.3.8. Ferrailage de la poutre palière :

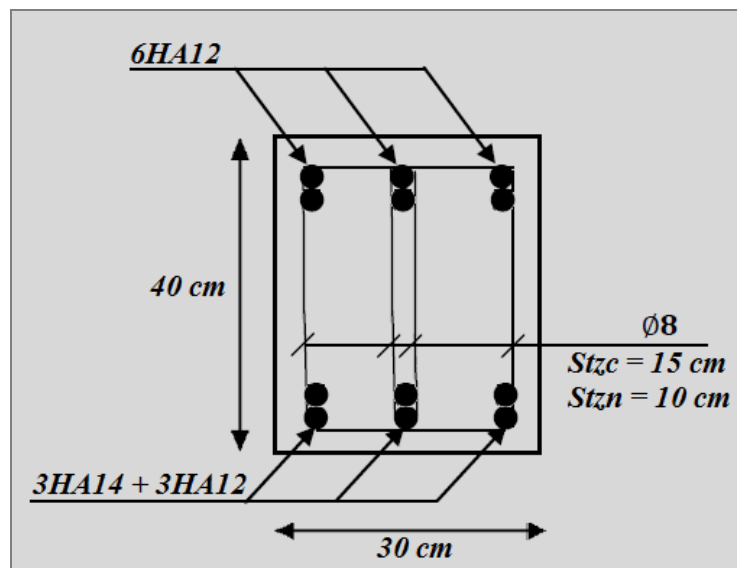


Figure III.17 : Schéma de ferrailage de la poutre palière.

III.4. Ascenseur :

III.4.1. Introduction :

L'ascenseur est un appareil mécanique, servant à déplacer verticalement ou horizontalement des personnes ou chargements vers les différents niveaux du bâtiment, il est constitué d'une cabine qui se déplace avec des glissières dans la cage d'ascenseur munie d'un dispositif électrique qui permet de déplacer la cabine.

Dans notre bâtiment on adopte un seul ascenseur électrique sans salle des machines type 1000 pour le besoin d'architecte.

III.4.2. Les avantages de système de l'ascenseur sans salle de machine :

- ✚ Occupe moins de place.
- ✚ Facile à appliquer au chaque type de bâtiment.
- ✚ 40 % pour cent d'énergie a sauvé.
- ✚ Élimine la pollution sonore.
- ✚ Extrêmement silencieux, fiable et exempt de vibrations.
- ✚ Aucune charge supplémentaire à la charge statique du bâtiment.
- ✚ Aucune calculs à faire.

III.4.3. La dimension d'ascenseur :

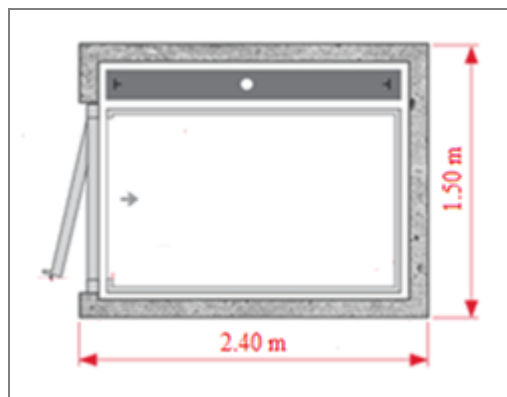


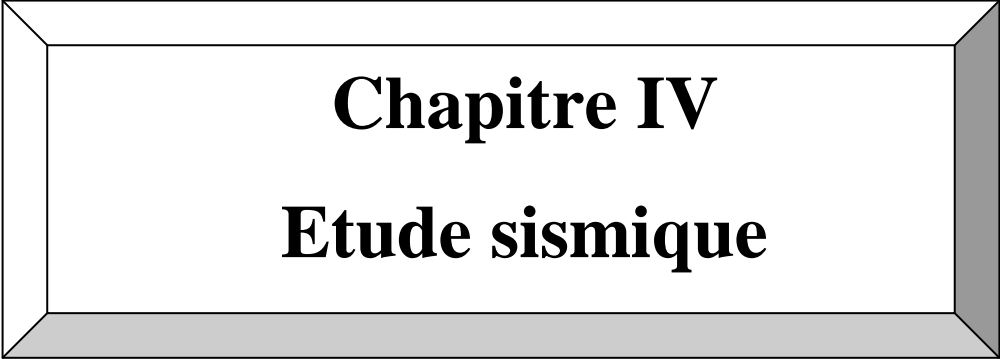
Figure III.18 : Dimension d'ascenseur.

III.5. Conclusion :

Dans ce chapitre ; il a été question de calculer les éléments secondaires ne participant pas directement au contreventement de la structure.

Ainsi ; étudiées et ferrillées de poutrelle et d'escalier à été étudié à la flexion simple.

Nous nous sommes aussi intéressés à l'acrotère. Ce dernier à été étudié à la flexion composée, un ferraillement adéquat a été adopté.



Chapitre IV
Etude sismique

IV.1 Introduction :

Parmi les catastrophes naturelles qui affectent la surface de la terre, Les secousses sismiques sont sans doute celles qui ont le plus d'effets destructeurs dans les zones urbanisées, Face à ce risque, Et à l'impossibilité de le prévoir, Il est nécessaire de construire des structures pouvant résister à de tels phénomènes, Afin d'assurer au moins une protection acceptable des vies humaines, D'où l'apparition de la construction parasismique, Cette dernière se base généralement sur une étude dynamique des constructions agitées.

IV.2. Objectif de l'étude dynamique :

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses vibrations. Une telle étude pour notre structure telle qu'elle se présente. Est souvent très complexe c'est pourquoi on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment les problèmes pour permettre l'analyse.

IV.3. Méthode de calcul :

Selon le Règles Parasismiques Algériennes 99 Version 2003 le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

✚ Méthode statique équivalente :

Dans cette méthode RPA propose de remplacer les forces réelles dynamiques engendrées par un séisme. Par un système de forces statiques fictives dont les effets seront identiques et considérés appliquées séparément suivant les deux directions définies par les axes principaux de la structure.

✚ Méthode d'analyse modale spectrale :

Par cette méthode. 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.

✚ Méthode d'analyse par accélérogramme :

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'interpolation des résultats et des critères de sécurité à satisfaire.

IV.4. Détermination de centre de gravité de masse et de torsion dans chaque étage :

✚ Centre de gravité de masse :

La détermination du centre de masse est basée sur le calcul des centres de la masse de chaque élément de la structure (acrotère, plancher, poteaux, poutres, voiles...etc.).

Les coordonnées du centre de gravité de masse et données par :

$$X_G = \frac{\sum M_i \times X_i}{\sum M_i}$$

$$Y_G = \frac{\sum M_i \times Y_i}{\sum M_i}$$

✚ Centre de gravité de rigidité :

Les coordonnées du centre des rigidités peut être déterminé par les formules ci-après avec :

$$X_C = \frac{\sum I_{jy} \times X_j}{\sum I_{jy}}$$

$$Y_C = \frac{\sum I_{jx} \times Y_j}{\sum I_{jx}}$$

✚ L'excentricité :

L'excentricité est la distance entre le centre de gravité de la masse et le centre de Torsion. Donnée par les formules suivantes :

$$e_x = |X_G - X_C|$$

$$e_y = |Y_G - Y_C|$$

Tableaux IV.1 : Caractéristiques massique.

Plancher	W _{étage} (KN)	X _G (m)	Y _G (m)	X _C (m)	Y _C (m)	e _x (m)	e _y (m)
1	1423.73	12.10	6.05	12.10	6.60	0.00	0.55
2	1423.73	12.10	6.05	12.10	6.60	0.00	0.55
3	1423.73	12.10	6.05	12.10	6.60	0.00	0.55
4	1423.73	12.10	6.05	12.10	6.60	0.00	0.55
5	1423.73	12.10	6.05	12.10	6.60	0.00	0.55
6	1423.73	12.10	6.05	12.10	6.60	0.00	0.55
7	1423.73	12.10	6.05	12.10	6.60	0.00	0.55
8	1817.17	12.10	5.85	12.10	6.23	0.00	0.38
Somme	11783.29						

IV.5. L'excentricité accidentelle : RPA99V2003 (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 à $\pm 0.05 L$, (L'étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

$$\text{Sens X : } e_{accx} = 0.05 \times 24.50 = 1.22 \text{ m} \rightarrow e_{maxx} = 0.00 \text{ m} < e_{accx} \dots \dots CV$$

$$\text{Sens Y : } e_{accy} = 0.05 \times 11.95 = 0.59 \text{ m} \rightarrow e_{maxy} = 0.55 \text{ m} < e_{accy} \dots \dots CV$$

IV.6. Calcul des actions sismiques :

✚ Modélisation :

- Pour les structures irrégulières en plan. Sujettes à la torsion et comportant des planchers rigides. Elles sont représentées par un modèle tridimensionnel. Encastré à la base et où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec trois degrés de liberté.
- La déformabilité du sol de fondation doit être prise en compte dans le modèle toutes les fois où la réponse de la structure en dépend de façon significative.
- Le modèle de bâtiment à utiliser doit représenter au mieux les distributions des rigidités et des masses.

✚ Présentation du logiciel de calcul :

Le logiciel de calcul adopté pour effectuer cette Analyse, et logiciel ROBOT Structural Analyses Professional.

Le système Robot est un logiciel CAO destiné à modéliser, analyser et dimensionner les différents types de structures.

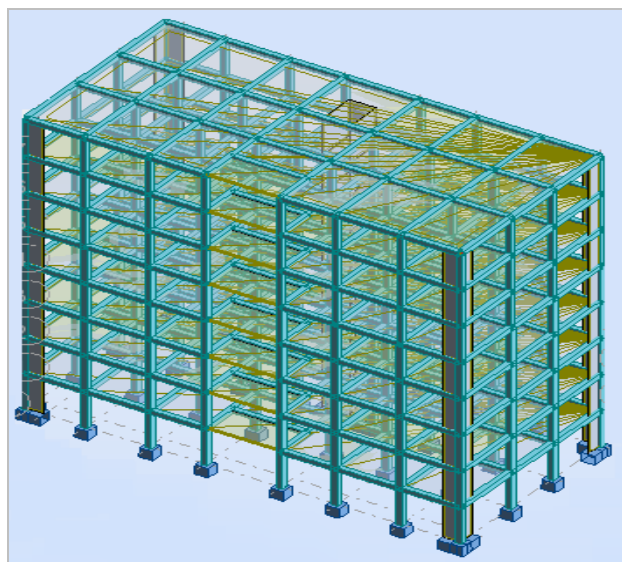


Figure IV.1 : La modélisation de la structure sur le Robot.

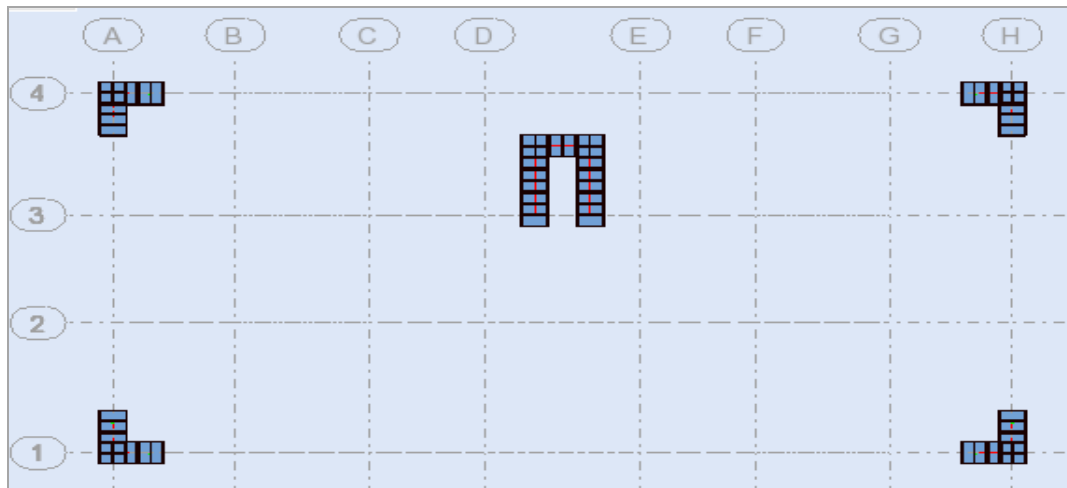


Figure IV.2 : Disposition des voiles.

✚ La méthode statique équivalente :

La force sismique totale V appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} W$$

V : Effort tranchant à la base.

A : Coefficient d'accélération de zone donne par le RAP99V2003 (tableau 4.1).

Pour notre structure on à le zone I groupe d'usage 2 $\rightarrow A = 0.25$.

D : Facteur d'amplification dynamique moyen.

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5\eta(T_2/3)^{2/3}(3/T_2)^{5/3} & T \geq 3.0 \text{ s} \end{cases}$$

T_1, T_2 : Périodes caractéristiques associée a la catégorie du site est donnée dans le tableau 4.7 de RPA99V 2003.

➤ Estimation de la période fondamentale de la structure (T) :

La valeur de la période fondamentale correspond à la plus petite valeur Obtenue par les formules 4-6 et 4-7 du RPA99V2003.

$$T = \begin{cases} C_T h_N^{3/4} \\ 0.09 h_N / \sqrt{d} \end{cases}$$

h_N : Hauteur mesuré en mètres à partir de la basse du structure jusqu'au dernier niveau (N).

$$\rightarrow h_N = 24.48 \text{ m}$$

C_T : Coefficient. Fonction du système de contreventement. Et du type de remplissage et donné par le tableau (4.6).

$$\rightarrow C_T = 0.050$$

d : La dimension du bâtiment mesuré à sa base dans la direction de calcul considéré.

$$\rightarrow d_x = 24.50 \text{ m}$$

$$\rightarrow d_y = 11.95 \text{ m}$$

Donc :

$$T = 0.050 \times 24.48^{\frac{3}{4}} = 0.55 \text{ s} \rightarrow T_2 = 0.50 \text{ s} \leq T \leq 3.0 \text{ s}$$

$$\xi = 7\% \rightarrow \eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} = 0.88 > 0.7$$

$$\Rightarrow D = 2.5\eta(T_2/T)^{2/3} = 2.5 \times 0.88 \times (0.50/0.55)^{2/3} = 2.06$$

W : poids total de la structure.

$$W = \sum_1^n W_i \text{ avec } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels.

W_{Qi} : Poids dû aux charges d'exploitation.

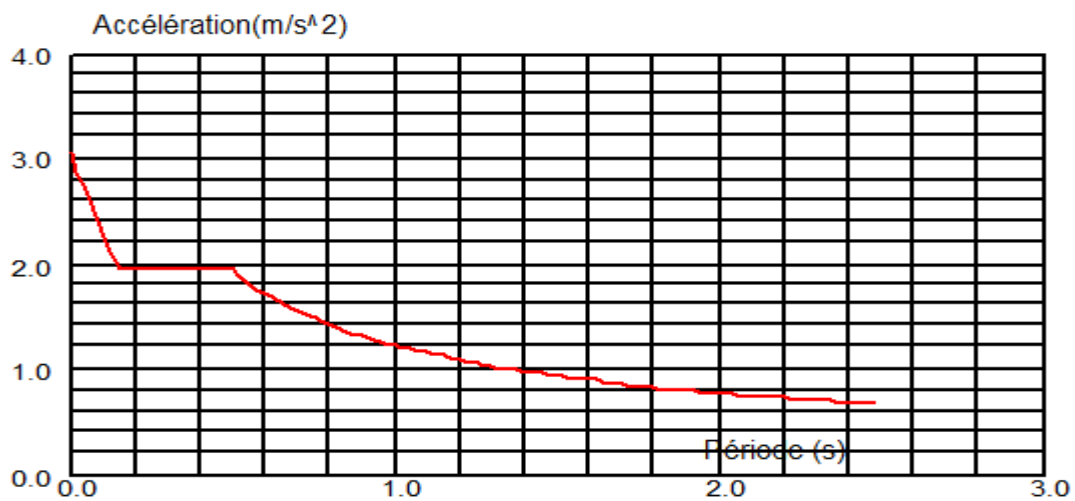
$\beta = 0.20$. RPA99V2003 (tableau 4.5)

$$\rightarrow W = 11888,28 \text{ KN.}$$

$$\Rightarrow V = 1408.16 \text{ KN.}$$

✚ Détermination des paramètres du spectre de réponse:

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :



Figur

e IV.3 : Spectre de réponse.

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} \left(\frac{T_2}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0s \end{cases}$$

Avec :

T_1, T_2 : Période caractéristique. Associée à la catégorie du site.

$T_1 = 0.15$ s. **RPA99V2003 (tableau 4.7)**

$T_2 = 0.50$ s. **RPA99V2003 (tableau 4.7)**

η : Facteur de correction d'amortissement. (Quand l'amortissement est différent de 5%)

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}}$$

Où $\xi(\%)$ est le pourcentage d'amortissement critique de la structure.

$$\xi = 7\% \rightarrow \eta = 0.88 > 0.7$$

A : Coefficient d'accélération de zone fonction de la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

La structure étudiée est classée dans la zone III et de groupe (2). Donc :

$A = 0.25$. **RPA99V2003 (tableau 4-1)**

R : Coefficient donné en fonction du système de contreventement.

Système de contreventement est : Mixte.

Donc :

$R = 5$. **RPA99V2003 (tableau 4-3)**

Q : Facteur de qualité.

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q$$

P_q : La pénalité à retenir selon que le critère de qualité q est satisfait ou non.

$\sum_1^6 P_q = 0.15$. **RPA99V2003 (tableau 4-4)**

$$\rightarrow Q = 1.15$$

IV.7. Nombre de modes à considérer : RPA99V2003 (4.3.4)

- ✚ Pour les structures représentées par des modèles plans de deux directions orthogonales, le nombre de Vibration à retenir dans chacune des deux directions de l'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.
 - Ou que les modes ayant une masse modal effective supérieure a **05%** De la masse totale de la structure soient retenus pour les déterminations de la réponse totales de la structure.
 - Le minimum de modes à retenir est de trois dans chaque direction considérée.
- ✚ Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence importante des modes de torsion. Le nombre minimal de modes (K) à doit être tel que :

$$K \geq 3\sqrt{N} \quad \text{et} \quad T_k < 0.20 \text{ s}$$

IV.8. Combinaisons des réponses modales :

Les réponses de deux modes de vibration de vibration i et j de périodes T_i , T_j d'amortissement ξ_i , ξ_j sont considérés comme indépendant si le rapport suivant :

$$r = \frac{T_i}{T_j} \leq \frac{10}{10 + \sqrt{\xi_i \times \xi_j}}$$

Avec : $T_i \leq T_j$

- ✚ Dans le cas où toutes les réponses modales retenues sont indépendantes les unes des autres, la réponse totale est donnée par :

$$E = \pm \sqrt{\sum_1^K E_i^2}$$

- ✚ Dans le cas où deux réponses modales ne sont pas indépendantes ; E_1 et E_2 . La réponse totale est donnée par :

$$E = \sqrt{(E_1 + E_2)^2 + \sum_3^K E_i^2}$$

Avec :

E : Effet de l'action sismique considéré.

E_i : Valeur modale de E selon le mode « i ».

K : Nombre des modes retenus.

IV.9. Comportement de structure :

Tableaux IV.2 : Comportement de structure.

Mode	Période (s)	Uxcum %	Uycum %	Ux %	Uy %
1	0.68	60.44	0.54	60.44	0.54
2	0.65	60.72	72.96	0.28	72.42
3	0.54	74.83	72.99	14.11	0.03
4	0.21	85.79	73.15	10.96	0.16
5	0.19	85.84	87.35	0.05	14.20
6	0.16	88.00	87.46	2.16	0.11
7	0.11	93.15	87.53	5.15	0.07
8	0.10	93.23	92.95	0.08	5.42
9	0.08	93.38	92.96	0.15	0.01

➤ **Interprétation :**

Le 1^{er} mode est un mode translation selon l'axe x.

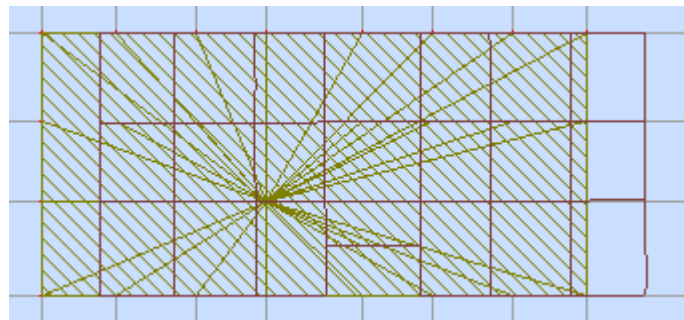


Figure IV.4 : Mode 1.

Le 2^{ème} mode est un mode translation selon l'axe y.

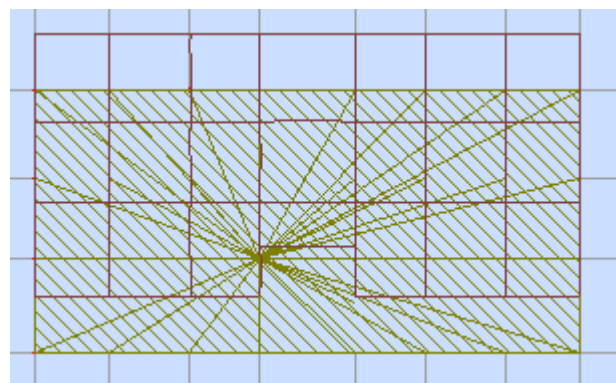


Figure IV.5 : Mode 2.

Le 3^{ème} mode est mode torsion pure.

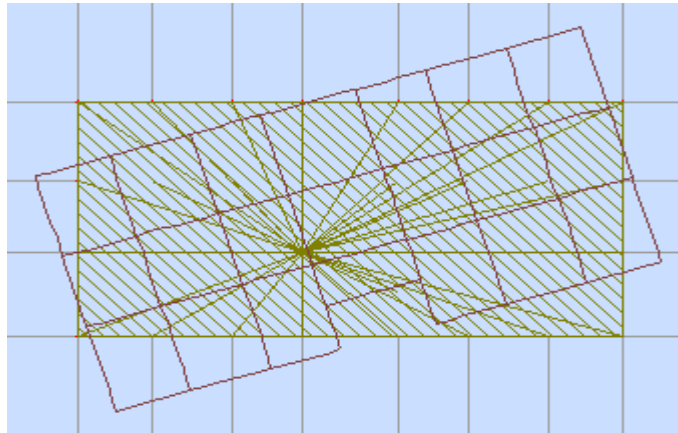


Figure IV.6 : Mode 3.

IV.10. Résultante des forces sismiques de calcul par Robot :

Tableaux IV.3 : Résultante des forces sismiques.

Ex (KN)	Ey (KN)
953.58	1099.47

✚ D'après le RPA99V2003 (4.3.6) :

La résultante des forces sismiques à la base obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Tableaux IV.4 : Vérification de l'étude sismique.

Sens	E (KN)	V (KN)	80%V (KN)	$E \geq 80\%V$
X	953.58	1408.16	1126.53	CNV
Y	1099.47	1408.16	1126.53	CNV

Si $E < 0.8V$ il faudra augmenter tous les paramètres du répons (forces, déplacement, moments,...) dans le rapport $0.8V/E$.

IV.11. Vérification de période fondamentale de la structure : RPA99V2003 (4.2.4)

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%.

Tableaux IV.5 : Vérification de période fondamentale de la structure.

T_{Robot} (s)	T (s)	1.30T (s)	$T_{\text{Robot}} \leq 1.30T$
0.68	0.55	0.715	CV

IV.12. Justification d'interaction Portiques/Voiles : RPA99V2003 (3.4)

- ✓ Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20 % des sollicitations dues aux charges verticales.
- ✓ Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales au moins 25 % de l'effort tranchant d'étage.

 **Interaction verticale :**

Tableaux IV.6 : Justification d'interaction verticale portiques /voiles.

Étage	Np (KN)	Nv (KN)	Ntotal (KN)	Nv/Ntotal (%)	Nv/Ntotal ≤20%
RDC	12085.30	2000.46	14085.76	14.20	CV
1	10508.63	1846.57	12355.20	14.95	CV
2	8976.35	1646.57	10622.92	15.50	CV
3	7484.13	1406.76	8890.89	15.82	CV
4	6017.13	1142.58	7159.71	15.96	CV
5	4559.81	876.29	5436.10	16.12	CV
6	3171.13	534.69	3705.82	14.43	CV
7	1671.72	337.24	2008.96	16.79	CV

 **Interaction horizontale :**

➤ **Suivant X :**

Tableaux IV.7 : Justification d'interaction portiques /voiles Suivant (x-x).

Étage	Vp (KN)	Vv (KN)	Vtotal (KN)	Vp/Vtotal (%)	Vp/Vtotal ≥25%
RDC	437,69	687,54	1125,22	38,90	CV
1	572,62	569,67	1142,29	50,13	CV
2	624,59	468,25	1092,83	57,15	CV
3	629,36	376,38	1005,75	62,58	CV
4	614,17	290,29	904,46	67,90	CV
5	437,74	289,54	727,28	60,19	CV
6	406,58	155,28	561,86	72,36	CV
7	322,09	61,94	384,03	83,87	CV

➤ **Suivant Y :****Tableaux IV.8 : Justification d'interaction portiques /voiles Suivant (y-y).**

Étage	Vp (KN)	Vv (KN)	Vtotal (KN)	Vp/Vtotal (%)	Vp/Vtotal ≥25%
RDC	320,42	801,04	1121,46	28,57	CV
1	473,49	654,84	1128,33	41,96	CV
2	558,05	516,77	1074,83	51,92	CV
3	588,80	400,87	989,67	59,49	CV
4	593,43	297,94	891,37	66,57	CV
5	416,37	304,98	721,35	57,72	CV
6	401,00	150,25	551,25	72,74	CV
7	320,64	60,70	381,34	84,08	CV

IV.13. Vérifications Justification vis-à-vis des déformations :

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. **RPA99V2003 (5.10)**

$$\delta_k = R \times \delta_{ek}$$

δ_k : Déplacement horizontal du chaque niveau (K) de la structure.

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces sismiques F_i .

R : Coefficient de comportement.

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

Δ_k : Déplacement relatif au niveau (K) par rapport au niveau (K-1).

✚ **Suivant X :****Tableaux IV.9 : Vérification la déformation dans chaque étage suivant X.**

Étage	δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	Δ_k (cm)	1%he (cm)	Vérification
RDC	0.12	0.59	0.59	3.06	CV
1	0.35	1.77	1.18	3.06	CV
2	0.71	3.54	1.77	3.06	CV
3	0.94	4.72	1.18	3.06	CV
4	1.30	6.49	1.77	3.06	CV
5	1.53	7.67	1.18	3.06	CV
6	1.89	9.44	1.77	3.06	CV
7	2.01	10.03	0.59	3.06	CV

✚ Suivant Y :

Tableaux IV.10 : Vérification la déformation dans chaque étage suivant Y.

Étage	δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	Δ_k (cm)	1%he (cm)	Vérification
RDC	0,12	0,59	0,59	3.06	CV
1	0,35	1,77	1,18	3.06	CV
2	0,71	3,54	1,77	3.06	CV
3	0,94	4,72	1,18	3.06	CV
4	1,30	6,49	1,77	3.06	CV
5	1,65	8,26	1,77	3.06	CV
6	2,01	10,03	1,77	3.06	CV
7	2,24	11,21	1,18	3.06	CV

IV.14. Justification de l'effet P- Δ :

Les effets du 2^{ème} ordre ou effet P- Δ peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux : **RPA99V2003 (5.9)**

$$\theta_k = \frac{P_k \Delta_k}{V_k h_k} \leq 0.10$$

$P_k = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta W_{Qi})$: Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau (k).

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau (k).

Δ_k : Déplacement relatif du niveau (k) par rapport au niveau (k-1).

h_k : Hauteur de l'étage (k).

✚ Suivant X :

Tableaux IV.11 : Vérification de l'effet P- Δ (X-X).

Étage	P_k (KN)	Δ_k (m)	V_k (KN)	h_k (m)	θ_k	Vérification
RDC	11783.29	0.12	1125.22	3.06	0.0040	CV
1	10359.56	0.24	1142.29	3.06	0.0070	CV
2	8935.83	0.35	1092.83	3.06	0.0095	CV
3	7512.10	0.24	1005.75	3.06	0.0058	CV
4	6088.37	0.35	904.46	3.06	0.0078	CV
5	4664.63	0.24	727.28	3.06	0.0049	CV
6	3240.90	0.35	561.86	3.06	0.0067	CV

7	1817.17	0.12	384.03	3.06	0.0018	CV
---	---------	------	--------	------	--------	----

✚ Suivant Y :

Tableaux IV.12 : Vérification de l'effet P-Δ (Y-Y).

Étage	P _k (KN)	Δ _k (m)	V _k (KN)	h _k (m)	θ _k	Vérification
RDC	11783,29	0,12	1121,46	3,06	0,0041	CV
1	10359,56	0,24	1128,33	3,06	0,0071	CV
2	8935,83	0,35	1074,83	3,06	0,0096	CV
3	7512,10	0,24	989,67	3,06	0,0059	CV
4	6088,37	0,35	891,37	3,06	0,0079	CV
5	4664,63	0,35	721,35	3,06	0,0075	CV
6	3240,90	0,35	551,25	3,06	0,0068	CV
7	1817,17	0,24	381,34	3,06	0,0037	CV

IV.15. Justification vis-à-vis de l'équilibre d'ensemble :

La vérification se fera pour les deux sens (longitudinal est transversal) avec la relation suivante :

$$\frac{M_s}{M_r} \geq 1.50$$

M_s : Moment stabilisateur provoqué par les charges verticales.

$$M_s = W \times \frac{L}{2}$$

M_r : Moment de renversement provoqué par les charges horizontales.

$$M_r = \sum F_i \times h_i$$

✚ Sens longitudinal (X-X) :

Tableaux IV.13 : Vérification de l'équilibre d'ensemble sens longitudinal.

Étage	F _x (KN)	F _i (KN)	h _i (m)	F _i *h _i (KN.m)
RDC	1125.22	-17.06	3.06	-52.21
1	1142.29	49.45	6.12	302.66
2	1092.83	87.08	9.18	799.43
3	1005.75	101.29	12.24	1239.80
4	904.46	177.18	15.30	2710.81
5	727.28	165.42	18.36	3037.19
6	561.86	177.83	21.42	3809.03

7	384.03	384.03	24.48	9401.08
Mrx (KN.m)				21247.79

➤ **Vérification :**

$$M_s = 11888.28 \times 24.50/2 = 145631.43 \text{ KN.m}$$

$$\frac{M_s}{M_r} = \frac{145631.43}{21247.79} = 6.85 \geq 1.50 \dots \dots \dots CV$$

✚ **Sens transversal (Y-Y) :**

Tableaux IV.14 : Vérification de l'équilibre d'ensemble sens transversal.

Étage	Fy (KN)	Fi (KN)	hi (m)	Fi*hi (KN.m)
RDC	1121.46	-6.87	3.06	-21.04
1	1128.33	53.51	6.12	327.48
2	1074.83	85.16	9.18	781.77
3	989.67	98.30	12.24	1203.16
4	891.37	170.01	15.30	2601.21
5	721.35	170.11	18.36	3123.14
6	551.25	169.91	21.42	3639.51
7	381.34	381.34	24.48	9335.13
Mry (KN.m)				20990.35

➤ **Vérification :**

$$M_s = 11888.29 \times 11.95/2 = 70405.09 \text{ KN.m}$$

$$\frac{M_s}{M_r} = \frac{71032.47}{20990.35} = 3.38 \geq 1.50 \dots \dots \dots CV$$

IV.16. Vérification vis-à-vis de section des poteaux : (RPA99V2003)

$$\vartheta = \frac{N_d}{B_c f_{c28}} \leq 0.30$$

On doit vérifier que la section est 35×35 :

$$\vartheta = \frac{654.31 * 10^3}{350 * 350 * 25} = 0.21 \leq 0.30 \dots \dots \dots CV.$$

On doit vérifier que la section est 30×30 :

$$\vartheta = \frac{250.15 * 10^3}{300 * 300 * 25} = 0.11 \leq 0.30 \dots \dots \dots CV.$$

IV.17. Conclusion :

D'après des résultats obtenus dans cette étude dynamique et sismique, on peut dire que notre bâtiment est bien dimensionné et on a une structure parasismique.

On peut donc passer à l'étape du ferrailage.

Chapitre V

Etude des éléments structuraux

V.1. Ferrailage des poteaux :**V.1.1. Introduction :**

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts arrivant des poutres vers les fondations, et sont soumis à un effort normal « N » et à un moment de flexion « M » dans les deux sens longitudinal et transversal. Donc ils sont calculés en flexion composée.

La détermination des armatures longitudinales tiendra compte des cas suivants :

$$\text{Cas 1 : } N_{\max}; M_{\text{cor}}$$

$$\text{Cas 2 : } M_{\max}; N_{\text{cor}}$$

V.1.2. Combinaisons d'actions :

✚ Selon BAEL 91 :

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

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

✚ Selon RPA 99V2003 (Situation accidentelle) :

$$0.8G \pm E$$

$$G + Q + E$$

V.1.3. Etat limite ultime de stabilité de forme :

Les sections des poteaux soumises à la flexion composée doivent être justifiées vis-à-vis de l'état limite ultime de stabilité de forme, on adopte une excentricité total « e » tel que :

$$e = e_1 + e_2$$

$$e_1 = \frac{M}{N} + e_a$$

$$e_2 = \frac{3L_f^2(2 + \alpha\varphi)}{10^4 h}$$

$$e_a = \text{Max} \left(2\text{cm} ; \frac{L}{250} \right)$$

e_1 : Excentricité du 1^{er} ordre, due à la résultante des contraintes normales y compris l'excentricité additionnelle.

e_a : Excentricité accidentelle traduisant les imperfections initiales.

e_2 : Excentricité due aux efforts du second ordre, lié à la déformation de la structure.

L_f : Longueur de flambement.

L : Longueur libre du poteau.

h : hauteur totale de la section dans la direction de flambement.

φ : Rapport de la déformation finale due au fluage a la déformation instantanée du béton sous la charge considérée « $\varphi = 2$ ».

α : Rapport de moment des charges permanentes sur le moment total.

V.1.4. Recommandations des règlements :

✚ Selon RPA99V2003 :

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- Le pourcentage minimum est de 0.9% (zone III).
- Le pourcentage maximum est de 3% en zone courante et de 6% en zone de recouvrement. Le diamètre minimum est de 12 mm.
- La longueur minimale de recouvrement est de $50\varnothing$ (zone III).
- La distance entre les barres verticales sur une face du poteau ne doit pas dépasser 20cm (zone III).

✚ Selon CBA93 :

$$A_{\min} = \text{Min} \begin{cases} 4 \text{ cm}^2 \text{ pour } 1\text{m de longueur} \\ 0.1\% \leq \frac{A}{b \cdot h} \leq 5\% \end{cases}$$

✚ Condition de non fragilité :

$$A_{\text{cnf}} \geq \frac{0.23 \times b_0 \times d \times f_{t28}}{f_e}$$

V.1.5. Étude des poteaux de RDC (35×35) cm² :

Tableau V.1 : Sollicitation des poteaux.

	Combinations	N (KN)	M (KN.m)
1 ^{er} Cas	ELU	904.42	03.41
2 ^{ème} Cas	ACC	1057.13	29.71

✚ Les armatures longitudinales :

➤ 1^{er} Cas : (Combinaison fondamentale ELU)

$$N_{\max} = 904.42 \text{ KN. } M_{\text{cor}} = 3.41 \text{ KNm.}$$

✓ Calcul de l'excentricité :

$$e = \frac{M}{N} = \frac{3.41}{904.42} = 0.38 \text{ cm.}$$

$$\frac{a}{12} = \frac{35}{12} = 2.92 \text{ cm.}$$

$$e = 0.38 \text{ cm} < \frac{a}{12} = 2.92 \text{ cm.}$$

→ La section va être calculée à la compression simple.

✓ **ELU :**

$$A_{su1} = \frac{N_u - B \times \sigma_{bc}}{\sigma_s} = \frac{904.42 \times 10^{-3} - 0.35 \times 0.35 \times 14.17}{348} = -23.90 \text{ cm}^2.$$

$$\rightarrow A_{su1} = 0 \text{ cm}^2.$$

✓ **ELS :**

Compression simple, Donc le calcul à l'ELS n'est pas nécessaire.

➤ **2^{ème} Cas :** (Combinaison accidentelle ACC)

$$N_{\max} = 1057.13 \text{ KN. } M_{\text{cor}} = 29.71 \text{ KNm.}$$

✓ Calcul de l'excentricité :

$$e = \frac{M}{N} = \frac{29.71}{1057.13} = 2.80 \text{ cm.}$$

$$\frac{a}{12} = \frac{35}{12} = 2.92 \text{ cm.}$$

$$e = 2.80 \text{ cm} < \frac{a}{12} = 2.92 \text{ cm.}$$

→ La section va être calculée à la compression simple.

✓ **ELU :**

$$A_{su1} = \frac{N_u - B \times \sigma_{bc}}{\sigma_s} = \frac{1057.13 \times 10^{-3} - 0.35 \times 0.35 \times 18.48}{400} = -0.003 \text{ cm}^2.$$

$$\rightarrow A_{su1} = 0 \text{ cm}^2.$$

✓ **ELS :**

Compression simple, Donc le calcul à l'ELS n'est pas nécessaire.

➤ **Condition de non fragilité :**

$$A_{\text{cnf}} \geq \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = 1.35 \text{ cm}^2.$$

➤ **Selon le BAEL91 :**

$$A_{\text{smin}} = \max (4u; 0.2\%B) = 5.60 \text{ cm}^2.$$

$$A_{\text{smax}} \leq 5\%B = 61.25 \text{ cm}^2.$$

➤ **Selon le RPA99V2003 :**

$$A_{smin} = 0.9\%B = 11.03 \text{ cm}^2.$$

$$A_{smax} = 3\%B = 36.75 \text{ cm}^2. \text{ (En zone courante)}$$

$$A_{smax} = 6\%B = 73.50 \text{ cm}^2. \text{ (En zone de recouvrement)}$$

➤ **Ferraillage adopte :**

$$A_s = \max(A_{su1} ; A_{su2} ; \max A_{smin}) = 11.03 \text{ cm}^2.$$

On adopte :

$$A_s = 8HA14 = 13.32 \text{ cm}^2.$$

✚ **Justification des poteaux vis-à-vis de l'effort tranchant :**

Le calcul de la contrainte de cisaillement se fait au niveau de l'axe neutre de la section il est en fonction de ses dimensions ainsi que l'effort tranchant à limite ultime, elle est donnée par :

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

➤ Selon CBA93, La contrainte admissible de cisaillement est égale à :

Si la fissuration est préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left(\frac{0.15f_{c28}}{\gamma_b} ; 4\text{MPa} \right) \rightarrow \begin{cases} \bar{\tau}_u = 2.20 \text{ MPa} & \text{(situation durable)} \\ \bar{\tau}_u = 2.86 \text{ MPa} & \text{(situation accidentelle)} \end{cases}$$

Le calcul et la vérification est résumés dans le tableau suivants :

Tableau V.2 : Vérification des contraintes de cisaillements des poteaux.

Situation	T _{max} (KN)	τ _u (MPa)	τ̄ _u (MPa)	Vérification
Durable	57.70	0.51	2.20	CV
accidentelle	263.44	2.35	2.86	CV

✚ **Armatures transversales :**

D'après le RPA99V2003, Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$A_t = \frac{\rho_a t T_u}{h_1 f_e}$$

T_u : l'effort tranchant de calcul.

h₁ : hauteur totale de la section brute.

t : espacement des armatures transversales.

Dans la zone nodale :

$$t \leq 10\text{cm}.$$

Dans la zone courante :

$$t \leq \text{Min} \left(\frac{b_1}{2}; \frac{h_1}{2}; 10\varphi \right)$$

φ : Diamètre minimale des armatures longitudinales du poteau.

ρ_a : Coefficient correcteur en fonction de l'élément, il est donné comme suit :

$$\rho_a = \begin{cases} 2.50 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 3.75 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

$$A_t = \frac{\rho_a t T_u}{h_1 f_e}$$

$$\lambda_g \geq 5 \rightarrow A_t \geq 0.3\% t b_1 = 1.05 \text{ cm}^2.$$

Tableau V.3 : Choix des armatures et leur espacement des poteaux.

Zone	T_{\max} (KN)	ρ_a	t (cm)	A_t calcul (cm ²)	A_t choisie (cm ²)
ZN	263.44	2.50	10	1.05	4 φ 10 = 3.14
ZC			15	1.57	4 φ 10 = 3.14

Longueur de recouvrement : (RPA99V2003)

$$L_r = 50\varphi_L = 70 \text{ cm.}$$

Détermination de la zone nodale :

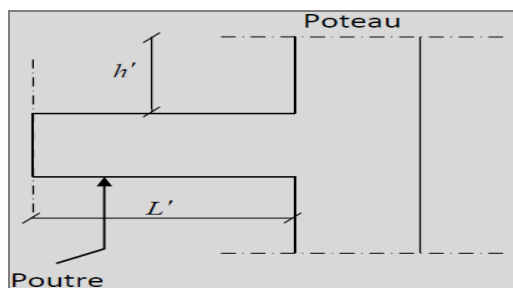


Figure V.1 : Schéma de la zone nodale.

$$L' = 2h_{\text{poutre}}$$

$$h' = \max(h_e/6; b_1; h_1; 60 \text{ cm})$$

$$L' = 2 \times 40 = 80 \text{ cm.}$$

$$h' = 60 \text{ cm.}$$

V.1.6. Recommandations pour les poteaux de 30×30 :

✚ Condition de non fragilité :

$$A_{\text{cnf}} \geq \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = 0.98 \text{ cm}^2.$$

✚ Selon le BAEL91 :

$$A_{\text{smin}} = \max(4u; 0.2\%B) = 4.80 \text{ cm}^2.$$

$$A_{smax} \leq 5\%B = 45.00 \text{ cm}^2.$$

✚ Selon le RPA99V2003 :

$$A_{smin} = 0.9\%B = 8.10 \text{ cm}^2.$$

$$A_{smax} = 3\%B = 27.00 \text{ cm}^2. \text{ (En zone courante)}$$

$$A_{smax} = 6\%B = 54.00 \text{ cm}^2. \text{ (En zone de recouvrement)}$$

✚ Ferrailage adopte :

$$A_s = \max(A_{su1} ; A_{su2} ; \max A_{smin}) = 8.10 \text{ cm}^2.$$

On adopte :

$$A_s = 8HA14 = 12.32 \text{ cm}^2.$$

V.1.7. Ferrailage des poteaux :

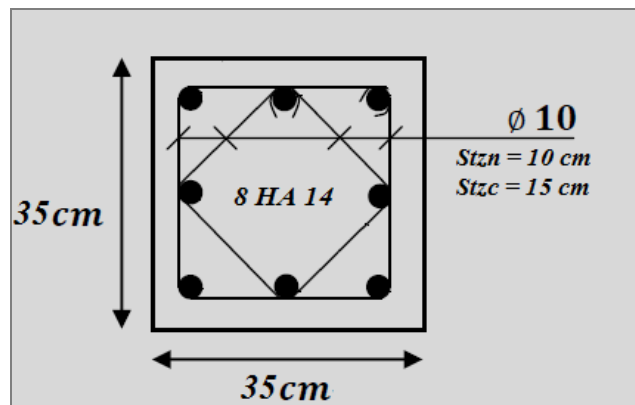


Figure V.2 : Schéma de ferrailage de poteau 35×35.

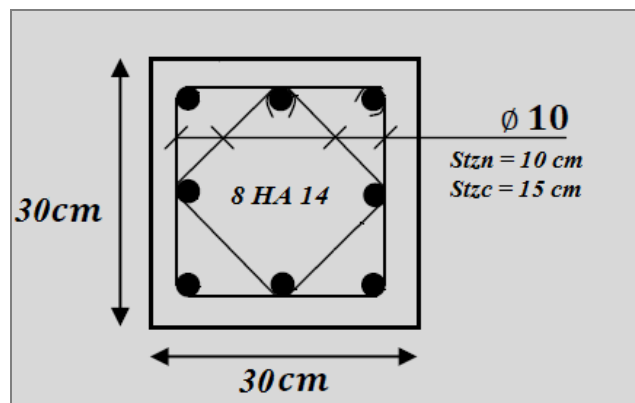


Figure V.3 : Schéma de ferrailage de poteau 30×30.

V.2. Ferrailage des poutres :

V.2.1. Introduction :

Les poutres sont des éléments horizontaux en béton armé, transmettant les charges des planchers aux poteaux, et sont soumis à un effort tranchant « T » et à un moment de flexion « M » leur mode de sollicitation est la flexion simple étant donnée qu'elles subissent des efforts.

V.2.2. Combinaisons d'actions :

En fonction du type de sollicitation, on distingue les différentes combinaisons suivantes :

✚ Selon BAEL 91 :

ELU : $1.35G + 1.5Q$

ELS : $G + Q$

✚ Selon RPA 99V2003 (Situation accidentelle) :

$G + Q + E$

$0.8G \pm E$

Tableau V.4 : Sollicitation moment de flexion des poutres.

	PP		PS	
	M _{Travée} (KN.m)	M _{Appui} (KN.m)	M _{Travée} (KN.m)	M _{Appui} (KN.m)
ELU	32.05	51.96	6.67	6.66
ACC	23.27	50.30	6.28	4.48
ELS	23.38	37.60	4.83	4.82

V.2.3. Recommandations des règlements : (RPA99V2003)

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section.
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
 - 4% en zone courante.
 - 6% en zone de recouvrement.
- La longueur minimale de recouvrement est de $50\varnothing$ (zone III).
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90° .

V.2.4. Calcul des armatures longitudinal à l'ELU :

Tableau V.5 : Résultats de ferrailage.

Éléments	Section	Position	M _u	A _{cal}	A _{RPCA}	A _s adopté	Choix des barres
	(cm ²)		(KN.m)	(cm ²)	(cm ²)	(cm ²)	
PP	40*30	Travée	32.05	2.64	6.00	3.39	3HA12
		Appui	51.96	4.36		5.65	5HA12
PS	35*30	Travée	06.67	0.60	5.25	3.39	3HA12
		Appui	06.66	0.60		3.39	3HA12

V.2.5. Vérification des contraintes à l'ELS :

Après avoir fait le choix des armatures longitudinales, on passe à la vérification des contraintes à limite de service. La sollicitation la plus défavorable (M_{ser}) selon les règles BAEL.

✚ La contrainte du béton est limitée par :

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

✚ La fissuration est considérée :

On considère que la fissuration est peu préjudiciable :

$$\bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa.}$$

Tableau V.6 : Vérification des contraintes de l'acier et de béton.

Éléments	Position	M _{ser}	A _s adopté	σ _b	σ _b ≤ σ _b	σ _s	σ _s ≤ σ _s
		(KN.m)	(cm ²)	(MPa)		(MPa)	
PP	Travée	23.38	3.39	5.00	C.V	210.02	C.V
	Appui	37.60	5.65	3.80	C.V	118.40	C.V
PS	Travée	04.83	3.39	1.25	C.V	11.35	C.V
	Appui	04.82	3.39	1.25	C.V	11.35	C.V

V.2.6. Vérification de la contrainte de cisaillement :

Le calcul de la contrainte de cisaillement se fait au niveau de l'axe neutre de la section il est en fonction de ses dimensions ainsi que l'effort tranchant à limite ultime, elle est donnée par :

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

Si la fissuration est peu préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left(\frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) \rightarrow \begin{cases} \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} & (\text{situation durable}) \\ \bar{\tau}_u = 4.35 \text{ MPa} & (\text{situation accidentelle}) \end{cases}$$

Tableau V.7 : Vérification des contraintes de cisaillements des poutres.

Éléments	V_u	τ_u	$\bar{\tau}_u$	$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$
	(KN)	(MPa)	(MPa)	
PP	104.49	0.97	4.35	C.V
PS	88.61	0.92	4.35	C.V

V.2.7. Calcul des armatures transversal :

L'acier choisi de type rond lisse de nuance FeE235. L'espacement entre les armatures d'âme successives doit être le plus faible des valeurs suivantes :

✚ D'après RPA99V2003 (7.5.2.2) :

$$\begin{cases} A_t \geq 0.003S_t b \\ S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_1\right) \text{ Zone nodale} \\ S_t \leq \frac{h}{2} \text{ Zone courante} \end{cases}$$

✚ D'après CBA93 :

$$\begin{cases} \frac{A_t}{S_t b} \geq \frac{\gamma(0.3\tau_u f_{tj} K)}{0.9f_e (\cos\alpha + \sin\alpha)} \\ S_t \leq \min(0.9d; 40\text{cm}) \\ \frac{A_t f_e}{S_t b} \leq 0.4\text{MPa} \end{cases}$$

Les valeurs des sections d'armatures transversales (A_t) ainsi que leur espacement (S_t) pour chaque poutre sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.8 : Sections d'armatures transversales des poutres.

Éléments	τ_u	CBA93		RPA99V2003			S _t et A _t adopté		
		S _t	A _t	S _t (ZN)	S _t (ZC)	A _t	S _t (ZN)	S _t (ZC)	A _t
		(cm)	(cm ²)	(cm)	(cm)	(cm ²)	(cm)	(cm)	(cm ²)
PP	0.97	32.40	1.65	10	20	1.80	5	15	4φ8=2.01
PS	0.92	28.35	1.45	8.75	17.50	1.57	5	15	4φ8=2.01

V.2.8. Vérification de la flèche : CBA93 (B6.5.1)

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

$$\begin{cases} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \\ \frac{A_T}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \end{cases}$$

Avec : $M_t = K \times M_0$

Où K : est un coefficient réducteur entre 0.75 et 0.85, On prend $K = 0.80$.

Tableau V.9 : Vérification de la flèche des poutres.

Éléments	section	L (m)	h/L	1/16	$M_t/10M_0$	$A/(b_0d)$	$4.2/f_e$	Vérification
PP	40×30	4.20	0.095	0.06	0.08	0.003	0.01	CV
PS	35×30	4.20	0.083	0.06	0.08	0.003	0.01	CV

V.2.9. Les schémas de ferrailage :

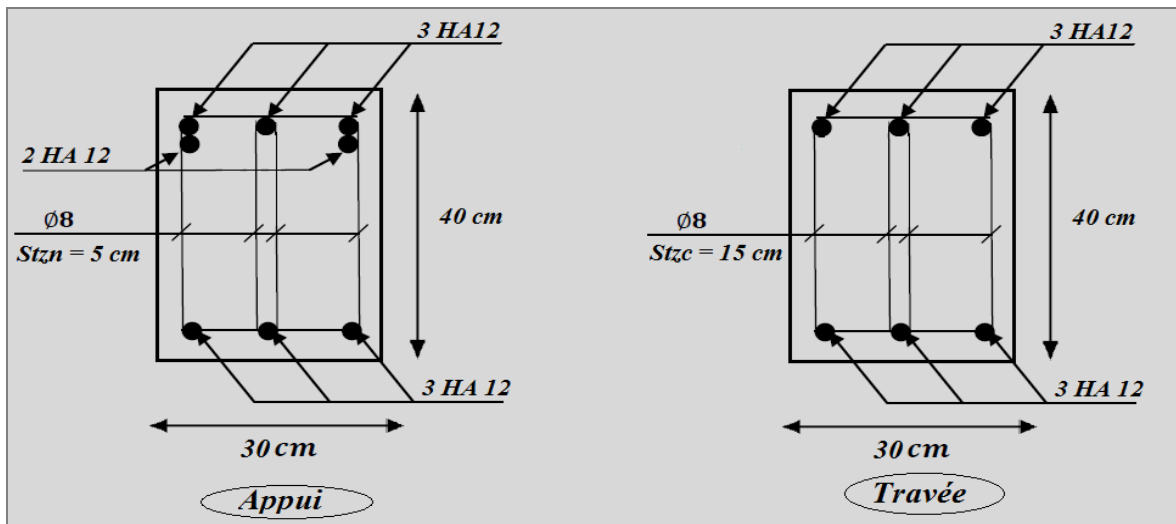


Figure V.4 : Schéma de ferrailage de poutre principale.

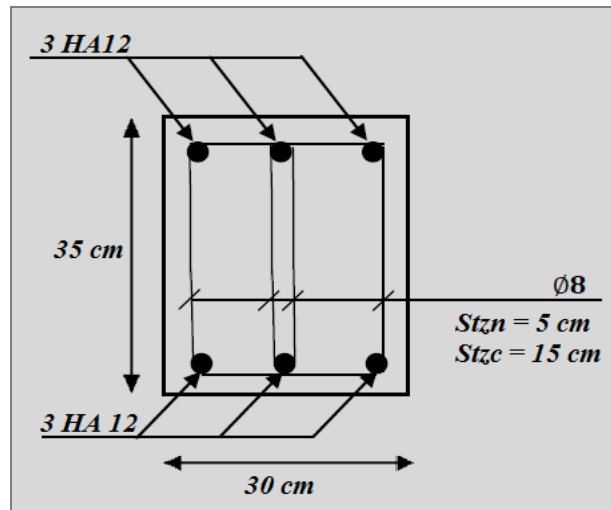


Figure V.5 : Schéma de ferrailage de poutre sekunder.

V.3. Ferrailage des voiles :

V.3.1. Introduction :

Les voiles sont des éléments de contreventement soumis à des chargements verticaux (charges permanentes et charges d'exploitations), et à des forces horizontales dues au séisme. Les charges verticales provoqueraient des efforts normaux et des moments si ces efforts normaux sont excentrés, par contre les efforts horizontaux provoqueraient des efforts normaux, tranchants et des moments fléchissant, donc chaque voile sera ferrillé en flexion composée et nécessiterait la disposition du ferrailage suivante :

- Dans le plan vertical : des aciers verticaux.
- Dans le plan horizontal : des aciers horizontaux.
- Des aciers transversaux.

V.3.2. Combinaison :

Selon RPA99V2003 les combinaisons à considérer dans notre cas est les suivants :

$$G + Q + E$$

$$0.8G \pm E$$

✚ Prescriptions imposées par RPA99V2003 :

✓ Ferrailage vertical :

Le ferrailage vertical sera disposé de tel sort qu'il prendra les contraintes de flexion composée, en tenant compte des prescriptions composées par le RPA99V2003 décrites ci-dessous :

- L'effort de traction engendré dans une partie de voile doit être repris en totalité par les armatures dont le pourcentage minimal est de 0.20% de la section horizontale 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.
- A chaque extrémité du voile (trumeau) l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $L/10$ de la largeur de voile, cet espacement doit être au plus égale à 15cm (le ferrailage vertical doit être disposé symétriquement en raison de chargement en terme de moment).
- Le pourcentage minimum d'armatures longitudinales des trumeaux dans chaque direction est donné comme suit :
 - Globalement dans la section du voile égale à : 0,15%

➤ En zone courante égale à : 0,10%

✓ **Ferraillage horizontal:**

Les armatures horizontales sont des cadres disposés selon la hauteur du voile permettant la couture des fissures inclinées à 45° engendré par l'effort tranchant, ces barres doivent être munies de crochet 135° ayant une largeur de 10ϕ .

✚ **Principe de calcul :**

Le calcul des armatures sera fait à la flexion composée, par la méthode des contraintes et vérifier selon le règlement RPA99V2003.

On utilise la méthode des contraintes (la formule classique de la RDM) :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{A} \pm \frac{M}{I} V$$

Avec :

N : Effort normal appliqué.

A : Section du voile.

M : Moment fléchissant appliqué.

I : Moment d'inertie.

V : Distance entre le centre de gravité du voile et la fibre la plus éloignée.

On distingue 3 cas :

1^{er} cas :

Si : $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) > 0 \rightarrow$ la section du voile est entièrement comprimée " pas de zone tendue ".

La zone courante est armée par le minimum exigé par le RPA99V2003.

$$A_{\min} = 0.15\% \times e \times L$$

2^{eme} cas :

Si : $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) < 0 \rightarrow$ la section du voile est entièrement tendue " pas de zone comprimée ".

On calcul le volume des contraintes de traction, d'où la section des armatures verticales

$$A_v = \frac{F_t}{f_e}$$

On compare A_v par la section minimale exigée par le RPA99V2003.

- Si : $A_v < A_{\min} = 0.15\% \times e \times L$, on ferraille avec la section minimale.
- Si : $A_v > A_{\min}$, on ferraille avec A_v .

3^{eme} cas :

Si : (σ_1 et σ_2) sont de signe différent, la section du voile est partiellement comprimée, donc on calcule le volume des contraintes pour la zone tendue.

V.3.3. Étude des voiles :

L'élément le plus sollicité (Voile de RDC) :

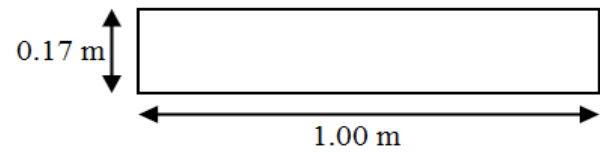
$$A = 0.17 \text{ m}^2.$$

$$I = 0.014 \text{ m}^4.$$

$$V = 0.5 \text{ m}.$$

$$M_u = 1.63 \text{ KN.m}.$$

$$N_u = 904.42 \text{ KN}.$$



✚ Détermination des contraintes :

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M}{I}V = \frac{904.42 \times 10^{-3}}{0.17} + \frac{1.63 \times 10^{-3}}{0.014} \times 0.5 = 5.38 \text{ MPa} > 0$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{M}{I}V = \frac{904.42 \times 10^{-3}}{0.17} - \frac{1.63 \times 10^{-3}}{0.014} \times 0.5 = 5.26 \text{ MPa} > 0$$

On a (σ_1 et σ_2) $> 0 \rightarrow$ la section du voile est entièrement comprimée " pas de zone tendue ".

Alors la zone courante est armée par le minimum exigé par le RPA99V2003.

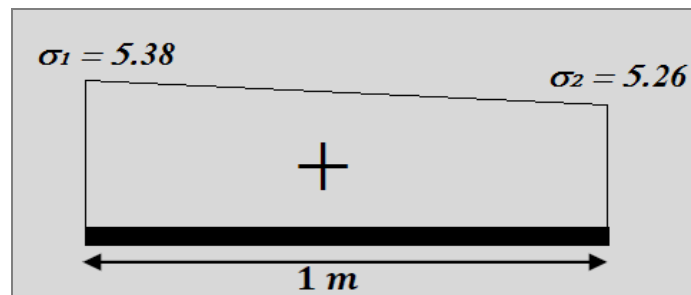


Figure V.6 : Schéma statique des contraintes.

✚ Calcul des armatures verticales : (RPA99V2003)

$$A_{V_{\min}} = 0.15\% \times e \times L = 0.15 \div 100 \times 17 \times 306 = 7.80 \text{ cm}^2.$$

Le choix de la section des armatures verticales : $A_{SV} = 5\text{HA}16/\text{ml} = 10.05 \text{ cm}^2$.

✚ L'espaceur :

➤ Selon le BAEL91 :

$$S_t \leq \min(2 \times e; 33 \text{ cm}) = \min(34 \text{ cm}; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}.$$

➤ Selon le RPA99V2003 :

$$S_t \leq \min(1.5 \times e; 30 \text{ cm}) = \min(25.5 \text{ cm}; 33 \text{ cm}) = 25.5 \text{ cm}.$$

On adopte un espaceur :

- ✓ En zone courante : $S_t = 20 \text{ cm}$.
- ✓ En zone d'about : $S_t/2 = 10 \text{ cm}$.

✚ **Calcul des armatures horizontales : (RPA99V2003)**

Le pourcentage minimum des armatures horizontales pour une bande de 1 m de largeur.

$$A_{Hmin} = 0.20\% \times e \times L = 0.20 \div 100 \times 17 \times 100 = 3.40 \text{ cm}^2.$$

Le choix de la section des d'armatures horizontales : $A_{SH} = 5HA12/ml = 5.65 \text{ cm}^2$.

✚ **Calcul des armatures transversales :**

D'après le RPA99V2003 (7.7.4.3), dans le cas où le diamètre des aciers verticaux est inférieur ou égal à 12 mm, les armatures transversales sont à prévoir à raison d'une densité de 4épingles/m² au moins.

Donc on prend : $A_T = 4\phi 8 \text{ par m}^2$.

V.3.4. Schéma de ferrailage :

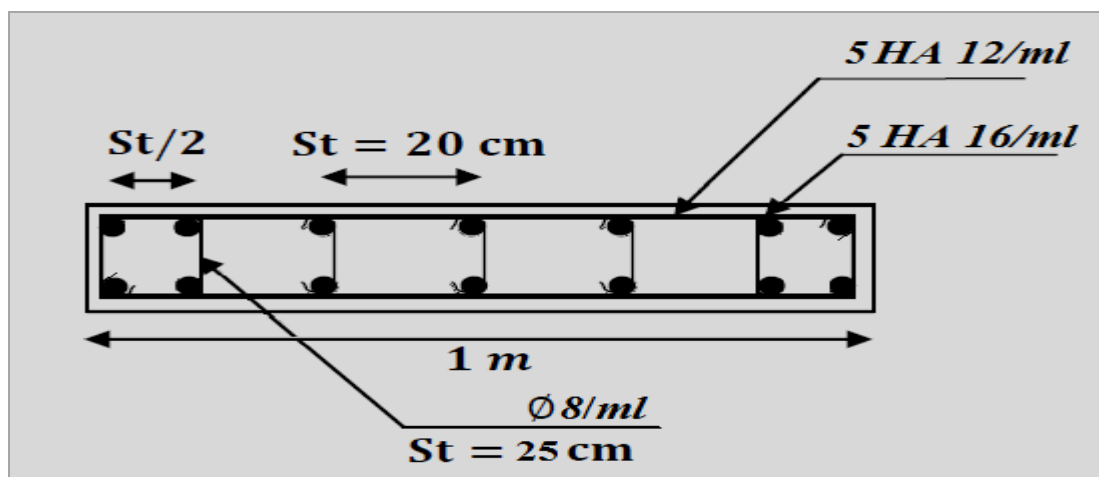


Figure V.7 : Schéma de ferrailage des voiles.

V.4. Conclusion :

Les éléments principaux jouent un rôle très important dans la résistance et la transmission des charges.

Ils doivent donc être correctement dimensionnés et bien armés, dans la détermination des ferrailages des différents éléments principaux, il a été tenu compte des ferrailages obtenus par le logiciel de calcul (Robot Structural Analysis Professional) ainsi que le ferrailage minimal édicté par les règles parasismiques Algériennes.

Les sections minimales exigées par le RPA99 Version 2003 sont souvent important pour favorisent la sécurité et l'économie.

Chapitre VI

Etude des fondations

VI.1. Introduction :

Les fondations ont pour but de transmettre les charges et les surcharges de la superstructure au sol, leur choix dépend essentiellement de la contrainte du sol et des charges de l'ouvrage on distingue deux types de fondations :

VI.2. Différents types de fondations :

- Fondations superficielles :
 - ✓ Semelle isolée.
 - ✓ Semelle filante.
- Fondations profondes :
 - ✓ Les pieux.
- Les fondations surfaciques :
 - ✓ Radier général.

IV.3. Choix du type de fondation :

Afin de bien choisir le type de fondation, il faut assurer la sécurité des habitants et la stabilité de l'immeuble. Les critères influant le choix d'une fondation sont donc :

- La qualité de sol.
- Les charges amenées par la construction.
- Le cout d'exécution.

IV.4. Etude des fondations :

Le dimensionnement d'une fondation consiste à déterminer quelle sera la grandeur de fondation compatible avec la capacité portante admissible du sol.

Avec un taux de travail admissible du sol d'assise qui est égal à $\bar{\sigma}_{sol} = 1.8$ bars et une profondeur d'ancrage égale à 1,5 m, Nous choisirons dans ce projet des fondations superficielles.

✚ Semelle isolée sous les poteaux :

➤ **Pré dimensionnement :**

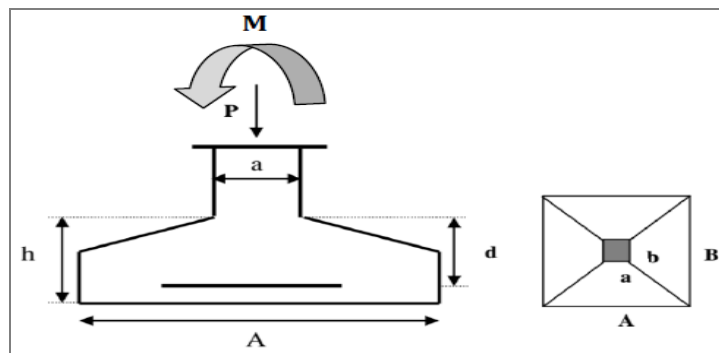


Figure VI.1 : Dimension de semelle isolée.

On prend comme un exemple de calcul la semelle la plus sollicitée :

$$N_u = 904.42 \text{ KN}, M_u = 3.41 \text{ KN.m}$$

$$N_{ser} = 654.31 \text{ KN}, M_{ser} = 2.47 \text{ KN.m}$$

$$a = b = 35 \text{ cm} \rightarrow \frac{A}{B} = \frac{a}{b} = 1 \rightarrow A = B \text{ (semelles carrées)}$$

$$\bar{\sigma}_{sol} = 1.8 \text{ bar} \rightarrow \bar{\sigma}_{sol} = 0.18 \text{ MPa.}$$

$$\sigma = \frac{N_{ser}}{A \times B} \leq \bar{\sigma}_{sol} \rightarrow A \geq \sqrt{\frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_{sol}}} = \sqrt{\frac{654.31}{180}} = 1.90 \text{ m.}$$

Donc on choisit une semelle de : $(2 \times 2) \text{ m}^2$.

$$\text{Donc la surface des semelles est : } S_{semelles} = 32 \times (2 \times 2) = 128 \text{ m}^2.$$

$$\text{On a la surface de bâtiment est : } S_{bâtiment} = 24.50 \times 11.95 = 292.77 \text{ m}^2.$$

Le rapport de la surface des semelles par la surface totale de la structure est de :

$$\frac{S_{semelles}}{S_{bâtiment}} = \frac{128}{292.77} = 0.44$$

La surface totale des semelles représente 44% de la surface du bâtiment, dans ce cas on adopte le choix d'une semelle isolée.

➤ **Calcul des armatures :**

$$(d_a \text{ et } d_b) \geq \max\left(\frac{B - b}{4}; \frac{A - a}{4}\right)$$

$$(d_a \text{ et } d_b) \geq 41.25 \text{ cm.}$$

$$d_a = d_b = 45 \text{ cm.}$$

$$e \geq \max(15 \text{ cm}; 6\phi + 6 \text{ cm}) \dots \text{ avec crachets} \rightarrow e = 15 \text{ cm.}$$

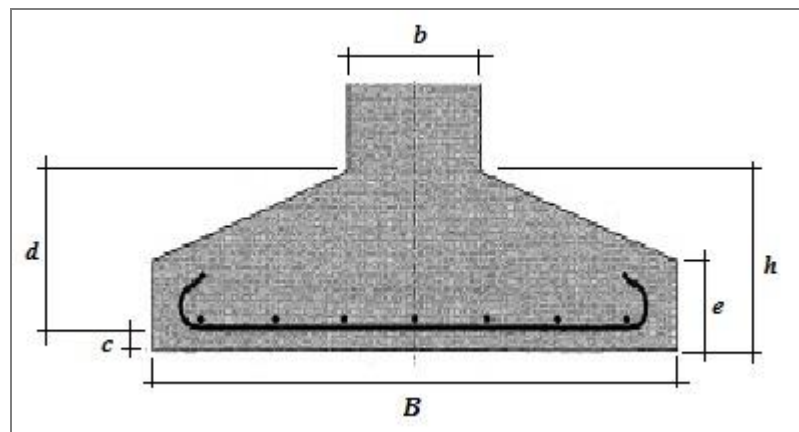


Figure VI.2 : Schéma de semelle isolée.

En utilisant la méthode des bielles avec des calculs analogues à ceux de la semelle isolée, on obtient les sections d'armatures A_a dans le sens de la largeur et A_b dans le sens de la longueur :

$$A_a = \frac{N_u(A - a)}{8 \times d_a \times \bar{\sigma}_s} \text{ et } A_b = \frac{N_u(B - b)}{8 \times d_b \times \bar{\sigma}_s}$$

$$A_a = A_b = \frac{904.42 \times 10^{-3}(2.00 - 0.35)}{8 \times 0.45 \times 348} = 11.91 \text{ cm}^2.$$

On prend : 14HA14 avec $A_a = A_b = 21.56 \text{ cm}^2$. $\rightarrow St = 15 \text{ cm}$.

➤ Schéma de ferrailage :

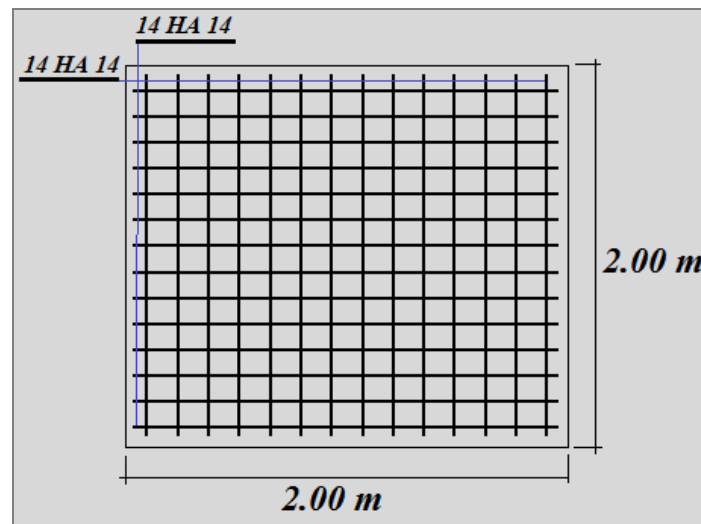


Figure VI.3 : Schéma de ferrailage de semelle isolée.

✚ Semelle filante sous les voiles :

➤ Pré dimensionnement :

$$N_u = 904.42 \text{ KN}, M_u = 1.63 \text{ KN.m}$$

$$N_{ser} = 654.31 \text{ KN}, M_{ser} = 1.18 \text{ KN.m}$$

$$\bar{\sigma}_{sol} = 1.8 \text{ bar} \rightarrow \bar{\sigma}_{sol} = 0.18 \text{ MPa.}$$

$$\sigma = \frac{N_{ser}}{A \times L} \leq \bar{\sigma}_{sol} \dots \text{ avec } L = 1\text{m} \rightarrow A \geq \frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_{sol}} = \frac{654.31}{180} = 3.63 \text{ m.}$$

Donc on choisie une semelle de : $(3.65 \times L) \text{ m}^2$.

➤ Calcul des armatures :

$$d \geq \frac{A - a}{4}$$

$$d \geq 82.50 \text{ cm.}$$

$$d_a = d_b = 85 \text{ cm.}$$

En utilisant la méthode des bielles avec des calculs analogues à ceux de la semelle filante, on obtient les sections d'armatures A_a dans le sens de la largeur et A_l dans le sens de la longueur :

$$A_a = \frac{N_u(A - a)}{8 \times d \times \bar{\sigma}_s} \text{ et } A_l = \frac{A_a}{4}$$

$$A_a = \frac{904.42 \times 10^{-3}(3.65 - 0.35)}{8 \times 0.85 \times 348} = 12.61 \text{ cm}^2.$$

On prend : 19HA14 avec $A_a = 29.26 \text{ cm}^2$. $\rightarrow St = 15 \text{ cm}$.

$$A_l = \frac{A_a}{4} = 7.31 \text{ cm}^2.$$

On prend : 5HA14 avec $A_l = 7.70 \text{ cm}^2/\text{ml}$. $\rightarrow St = 15 \text{ cm}$.

➤ **Schéma de ferrailage :**

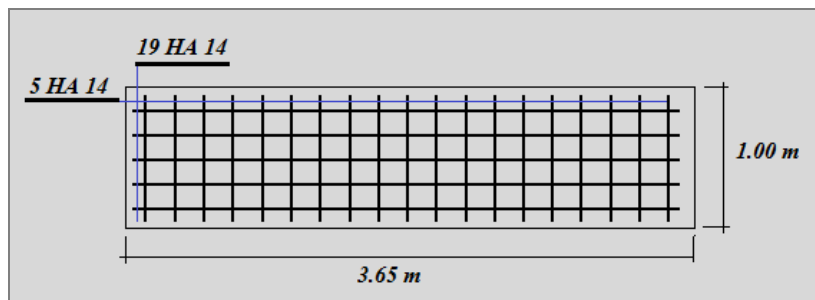


Figure VI.4 : Schéma de ferrailage de semelle filante.

✚ **Longrines :**

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 :**

On prend une section de : $(30 \times 30) \text{ cm}^2$.

➤ **Calcul de ferrailage :**

Les longrines ou le dispositif équivalent doivent être calculés pour résister à la traction sous l'action d'une force égale à :

✓ **Les armatures longitudinales :**

• **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 30 \times 27 \times 2.1}{400} = 0.98 \text{ cm}^2.$$

• **Condition de RPA99V2003 :**

$$A_s = 0.5\%B = \frac{0.5}{100} \times 30 \times 30 = 4.50 \text{ cm}^2.$$

On prend : 6HA12 avec $A_s = 6.78 \text{ cm}^2$.

✓ Les armatures transversales :

$$\varphi_t \geq \frac{3\varphi_1}{10} = 3.6 \text{ mm} \rightarrow \text{On prend : } \varphi_t = 6 \text{ mm.}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 15 \text{ cm} \rightarrow \text{On prend : } S_t = 15 \text{ cm.}$$

➤ Schéma de ferrailage :

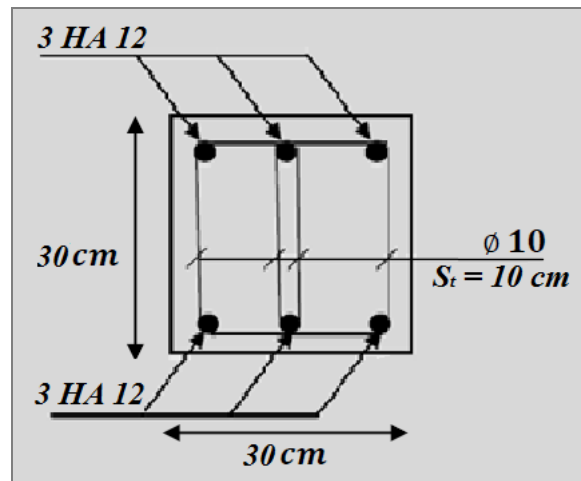


Figure VI.5 : Schéma de ferrailage de longrine.

✚ Poutre de rigidité :

➤ Pré dimensionnement :

$$h \geq \frac{L_{\max}}{10} \rightarrow h \geq \frac{420}{10} = 42 \text{ cm} \rightarrow h = 45 \text{ cm} \therefore b = 40 \text{ cm.}$$

$$c \geq c_0 + \frac{\varphi}{2}, \varphi \geq \frac{h}{10} = 4.5 \text{ cm}, c_0 \geq 1 \text{ cm} \rightarrow c \geq 3.25 \rightarrow c = 4 \text{ cm} \therefore d = 41 \text{ cm.}$$

➤ Les sollicitations :

Après avoir dessiné le libage dans le ROBOT Structural Analyses Professional nous avons obtenus les résultats suivants :

$$\text{ELU : } M_t = 202.27 \text{ KN.m} \therefore M_a = 71.39 \text{ KN.m}$$

$$\text{ELS : } M_t = 155.60 \text{ KN.m} \therefore M_a = 54.92 \text{ KN.m}$$

➤ Calcul du ferrailage :

• Calcul des armatures longitudinales à l'ELU :

$$\mu = \frac{M}{\bar{\sigma}_b \cdot b \cdot d^2}, \alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8}, \beta = 1 - 0.4\alpha, A = \frac{M}{\sigma_s \cdot d \cdot \beta}$$

Tableau VI.1 : Calcul des armatures longitudinales.

	M (KN.m)	μ	μl	α	β	A (cm ²)
sur travée	202.27	0.212	0.392	0.302	0.879	16.12
sur appuis	71.39	0.075	0.392	0.097	0.961	5.25

- Condition de non fragilité : BAEL 91 (1.4.2.1)

$$A_{\min} \geq 0.23 \text{ b.d. } \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} \geq 0.23 \times 40 \times 41 \times 2.1 \div 400 = 1.98 \text{ cm}^2.$$

- Pourcentage minimale : BAEL 91 (B.6.4)

$$A'_{\min} \geq 0,001 \times b \times h$$

$$A'_{\min} \geq 0,001 \times 40 \times 45 = 1.80 \text{ cm}^2.$$

- Section minimale de RPA99V2003 (7.5.2.1)

$$A_{RPA} \geq 0.5\% \times b \times h = 0.5\% \times 40 \times 45 = 9.00 \text{ cm}^2.$$

Tableau VI.2 : Ferrailage longitudinales.

	A _u (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{min} ' (cm ²)	A _{RPA} (cm ²)	A _{adp} (cm ²)
Travée	16.12	1.98	1.80	9.00	6HA20 = 18.84
Appui	5.21				6HA12 = 6.78

- Vérification à l'état limite de service :

La position de l'axe neutre (y_s) :

$$by_s^2 - 30A_s(d - y_s) = 0$$

Moment d'inertie (I) :

$$I = \frac{by_s^3}{3} + 15A_s(d - y_s)^2$$

La contrainte admissible :

$$\bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_s = n \frac{M_{ser}}{I} (d - y_s)$$

Tableau VI.3 : Vérification des contraintes à L'ELS.

	σ_s	$\sigma_s < \bar{\sigma}_s$
Travée	342.58	C.V
Appuis	219.30	C.V

➤ Vérification de la contrainte limite de cisaillement : BAEL91 (A.5.1.1)

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{b_0 \times d}$$

$$V_u^{\max} = 245.94 \text{ KN.}$$

V_u : La valeur de calcul de l'effort tranchant vis-à-vis d'E.L.U.

b_0 : Désigne de largeur de l'âme.

d : La hauteur utile de la nervure.

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{b_0 \times d} = \frac{245940}{400 \times 410} = 1.49 \text{ MPa.}$$

Dans le cas d'une fissuration peu préjudiciable:

$$\bar{\tau} = \text{Min} \left(\frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPA} \right)$$

$$\bar{\tau} = 2.50 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = 1.49 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 2.50 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{CV}$$

➤ Armatures Transversales : RPA99V2003 (7.5.2.2)

$$A_t = 0.003Sb$$

✓ Dans la zone nodale :

$$S = \text{Min} \left(\frac{h}{4} ; 12\phi_l \right) = \text{Min}(10 \text{ cm} ; 14.4 \text{ cm}) = 10 \text{ cm.}$$

$$A_t = 0.003 \times 10 \times 40 = 1.20 \text{ cm}^2.$$

On adopte $6\phi 8 = 3.01 \text{ cm}^2$ et $S_t = 10 \text{ cm}$.

✓ Dans la zone courante :

$$S \leq \frac{h}{2} = 20 \text{ cm} \rightarrow S = 15 \text{ cm.}$$

$$A_t = 0.003 \times 15 \times 40 = 1.80 \text{ cm}^2.$$

On adopte : $6\phi 8 = 3,01 \text{ cm}^2$ et $S_t = 15 \text{ cm}$.

➤ Schéma de ferrailage :

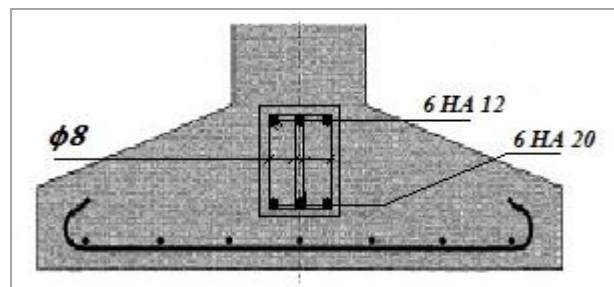


Figure VI.6 : Ferrailage de poutre de rigidité.

VI.5. Conclusion :

L'étude des fondations dépend de la capacité de charge du sol des charges appliquées et affecte la sélection du type de fondation utilisé par la dimension.

Conclusion générale

Au cours de cette étude, nous pensons avoir réussi à avoir un aperçu général, sur la majorité des parties étudiées.

Cette étude nous a permis d'enrichir nos connaissances sur les différentes étapes de calcul d'une structure en utilisant surtout le logiciel de calcul « Robot Structural Analysis Professional » ainsi que la réglementation ouvrages dans le domaine du bâtiment régissant les principes de conception et de calcul du bâtiment.

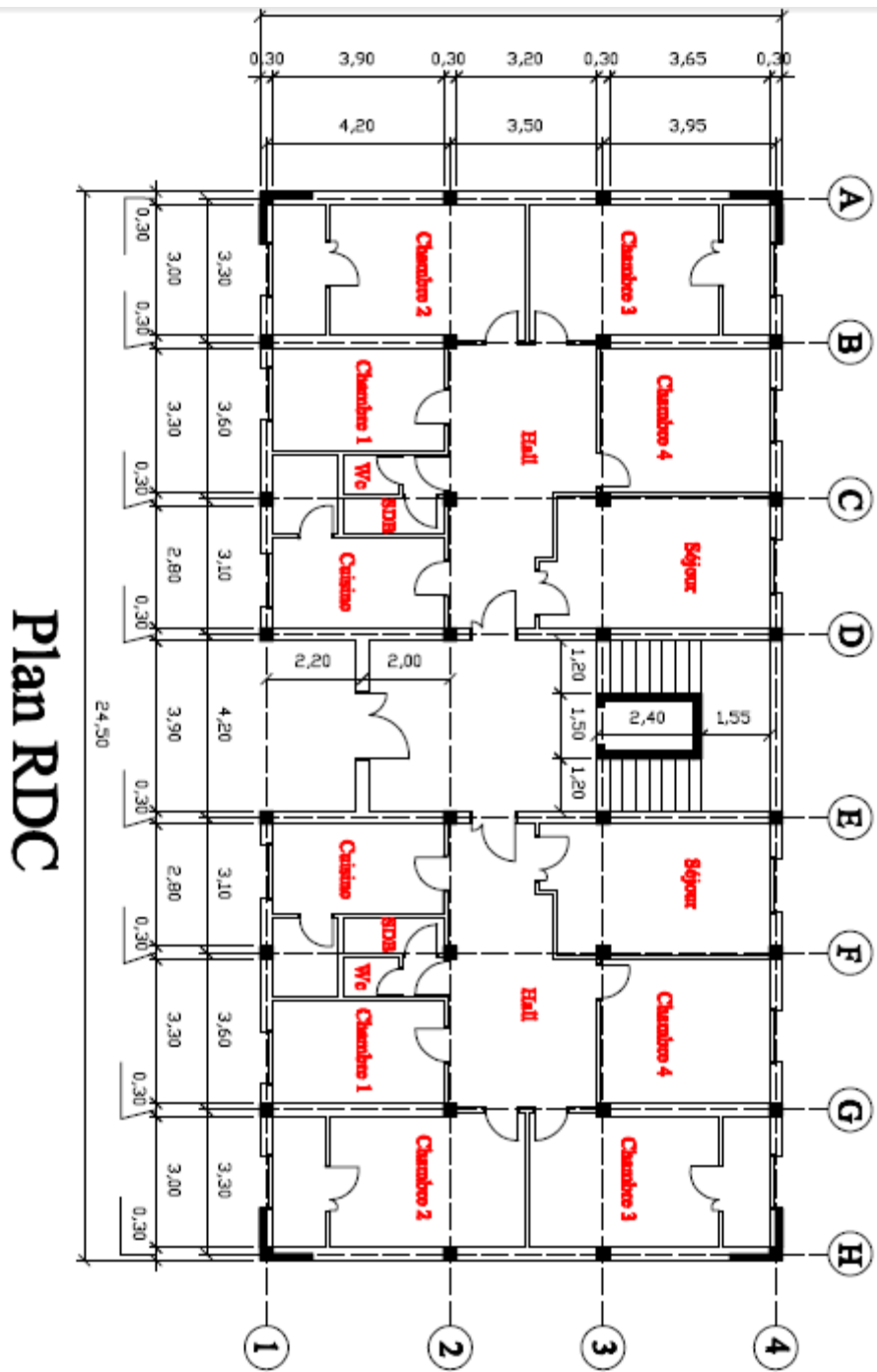
Lors de cette étude, nous avons tenté d'utiliser des logiciels techniques, afin d'automatiser au maximum les étapes de calcul et de consacrer plus de temps à la réflexion.

Les calculs ne nous permettent pas de résoudre tous les problèmes auxquels nous avons été confrontés, il a fallu faire appel à notre bon sens et à la logique pour aboutir à des dispositions des éléments structuraux qui relèvent plus du bon sens de l'ingénieur.

Le travail que nous avons présenté est le couronnement de cinq années d'étude. Il nous permis de faire une rétrospective de nos connaissances accumulées pendant notre cursus universitaire.

En fin, Nous espérons que cette modeste étude été comme un référence contient un minimum d'information utile pour faciliter les études des futures promotions.

Annexes



Bibliographie

Règlements :

- Règlement parasismique algérienne **RPA99V2003**.
- Règles de conception et de calcul des structures en béton armé **CBA93**.
- Béton armé aux états limites **BAEL91modifié99**.
- Règlement Neige et Vent **RNV2013**.
- Charges permanentes et surcharges d'exploitation **DTR BC 2.2**.

Documents :

- Cour de Béton Armé.
- Cour de Résistance Des Matériaux.

Logiciels :

AUTODESK :

- Robot Structural Analysis Professional (Analyse des structures).
- AUTOCAD (Dessin).

Microsoft Office :

- EXCEL (Calcul).
- WORD (Traitement du texte).