

République Algérienne Démocratique Et Populaire
Ministère De L'enseignement Supérieur Et De La Recherche Scientifique
UNIVERSITE AKLI MOHAND OULHADJ – BOUIRA –
Faculté Des Sciences Et Des Sciences Appliquées
Département De Génie Civil



MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

En vue de l'Obtention du Diplôme de Master 02 en Génie Civil

Spécialité : Bâtiment.

Thème

***Etude d'un bâtiment en R+5+E/S en
béton armé à usage multiples implanté
à la wilaya de BOUIRA.***

Réalisé par :

- OUALI BELKACEM
- REHAL ALI RAOUF

Encadré par :

M^r.AMRANE BELAID

Soutenu publiquement le 06/11/2018 devant le jury :

Mr : HAMI BRAHIM(MCB).....Président

Mr : AMRANE BELAID(MA).....Encadreur

Mr : BAKHTI RACHID(MA).....Examineur

Mr : REFFAS BRAHIM(MAA).....Examinatreur

Année universitaire : 2017/2018



Remerciements

Tout d'abord, nous tenons à remercier avant tout le bon Dieu Le tout puissant de nous avoir donné la force et le courage de mener à bien ce modeste travail

Nous remercions également nos familles pour les sacrifices qu'elles ont fait pour que nous terminons nos études.

Adressons notre remerciement a notre Promoteur monsieur AMRANE pour son aide, Ses conseils durant toute la Période de notre Projet.

Nous remercions tous les enseignants à tous les niveaux, Particulièrement ceux du département de génie civil, pour tout le Savoir que nous avons acquis grâce à eux durant notre Formation.

Nous remercions également les membres de jurys qui ont fait honneur d'examiner ce modeste travail.

Nous remercions aussi tous nos amis pour leur aide, leur patience et leur encouragement.

Dédicace

Je dédie ce modeste travail :

-A mes chers parents qui m'ont soutenu et encouragé toujours

-A Toute ma famille sans exception.

-Mon binôme OUALI BELKACEM et sa famille.

-Tout mes amis.

-Toute la promotion de génie civil 2017/2018.

Dédicace

Je dédie ce modeste travail :

-A mes chers parents qui m'ont soutenu et encouragé toujours

-A Toute ma famille sans exception.

-Mon binôme ALI RAOUF et sa famille.

-Tout mes amis.

-Toute la promotion de génie civil 2017/2018.

Résumé

Ce projet de fin d'étude a pour but de présenter la conception et les démarches du dimensionnement des éléments d'une structure (R+5+E/SOL) implanté dans la wilaya de Bouira qui est classé selon le RPA 99 version 2003 comme une zone de moyenne sismicité (Zone IIa).

La stabilité de l'ouvrage est certifiée par un système voile porteur

L'analyse de comportements dynamiques de l'ouvrage étudiée a été réalisée par le logiciel de calcul numérique ETAPS.

Le calcul des dimensions et du ferrailage de tous les éléments résistants est conforme aux règles (BAEL91 modifié 99 ; RPA99 version 2003).

ABSTRACT

This project aims to present the design and the steps of the dimensioning of the elements of a structure (R+5+ E/SOL) implanted in the state of Bouira which is classed according to the Algerian seismic standard (RPA99 version 2003) as an area of average seismicity (IIa).

The stability of the structure is certified by a system of cross of cross bracing of sails/fortics.

The analysis of dynamic behavior of the structure studied was carried out by the numerical calculation software ETAPS.

The calculation of the dimension and reinforcement of all the resistant elements complies with the rules (BAEL 91 modified 99, RPA99 version 2003).

الملخص

إن هذه الدراسة النهائية للمشروع تهدف إلى عرض تصميم وخطوات قياسات لعمارة (طابق ارضي + 5 طوابق + طابق سفلي) الواقعة في ولاية البويرة حسب مراكز دراسة هندسة الزلازل

2003(RPA 99VERSION 2003) صنفتمن المنطقة الزلزالية رقم (II.a.)

لضمان استقرار هيكل البناية قمنا بإضافة جدران خرسانية مسلحة

قمنا بالدراسة الديناميكية ذات ثلاثية الأبعاد بواسطة البرنامج الآلي.ETAPS.

تحديد الأبعاد و تسليح كل العناصر المقاومة للبنىة صمم طبق المعايير و القوانين المعمولة بها في الجزائر

(BAEL91 modifié 99 ; RPA99 version 2003).

Sommaire

Chapitre I

| | |
|---|---|
| I-1- Description de l'ouvrage..... | 2 |
| I-1-1- Ossature..... | 2 |
| I-1-2 - Caractéristiques géométriques..... | 2 |
| I-1-3- Eléments de l'ouvrage..... | 2 |
| I-1-4- Caractéristiques du sol..... | 3 |
| I-2- Caractéristiques mécaniques des matériaux..... | 3 |
| I-2-1- Béton..... | 3 |
| I-2-2- Aciers..... | 7 |

Chapitre II

| | |
|----------------------------------|----|
| II-Introduction | 9 |
| II-1- Les planchers..... | 9 |
| II-2- les escaliers | 11 |
| II-3- Les balcons..... | 14 |
| II-4- L'acrotère | 14 |
| II-5- Les voiles | 15 |
| II-6- Les poutres | 16 |
| II-7- Les poteaux | 17 |
| II-7-1- Descente de charges..... | 19 |
| II-7-2- Loi de dégression..... | 24 |

Chapitre III

| | |
|--|----|
| III- Etude de plancher..... | 29 |
| III-1- Introduction..... | 29 |
| III-1-1- Ferrailage de la dalle de compression | 29 |
| III-1-2- Etude de la poutrelle..... | 30 |
| III-2- Etude des escaliers..... | 55 |
| III-3- Etude de La poutre palière..... | 62 |
| III-3-1-Introduction | 62 |
| III-3-2-Pré dimensionnement | 62 |
| III-3-3-Calcul de ferrailage | 64 |

| | |
|---|----|
| III-3-4-Etude de la poutre à la torsion | 66 |
| III-4- Etude du Balcon..... | 69 |
| III-5-Etude de l'acrotère..... | 74 |
| III-5-1-Introduction | 74 |
| III-5-2-Ferraillage de l'acrotère..... | 76 |

Chapitre IV

| | |
|--|----|
| IV .1 Introduction..... | 82 |
| IV.2. Objectif de l'étude dynamique | 82 |
| IV.3. Présentation de différentes méthodes de calcul..... | 82 |
| IV.3.1. Méthode statique équivalente..... | 82 |
| IV.3.2. Méthode d'analyse modale spectrale | 83 |
| IV.3.3. Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes..... | 83 |
| IV.4. Choix de la méthode de calcul | 83 |
| IV.5. Application de la méthode d'analyse modale spectrale | 84 |
| IV.5.1. Spectre de réponse de calcul | 84 |
| IV.5.2. Détermination des paramètres du spectre de réponse | 85 |
| IV.5.3. Nombre de modes à considérer | 87 |
| IV.5.4. Modélisation..... | 87 |

Chapitre V

| | |
|---|-----|
| V- Introduction..... | 103 |
| V-1- Ferraillage des poutres | 103 |
| V-1-1- Introduction | 103 |
| V-1-2- Combinaisons d'actions..... | 103 |
| V-1-3- Recommandation du RPA | 103 |
| V-1-4 Ferraillage des poutres principales..... | 109 |
| V-1-5 Ferraillage des poutres secondaires | 109 |
| V-2- Ferraillage des poteaux | 110 |
| V-2-1- Introduction | 110 |
| VI-2- Ferraillage des poteaux..... | 110 |
| VI-2-1- Combinaison des charges..... | 111 |
| VI-2-2- Calcul des armatures | 111 |
| VI-2-3- Calcul des armatures longitudinales..... | 113 |
| V-1-6-1-Vérification du poteau à l'effort tranchant | 117 |

| | |
|--|-----|
| V-1-6-2-Vérification de la contrainte de cisaillement..... | 117 |
| V-1-7-Vérification des poteaux à l'ELS..... | 118 |
| V-1-8-Vérification de l'effort normale ultime | 118 |
| V-3-Ferraillage des voiles | 120 |
| V-3-1 Introduction..... | 120 |
| V-3-2- Recommandations du RPA99/version2003..... | 120 |
| V-3-3- Combinaisons du calcul | 122 |
| V-3-4-Calcul du ferraillage des voiles | 122 |
| V-3-4-1-Présentation de la méthode du calcul | 122 |
| V-3-5- Ferraillage des voiles | 123 |

Chapitre VI

| | |
|--|-----|
| VI- Introduction voile peripherique..... | 130 |
| VI-1-Dimensionnement..... | 130 |
| VI-1-2-Evaluation des Charges et Surcharges..... | 132 |
| VI-1-3-Ferraillage | 133 |
| VI-1-4-Condition de non fragilité | 135 |
| VI-1-5-Vérification de l'effort tranchant..... | 136 |
| VI-1-6-Vérification a l'ELS | 137 |
| VI-1-7.-Schéma de ferraillage | 138 |
| VI- Introduction les fondations | 139 |
| VI-1-Choix de type de fondation..... | 139 |
| VI-2-Etude du radier | 140 |
| VI-2-1-Pré dimensionnement du radier..... | 140 |
| VI-2-2-Les vérifications nécessaires | 141 |
| VI-2-3-Caractéristique géométrique du radier | 144 |
| VI-2-4-Evaluation et vérification des contraintes sous le radier | 144 |
| VI-2-5-Vérification de la stabilité | 145 |
| VI-2-6-Vérification de renversement | 146 |
| VI-2-7-Vérification de soulèvement..... | 146 |
| VI-2-8-Vérification selon RPA | 147 |
| VI-3- Ferraillage du radier | 147 |
| VI-3-1- Méthode de calcul | 147 |

Listes des figures

Chapitre I

| | |
|--|---|
| Figure I. 1 : Diagramme contrainte-déformation..... | 4 |
| Figure I. 2: Diagramme de calcul contrainte - déformation du béton à l'ELS..... | 5 |
| Figure I. 3: Diagramme contrainte déformation de l'acier à ELU (BAEL91/Art2.2, 2)..... | 8 |

Chapitre II

| | |
|---|----|
| Figure II. 1: Schématisation du plancher en corps creux | 10 |
| Figure II. 2: Schématisation des escaliers | 11 |
| Figure II. 3 : Escaliers type 1 | 11 |
| Figure II. 4 : Escaliers type 2 | 12 |
| Figure II. 5 : Escaliers type 3 | 12 |
| Figure II. 6: Acrotère..... | 14 |
| Figure II. 7: coupe de voile en élévation..... | 15 |
| Figure II. 8: coupe du voile en plan..... | 15 |
| Figure II. 9: Dimensions de..... | 16 |
| Figure II. 10: Plancher terrasse (corps creux). | 20 |
| Figure II. 11: Composition du plancher d'étage courant..... | 21 |
| Figure II. 12: remplissage en double paroi..... | 22 |
| Figure II. 1 : surface reprise par le poteau | 23 |

Chapitre III

| | |
|---|----|
| Figure III. 1:schéma ferrailage dalle de compression | 30 |
| Figure III.2:Schéma statique de la poutrelle..... | 31 |
| Figure III. 3: schéma statique poutrelle type 4..... | 35 |
| Figure III. 4: Diagramme des moments fléchissant à l'ELU..... | 38 |
| Figure III. 5: Diagramme des efforts tranchants | 39 |
| Figure III. 6: Schéma statique de la poutrelle type 1..... | 40 |
| Figure III. 7: Schéma statique de la poutrelle type 2..... | 42 |
| Figure III. 8: Schéma statique de la poutrelle type 3..... | 44 |
| Figure III. 9: Schéma statique de la poutrelle type 4..... | 45 |
| Figure III. 10: Schéma statique de la poutrelle type 5..... | 47 |
| Figure III. 11: Schéma statique d'une poutrelle. | 48 |
| Figure III. 12:schémas de ferrailage des poutrelles..... | 55 |
| Figure III. 13: Schéma statique des escaliers ELU..... | 55 |

| | |
|---|----|
| Figure III. 14: Schéma statique des escaliers ELS | 56 |
| Figure III. 15: Schéma de ferrailage d'escalier. | 62 |
| Figure III. 16: Schéma statique de la poutre palière..... | 63 |
| Figure III. 17: Schéma statique de la poutre palière..... | 64 |
| Figure III. 18: Ferrailage de la poutre palière | 69 |
| Figure III. 19: Schéma de ferrailage pour le balcon..... | 74 |
| Figure III. 20: coupe verticale de l'acrotère. | 74 |
| Figure III. 21: Schéma statique de l'acrotère. | 75 |
| Figure III. 22: Ferrailage de l'acrotère. | 80 |

Chapitre IV

| | |
|--|----|
| Figure IV. 1 : Détermination des coefficients sismique | 86 |
| Figure IV. 2: Disposition des voiles | 87 |
| Figure IV. 3: Disposition des voiles | 88 |
| Figure IV. 4: Vue en 3D de la structure à partir de logiciel ETABS 9.7.4..... | 88 |
| Figure IV. 5: Vue en plan du 1 ^{er} Mode..... | 91 |
| Figure IV. 6: Vue en plan du 2 ^{eme} Mode | 91 |
| Figure IV. 7: Vue en plan du 3 ^{eme} Mode | 92 |
| Figure IV. 8: déplacement de la structure | 97 |
| Figure IV. 9: schémas représentatif des effets appliqués sur la structure..... | 98 |

Chapitre V

| | |
|--|-----|
| Figure V. 1 : ferrailage poutre principale | 109 |
| Figure V. 2 : ferrailage poutre principale | 109 |
| Figure V. 3 : schémas ferrailages des poteaux | 119 |
| Figure V. 4: Disposition des armatures verticales dans le voile..... | 121 |
| Figure V. 5: Diagramme des contraintes d'une section partiellement tendue..... | 124 |
| Figure V. 6: schéma de ferrailage des voils | 129 |

Chapitre VI

| | |
|---|-----|
| Figure VI. 1: Le voile périphérique..... | 130 |
| Figure VI. 2: Schéma statique du voile périphérique. | 131 |
| Figure VI. 3: Schéma statique | 131 |
| Figure VI. 4: Répartition des contraintes sur le voile..... | 133 |
| Figure VI. 5: Ferrailage du voile périphérique..... | 138 |
| Figure VI. 6: Schéma de transmission des charges | 142 |
| Figure VI. 7: Schéma de transmission des charges..... | 143 |

| | |
|--|-----|
| Figure VI. 8:diagrammes des contraintes | 144 |
| Figure VI. 9: Le panneau le plus sollicité | 148 |
| Figure VI. 10: schéma statique du débord..... | 151 |
| Figure VI. 11: schéma de ferrailage | 152 |

LISTE DES TABLEAUX

Chapitre I

| | |
|--|----|
| Tableau I.1 : résultat de différentes caractéristiques | 06 |
|--|----|

Chapitre II

| | |
|--|----|
| Tableau II. 1 : récapitulatif dimension escalier | 13 |
| Tableau II. 2: récapitulatif dimension escalier | 13 |
| Tableau II. 3: récapitulatif dimension escalier | 14 |
| Tableau II. 4 :vérification RPA | 17 |
| Tableau II. 5: Charge permanente du plancher terrasse inaccessible | 20 |
| Tableau II. 6: Charge permanente du plancher d'étage courant | 21 |
| Tableau II. 7: charge permanente du mur extérieur..... | 22 |
| Tableau II. 8: charge permanente du mur intérieur | 22 |
| Tableau II. 9: Évaluation des charges permanentes de balcon | 23 |
| Tableau II. 10: charge permanente du palier | 23 |
| Tableau II. 11: charge permanente au niveau de la volée | 24 |
| Tableau II. 12: charge permanente pour l'acrotère..... | 24 |
| Tableau II. 13:Dégression des charges d'exploitations..... | 25 |
| Tableau II. 14 :choix de section des poteaux | 26 |
| Tableau II. 15 :vérification RPA | 27 |

Chapitres III

| | |
|--|----|
| Tableau III. 1: Evaluation des charges dans les différents planchers..... | 32 |
| Tableau III. 2 : Les moments et les efforts tranchants à l'ELU pour la poutrelle type 01 | 40 |
| Tableau III. 3: Les moments et les efforts tranchants à l'ELS pour la poutrelle type 01 | 41 |
| Tableau III. 4: Les moments et les efforts tranchants à l'ELU pour la poutrelle type 02 | 42 |
| Tableau III. 5: Les moments et les efforts tranchants à l'ELU et à l'ELS pour la poutrelle type 03 ... | 44 |
| Tableau III. 6: Les moments et les efforts tranchants à l'ELU et à l'ELS pour la poutrelle type 04 .. | 45 |
| Tableau III. 7: Les moments et les efforts tranchants à l'ELU et à l'ELS pour la poutrelle type 05 .. | 47 |
| Tableau III. 8: Sollicitations maximal dans les poutrelles..... | 48 |
| Tableau III. 9: Les moments et les efforts tranchants trouvés..... | 57 |
| Tableau III. 10: choix de ferrailage | 67 |

Chapitres IV

| | |
|---|-----|
| Tableau IV. 1: Facteur d'amplification dynamique moyenne..... | 85 |
| Tableau IV.2: Facteur de qualité Q..... | 85 |
| Tableau IV. 3: Centre de masse et de rigidité des différents niveaux | 89 |
| Tableau IV. 4 Mode de vibration et participation massique..... | 90 |
| Tableau IV. 5: Les charges verticales reprises par les voiles et par les portiques | 92 |
| Tableau IV. 6: Les charges horizontales reprises par les voiles et par les portiques..... | 92 |
| Tableau IV. 7: Effort tranchant modale..... | 93 |
| Tableau IV. 8: Vérification de l'indépendance des modes..... | 94 |
| Tableau IV. 9: Déplacements latéraux inter-étage dans le sens X-X | 95 |
| Tableau IV. 10: Déplacements latéraux inter-étage dans le sens Y-Y | 95 |
| Tableau IV. 11: Justification vis-à-vis de l'effet P-Delta sens X (Combinaison Ex)..... | 96 |
| Tableau IV. 12: Justification vis-à-vis de l'effet P-Delta sens Y (Combinaison Ey)..... | 97 |
| Tableau IV. 13: Moment de renversement | 97 |
| Tableau IV. 14: Moment de renversement | 100 |
| Tableau IV. 15: Moment de stabilisateur | 100 |
| Tableau IV. 16: Vérification du renversement | 101 |
| Tableau IV. 17: Vérification de l'effort normal réduit..... | 101 |

Chapitre V

| | |
|---|-----|
| Tableau V. 1: Ferrailage poutres principales..... | 109 |
| Tableau V. 2: Ferrailage poutres secondaires | 109 |
| Tableau V. 3 : Ferrailage des poteaux sous combinaisons sismique..... | 112 |
| Tableau V. 4: Ferrailage des poteaux sous combinaisons durable | 112 |
| Tableau V. 5: Armatures maximales et minimales pour chaque zone | 113 |
| Tableau V. 6: Ferrailage longitudinal adopté pour les poteaux..... | 114 |
| Tableau V. 7: Armature transversale (Zone courante). | 116 |
| Tableau V. 8: Armature transversale (Zone nodale). | 117 |
| Tableau V. 9: Vérification de la contrainte de cisaillement et l'effort tranchant. | 117 |
| Tableau V. 10: Récapitulatif de vérification des poteaux à l'ELS | 118 |
| Tableau V. 11: Vérification de l'effort normale ultime..... | 119 |
| Tableau V. 12: Ferrailage verticale du voile L=2m YY type 1 | 126 |
| Tableau V. 13: Choix des barres du voile YY type 1 | 126 |
| Tableau V. 14: Ferrailage verticale du voile L=2m XX type 1 | 127 |
| Tableau V. 15: Choix des barres du voile XX type 1 | 127 |
| Tableau V. 16: Ferrailage verticale du voile L=1.8 m yy type 2..... | 127 |
| Tableau V. 17: Choix des barres du voile YY type 2..... | 128 |

| | |
|---|-----|
| Tableau V. 18:Ferraillage verticale du voile L=1.8 m XX type 2..... | 128 |
| Tableau V. 19:Choix des barres du voile XXtype 2..... | 128 |
| Tableau V. 20 :Les vérifications à ELS et de contrainte de cisaillement. | 129 |

Chapitre VI

| | |
|--|-----|
| Tableau VI.1 :Ferraillage du voile périphérique | 135 |
| Tableau VI.2 :Vérifications des contraintes sens X-X | 138 |
| Tableau VI.3 :Vérifications des contraintes sens Y-Y | 138 |
| Tableau VI. 4:Vérification des contraintes..... | 145 |
| Tableau VI. 5:Vérification de renversement | 146 |
| Tableau VI. 6:Vérification de soulèvement..... | 146 |
| Tableau VI. 7:Vérification de soulèvement selon RPA | 147 |
| Tableau VI. 8:Le ferraillage a l'ELU | 150 |
| Tableau VI. 9: vérification des contraintes..... | 150 |

Liste des notations

A : Coefficient d'accélération de zone, Coefficient numérique en fonction de l'angle de frottement.

A_s : Aire d'une section d'acier.

A_t : Section d'armatures transversales.

B : Aire d'une section de béton.

C : Cohésion.

E_{ij} : Module d'élasticité instantané.

ELU : Etat limite ultime.

ELS : Etat limite service.

E_s : Module d'élasticité de l'acier.

E_{vi} : Module d'élasticité instantané.

E_{vj} : Module d'élasticité différé.

F : Force concentrée.

f : Flèche.

\bar{f} : Flèche admissible

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

f_e : Limite d'élasticité de l'acier.

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

f_i : Flèche due aux charges instantanées.

f_i : Flèche due aux charges instantanées.

$f_{t\ 28}$: Résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours d'âge.

f_v : Flèche due aux charges de longue durée.

G : Charge permanente

I : Moment d'inertie.

I_0 : Moment d'inertie de la section totale homogène.

I_{fi} : Moment d'inertie fictif pour les déformations instantanées.

K : Coefficient de raideur de sol.

L : Longueur ou portée.

L_f : Longueur de flambement.

M : Moment, Masse.

M_a : Moment sur appuis.

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

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

M_t : Moment en travée.

M_u : Moment à l'état limite ultime.

N_{ser} : Effort normal pondéré à l'état limites de service.

N_U : Effort normal pondéré à l'état limites ultime.

Q : Charge d'exploitation.

q : Capacité portante admissible.

S_t : Espacement.

T : Effort tranchant, Période.

T_u : Effort tranchant ultime.

V_0 : Effort tranchant a la base.

W : Poids total de la structure.

Y : Position de l'axe neutre.

β : Coefficient de pondération.

λ : Elancement.

γ_s : Coefficient de sécurité dans l'acier.

γ_b :: Coefficient de sécurité dans le béton.

\emptyset : Diamètre des armatures

ϕ : Angle de frottement.

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.

σ_{sol} : Contrainte du sol.

τ_u : Contrainte ultime de cisaillement

τ : Contrainte tangentielle.

ξ : Déformation relative.

Introduction générale

Les ingénieurs en génie civil s'occupent de la réalisation, de l'exploitation et de la réhabilitation des ouvrages de construction dont ils assurent la conception afin de répondre aux besoins de la société, tout en assurant la sécurité des usagers et la protection de l'environnement.

L'analyse approfondie des ouvrages touchés par les séismes nous renvoie souvent aux mêmes causes, dont les principales sont dues à de mauvaises dispositions constructives ou des malfaçons des exécutions généralement criardes.

Les normes de construction en Algérie deviennent de plus en plus strictes au vue des différents séismes vécus. La prise de conscience du facteur sécurité est placée en avant de nombreux paramètres.

Dans notre projet d'étude d'un bâtiment (R+5/Es) contreventée par des voiles porteurs en plus du calcul statique qui fait l'objet des trois premiers chapitres, la structure est soumise au spectre de calcul du règlement parasismique Algérien RPA99/VERSION 2003, et sa réponse est calculée en utilisant le logiciel L'ETABS.

C'est dans cette voie-là que nous avons essayé de mener ce travail en mettant l'accent sur les différentes étapes qui caractérisent cette étude.

Nous commençons par la description et la présentation de l'ouvrage et des matériaux utilisés notamment le béton et l'acier.

Nous nous intéressons ensuite aux calculs des éléments secondaire (Planchers, escaliers..).

Pour la modélisation de la structure, notre choix a été porté sur le logiciel ETABS qui est un outil assez performant pour la modélisation, l'analyse et le dimensionnement des différentes structures.

Après avoir suivi les différentes étapes de modélisation, nous passerons à l'exploitation des résultats obtenus qui nous permettront de procéder au ferrailage et aux vérifications des différentes sollicitations. Par la suite nous allons élaborer des plans d'exécution des différents éléments porteurs et non porteurs de la structure étudié

Au dernier chapitre, nous aborderons à l'étude de l'infrastructure qui constitue une partie essentielle de l'ouvrage, une partie qui exige une bonne conception.

Au final, nous terminerons par une conclusion qui dressera la synthèse des constatations et des remarques qui se découlent de l'étude de ce projet et des perspectives en rapport s'il y'a lieu .

I-1- Description de l'ouvrage

C'est un ouvrage à usage d'habitation, constitué d'un **Entre Sol, RDC** et **5 étages** courants avec une terrasse inaccessibles.

L'ouvrage est situe à la wilaya de **BOUIRA**, cette zone est classée de moyenne sismicité (**zone IIa**)
Selon RPA99/2003

I-1-1- Ossature

Le bâtiment est constitué d'un système contreventé par des voiles porteurs qui sera justifier ultérieurement dans la partie dynamique.

I-1-2 - Caractéristiques géométriques

| | |
|--|-----------------------------|
| - Sens longitudinal, longueur..... | $L = 25.90$ m |
| - Sens transversal, largeur | $L = 18.60$ m |
| - Hauteur du E/SOL | $h_e = 4.08$ m |
| - Hauteur du RDC | $h_e = 4.08$ m |
| - Hauteur d'étage | $h_e = 3.06$ m |
| - Hauteur totale | $h_T = 23.46$ m |
| - La surface Plancher E/Sol et RDC | $S = 485.74$ m ² |
| - La surface Plancher étage | $S = 400.00$ m ² |
| - La surface plancher terrasse | $S = 400.00$ m ² |

I-1-3- Eléments de l'ouvrage

➤ Plancher

Les planchers ont pour fonctions essentielles :

La séparation des différents étages d'une structure .

La résistance aux charges permanentes et surcharges d'exploitation sur les étages.

Transmission des efforts horizontaux aux différents éléments porteurs.

Isolation acoustique et thermique entre étages.

Support des plafonds et revêtements.

➤ Maçonnerie

a) Murs extérieurs

Ils seront réalisés en doubles cloisons de 10 cm d'épaisseur séparés par une lame d'air de 5 cm pour tous les étages.

b) Murs intérieurs

Ils seront réalisés en simple cloison de briques creuses de 10 cm d'épaisseur.

➤ **Revêtements**

Ils seront réalisés-en :

Céramique pour les salles d'eau et les cuisines.

Mortier de ciment pour les murs de façade, et les cages d'escaliers.

Enduit de plâtre pour les cloisons intérieures et les plafonds.

➤ **Escaliers**

Le bâtiment est muni d'une cage d'escaliers assurant l'accès à tous les niveaux. Ils seront constitués de paliers et de paillasse en béton armé coulé sur place.

➤ **Système de coffrage**

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

I-1-4- Caractéristiques du sol

Un système de fondations superficielles ancrées à 6.50 m à partir du terrain naturel avec une contrainte admissible de l'ordre de 1.8 bars .

I-2- Caractéristiques mécaniques des matériaux

I-2-1- Béton

a- Généralités

Le béton est un mélange de granulats (sable +gravier), d'un liant hydraulique qui est le ciment et d'eau de gâchage.

Le dosage courant par m³ de béton :

Il est fabriqué mécaniquement selon l'étude établie par un laboratoire en fonction des matériaux utilisés.

b- Résistance caractéristique du béton à la compression

Le béton est défini, du point de vue mécanique par sa résistance à la compression mesurée à l'âge de 28 jours (noté f_{c28}).

Elle est déterminée par un essai axial sur éprouvettes normalisées. Dans notre étude ,on prendra : $f_{c28} = 25$ MPa

Pour $j < 28$ jours, la résistance caractéristique du béton est définie comme suit :

$$f_{cj} = \frac{j \times f_{c28}}{4.76 + 0.83 \times j} \quad \text{Pour } f_{c28} \leq 40\text{MPa (} j \leq 28 \text{ jours) (BAEL91/Art A.2.1.11)}$$

$$f_{cj} = \frac{j \times f_{c28}}{1.40 + 0.95 \times j} \quad \text{Pour } f_{c28} > 40\text{MPa (j > 28jours) (BAEL91/Art A.2.1.11)}$$

C- Résistance caractéristique du béton à la traction

La résistance du béton à la traction est très faible, elle est donnée par la relation suivante :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \quad \text{avec } f_{cj} < 60 \text{ MPa (BAEL91/Art2.1, 12)}$$

d- Déformations longitudinales du béton

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 heures, le module de déformation longitudinale à l'âge de " j » jours est donné par la formule suivante :

$$E_{ij} = 11000 \times \sqrt[3]{f_{cj}} \quad \text{.....(BAEL91/Art2.1, 21)}$$

Pour : $f_{cj} = f_{c28} \rightarrow E_{ij} = 32164,2 \text{ MPa .}$

Les déformations finales du béton (instantanées est augmentées de fluage) sont calculées par un module de déformation longitudinale différé défini comme suit :

$$E_{vj} = 3700 \times \sqrt[3]{f_{cj}} \quad \text{..... (BAEL91/Art2.1, 22)}$$

Pour : $f_{cj} = f_{c28} \rightarrow E_{vj} = 10818,86\text{MPa .}$

e- Coefficient de Poisson : (BAEL91/Art2.1, 22)

Le coefficient de Poisson du béton le rapport entre la déformation relative transversale et la déformation relative longitudinale du béton .

$$\nu = \frac{\text{déformation transversale}}{\text{déformation longitudinale}}$$

Il est pris égale à :

$\nu = 0$ pour des justifications à ELU

$\nu = 0,2$ pour des justifications à ELS

Diagramme contrainte-déformation du béton à ELU : (BAEL91/Art4.3,31)

Le raccourcissement maximal du béton est limité à 3,5 ‰

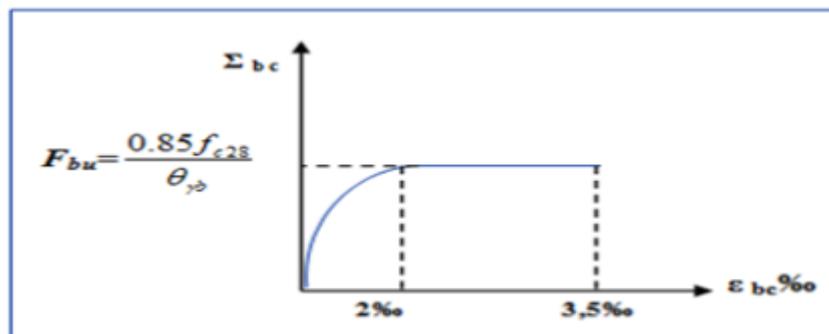


Figure I. 1 : Diagramme contrainte-déformation

σ_{bc} : Contrainte de calcul du béton en compression

f_{c28} : Contrainte du béton en compression à l'âge de 28 jours

ε_{bc} : Déformation du béton en compression

Pour $\varepsilon_{bc} < 2 \text{ ‰}$ on applique la loi de Hooke qui dit : $\sigma_{bc} = E_b \cdot \varepsilon_{bc}$

E_b : Module de Young

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} = 14.16 \text{ Mpa} \dots\dots\dots (\text{BAEL91 / Art A.4.3.4})$$

Avec :

γ_b : Coefficient de sécurité

$\gamma_b = 1,15$ pour une situation accidentelle

$\gamma_b = 1,5$ pour une situation courante

θ : Coefficient d'application des actions considérées

$\theta = 1$ si la durée d'application des actions est supérieure à 24h

$\theta = 0,9$ si la durée d'application des actions est entre 1h et 24h
 $\theta = 0,85$ si la durée d'application des actions est inférieure à 1h

▪ **Etat limite de service (ELS) : (BAEL91/Art4.5, 2)**

C'est l'état au-delà du quel les conditions normales d'exploitation de l'ouvrage ne sont plus satisfaites. Les vérifications à effectuer porte sur un état limite de durabilité de l'ouvrage et un état limite de déformation.

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \text{ pour } f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$$

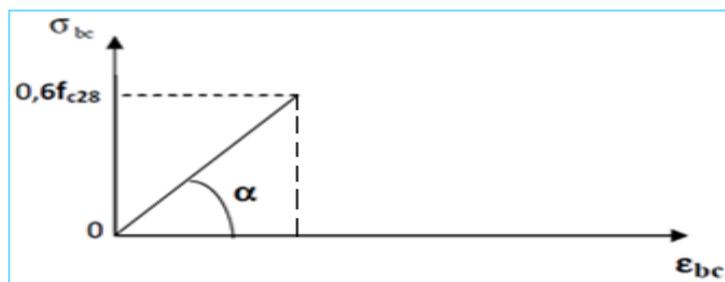


Figure I. 2: Diagramme de calcul contrainte - déformation du béton à l'ELS.

▪ **Contrainte limite ultime de cisaillement : (BAEL91/Art5.1, 1)**

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

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

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

b : Valeur de la longueur de la section cisailée

d : Valeur de la hauteur utile ($d = h - c$)

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ Mpa} \right\} = 3,33 \text{ Mpa} \dots\dots \text{ fissuration peu préjudiciable.}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 2,5 \text{ Mpa} \dots \text{ fissuration préjudiciable et très}$$

préjudiciable.

▪ **Module de déformation transversale**

Le module de déformation transversale noté G caractérise la déformation du matériau sous l'effet de l'effort tranchant. Il est donné par la relation suivante :

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

Avec :

E : module de Young.

ν : coefficient de poisson

$$\nu = \frac{\Delta d}{d} \div \frac{\Delta L}{L}$$

$\Delta d / d$: déformation relative transversale.

$\Delta L / L$: déformation relative longitudinale.

Tableau I. 1 : résultat de différentes caractéristiques

| Caractéristique | f_{c28} | σ_{bu} | f_{tj} | $\bar{\sigma}_{bc}$ |
|-----------------|-----------|---------------|----------|---------------------|
| Valeurs (Mpa) | 25 | 14.16 | 2.1 | 15 |

I-2-2- Aciers

a- Généralités

Les aciers sont associés au béton pour reprendre les efforts que ce dernier ne peut pas supporter. Ils se distinguent par leur nuance et leur état de surface :

- Les ronds lisses (FeE215 et FeE235) correspondant à des états limites d'élasticité garantie de 215 MPa et de 235 MPa.

- Les aciers de haute adhérence (FeE400 et FeE500) correspondant à des états limites d'élasticité garantie de 400 MPa et de 500 MPa.
- Treillis soudé de type 520.

b- Module d'élasticité longitudinal

$$E_s = 2.10^5 \text{ MPa}$$

c- Coefficient de Poisson des aciers

$$J = 0,3$$

d- Contraintes limites

- **Contrainte limite ultime (ELU)** $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ Mpa}$

Avec :

$\gamma_s = 1,00$ pour une situation accidentelle.

$\gamma_s = 1,15$ pour une situation courante.

- **Contrainte limite de service (ELS)**

Les vérifications à effectuer vis à vis de l'ouverture des fissures sont : $\bar{\sigma}_s \leq \sigma_s$

➤ Fissuration préjudiciable : (BAEL91/Art4.5, 32)

Eléments exposés aux intempéries

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right\}$$

$$\bar{\sigma}_s = 201.62 \text{ Mpa}$$

➤ Fissuration très préjudiciable : (BAEL91/Art4.5, 34)

Si les éléments sont exposés aux intempéries

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{1}{2} \times f_e ; 90 \times \sqrt{(\eta \times f_{tj})} \right] [\text{MPa}]$$

$$\bar{\sigma}_s = 164.97 \text{ Mpa}$$

η : Coefficient de fissuration

$\eta = 1$ pour les ronds lisses, (r.l)

$\eta = 1,6$ pour les aciers hautes adhérence, (H.A)

$\eta = 1,3$ pour les aciers hautes adhérence de $\emptyset < 6 \text{ mm}$

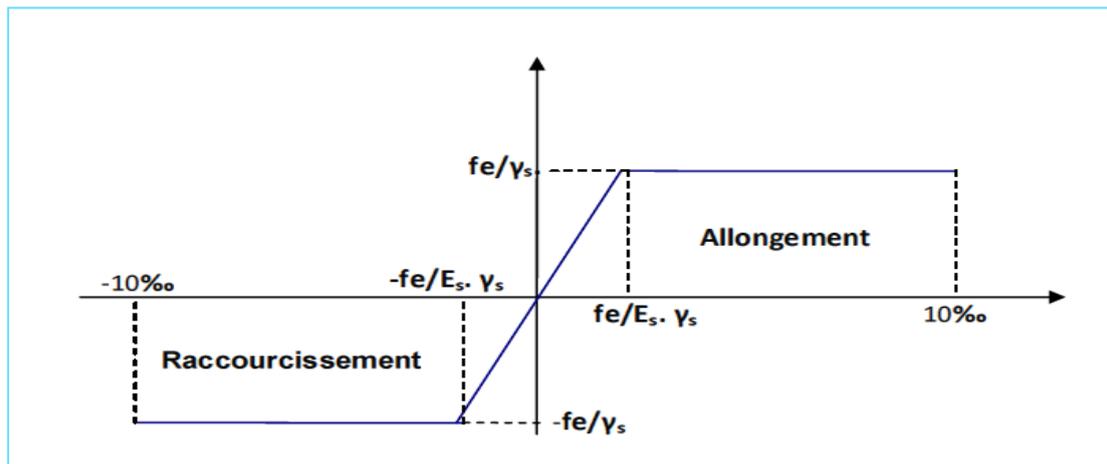


Figure I. 3: Diagramme contrainte déformation de l'acier à ELU (BAEL91/Art2.2, 2)

CONCLUSION

Dans ce premier chapitre, nous avons essayé de définir tous les éléments qui contiennent notre structure, et les caractéristiques mécaniques et massiques des matériaux que nous allons utiliser lors de la construction, en respectant les règles du BAEL91/modifiées 99, et les règles parasismique Algériennes RPA 99/version 2003.

II-Introduction

L'évaluation des différentes sections et épaisseurs des éléments de notre structure : (poutres, poteaux, voile, escalier, planchers, balcon) passe impérativement par un dimensionnement préliminaire, appelé pré dimensionnement.

Le pré dimensionnement des éléments porteurs est une étape très importante dans un projet de génie civil.

Pour assurer une bonne tenue et une stabilité de l'ouvrage, il faut que tous les éléments de la structure soient dimensionnés pour résister aux différentes sollicitations :

Sollicitations verticales : dues aux charges permanentes et surcharges du plancher, des poutrelles et des poutres.

Sollicitations horizontales : dues aux effets du vent et du séisme.

Le pré dimensionnement sera fait selon des formules empiriques utilisées par les règlements, notamment le « **BAEL 91** », le « **RPA 99 VERSION 2003** » et « **CBA 93** » qui mettent au point ce qui est nécessaire pour un pré dimensionnement à la fois sécuritaire et économique.

II-1- Les planchers

Les planchers sont des aires horizontaux limitant les différents niveaux d'un bâtiment, ils doivent être conçus de manière à:

Transmettre les efforts horizontaux aux différents éléments de contreventement et la répartition des charges et surcharges sur les éléments porteurs.

Participer à la résistance des murs et des ossatures aux efforts horizontaux.

Offrir une isolation thermique et acoustique entre les différents étages. Dans notre ouvrage les planchers seront en corps creux.

➤ Plancher à corps creux

Sont constitués de panneaux à corps creux associés et des poutrelles disposées suivant l'axe de la petite portée, son épaisseur est déterminée par la norme suivante :

[BAEL91 modifiées 99/ArtB.6.8.423]

$$h_t \geq \min(L_{x \max}, L_{y \max}) / 22.5$$

Avec :

h_t : Epaisseur de la dalle.

L : la plus grande portée libre dans le sens porteur considéré.

Dans notre cas nous avons deux planchers à calculer, le plancher à prendre en considération sera le plancher le plus défavorable.

Le plancher : $L = 475 - 25 = 450\text{cm}$

Donc : $h_t \geq 450/22.5 = 20\text{cm}$

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

On optera pour un plancher de (16+4) cm et il sera valable pour tous les planchers.

l'épaisseur de corps creux : 16 cm.

- l'épaisseur de la dalle de compression: 4 cm

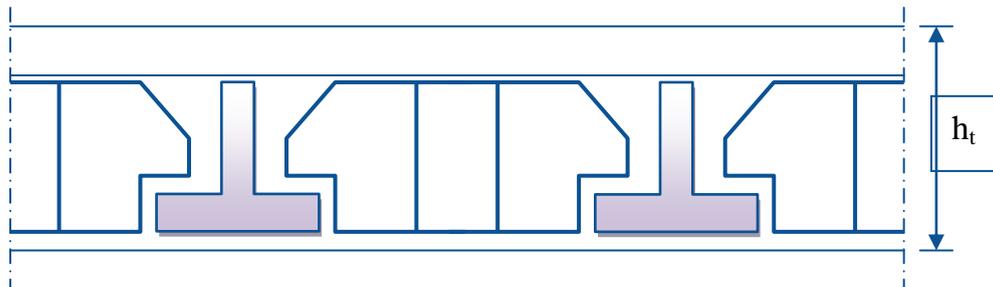


Figure II. 1: Schématisation du plancher en corps creux .

➤ Plancher en dalle pleine

Les dalles assurent la transmission des charges aux différents éléments, comme elles constituent une séparation entre les différents niveaux.

Leur pré dimensionnement est déterminé en tenant compte des conditions essentielles de résistance et d'utilisation.

a- Condition de résistance au feu

$e \geq 7\text{cm}$ pour une heure de coup de feu.

$e \geq 11\text{cm}$ pour deux heures de coup de feu.

On prend: **$e = 11\text{ cm}$**

b- Isolation phonique

D'après la loi de masse, la protection contre la propagation des bruits aériens est assurée par un plancher, d'où l'isolation acoustique varie proportionnellement au logarithme décimale de la masse du plancher être supérieur ou égale à 350 kg/m^2

D'où l'épaisseur minimale de dalle : $h_0 = M / \rho$ ($\rho = M / V$)

M : masse du plancher par mètre carré. ($M = 350\text{ kg/m}^2$)

V : volume du plancher en mètre cube. ($V = 1 \times 1 \times h_0$)

ρ : masse volumique du plancher. ($\rho = 2500\text{ kg/m}^3$)

Donc : $h_0 = \frac{350}{2500} = 0.14\text{ cm}$

Nous prendrons : $h_0 = 20\text{cm}$

c- Résistance à la flexion

Dalle reposante sur deux appuis : $\frac{Lx}{25} \leq e \leq \frac{Lx}{20}$

Dalle reposante sur trois ou quatre appuis : $\frac{Lx}{50} \leq e \leq \frac{Lx}{40}$

Lx : est la petite portée de panneau le plus sollicité, dans notre cas, la dalle reposant sur quatre appuis et la longueur de petite portée le plus sollicité égale : $Lx = 3,40 \text{ m}$

e : Épaisseur de plancher

Donc on a $6,8 \leq e \leq 8,5$: \rightarrow donc on prend : $e = 8 \text{ cm}$

conclusion : on adopte $e = 20 \text{ cm}$

II-2- les escaliers

Les escaliers sont des éléments importants ; ils permettent d'accès vertical entre différents étages de la structure ; ils sont soumis à des forces diverses (poids propre des escaliers, les surcharges dues aux différents accès, personnes, équipements ...) Ces différentes charges peuvent entraîner des dommages divers dans ces éléments de la structure (déformation, fissuration, ou même la ruine de l'escalier). Pour éviter ce risque on doit faire une étude détaillée sur le type de ferrailage adopté.

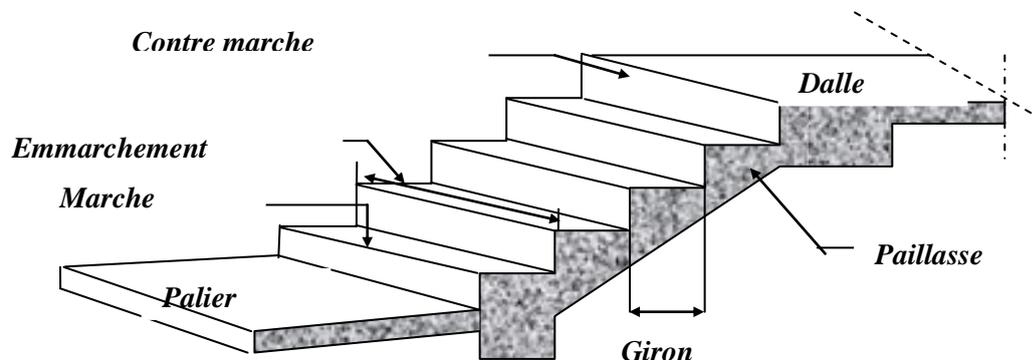


Figure II. 2: Schématisation des escaliers.

Notre ouvrage comporte 3 types d'escaliers à paillasse .

-Escaliers type 1 :(Entre -sol) : escalier droit à paillasse à une seul volée .

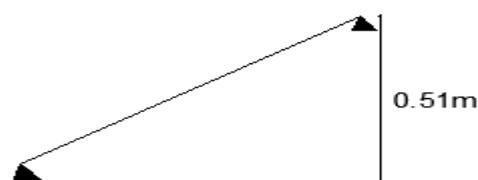


Figure II. 3 : Escaliers type 1

-Escaliers type 2 : Accès de l'extérieur vers RDC



Figure II. 4 : Escaliers type 2

-Escaliers type 3

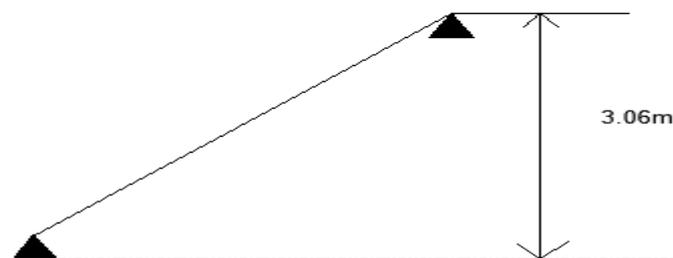


Figure II. 5 : Escaliers type 3

-Dimensions des marches :

On utilise la formule de « Blondel » Avec :

h : La hauteur de la contre marche.

g : La largeur de la marche 'Giron'.

Le pré dimensionnement s'effectue à l'aide de la formule suivante :

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

$$16.5 \leq h \leq 17.5$$

-hauteur de la marche : **h=17cm**

-En pratique on prend : **g=30cm**

1) volée 1 (escalier T1)

-Hauteur d'étage : **H=0.51m**

-détermination du nombre de marches : $n = \frac{H}{h} = \frac{51}{17} = 3$ marches

- Hauteur de la paillasse : $H' = 0,17 * 3 = 0.51 \Rightarrow H' = 0.51m$

-détermination de la longueur projetée de la paillasse : $L = g (n-1) = 0.6m$

-détermination de l'inclinaison de la paillasse : $\text{tg } \alpha = \frac{H'}{L} \Rightarrow \alpha = 40,36^\circ$

- détermination de la largeur de la paillasse : $L_p = H' / \sin \alpha = 0.78m$

- détermination de l'épaisseur de la paillasse : $\frac{L_p}{30} \leq e \leq \frac{L_p}{20} \Rightarrow e=17 \text{ cm}$.

- l'épaisseur du palier : **e=17cm.**

Tableau II. 1 : récapitulatif dimension escalier

| | H (m) | H' (m) | n | L (m) | α | Lp (m) | e (paillasse) (cm) | e (palier) (cm) |
|-----------------------------------|-----------------|------------------|----------|-----------------|--------------|------------------|------------------------------|---------------------------|
| RDC+ étage courant | 4.08 | 0.51 | 3 | 0.6 | 40.36 | 0.78 | 17 | 17 |

2) volée 2 (escalier T2)

-Hauteur la paillasse : **H=1.02m**

- détermination du nombre de marches : $n = \frac{H}{h} = 102/17 = 6 \text{ marches (6)}$

-détermination de la longueur projetée de la paillasse : **L=g (n-1)=1,5m**

-détermination de l'inclinaison de la paillasse : $\text{tg } \alpha = \frac{H'}{L} \Rightarrow \alpha = 34,21^\circ$

- détermination de la largeur de la paillasse : $L_p = \frac{H'}{\sin \alpha} = 1.82 \text{ m}$

- détermination de l'épaisseur de la paillasse : $\frac{L_p}{30} \leq e \leq \frac{L_p}{20} \Rightarrow e=20 \text{ cm}$

- l'épaisseur du palier : **e=20 cm.**

Tableau II. 2: récapitulatif dimension escalier

| | H (m) | H' (m) | n | L (m) | α | Lp (m) | e (paillasse) (cm) | e (palier) (cm) |
|------------------------|-----------------|------------------|----------|-----------------|----------|------------------|------------------------------|---------------------------|
| Rentrée RDC | 1.02 | 1.02 | 6 | 1.5 | 34,21 | 1.80 | 17 | 17 |

3) volée 3(escalier T3)

-Hauteur d'étage : **H=3.06m**

- détermination du nombre de marches : $n = \frac{H}{h} = 306/17 = 18 \text{ marches (9)}$

- Hauteur de la paillasse : $H' = 0,17 * 9 = 1.53 \Rightarrow H' = 1.53 \text{ m}$

-détermination de la longueur projetée de la paillasse : **L=g (n-1)=2,4m**

-détermination de l'inclinaison de la paillasse : $\text{tg } \alpha = \frac{H'}{L} \Rightarrow \alpha = 32,51^\circ$

- détermination de la longueur du palier : $L_p = \frac{H'}{\sin \alpha} = 2.4m$

- détermination de l'épaisseur du palier : $\frac{L_p}{30} \leq e \leq \frac{L_p}{20} \Rightarrow e = 12 \text{ cm}$

$e \geq eV / \cos \alpha = 12 / \cos 32.51 = 14.23 \text{ cm}$

- l'épaisseur de la paillasse : $e = 15 \text{ cm}$.

Donc on prend l'épaisseur de l'escalier : $e = 15 \text{ cm}$

Tableau II. 3: récapitulatif dimension escalier

| | H (m) | H' (m) | n | L (m) | α | Lp (m) | e (paillasse) (cm) | e (palier) (cm) |
|--------------------|-----------------|------------------|----------|-----------------|----------|------------------|---------------------------------|---------------------------|
| Rentrée RDC | 3.06 | 1.53 | 18 | 2.4 | 32.51 | 2.4 | 15 | 12 |

II-3- Les balcons

Les balcons sont constitués d'une dalle pleine encastrée d'un bord et libre d'un autre.

L'épaisseur de la dalle est conditionnée par : $e \geq \frac{L}{10}$

Balcon 1 : L = 50 cm

L : largeur du balcon

On prend comme épaisseur : $e \geq \frac{50}{10} \Rightarrow e \geq 5 \text{ cm}$

Donc on prend : **e = 15cm**

Balcon 2 : L= 140 cm

L : largeur du balcon

On prend comme épaisseur : $e \geq \frac{140}{10} \Rightarrow e \geq 14 \text{ cm}$

Donc on prend : **e = 15cm**

II-4- L'acrotère

L'acrotère est un élément complémentaire du plancher terrasse destiné à protéger les personnes contre la chute et d'éviter le ruissellement d'eau sur la façade

Il est assimilé à une console encastrée au plancher terrasse. L'acrotère est soumis à son poids propre (G) qui donne un effort normal N_G et une charge d'exploitation horizontale non pondérée estimée à 1000 N/ml provoquant un moment de flexion.

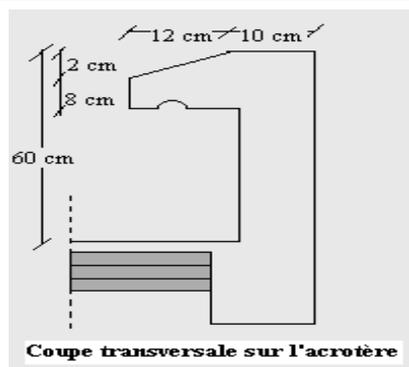


Figure II. 6: Acrotère

II-5- Les voiles

Les voiles sont des murs en béton armé leur pré dimensionnement est justifié par l'article 7.7.1 du RPA99. Ils 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 et les transmettre aux fondations. Les voiles assurant le contreventement sont supposés, d'après le RPA 99 version 2003 article 7.7.1, comme éléments satisfaisant la condition ($L \geq 4e$)

L'article 7.7.1 RPA99 spécifie que l'épaisseur minimale soit 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.

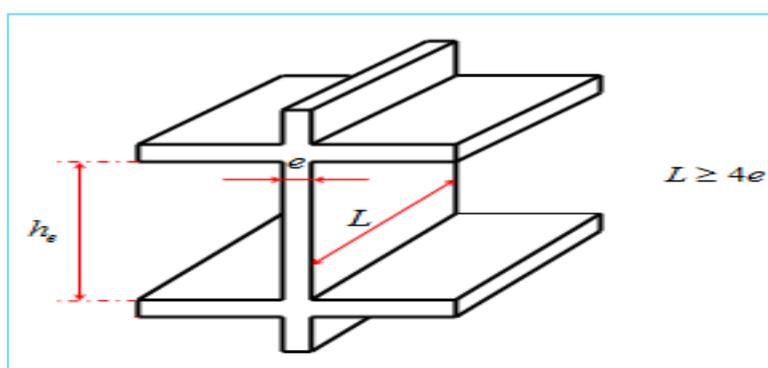


Figure II. 7: coupe de voile en élévation.

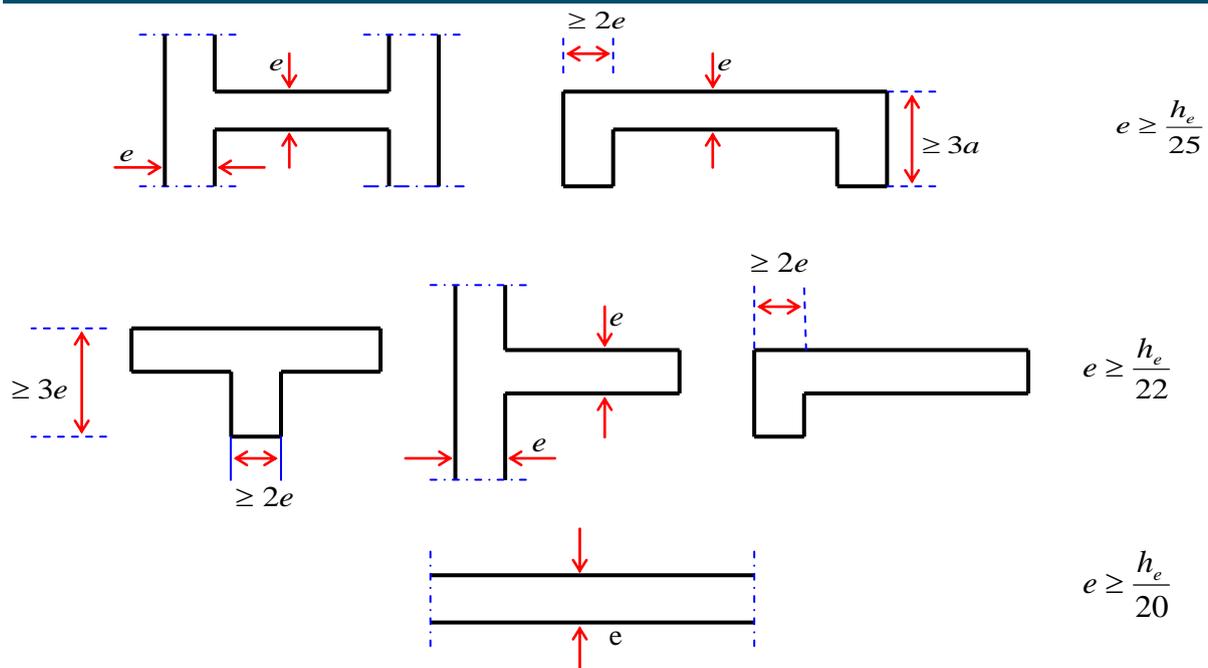


Figure II. 8: coupe du voile en plan.

$$e = \max (H_e / 25 ; H_e / 22 ; H_e / 20)$$

Pour R D C et entre sol ($h_e = 4,08 \text{ m}$)

$$e \geq h_e / 20 = 408 / 20 = 20,4 \text{ cm}$$

Donc on prend comme épaisseur:

$$e = 25 \text{ cm}$$

pour l'étage courant : ($h_e = 3,06 \text{ m}$)

$$e \geq h_e / 20 = 306 / 20 = 15,3 \text{ cm}$$

Donc on prend comme épaisseur:

$$e = 20 \text{ cm}$$

Conclusion

$$e \geq \max (25 ; 20) \text{ cm}$$

Ainsi, on adopte l'épaisseur des voiles :

e = 25 cm sur toute la hauteur de la structure.

$$L \geq 4e = 100 \text{ cm}$$

II-6- Les poutres

Selon les Règles de BAEL

La section de la poutre est déterminée par les formules (1) et (2).

$$\frac{L}{15} < h_t < \frac{L}{10} \dots\dots\dots (1)$$

$$0.3 h \leq b \leq 0.7 h \dots\dots\dots (2)$$

Avec :

- L : portée de la poutre
- h : hauteur de la section
- b : largeur de la section

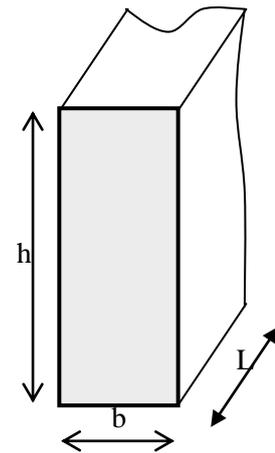


Figure II. 9: Dimensions de poutre

a. Poutres principale

L= 4,75 m

Détermination de la hauteur “ h ” :

$$L/15 \leq h \leq L/10 \Rightarrow 31,6 \text{ cm} \leq h \leq 47,5 \text{ cm} \text{ donc on prend: } \mathbf{h = 40 \text{ cm}}$$

Détermination de la largeur “ b ” :

$$0,3h \leq b \leq 0,7h \Rightarrow 13,5 \text{ cm} \leq b \leq 31,5 \text{ cm} \text{ donc on prend: } \mathbf{b= 30 \text{ cm}}$$

donc on prend **(hxb) = (40X30) cm²**

b. Poutres secondaire

L=4,3 m

Détermination des dimensions :

$$L/15 \leq h \leq L/10 \Rightarrow 28,6 \text{ cm} \leq h \leq 43 \text{ cm}$$

Donc on prend : **h = 35cm**

$$0,3h \leq b \leq 0,7h \Rightarrow 12 \text{ cm} \leq b \leq 28 \text{ cm}$$

Donc on prend **(hxb) = (35x30) cm²**

Ces dimensions doivent respecter l’article : 7.5.1 de “RPA 99 version 2003” qui ce présente comme suit :

Tableau II. 4 :vérification RPA

| | Poutre principale | Poutre secondaire | Vérification |
|------------------|--------------------------|--------------------------|---------------------|
| b ≥ 20 cm | 30 | 30 | CV |
| h ≥ 30 cm | 40 | 35 | CV |
| h/b ≤ 4 | 1.3 | 1.16 | CV |

II-7- Les poteaux

Le calcul de la section du béton se fera au flambement sous l'action de la compression centrée. Les règles du CBA93 préconisent de prendre la section réduite (en enlevant une bande de largeur de «1cm» sur toute la périphérie de la section droite) afin de tenir compte de la ségrégation du béton.

➤ **Principe**

Le pré dimensionnement de la section du béton des poteaux sera fait en compression simple, en choisissant les poteaux les plus sollicités (de rive, d'angle et de centre). On utilise un calcul basé sur la descente de charge, tout en appliquant la loi de dégression des charges d'exploitation.

Pour cela, on suit les étapes suivantes :

On considère le poteau le plus sollicité (central, de rive et d'angle).

On calcule la surface reprise par le poteau.

On détermine les charges et les surcharges qui reviennent au poteau.

On amènera le calcul à L'ELU (**BAEL 91**) et la vérification d'après (**RPA99/V2003**).

La formule générale

$$Br \geq (k \beta Nu) / ((\theta f_{bu} / 0,9) + (0,85 / 100) \cdot f_{ed})$$

Où

$$N_u \leq \alpha \left(\frac{B_r f_{c28}}{0,9 \gamma_b} + \frac{A_s f_e}{\gamma_s} \right)$$

Tel que :

Br : la section réduite de poteau et **Br = (a - 2cm) × (b - 2cm)**

Nu : l'effort normal ultime **Nu = 1,35G + 1,5Q**

$$\left\{ \begin{array}{l} k = 1.10 \quad \text{si plus de la moitié des charges est appliquée avant 90 jours} \\ k = 1.20 \quad \text{si plus de la majorité des charges est appliquée avant 28 jours} \\ k = 1 \quad \text{pour les autres cas} \end{array} \right.$$

Dans notre cas on a : $k = 1$

$$f_{bu} = 0,85 f_{c28} / \theta \gamma_b ; f_{ed} = f_e / \gamma_s$$

fc28 : résistance à la compression de béton $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$;

fe : limite d'élasticité de l'acier utilisé $f_e = 400 \text{ MPa}$;

Avec :

γ_b : Coefficient de sécurité du béton tel que

$\gamma_b = 1,5$ situation durable ou transitoire

$\gamma_b = 1,15$ situation accidentelle

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier tel que

$\gamma_s = 1,15$ situation durable ou transitoire

$\gamma_s = 1$ situation accidentelle

θ : est en fonction de la durée T d'application des combinaisons d'action :

$$\left\{ \begin{array}{l} \theta = 1 \quad : \quad T > 24h \dots\dots\dots \text{c'est notre cas} \\ \theta = 0.9 \quad : \quad 1h \leq T \leq 24h \\ \theta = 0.85 \quad : \quad T < 1h \end{array} \right.$$

$$F_{bu} = 0,85.25 / 1.1,5 = 14,2 \text{MPa} ; f_{ed} = 400 / 1,15 = 348 \text{MPa}$$

β : Coefficient dépendant de l'élancement mécanique « λ » des poteaux qui est défini comme suit :

- si $\lambda \leq 50$ $\beta = 1 + 0,2. (\lambda / 35)^2$;

- si $50 < \lambda < 70$ $\beta = 0,60 (50 / \lambda)^2$.

$\lambda = l_f \sqrt{12} / a$ (a : la plus petite cote)

Le calcul se fait en compression centrée. On fixe l'élancement mécanique forfaitairement à $\lambda = 35$ (pour que toutes les armatures participent à la résistance) d'après le BAEL 91 On aura :
 $a = \sqrt{(12/35 \times l_f)} \Rightarrow a = l_f / 10,$

tel que : l_f la longueur de flambement.

α : Coefficient dépendant de l'élancement mécanique λ des poteaux qui prend les valeurs :

$$\left\{ \begin{array}{ll} \alpha = 0.85 / (1 + 0.2 \times (\lambda/35)^2) & \lambda \leq 50 \\ \alpha = 0.60 \times (50 / \lambda)^2 & 50 < \lambda \leq 70 \end{array} \right.$$

λ : est égale à 35 pour être toujours dans la compression centrée suivant le même article,

d'où : $\alpha = 0.85 / (1 + 0.2 \times 1) = 0.708$

D'où: $\beta = 1 + 0,2. 1 = 1,2$

$Br \geq (k \beta Nu) / ((\theta f_{bu} / 0,9) + (0,85 / 100) \cdot f_{ed})$

$Br \geq ((1.1,2 \cdot Nu \cdot 10^{-3}) / (1 \cdot (14,2 / 0,9) + (0,85 / 100) \cdot 348)) \cdot 10^4 = 0,64 \text{ Nu (cm}^2\text{)} .$

II-7-1- Descente de charges

➤ Détermination des charges et surcharges

L'évaluation des charges et surcharges consiste à calculer successivement pour chaque élément porteur de la structure la charge qui lui revient au niveau de chaque plancher jusqu'à la fondation. Les différentes charges et surcharges existantes sont :

Les charges permanentes (G).

Les surcharges d'exploitation (Q).

➤ Plancher terrasse

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

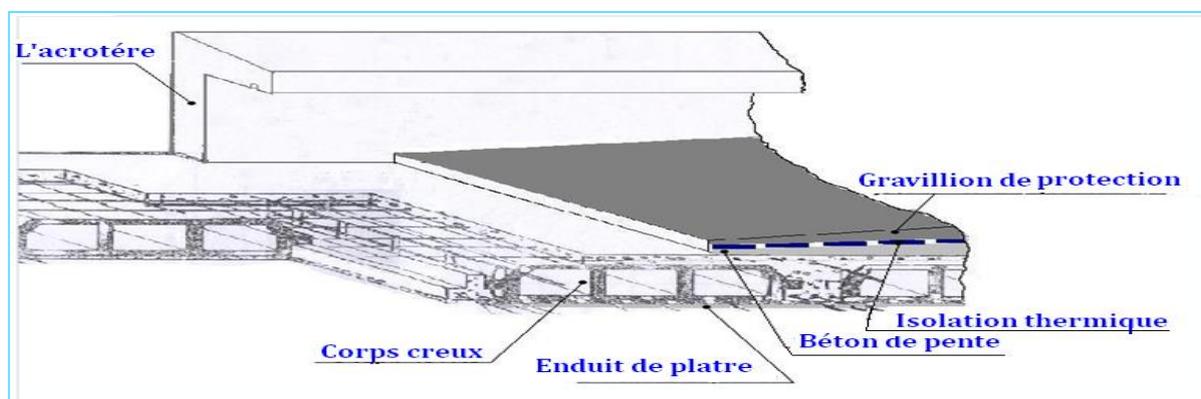


Figure II. 10: Plancher terrasse (corps creux).

Tableau II. 5: Charge permanente du plancher terrasse inaccessible

| Matériaux | Épaisseur (m) | γ (kN/m ³) | G (kN/m ²) |
|------------------------------------|---------------|-------------------------------|------------------------|
| Protection en gravillon | 0,05 | 16 | 0,8 |
| Étanchéité multicouche | 0,02 | 6 | 0,12 |
| Forme de pente (2%) | 0,05 | 22 | 1,1 |
| papier kraft (2feuilles). | / | / | 0,5 |
| Isolation thermique | 4 | 0,04 | 0,16 |
| Dalle de compression + corps creux | 16 + 4 | / | 2,8 |
| Enduit plâtre | 0,015 | 10 | 0,15 |
| G = 5,63kN/m² | | | |

Charge d'exploitation : Le plancher terrasse est inaccessible la charge d'exploitation Q est de 1kN/m^2

➤ **Planchers des étages courants**

précisé précédemment, les planchers des étages courants sont en corps creux. La figure Fig.II-11 montre en détail les différents matériaux constituant ces planchers.

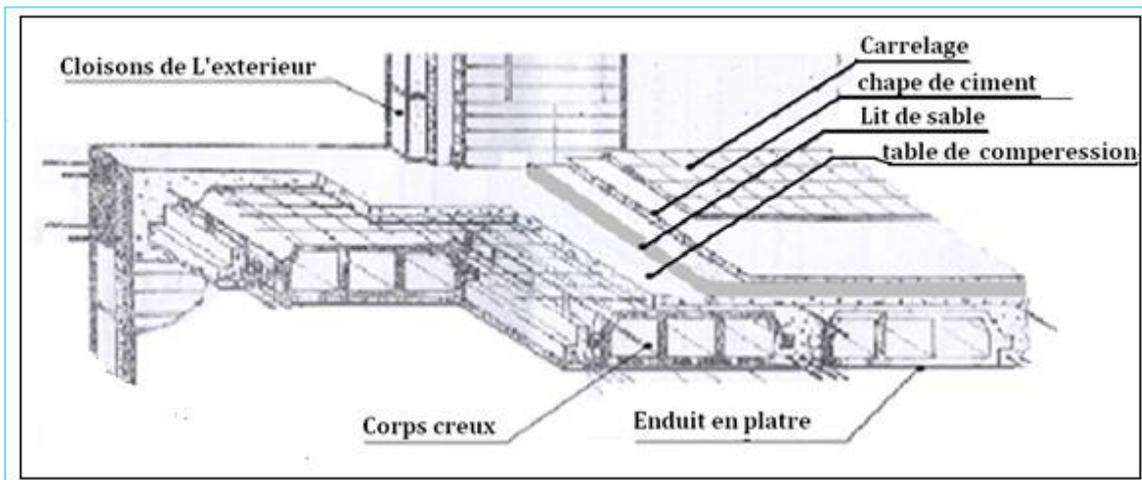


Figure II. 11: Composition du plancher d'étage courant

Tableau II. 6: Charge permanente du plancher d'étage courant.

| Matériaux | Épaisseur (m) | γ (kN/m ³) | G (kN/m ²) |
|-----------------------------------|---------------|-------------------------------|------------------------|
| Carrelage | 0,02 | 20 | 0,4 |
| Mortier de pose | 0,02 | 20 | 0,4 |
| Lit de sable | 0,03 | 18 | 0,54 |
| Dalle de compression +corps creux | 16+4 | / | 2,8 |
| Enduit plâtre | 0,015 | 10 | 0,15 |
| cloison de distribution | 0,1 | 9 | 0,9 |
| G = 5,19 kN/m² | | | |

Charge d'exploitation : Pour les étages courant à usage d'habitation : $Q = 1,5\text{kg/m}^2$.

Tableau II. 7: charge permanente du mur extérieur.

| Matériau | Épaisseur (m) | γ (KNm ³) | G (KN/m ²) |
|------------------|---------------|------------------------------|------------------------|
| Enduit extérieur | 0,02 | 18 | 0,36 |
| Brique creuse | 0,15 | 9 | 1,35 |
| L'âme de l'aire | 5 | / | / |

| | | | |
|---------------------------------|-------|----|------|
| Brique creuse | 0,1 | / | 0,9 |
| Enduit en plâtre | 0,015 | 10 | 0,15 |
| G = 2,76KN/m² | | | |

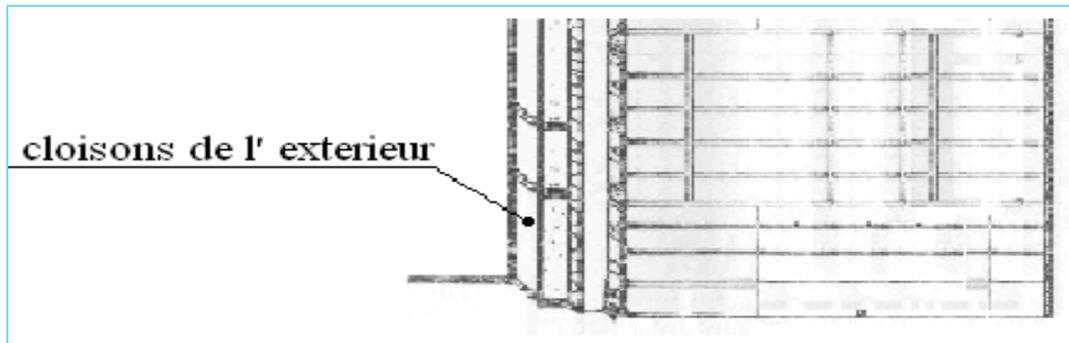


Figure II. 12: remplissage en double paroi.

Tableau II. 8: charge permanente du mur intérieur

| Désignation des éléments | e (m) | Poids volumique (KN/m ³) | Poids surfacique (KN/m ²) |
|---------------------------------|-------|--------------------------------------|---------------------------------------|
| Enduit en plâtre | 0,02 | 10 | 0,2 |
| Briques creuses | 0,1 | 9 | 0,9 |
| Revêtement de ciment | 0,02 | 20 | 0,4 |
| G = 1,5 kN/m² | | | |

➤ **Charges et surcharges au niveau des balcons**

Tableau II. 9: Évaluation des charges permanentes de balcon

| Matériau | Épaisseur (m) | γ (kN/m ³) | G (kN/m ²) |
|------------------------|---------------|-------------------------------|------------------------|
| Carrelage | 0,02 | 20 | 0,4 |
| Mortier de pose | 0,02 | 20 | 0,4 |

| | | | |
|---------------------------------|------|----|------|
| Lit de sable | 0,02 | 18 | 0,36 |
| Dalle en B A | 0,15 | 25 | 3,75 |
| Enduit en ciment | 0,02 | 20 | 0,4 |
| G = 5,31kN/m² | | | |

Charge d'exploitation : pour les balcons $Q = 3,5\text{kN/m}^2$

➤ Charges et surcharges au niveau des escaliers

Tableau II. 10: charge permanente du palier

| Matériaux | Épaisseur (m) | γ (kN/m³) | G (kN/m²) |
|----------------------------------|--------------------------|---|---------------------------------|
| Carrelage | 0,02 | 20 | 0,4 |
| Mortier de pose | 0,02 | 20 | 0,4 |
| Lit de sable | 0,02 | 18 | 0,36 |
| Dalle en BA | 0,15 | 25 | 3,75 |
| Enduit de ciment | 0,03 | 10 | 0,3 |
| G = 5.21 kN/m² | | | |

Charge d'exploitation : pour le palier $Q = 2,5\text{kN/m}^2$

Tableau II. 11: charge permanente au niveau de la volée

| Matériaux | Épaisseur (m) | γ (kN/m³) | G (kN/m²) |
|------------------------|--------------------------|---|---------------------------------|
| Carrelage | 0,02 | 20 | 0,4 |
| Mortier de pose | 0,02 | 20 | 0,4 |
| Lit de sable | / | / | 1 |
| Marche | 0.17/2 | 25 | 2 .125 |

| | | | |
|-------------------------|--------------|----|---------------------------------|
| Paillasse | 0.15/Cos32.2 | 25 | 4.45 |
| Enduit en ciment | 0,03 | 10 | 0,3 |
| Gardes corps | / | / | 1 |
| | | | G = 9,68kN/m² |

Charge d'exploitation : pour la volée Q = 2,5 kN/m²

Tableau II. 12: charge permanente pour l'acrotère

| La masse volumique [kN/m³] | Surface de l'acrotère [m²] | Charge permanente de l'acrotère [kN/ml] |
|--|--|--|
| 25 | $S = [(0.1*0.60)+(0.02*0.12)/2+(0.08*0.12)]$ <p style="text-align: center;">S=0.071</p> | G =1,71 |

Charge d'exploitation : pour l'acrotère Q = 1kN/m²

II-7-2- 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.

Q : Charge d'exploitation.

Ce qui donne : $Q_0 + \frac{3+n}{2n} (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n)$ Donnée par "BAEL 91 modifié 99"

Avec :

n: Nombre d'étage.

Q₀ : La charge d'exploitation sur la terrasse.

Q₁, Q₂, ..., Q_n : Les charges d'exploitation des planchers courants.

Remarque :

La Charge d'exploitation de Plancher RDC et entre sol à usage commercial :

Q=2,5KN/m².

Tableau II. 13:Dégression des charges d'exploitations

| Niveau des planchers | Charge d'exploitation | charge d'exploitation *Surface | charge |
|----------------------|-----------------------|--------------------------------|--------|
| T | 1 | (1*17.3) | |
| P5 | 1.5 | (1.5*17.3) | |
| P4 | 1.5 | 0.95(1.5*17.3) | |
| P3 | 1.5 | 0.90(1.5*17.3) | |
| P2 | 1.5 | 0.85(1.5*17.3) | |
| P1 | 1.5 | 0.80(1.5*17.3) | |
| RDC | 2.5 | 0.75(2.5*17.3) | |
| E/SOL | 2.5 | 0.70(2.5*17.3) | |

b-poteau : Le poteau le plus sollicité

-La surface revenant à ce poteau est :

$$S_t = 3.82 * 4.57 = 17.45 \text{ m}^2.$$

$$S_{\text{majoré}} = 17,45 * 1,1 = 19,19 \text{ m}^2$$

-Les charges permanentes

Figure II. 13 : surface reprise par le poteau

▪ **Niveau terrasse**

Plancher corps creux : 19.19*5.63=108.03 KN

Poutres (30x40) :0,40*0,3*4.57*25=13.71 KN

Poutre (30x40).....0,40*0,3*3.82*25=11.46 KN

$$G = 133.20$$

▪ **Niveau étage courant (5^{ème}, 4^{ème}, 3^{ème})**

Plancher corps creux:19.19*5.19=99.59 KN

Poutres (30x40) :0,40*0,3*4.57*25=13.71 KN

Poutre (30x40)0,40*0,3*3.82*25=11.46 KN

Poteau0.35*0.35*3.06*25=9.37KN

$$G=134.13$$

▪ Niveau étage courant (1^{er}, 2^{ème})

| | |
|---------------------------|---------------------------|
| Plancher corps creux..... | 19.19*5.19=99.59 KN |
| Poutres (30x40) : | 0,40*0,3*4.57*25=13.71 KN |
| Poutre (30x40) | 0,40*0,3*3.82*25=11.46 KN |
| Poteau | 0.4*0.40*3.06*25=12.24 KN |

$$G=137 \text{ KN}$$

▪ Niveau (E/S,RDC)

| | |
|---------------------------|----------------------------|
| Plancher corps creux..... | 19.19*5.19=99.59 KN |
| Poutres (30x45) : | 0,45*0,3*3,2*25=10.8KN |
| Poutre (30x40) | 0,40*0,3*4,57*25=13.71KN |
| Poteau | 0.45*0.45*4.08*25=20.66 KN |

$$G=144.75 \text{ KN}$$

Tableau II. 14 :choix de section des poteaux

| <i>niveau</i> | G_{totale} (KN) | Q_{totale} (KN) | Nu (KN) | $1.1Nu$ (KN) | Nu_{cum} (KN) | Br (cm ²) | $A=B$ (cm) | $CHOI$ X |
|------------------------|----------------------|----------------------|--------------|-----------------|--------------------|----------------------------|---------------|-------------|
| <i>terrasse</i> | 133.2 | 17.3 | 205.77 | 226.34 | / | / | / | / |
| 5^{ème} | 134.1 | 25.95 | 220.00 | 242.00 | 226.34 | 144.86 | 12.03 | 35X35 |
| 4^{ème} | 134.1 | 24.65 | 218,05 | 239,85 | 468.34 | 299.73 | 17.31 | 35X35 |
| 3^{ème} | 134.1 | 23,35 | 216,10 | 237 ,7 | 708,19 | 453,24 | 21,28 | 35X35 |
| 2^{ème} | 137 | 22,06 | 218,04 | 239.84 | 945,90 | 605,37 | 24 ,6 | 40X40 |
| 1^{ème} | 137 | 20.76 | 214,02 | 235,42 | 1185,7 | 757,40 | 27,52 | 40X40 |
| RDC | 144.7 | 32.43 | 244.05 | 268.46 | 1418,8 | 908.06 | 30.13 | 45X45 |
| E/S0L | 144.7 | 30.27 | 234.95 | 258.45 | 1687.3 | 1079.8 | 32.86 | 45X45 |

➤ **Vérification vis-à-vis du RPA2003**

Selon l'article 7.4.1 du RPA2003, les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

Tableau II. 15 :vérification RPA

| Poteaux | Conditions exigées par RPA99/V2003 | Valeurs calculées | Observation |
|---------|--------------------------------------|-----------------------------|--------------------|
| 35x35 | $\text{Min}(b_1, h_1) \geq 30$ | $\text{Min}(b_1, h_1) = 35$ | Condition vérifiée |
| | $\text{Min}(b_1, h_1) \geq (h_e/20)$ | $(h_e/20) = 15.3$ | Condition vérifiée |
| | $1/4 < b_1/h_1 < 4$ | $(b_1/h_1) = 1$ | Condition vérifiée |
| 40x40 | $\text{Min}(b_1, h_1) \geq 30$ | $\text{Min}(b_1, h_1) = 40$ | Condition vérifiée |
| | $\text{Min}(b_1, h_1) \geq (h_e/20)$ | $(h_e/20) = 15.3$ | Condition vérifiée |
| | $1/4 < b_1/h_1 < 4$ | $(b_1/h_1) = 1$ | Condition vérifiée |
| 45x45 | $\text{Min}(b_1, h_1) \geq 30$ | $\text{Min}(b_1, h_1) = 45$ | Condition vérifiée |
| | $\text{Min}(b_1, h_1) \geq (h_e/20)$ | $(h_e/20) = 22.5$ | Condition vérifiée |
| | $1/4 < b_1/h_1 < 4$ | $(b_1/h_1) = 1$ | Condition vérifiée |

➤ Vérification au flambement

Le flambement est un phénomène d'instabilité de forme qui peut survenir dans les éléments comprimés (de façon excentrée ou non) des structures, lorsque les éléments sont élancés, la vérification consiste à calculer l'élancement $\langle \lambda \rangle$ qui doit satisfaire l'inégalité suivante :

Le calcul du poteau au flambement consiste à vérifier la condition suivante :

$$\lambda = \frac{L_f}{i} \leq 35 \quad (\text{BAEL 91 modifié 99 page 110})$$

Avec : λ : élancement du poteau.

L_f : longueur de flambement $L_f = 0.7 L_0$

L_0 : distance entre les faces supérieures de deux planchers consécutifs

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

I : Moment d'inertie.

Avec : $I = \frac{ab^3}{12}$

$B = a.b =$ Section transversale du poteau.

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{0.7 L_0}{\sqrt{\frac{I}{B}}} = \frac{0.7 L_0}{\sqrt{\frac{ab^3}{12}}} = \frac{0.7 L_0 \sqrt{12}}{b}$$

- Poteaux de E / sol et RDC : (45x45) cm², $L_0= 4.08\text{m} \Rightarrow \lambda = 21.98 < 35$ **Vérifié.**
- Poteaux de 1^{er}, 2^{ème} étage : (40x40) cm², $L_0= 3.06\text{m} \Rightarrow \lambda = 18.55 < 35$ **Vérifié**
- Poteaux du 3^{ème}, 4^{ème}, 5^{ème} étages : (35x35) cm², $L_0= 3.06\text{m} \Rightarrow \lambda = 21.20 < 35$ **Vérifié.**

III- Etude de plancher**III-1- Introduction**

Le calcul se fera pour le plancher le plus sollicité, le plancher à corps creux est d'épaisseur (16 + 4) avec une dalle de compression de 4 cm.

Le plancher à corps creux est constitué de :

- Nervures appelées poutrelles de section en T, elles assurent la fonction de portance; la distance entre axes des poutrelles est de 65 cm.
- Remplissage en corps creux; sont utilisés comme coffrage perdu et comme isolant phonique, sa hauteur est de 16 cm.
- Une dalle de compression en béton de 4 cm d'épaisseur, elle est armée d'un quadrillage d'armatures ayant pour but :

Limitier les risques de fissuration dus au retrait.

Résister aux efforts dus aux charges appliquées sur des surfaces réduites.

III-1-1- Ferrailage de la dalle de compression

La dalle de compression est coulée sur place, elle est de 4 cm d'épaisseur armée d'un quadrillage de treillis soudé de nuance (TLE 520) dont les dimensions des mailles seront au plus égales :

20 cm pour les armatures perpendiculaires aux nervures (poutrelles).

33 cm pour les armatures parallèles aux nervures (poutrelles).

Armatures perpendiculaires aux poutrelles :

$$A_{\perp} = \frac{4 \times l}{f_e} = \frac{4 \times 65}{520} = 0.5 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

l : distance entre axe des poutrelles (50 cm < l < 80 cm).

Soit : $A_{\perp} = 5T5 = 0.98 \text{ cm}^2$; avec un espacement : $S_t = 20 \text{ cm}$

Armatures parallèles aux poutrelles :

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{0.98}{2} = 0.49 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_{//} = 5T5 = 0.98 \text{ cm}^2$; avec un espacement : $S_t = 20 \text{ cm}$

On adopte pour le ferrailage de la dalle de compression un treillis soudé (TLE 520) de dimension

(5 × 5 × 200 × 200) mm².

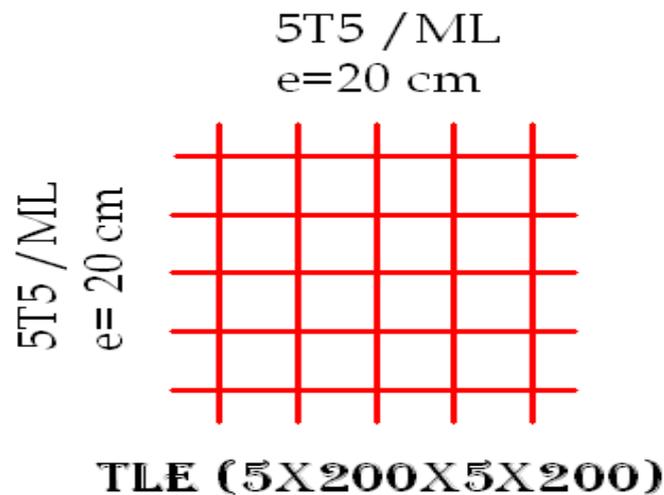


Figure III. 1:schéma ferrailage dalle de compression

III-1-2- Étude de la poutrelle

Les poutrelles sont sollicitées par une charge uniformément répartie, dont la largeur est déterminée par l'entre axe de deux poutrelles consécutives.

Le calcul des poutrelles est généralement fait en deux étapes :

➤ **Avant coulage de la dalle de compression (section rectangulaire)**

La poutrelle préfabriquée est considérée comme étant simplement appuyée sur ses deux extrémités, elle travaille en flexion ; elle doit supporter en plus de son poids propre, le poids du corps creux qui est de 0.95 KN/m^2 et celui de la main d'œuvre.

- **Poids propre de la poutrelle**

$$G_1 = 0.12 \times 0.04 \times 25 = 0.12 \text{ KN/ml.}$$

- **Poids du corps creux**

$$G_2 = 0.65 \times 0.95 = 0.62 \text{ KN/ml.}$$

- **Poidstotale**

$$G_{\text{tot}} = G_1 + G_2 = 0.12 + 0.62 = 0.74 \text{ KN/ml.}$$

- **Surcharge de l'ouvrier**

$$Q = 1 \text{ KN/ml.}$$

1) Calcul à l'ELU

Le calcul se fera pour la travée la plus défavorable.

- **Combinaison de charges**

$$q_u = (1.35 \times 0.74) + (1.5 \times 0.65) = 1.97 \text{ KN/ml.}$$

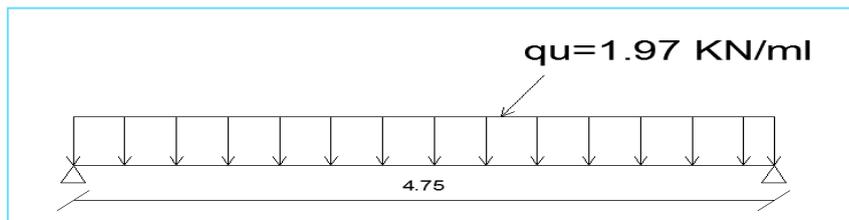


Figure III.2:Schéma statique de la poutrelle

- **Calcul du moment en travée**

$$M_{01} = \frac{q_u \cdot L^2}{8} = \frac{1,97 \cdot (4,75)^2}{8} = 5,55 \text{ KN.m}$$

- **Calcul de l'effort tranchant**

$$T = \frac{q_u \cdot L}{2} = \frac{1,97 \cdot (4,75)}{2} = 22,22 \text{ KN.m}$$

- **Ferraillage**

$$b = 12 \text{ cm.} ; \quad c = 2 \text{ cm} ; \quad h = 4 \text{ cm} ; \quad d = h - c = 4 - 2 = 2 \text{ cm. (d : hauteur utile)}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} ; \quad \text{avec : } f_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b}$$

$$\mu_u = \frac{5,55 \times 10^3}{12 \times 2^2 \times 14,2} \rightarrow \mu_u = 8,14 \gg \gg \mu_1 = 0,392$$

donc : $As' \neq 0$

Donc les armatures comprimées sont nécessaires, à cause de la faible section du béton, ces armatures ne peuvent pas être placées, on prévoit alors des étaitements sous poutrelles destinées à supporter les charges et les surcharges avant le coulage du béton.

- **Après coulage de la dalle de compression**

Après le coulage de la dalle de compression la poutrelle étant solidaire avec la dalle, elle sera calculée comme une poutre en **T** de hauteur égale à l'épaisseur du plancher et reposant sur plusieurs appuis.

Elle sera soumise aux charges suivantes :

- Poids propre de plancher
- Surcharges d'exploitation

On a : $b = 65 \text{ cm}, h_0 = 4 \text{ cm}, b_0 = 12 \text{ cm}, h = 20 \text{ cm}$

- **Charge et surcharge et la combinaison de charge**

à l'ELU: $q_u = (1,35G + 1,5Q) \times b$

à l'ELS: $q_s = (G + Q) \times b$

Tableau III. 1: Evaluation des charges dans les différents planchers.

| | A P'ELU | | | | A P'ELS | | | |
|--------------------------------|---------|-----|--------------------------------|--------------------------|---------|-----|--------------------------------|--------------------------|
| | G | Q | q_u (KN/ m ²) | $b \times q_u$ (KN/m) | G | Q | q_s (KN/ m ²) | $b \times q_s$ (KN/m) |
| Terrasse Non accessible | 5.63 | 1 | 9.1 | 5.92 | 5.63 | 1 | 6.63 | 4.31 |
| Plancher étage courant | 5.19 | 1.5 | 9.26 | 6.02 | 5.19 | 1.5 | 6.69 | 4.35 |
| RDC | 5.19 | 2.5 | 10.76 | 6.98 | 5.19 | 2.5 | 7.69 | 4.99 |

On calcule le plancher le plus défavorable et on généralisé le ferrailage pour les autres planchers des différents niveaux :

Le cas le plus défavorable c'est le cas de plancher RDC : $q_u = 6.98 \text{ KN/m}$

$q_s = 4.99 \text{ KN/m}$

➤ **Choix de la méthode de calcul**

Pour le calcul des efforts internes dans les poutrelles sont considérés comme poutres continues sur plusieurs appuis, on utilise l'une des 03 méthodes simplifiées :

- La method forfaitaire.
- La méthode de Caquot.
- Méthode des trois moments.

1) **Méthode forfaitaire**

➤ **Principe de la méthode forfaitaire**

- Elle est applicable essentiellement pour les planchers à surcharges d'exploitations modérées.
- Elle consiste à évaluer les moments maximum sur appuis et en travées; fixés forfaitairement par rapport à la valeur du moment isostatique M_0 dans la travée.

➤ **Conditions d'applications**

Cette méthode est applicable si les quatre hypothèses suivantes sont vérifiées :

1) $Q \leq \max \{ 2G ; 5 \text{ KN/m}^2 \}$

2) Les moments d'inerties des sections transversales sont les mêmes dans les différents travées.

3) Le rapport de longueur entre deux portées successives doit vérifier :

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

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

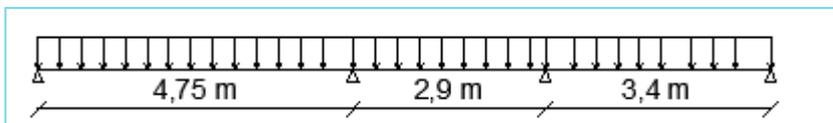
4) Fissuration peu nuisible.

▪ **Remarque**

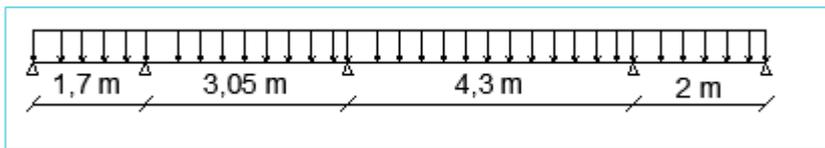
Si l'une des conditions n'est pas vérifiée la méthode forfaitaire n'est pas applicable donc on applique l'un des deux autres méthodes (la méthode de Caquot, la méthode des trois moments).

Notre bâtiment compose 6 types de poutrelles ;

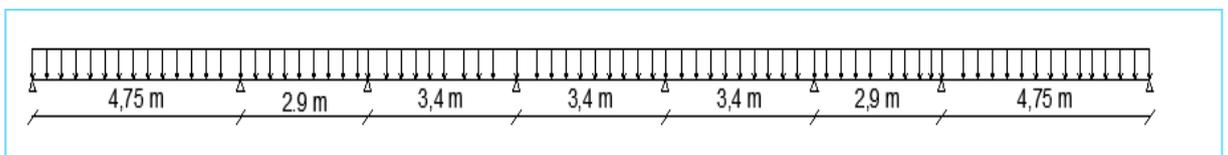
- Type 1 :



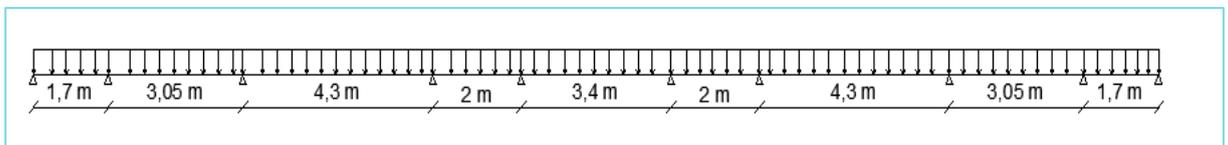
- Type 2 :



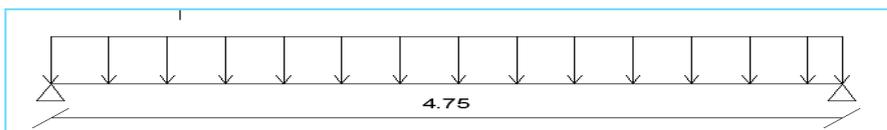
- Type 3 :



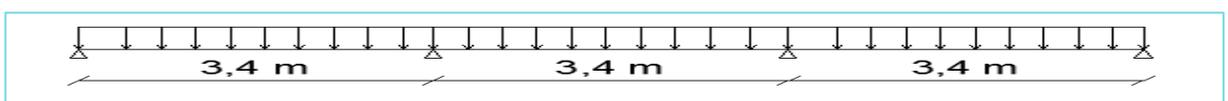
- Type4 :



- Type5 :



- Type6 :



➤ **L'application de la méthode**

$$1) \left\{ \begin{array}{l} Q = \frac{1 \text{ KN}}{\text{m}^2} < 2 G = 11.26 \text{ KN/m}^2 \quad \dots\dots\dots \text{C.V} \\ Q = 1 \text{ KN/m}^2 < 5 \text{ KN/m}^2 \end{array} \right.$$

2) Les moments d'inerties des sections transversales sont les mêmes dans les différents travées.....**C.V.**

3)

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Type 1 : } 0.8 \leq \frac{4.75}{2.9}; \frac{2.9}{3.4} \leq 1.25 \quad \dots\dots\dots \text{C.N.V} \\ \text{Type 2 : } 0.8 \leq \frac{1.7}{3.05}; \frac{3.05}{4.3}; \frac{4.3}{2} \leq 1.25 \quad \dots\dots\dots \text{C.N.V} \\ \text{Type 3 : } 0.8 \leq \frac{4.75}{2.9}; \frac{2.9}{3.4}; \frac{3.4}{3.4}; \frac{3.4}{3.4}; \frac{2.9}{2.9}; \frac{2.9}{4.75} \leq 1.25 \quad \dots\dots\dots \text{C.N.V} \\ \text{Type 4 : } 0.8 \leq \frac{1.7}{3.05}; \frac{3.05}{4.3}; \frac{4.3}{2}; \frac{3.4}{2}; \frac{2}{4.3}; \frac{4.3}{3.05}; \frac{3.05}{1.7} \leq 1.25 \quad \dots\dots\dots \text{C.N.V} \\ \text{Type 5 : } 0.8 \leq 4.75 \leq 1.25 \quad \dots\dots\dots \text{C.N.V} \\ \text{Type 6 : } 0.8 \leq \frac{3.4}{3.4}; \frac{3.4}{3.4} \leq 1.25 \quad \dots\dots\dots \text{C.V} \end{array} \right.$$

-La **troisième** condition est vérifiée pour le **type 6**

- La **troisième** condition n'est pas vérifiée pour les autres types , donc on doit passer à la méthode de **CAQUOT** pour déterminer les moments en appuis et en travées.

➤ **Application de la méthode**

Principe de la méthode forfaitaire : d'après le [BAEL 91].

▪ **Les moments fléchissant**

$\alpha = \frac{Q}{Q + G}$: Le rapport des charges d'exploitations sur la somme des charges d'exploitations

et permanentes sans pondération.

M_0 : Moment isostatique.

M_d : Moment sur l'appui de droite.

M_g : Moment sur l'appui de gauche.

M_t : Moment en travée.

Les conditions à vérifiées sont :

$$M_t + \frac{M_g + M_d}{2} \geq \max \left\{ \begin{array}{l} (1 + 0.3 \times \alpha) \times M_0 \\ 1.05 M_0 \end{array} \right.$$

$$M_t \geq \frac{1.2 + 0.3 \times \alpha}{2} \times M_0 \dots \dots \dots \text{ Pour une travée de rive.}$$

$$M_t \geq \frac{1 + 0.3 \times \alpha}{2} \times M_0 \dots \dots \dots \text{ Pour une travée intermédiaire.}$$

Les moments sur appuis sont donnés comme suit :

$0.5 \times M_0$: pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées.

$0.4 \times M_0$: pour les appuis intermédiaires pour une poutre à plus de trois travées.

$0.6 \times M_0$: pour les appuis intermédiaires pour une poutre à deux travées.

$0.15 \times M_0$: pour les appuis de rive.

▪ Les efforts tranchants

Les efforts tranchants aux appuis sont calculés par la méthode générale applicable aux poutres (forfaitaire) ou par la méthode de la RDM.

▪ Calcul des sollicitations

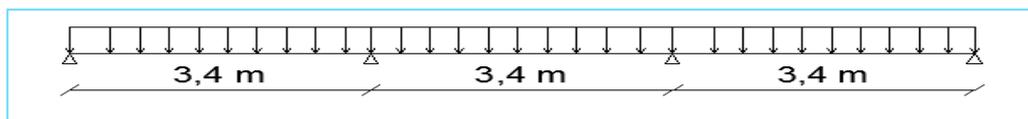


Figure III. 3: schéma statique poutrelle type 4

▪ Moments isostatiques

À l'ELU

$$\text{Travée A-B : } M_0^{AB} = \frac{P_U l^2}{8} = \frac{6.98 \times 3.4^2}{8} = 10.08 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée B-C : } M_0^{BC} = \frac{6.98 \times 3.4^2}{8} = 10.08 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée C-D : } M_0^{CD} = \frac{6.98 \times 3.4^2}{8} = 10.08 \text{ KN.m}$$

À l'ELS

$$\text{Travée A-B : } M_0^{AB} = \frac{P_S l^2}{8} = \frac{4.99 \times 3.4^2}{8} = 7.21 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée B-C : } M_0^{BC} = \frac{4.99 \times 3.4^2}{8} = 7.21 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée C-D : } M_0^{CD} = \frac{4.99 \times 3.4^2}{8} = 7.21 \text{ KN.m}$$

- **Moments sur les appuis**

Appuis de rive

$$M_A = M_d = 0$$

Sur les appuis de rive, le moment est nul, mais il faut toujours mettre des aciers de fissuration équilibrant un moment égal à $0.15 \times M_0$.

Appuis intermédiaires**À l'ELU**

$$M_A = -0.15 \times 10.08 = -1.51 \text{ KN.m}$$

$$M_D = -0.15 \times 10.08 = -1.51 \text{ KN.m}$$

$$M_B = -0.5 \times \max(M_0^{AB}, M_0^{BC}) = -0.5 \times 10.08 = -5.04 \text{ KN.m}$$

$$M_C = -0.5 \times \max(M_0^{BC}, M_0^{CD}) = -0.5 \times 10.08 = -5.04 \text{ KN.m}$$

À l'ELS

$$M_A = -0.15 \times 7.21 = -1.08 \text{ KN.m}$$

$$M_D = -0.15 \times 7.21 = -1.08 \text{ KN.m}$$

$$M_B = -0.5 \times \max(M_0^{AB}, M_0^{BC}) = -0.5 \times 7.21 = -3.6 \text{ KN.m}$$

$$M_C = -0.5 \times \max(M_0^{BC}, M_0^{CD}) = -0.5 \times 7.21 = -3.6 \text{ KN.m}$$

- **Moments en travée**

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{1.5}{1.5+5.19} = 0.224$$

$$\alpha = 0.224 \Rightarrow \begin{cases} 1 + 0.3\alpha = 1.0072 \\ 1 + 2 + 0.3\alpha = 1.2072 \end{cases}$$

À l'ELU

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t + \frac{M_{eg} + M_d}{2} \geq \max[(1 + 0.3\alpha)M_0; 1.05M_0] \\ M_t \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_0 \rightarrow \text{pour une travée de rive.} \\ M_t \geq \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_0 \rightarrow \text{pour une travée intermédiaire.} \end{array} \right.$$

Travée A-B

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t \geq 7.31 \text{ KN.m} \\ M_t \geq \frac{1.2 + 0.06}{2} \times 10.08 = 6.08 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$M_{tu}^{AB} = 7.31 \text{ KN.m}$$

Travée B-C

$$\begin{cases} M_i \geq 1.0072 \times 10.08 - \frac{5.04 + 5.04}{2} = 5.11 \text{KN.m} \\ M_i \geq \frac{1.0072}{2} \times 10.08 = 5.07 \text{KN.m} \end{cases}$$

$$M_{tu}^{BC} = 5.11 \text{KN.m}$$

Travée C-D

$$\begin{cases} M_i \geq 1.2072 \times 10.08 - \frac{5.04 + 1.51}{2} = 8.89 \text{KN.m} \\ M_i \geq \frac{1.2072}{2} \times 10.08 = 6.08 \text{KN.m} \end{cases}$$

$$M_{tu}^{CD} = 8.89 \text{KN.}$$

À l'ELS**Travée A-B**

$$\begin{cases} M_i \geq 1.2072 \times 7.21 - \frac{3.6}{2} = 13.89 \text{KN.m} \\ M_i \geq \frac{1.2072}{2} \times 7.21 = 4.35 \text{KN.m} \end{cases}$$

$$M_{tu}^{AB} = 13.89 \text{KN.m}$$

Travée B-C

$$\begin{cases} M_i \geq 1.0072 \times 7.21 - \frac{3.6 + 3.6}{2} = 3.66 \text{KN.m} \\ M_i \geq \frac{1.0072}{2} \times 7.21 = 3.63 \text{KN.m} \end{cases}$$

$$M_{tu}^{BC} = 3.66 \text{KN.m}$$

Travée C-D

$$\begin{cases} M_i \geq 1.2072 \times 7.21 - \frac{3.6 + 1.08}{2} = 6.36 \text{KN.m} \\ M_i \geq \frac{1.2072}{2} \times 7.21 = 4.35 \text{KN.m} \end{cases}$$

$$M_{tu}^{CD} = 6.36 \text{KN.m}$$



Figure III. 4: Diagramme des moments fléchissant à l'ELU

▪ **Les efforts tranchants**

➤ **Evaluation des efforts tranchants**

Les efforts tranchants sont évalués :

Soit forfaitairement en supposant la discontinuité entre les travées, dans ce cas les efforts tranchants hyperstatiques sont confondus même avec les efforts tranchants isostatiques sauf pour les appuis voisins de rive.

L'effort tranchant isostatique doit être majoré de :

- 15 % s'il s'agit d'une poutre à deux travées .
- 10 % s'il s'agit d'une poutre à plus de deux travées.

À L'ELU

Travée A-B

$$V_A = \frac{6,99 \times 3,4}{2} = 11,88 \text{ KN}$$

$$V_B = -1,1 \times V_A = -13,07 \text{ KN}$$

Travée B-C

$$V_B = 1,1 \times \frac{6,99 \times 3,4}{2} = 13,07 \text{ KN}$$

$$V_C = -V_B = -13,07 \text{ KN}$$

Travée C-D

$$V_C = 1,1 \times \frac{6,99 \times 3,4}{2} = 13,07 \text{ KN}$$

$$V_D = -V_C = -13,07 \text{ KN}$$

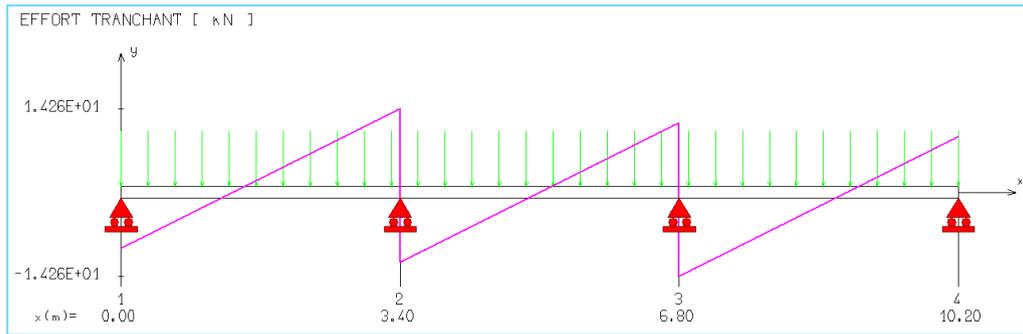


Figure III. 5: Diagramme des efforts tranchants

Remarque :

La **troisième** condition n'est pas vérifiée pour les types (1 ,2,3,4,5) donc on doit passer à la méthode de **CAQUOT** pour déterminer les moments en appuis et en travées.

➤ **Application de la méthode de caquot**

Soit l'appui numéro «*i*» d'une poutre continue ; entouré par les deux travées ouest (**w**) et est (**e**) de longueurs respectives **L_w** et **L_e**. Les travées peuvent supporter respectivement

- Une charge uniformément répartie d'intensité **q_w** et **q_e**.
- Des charges concentrées **P_w**, **P_e** appliquées à des distances **a_w** et **a_e** de l'appui (ces distances sont calculées à partir de l'appui soit vers la gauche dans la travée **w** soit vers la droite de la travée **e**).

✓ La longueur réduite de chaque travée **L'** :

L' = L Pour une travée de rive.

L' = 0.8L Pour une travée intermédiaire.

▪ **Règle des moments**

✓ **Les moments en appuis**

$$M_i(q) = \frac{q_w l'_w{}^3 + q_e l'_e{}^3}{8,5(l'_w + l'_e)}$$

✓ **Les moments en travées**

$$\begin{cases} x_0 = \frac{-V_w}{q} \\ M_t = M_w - V_w x - \frac{q x_0^2}{2} - \sum_{a_i(x_0)} P_i x \end{cases}$$

✓ Règle de l'effort tranchant

$$\begin{cases} V_w = \frac{M_w - M_e}{L} - \frac{qL}{2} - \sum P_i \left(1 - \frac{a_i}{L}\right) \\ V_e = V_w + qL + \sum P_i \end{cases}$$

V_w : L'effort tranchant sur l'appui gauche.

V_e : L'effort tranchant sur l'appui droit.

➤ Application de la méthode (Caquot)

Le calcul des moments et des efforts tranchants sont résumés dans les tableaux suivants :

▪ 1er type: (Poutrelle a 3 travée)

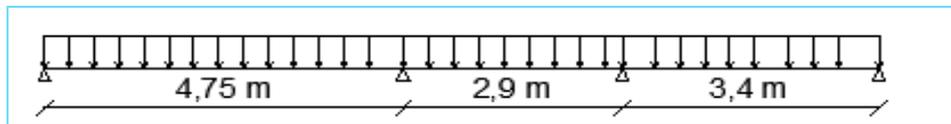


Figure III. 6: Schéma statique de la poutrelle type 1

À l'ELU

Tableau III. 2 : Les moments et les efforts tranchants à l'ELU pour la poutrelle type 01

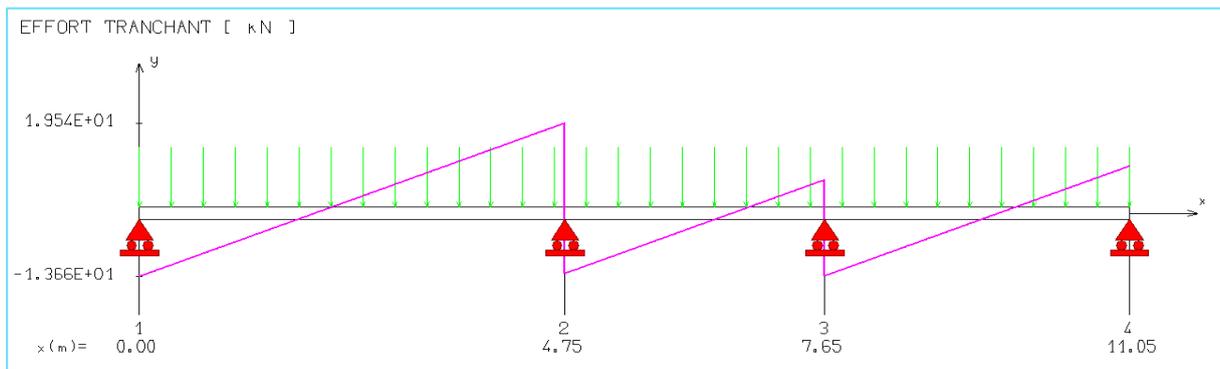
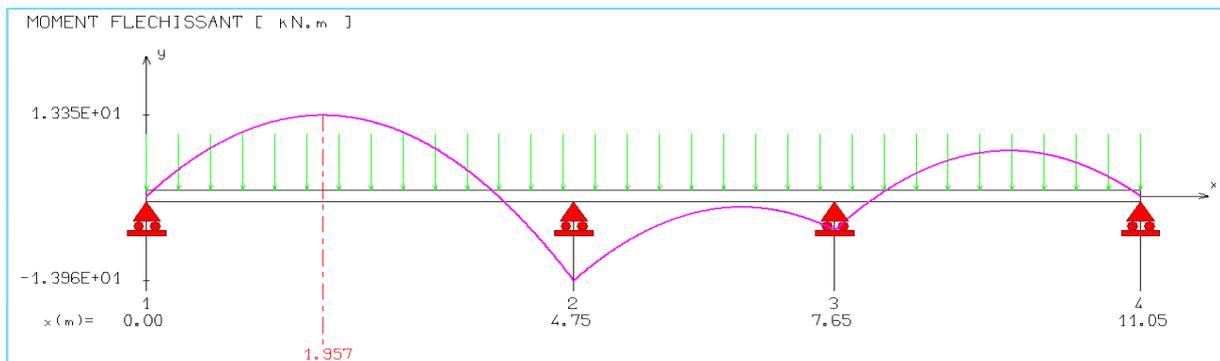
| Travée | 1-2 | | 2-3 | | 3-4 | |
|-------------|--------|--------|--------|------|--------|--|
| $q_u(KN/m)$ | 6.98 | | 6.98 | | 6.98 | |
| $L(m)$ | 4.75 | | 2.9 | | 3.4 | |
| $L'(m)$ | 4.75 | | 2.32 | | 2.32 | |
| Appui | 1 | 2 | 3 | 4 | | |
| $L_w'(m)$ | 0 | 4.75 | 2.32 | 4.75 | | |
| $L_e'(m)$ | 4.75 | 2.32 | 4.75 | 0 | | |
| $M_a(KN.m)$ | 0 | -13.96 | -13.96 | 0 | | |
| Travée | 1-2 | | 2-3 | | 3-4 | |
| $M_w(KN.m)$ | 0 | | -13.96 | | -13.96 | |
| $M_e(KN.m)$ | -13.96 | | -13.96 | | 0 | |
| $V_w(m)$ | -13.96 | | -10.12 | | 14.79 | |
| $V_e(m)$ | 19.5 | | 10.12 | | 8.94 | |
| $X_0(m)$ | 1.96 | | 1.45 | | 2.12 | |
| $M_t(KN.m)$ | 13.35 | | -6.55 | | 1.78 | |

À l'ELS

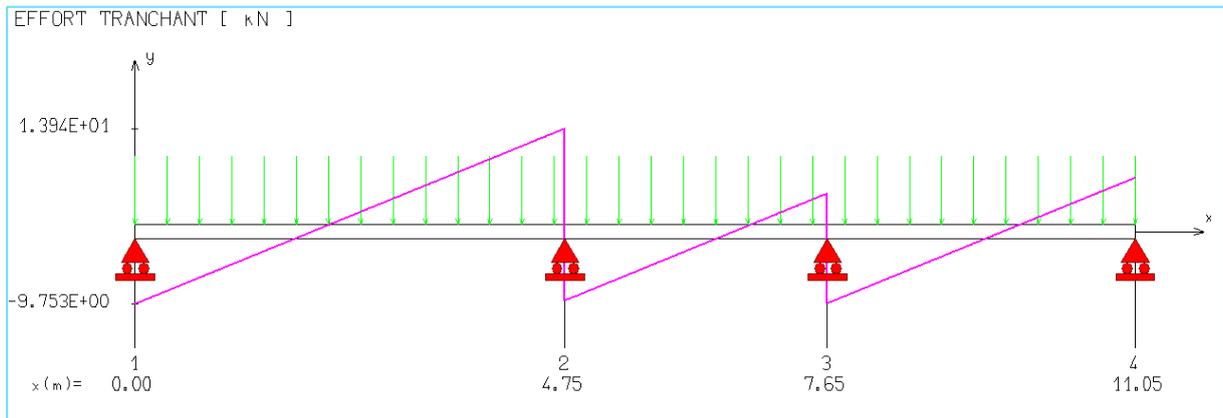
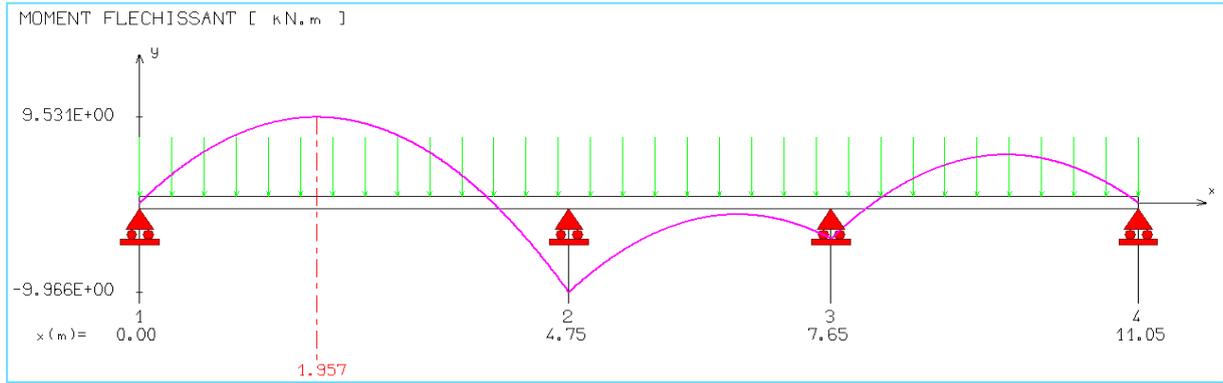
Tableau III. 3: Les moments et les efforts tranchants à l'ELS pour la poutrelle type 01

| Travée | 1-2 | 2-3 | 3-4 | |
|-------------|-------|-------|-------|------|
| $q_u(KN/m)$ | 5 | 5 | 5 | |
| $L(m)$ | 4.75 | 2.9 | 3.4 | |
| $L'(m)$ | 4.75 | 2.32 | 4.75 | |
| Appui | 1 | 2 | 3 | 4 |
| $L_w'(m)$ | 0 | 4.75 | 2.32 | 4.75 |
| $L_e'(m)$ | 4.75 | 2.32 | 4.75 | 0 |
| $M_a(KN.m)$ | 0 | -9.96 | -9.96 | 0 |
| Travée | 1-2 | 2-3 | 3-4 | |
| $M_w(KN.m)$ | 0 | -9.96 | -9.96 | |
| $M_e(KN.m)$ | -9.96 | -9.96 | 0 | |
| $V_w(m)$ | -9.96 | -7.25 | 11.42 | |
| $V_e(m)$ | 13.97 | 21.75 | 5.58 | |
| $X_0(m)$ | 1.95 | 1.45 | 2.28 | |
| $M_t(KN.m)$ | 9.53 | -5.56 | 3.09 | |

■ Diagrammes des moments fléchissant et l'efforts tranchants à ELU



▪ Diagrammes des moments fléchissant et l'efforts tranchants à ELS



▪ 2ème Type:(Poutrelle a 4 travée)

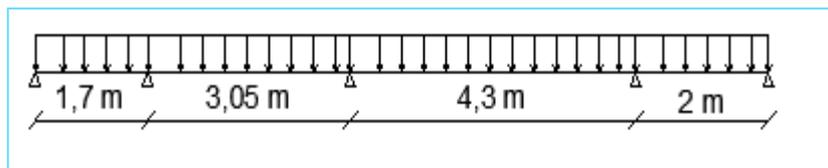


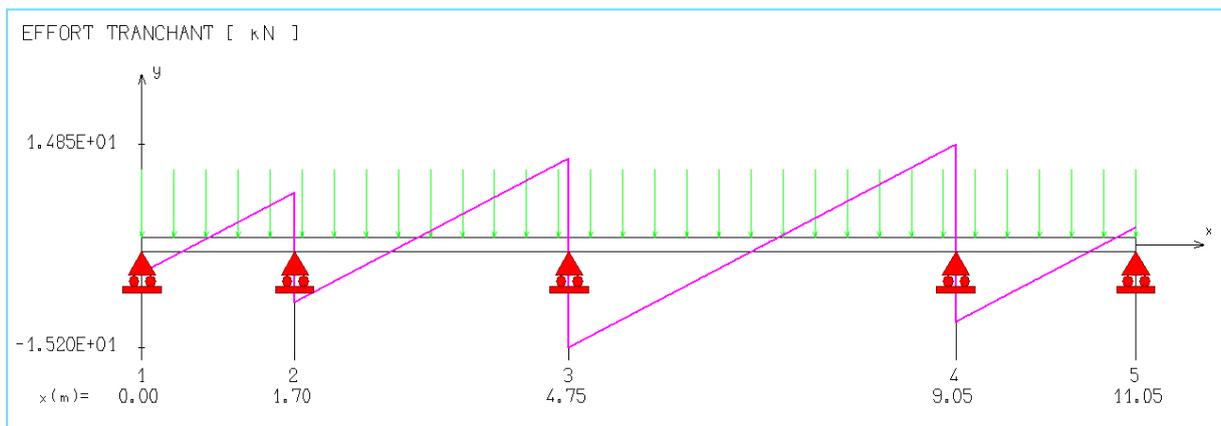
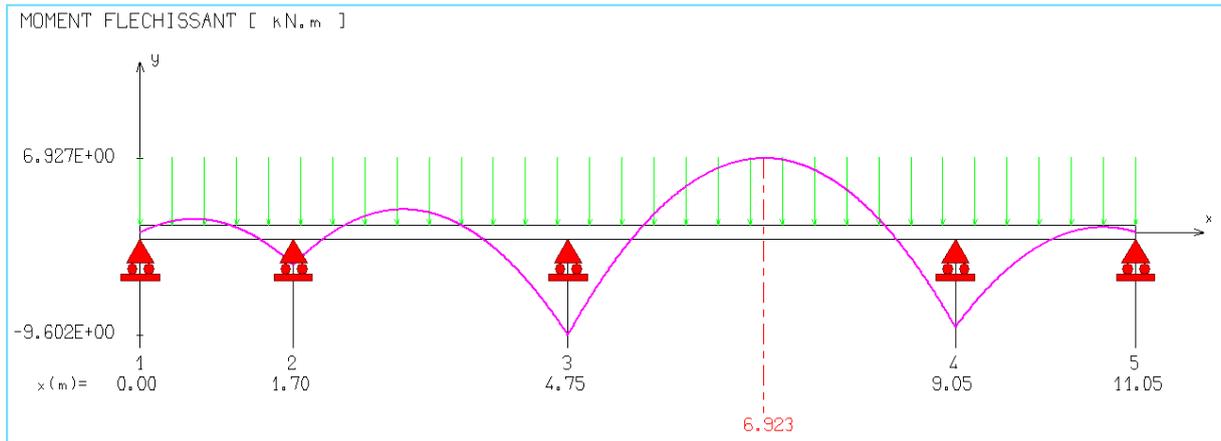
Figure III. 7: Schéma statique de la poutrelle type 2

▪ À l'ELU

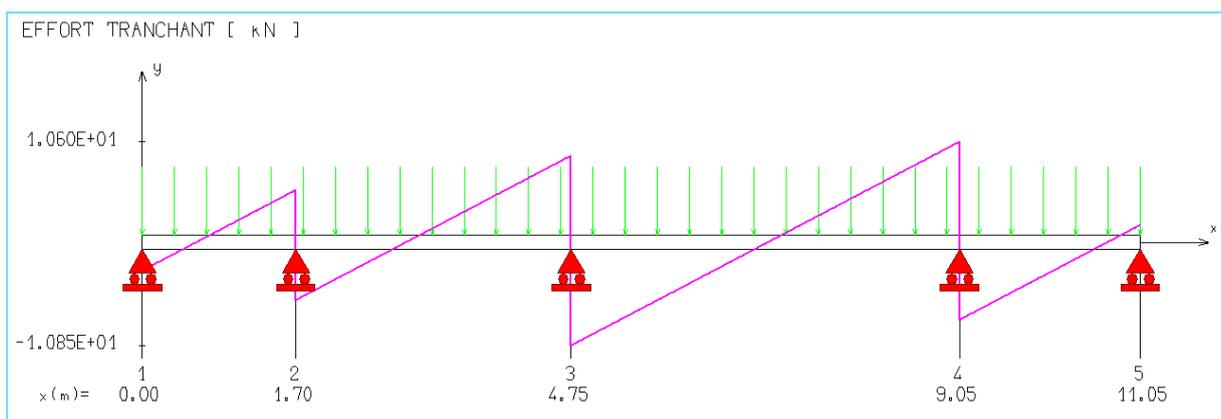
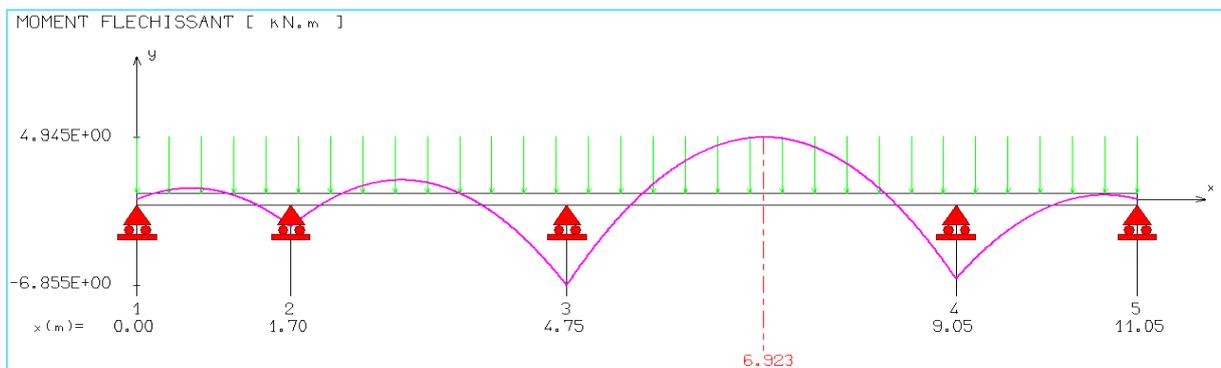
Tableau III. 4: Les moments et les efforts tranchants à l'ELU pour la poutrelle type 02

| | $M_a(KN.m)$ | $X_0(m)$ | $M_t(KN.m)$ | $V (m)$ |
|------------|-------------|----------|-------------|---------|
| ELU | 9.60 | 6.92 | 6.92 | 15.20 |
| ELS | 6.85 | 6.92 | 4.94 | 10.85 |

■ Diagrammes des moments fléchissant et l'efforts tranchants à ELU



■ Diagrammes des moments fléchissant et l'efforts tranchants à ELS



▪ 3ème Type: (Poutrelle a 7 travée)

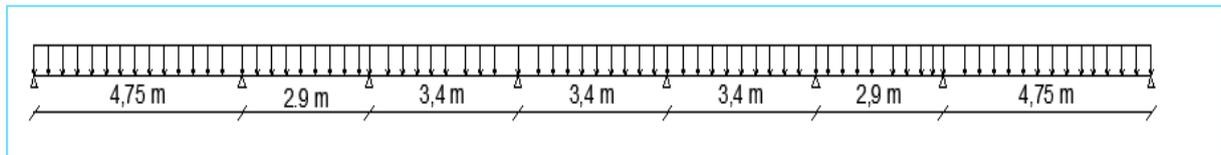
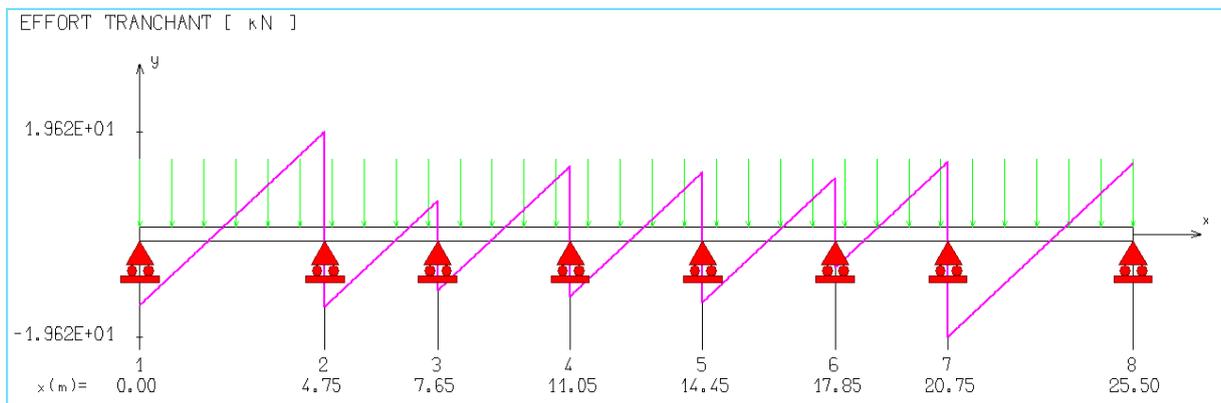
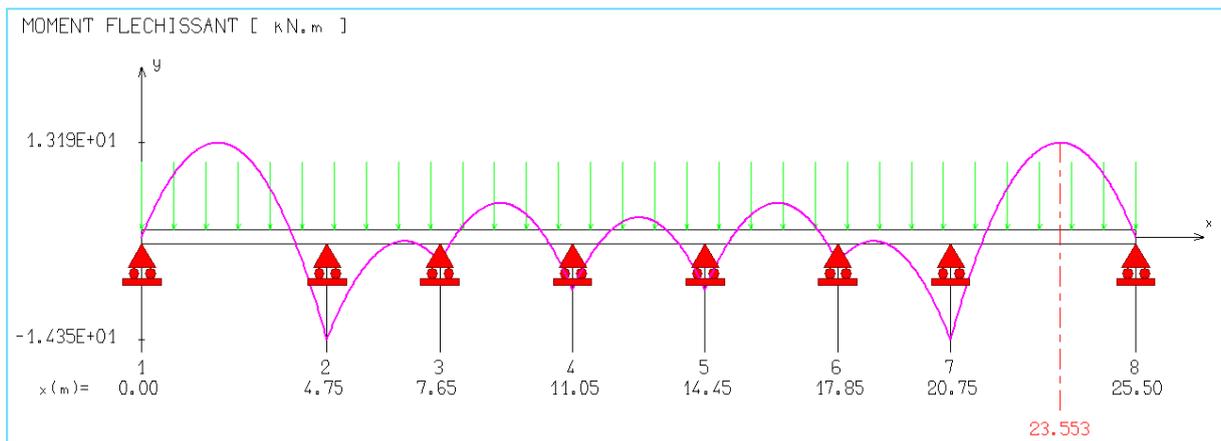


Figure III. 8: Schéma statique de la poutrelle type 3

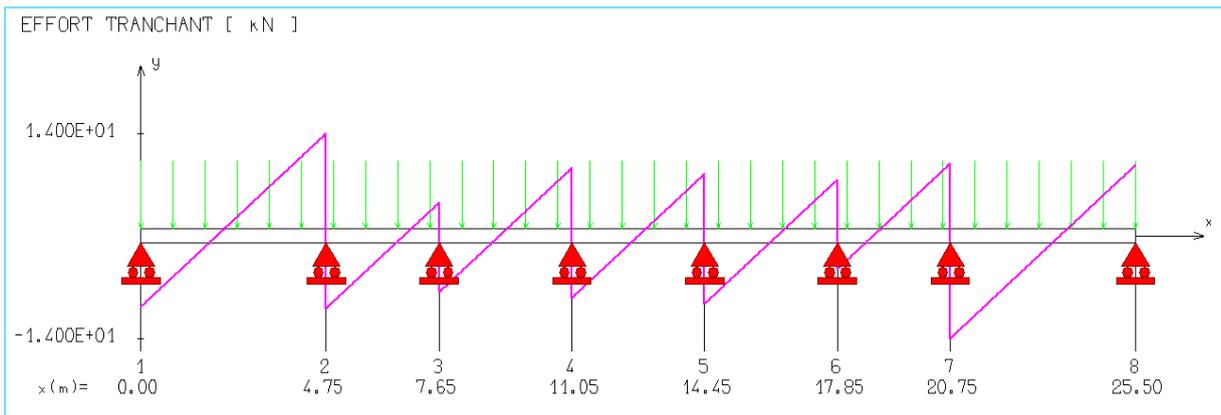
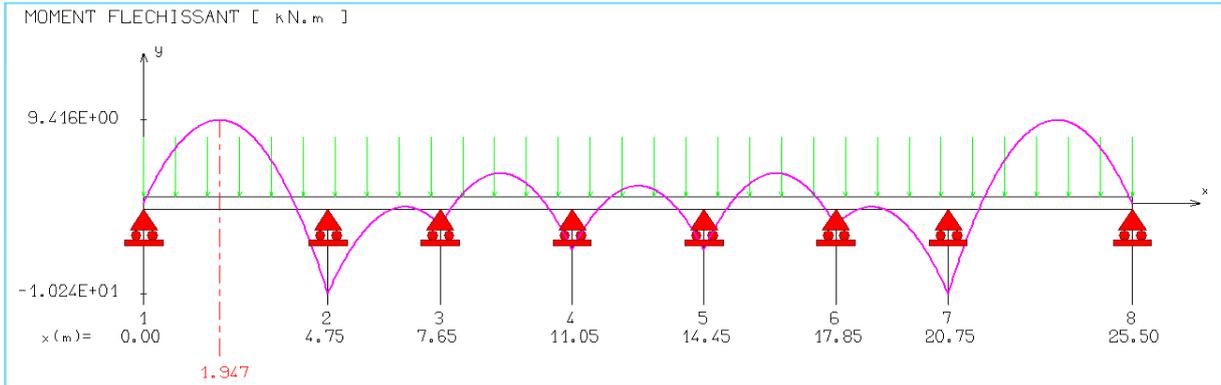
Tableau III. 5: Les moments et les efforts tranchants à l'ELU et à l'ELS pour la poutrelle type 03

| | $M_a(KN.m)$ | $X_0(m)$ | $M_t(KN.m)$ | $V (m)$ |
|-----|-------------|----------|-------------|---------|
| ELU | 14.35 | 23.55 | 13.19 | 19.62 |
| ELS | 10.24 | 1.94 | 9.41 | 14 |

▪ Diagrammes des moments fléchissant et l'efforts tranchants à ELU



■ Diagrammes des moments fléchissant et l'efforts tranchants à ELS



■ 4ème Type: (Poutrelle a 9 travée)

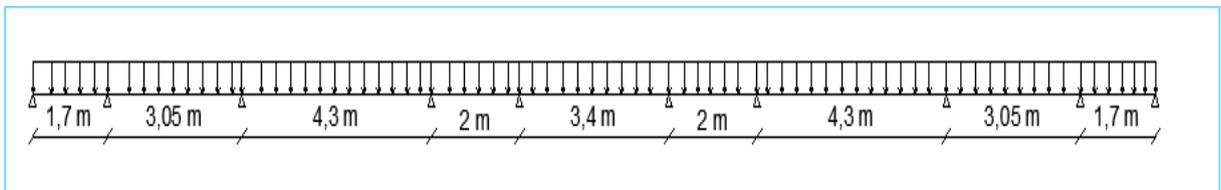
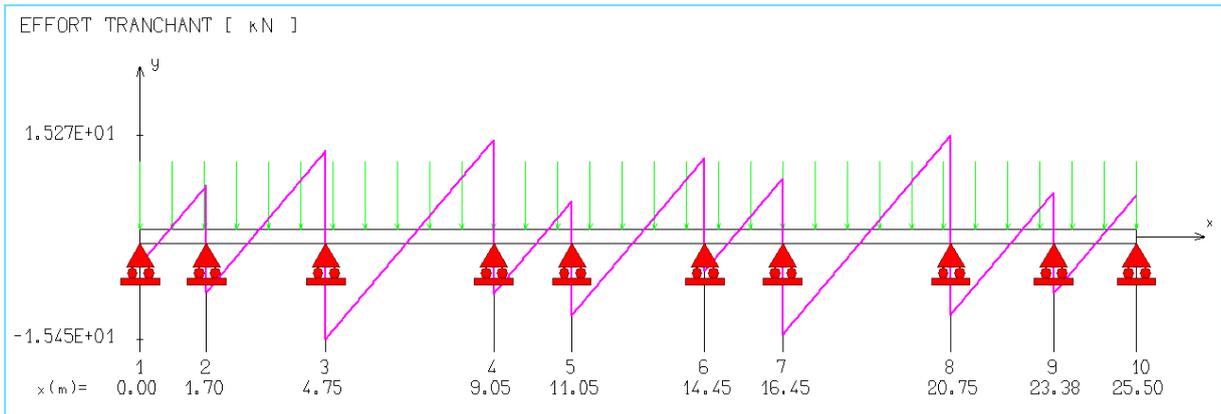
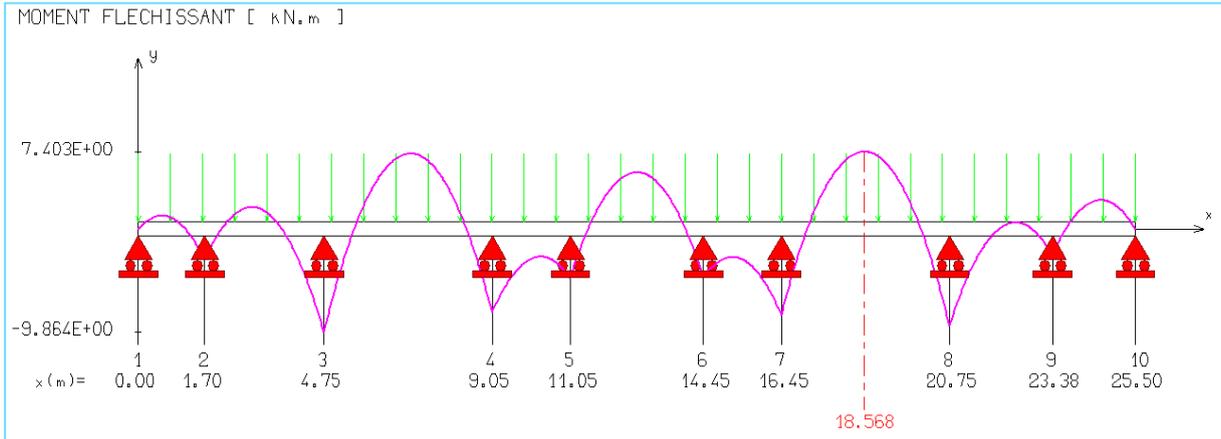


Figure III. 9: Schéma statique de la poutrelle type 4

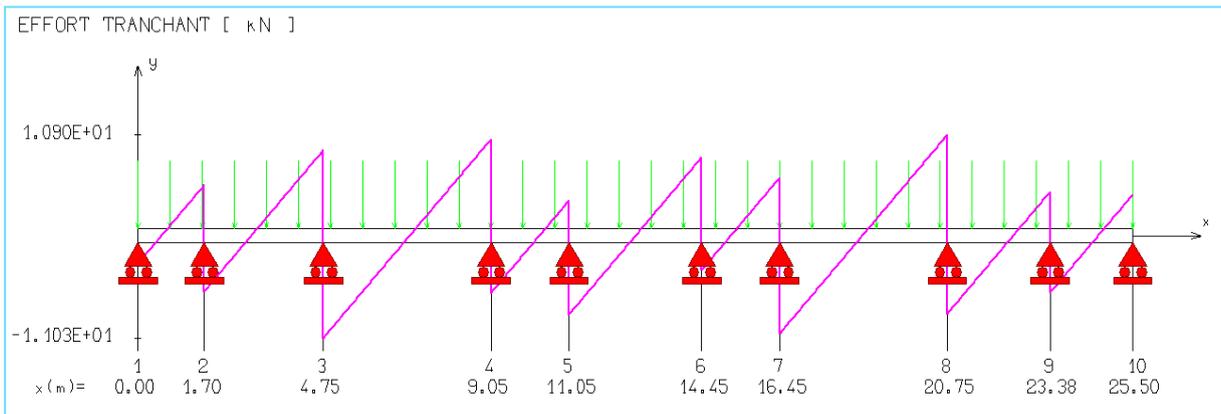
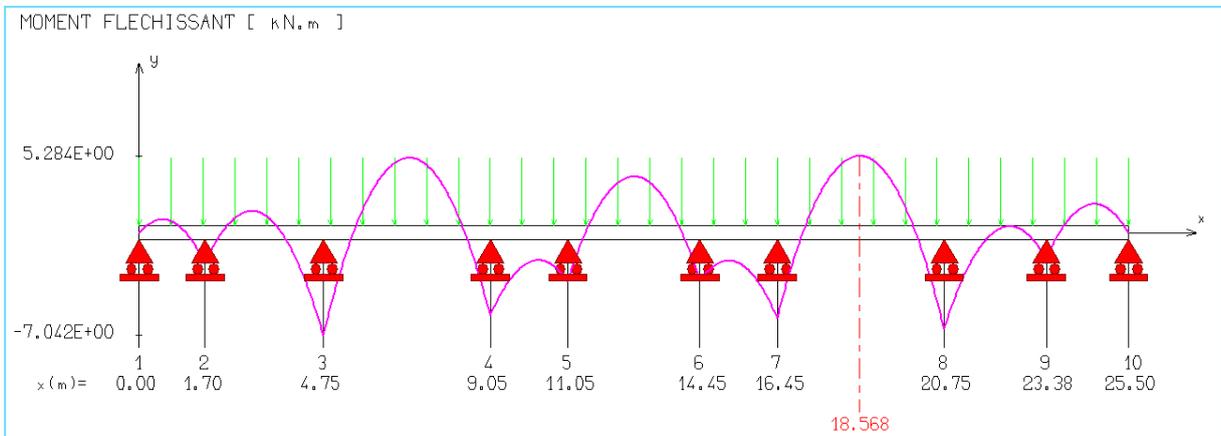
Tableau III. 6: Les moments et les efforts tranchants à l'ELU et à l'ELS pour la poutrelle type 04

| | $M_a(KN.m)$ | $X_0(m)$ | $M_t(KN.m)$ | $V (m)$ |
|------------|-------------|----------|-------------|---------|
| ELU | 9.86 | 18.56 | 7.40 | 15.45 |
| ELS | 7.04 | 18.56 | 5.28 | 11.03 |

■ Diagrammes des moments fléchissant et l'efforts tranchants à ELU



■ Diagrammes des moments fléchissant et l'efforts tranchants à ELS



▪ 5èmeType:(Poutrelle a 1 travée)

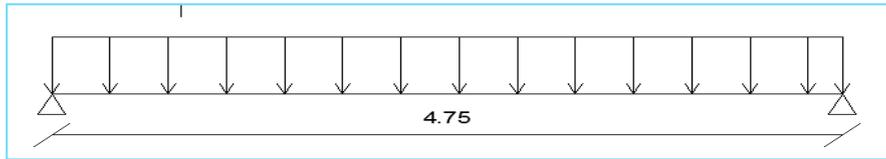
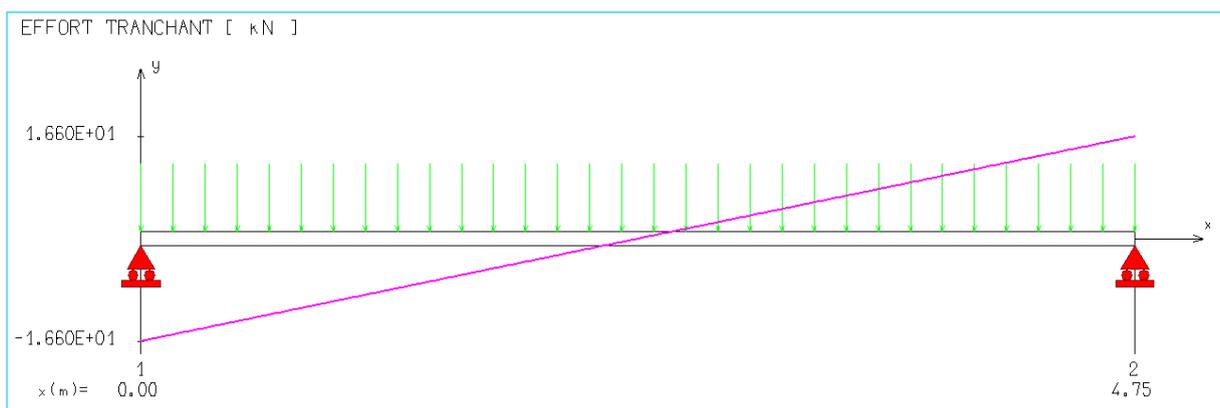
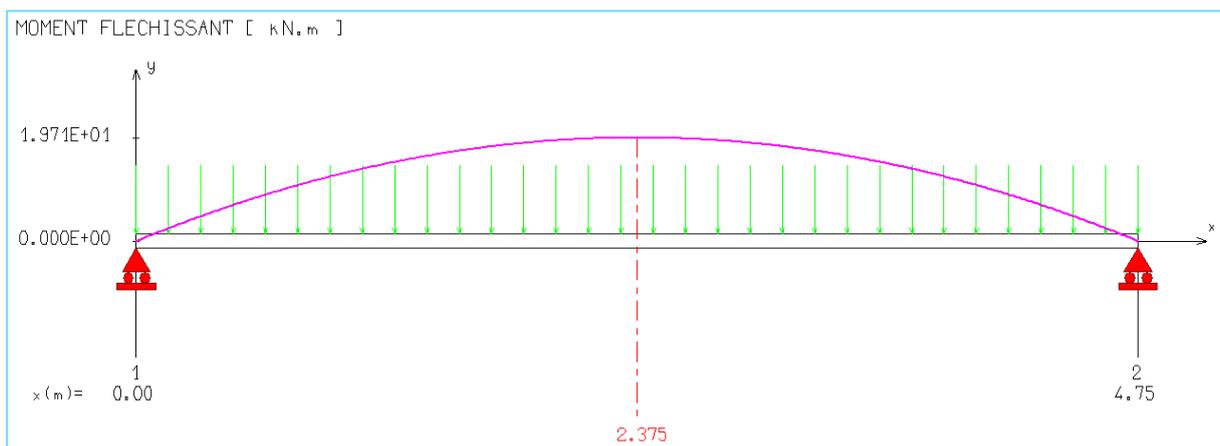


Figure III. 10: Schéma statique de la poutrelle type 5

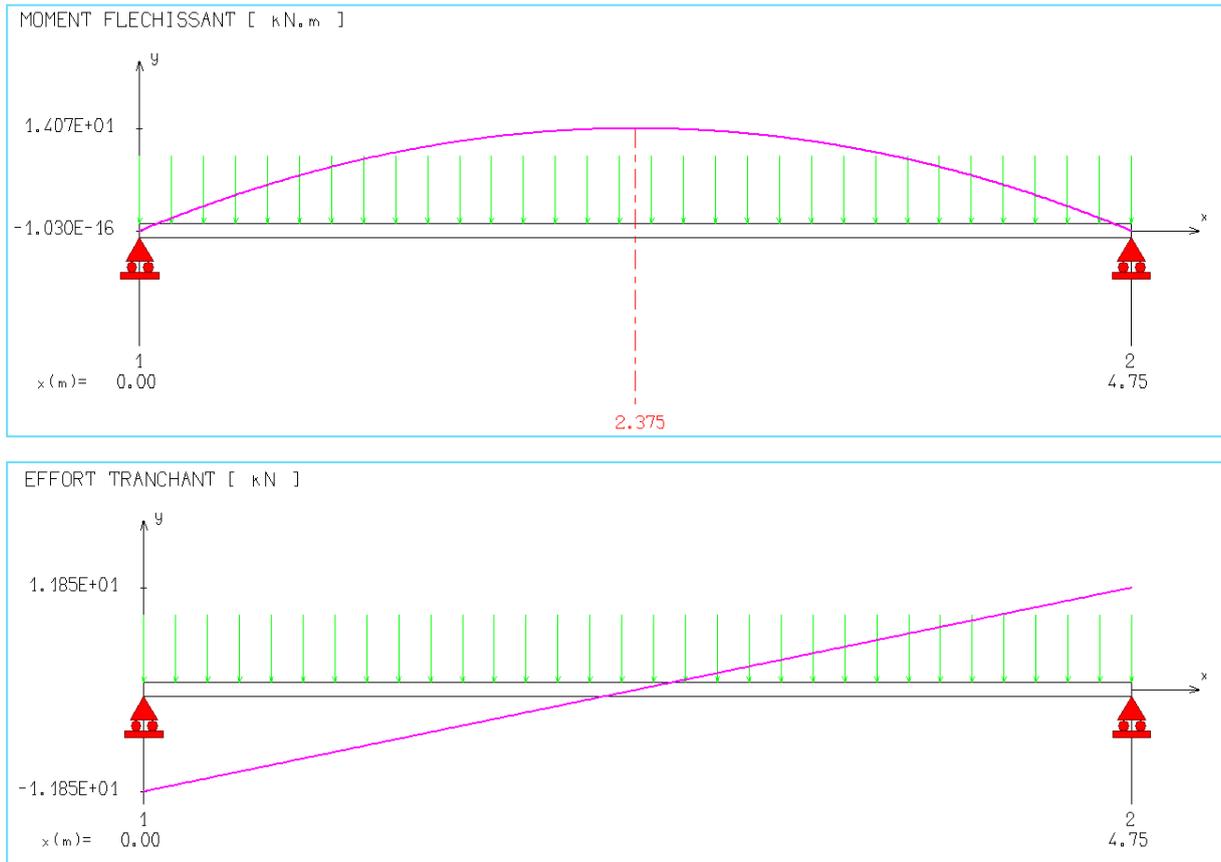
Tableau III. 7: Les moments et les efforts tranchants à l'ELU et à l'ELS pour la poutrelle type 05

| | $M_a(KN.m)$ x(0.3) | $X_0(m)$ | $M_t(KN.m)$ X (0.85) | $V (m)$ |
|------------|-----------------------|----------|--------------------------|---------|
| ELU | 5.90 | 2.37 | 16.73 | 16.58 |
| ELS | 4.22 | 2.37 | 11.95 | 11.85 |

▪ Diagrammes des moments fléchissant etl'efforts tranchants à ELU



▪ Diagrammes des moments fléchissant et l'efforts tranchants à ELS



➤ Le ferrailage après le coulage

Le calcul se fait à ELU en flexion simple, pour la poutrelle la plus sollicitée. Le tableau ci-dessous résume les efforts maximaux en appuis et en travées.

Tableau III. 8: Sollicitations maximal dans les poutrelles.

| ELU | | | ELS | |
|--------------------------|---------------------------|----------------|---------------------------|--------------------------|
| $M_{appui}^{max} (KN.m)$ | $M_{travée}^{max} (KN.m)$ | $V^{max} (KN)$ | $M_{travée}^{max} (KN.m)$ | $M_{appui}^{max} (KN.m)$ |
| -5.90 | 16.73 | 16.58 | 11.95 | -4.22 |

▪ Caractéristiques géométriques de la nervure :

- $h_t = 20cm$
- $b_o = 12cm$
- $b = 65cm$
- $d = 18cm$
- $h_o = 4cm$
- $h = 16cm$

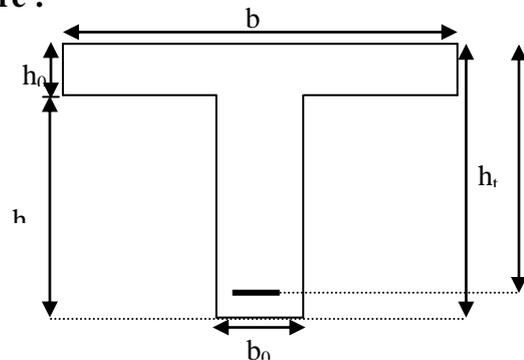


Figure III. 11: Schéma statique d'une poutrelle.

Le calcul du ferrailage se fera pour une section en T soumise à une flexion simple.

▪ **Calcul à l'ELU**

a) **En travée**

Le moment équilibré par la table de compression :

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

$$M_{tu} = 0.65 \times 0.04 \times 14.2 \times 10^3 \left(0.18 - \frac{0.04}{2} \right)$$

$$\Rightarrow M_{tu} = 59.07 \text{ KN.m}$$

$$\text{avec : } f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$M_{tu} > M_{\max}^t = 16.73 \text{ KN.m}$$

→ L'axe neutre passe par la table de compression, donc la table n'est pas entièrement comprimée, la section en T sera calculée comme une section rectangulaire : ($h_t \times b$) : (20 cm * 65 cm).

$$\mu_{bu} = \frac{M_U}{bd^2 f_{bu}} = \frac{16.73 \times 10^{-3}}{0.65 \times (0.18)^2 \times 14.2} = 0.056$$

$$\mu_l = 0.8\alpha_l(1 - 0.4\alpha_l) = 0.392 > \mu_{bu} = 0.056$$

→ Le diagramme passe par le pivot « A » et les armatures comprimées sont pas nécessaires

$$(A'_s = 0) \text{ et } \varepsilon_s = 10\%; f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}}{0.8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.056}}{0.8} = 0.072$$

$$A_s \geq \frac{M_{\max}^t}{d(1 - 0.4\alpha)f_{st}} = \frac{16.73 \times 10^{-3}}{0.18(1 - 0.4 \times 0.072) \times 348}$$

$$\Rightarrow A_s = 2.75 \text{ cm}^2$$

✓ **Vérification à l'ELU**

✓ **Vérification de la condition de non fragilité : (Art A.4.2.1) BAEL91/99**

$$A_{\min} = \frac{b \times d \times 0.23 \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 0.65 \times 0.18 \times 2.1}{400} = 1.413 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_{\min} = 1.413 \text{ cm}^2$$

On remarque que : $A_{\min} \leq A_s = 2.75 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée.

$$A_s = 2.75 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{On adopte } 3\text{HA}12 = 3.39 \text{ cm}^2$$

✓ Vérification au cisaillement : (Art 5.1.1) BAEL91/99

On doit vérifier l'équation suivante :

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

La fissuration est préjudiciable

Avec : $T_u = 16.58 \text{ KN}$

$$\text{Donc : } \tau_u = \frac{V_{u\max}}{b_0 \times d} = \frac{16.58 \times 10^{-3}}{0.650 \times 0.18} = 0.14\text{MPa}$$

$$\tau_u = 0.14\text{MPa} < \bar{\tau} = 3.33\text{MPa} \quad \text{C.V}$$

Donc il n'y a pas de risque de cisaillement.

✓ Vérification de Contrainte d'adhérence :(Art A.6.1.3) BAEL91/99

$$\tau_{se} = \frac{V_{u\max}}{0.9d \sum_{i=1}^n U_i} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi \cdot f_{tj} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa} \quad \text{Avec : } \psi = 1.5 \text{ pour HA}$$

$$V_{u\max} = 16.58 \text{ KN}$$

$$\sum_{i=1}^n U_i = n\pi\phi = 3.14 \times (3 \times 12) = 113.04 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{16.58 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 113.04} = 0.905\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3.15\text{MPa} \dots \dots \dots \text{CV}$$

b) En appui

La table de compression se trouve dans la zone tendue car le moment est négatif en appui, le béton tendu n'intervient pas dans le calcul, donc la section en T sera calculée comme une section rectangulaire de dimensions b_0 et h ($0.12 * 0.20$) m^2 .

$$M_{\max}^a = -5.90 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{\max}^a}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{5.9 \times 10^{-3}}{0.12 \times (0.18)^2 \times 14.2} = 0.1\text{MPa}$$

$$\mu_{bu} = 0.1\text{MPa} < 0.392\text{MPa} \Rightarrow \text{Pivot A et A}' = 0.$$

$$\Rightarrow \alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}}{0.8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.1}}{0.8} = 0.13$$

$$\Rightarrow A_s^a = \frac{M_{\max}^a}{d(1 - 0.4\alpha)f_{st}} = \frac{5.9 \times 10^{-3}}{0.18(1 - 0.4 \times 0.13) \times 348} = 0.99\text{cm}^2$$

$$A_s^a = 0.99\text{cm}^2$$

- **Condition de non fragilité**

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b_0 \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 0.12 \times 0.18 \times 2.1}{400} = 0.26 \text{ cm}^2$$

$$A_S^a = 0.99 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.26 \text{ cm}^2 \dots \text{Condition verifiée.}$$

On adopte : $2HA10 = 1.57 \text{ cm}^2$

- **Vérification au cisaillement : (Art 5.1.1) BAEL91/99**

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

$$\tau_U = \frac{V^{\max}}{b_0 \times d} = \frac{16.58 \times 10^{-3}}{0.12 \times 0.18} = 0.76 \text{ MPa}$$

$$\tau_U = 0.76 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 3.33 \text{ MPa} \quad \text{C.V}$$

Donc il n'y a pas de risque de cisaillement.

- **Vérification de Contrainte d'adhérence : (Art A.6.1.3) BAEL91/99**

$$\tau_{se} = \frac{V_{u\max}}{0.9d \sum_{i=1}^n U_i} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi \cdot f_{ij} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa} \quad \text{Avec : } \psi = 1.5 \text{ pour HA}$$

$$V_{u\max} = 16.58 \text{ KN}$$

$$\sum_{i=1}^n U_i = n\pi\phi = 3.14 \times (2 \times 10) = 62.8 \text{ mm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{16.58 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 62.8} = 1.64 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{CV}$$

- **Calcul de l'ancrage**

- **Ancrages rectilignes : (Art A.5.1, 22 /BAEL91 modifié 99)**

Les barres rectilignes de diamètre Φ et de limite d'élasticité f_e sont ancrées sur une longueur L_s dite longueur de scellement droit donnée par l'expression :

$$L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \cdot \tau_{su}}$$

$$\tau_{su} = 0.6 \Psi^2 f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{1 \times 400}{4 \times 2.835} = 35.27 \text{ cm} \quad \text{Soit : } L_s = 40 \text{ cm}$$

- **Ancrages courbe**

L_a : La longueur d'encombrement.

$$L_a = 0.4 L_s = 0.4 \times 40 = 16 \text{ cm} \Rightarrow L_a = 16 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{16.58 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 100.53} = 0.935 \text{ MPA} < \overline{\tau_u} = 3.15 \text{ MPA} \dots \dots \dots \text{CV}$$

▪ **Calcul des armatures transversals**

$$\phi_t \leq \min\left(\phi_t^{\min}; \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}\right) \Rightarrow \phi_t = 6 \text{ mm.}$$

Soit : $A_t = 2\phi 6 = 0.57 \text{ cm}^2$. (étrier $\phi 6$)

▪ **Calcul de l'espacement**

$$St \leq \min(0,9d ; 40 \text{ cm}) = \min(0,9 \times 18 ; 40 \text{ cm}) = 16,2 \text{ cm}$$

On adopte: **St = 15 cm**

➤ **Vérification à l'ELS**

On prend comme exemple la poutrelle type 4 sur 3 appuis du plancher à usage commerciale qui est

sollicité par :

$$\left. \begin{array}{l} M_{Tser}^{Max} = 11,95 \text{ KN.m} \\ M_{Aser}^{Max} = -4,22 \text{ KN.m} \end{array} \right\}$$

Il faut vérifier :

- Etat limite de compression du béton.
- Etat limite d'ouverture des fissures.
- Etat limite de déformation.

▪ **État limite de compression du béton**

La fissuration est peu nuisible donc la vérification à faire est la contrainte de compression du béton.

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \overline{\sigma_b} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

➤ **En travée**

▪ **Position de l'axe neutre**

$$H = \frac{b \times h_0^2}{2} + 15 \times A' \times (h_0 - d') - 15 \times A \times (d - h_0)$$

$$A' = 0 \Rightarrow H = \frac{b \times h_0^2}{2} - 15 \times A \times (d - h_0) \Rightarrow$$

$$H = \frac{0.65 \times 0.04^2}{2} - 15 \times 3.39 \times 10^{-4} \times (0.18 - 0.04)$$

$$\Rightarrow H = -1.919 \times 10^{-4} < 0 \Rightarrow \text{calcul d'une section en T.}$$

▪ Calcul de y

$$Y = \eta \frac{A_s + A'_s}{b} \sqrt{1 + \left(\frac{bdA_s + dA'_s}{7.5(A_s + A'_s)^2} - 1 \right)}$$

$$Y = 15 \frac{3.39}{65} \sqrt{1 + \left(\frac{65 \times 18 \times 3.39}{7.5 \times 3.39^2} - 1 \right)}$$

Y=4.58 cm

▪ Calcul de I

$$I = \frac{b}{3} y^3 - (b - b_0) \frac{(y - h_0)^3}{3} + 15A(d - y)^2$$

$$I = \frac{65 \times 4.58^3}{3} - (65 - 12) \times \frac{(4.58 - 4)^3}{3} + 15 \times 3.39 \times (18 - 4.58)^2 \Rightarrow I = 11236.01 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = \frac{11.95 \times 4.58 \times 10^3}{11236.01} = 4.87 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{c'est vérifié.}$$

➤ Aux appuis

▪ Calcul de y

$$\frac{b_0}{2} y^2 + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0$$

$$\frac{12 \times y^2}{2} + (15 \times 1.57) \times y - 15 \times 1.57 \times 18 = 0 \Rightarrow y = 7.89 \text{ cm}$$

▪ Calcul de I

$$I = \frac{b_0}{3} y^3 + 15A(d - y)^2$$

$$I = \frac{12 \times 7.89^3}{3} + 15 \times 1.57 \times (18 - 7.89)^2 \Rightarrow I = 4371.76 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = \frac{4.22 \times 7.89 \times 10^3}{4371.76} = 7.61 \leq 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{c'est vérifié.}$$

➤ vérification de la flèche

$$\frac{h}{L} = \frac{20}{475} = 0.042$$

$$\frac{1}{16} = 0.063$$

$$\frac{1}{16} = 0.063 > \frac{h}{L} = 0.042 \Rightarrow \begin{cases} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots(2) \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots(3) \end{cases}$$

La première condition n'est pas vérifiée, donc la vérification de la flèche est nécessaire.

On doit vérifier que : $f \leq f_{adm}$

$$f_{adm} = \frac{L}{500} \Rightarrow f_{adm} = \frac{475}{500} = 9.5 \text{ mm}$$

$$f = \frac{5qsl^4}{384Eilfi} \Rightarrow \text{poutre isostatique soumise à une charge répartie uniforme}$$

Avec :

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times f_{t28}}{\rho \times (2 + 3 \times \frac{b_0}{b})} \Rightarrow \lambda_i = \frac{0.05 \times 2.1}{0.015 \times (2 + 3 \times \frac{12}{65})} \Rightarrow \lambda_i = 2.74 \quad \rho = \frac{A_s}{b_0 \times d} = \frac{3.39}{12 \times 18} = 0.015$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_s + f_{t28}} \Rightarrow \mu = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.015 \times 242.51 + 2.1} = 0.80$$

$$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_{sd}} = 193.5 \text{ MPA}$$

$$I_f = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} \Rightarrow I_{fij} = \frac{1.1 \times 51569.35}{1 + 2.74 \times 0.8} = 17771.39 \text{ cm}^4$$

Avec :

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

$$V_1 = \frac{1}{B} \times \left(\frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A_s \times d \right)$$

$$V_2 = h - V_1$$

$$B = b \times h + 15 \times A_s \Rightarrow B = 65 \times 18 + 15 \times 3.39 = 1220.85 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = \frac{1}{1220.85} \times \left(\frac{65 \times 20^2}{2} + 15 \times 3.39 \times 18 \right) \Rightarrow 11.39 \text{ cm}$$

$$V_2 = 20 - 11.39 \Rightarrow V_2 = 8.61 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{65}{3} \times (11.39^3 + 8.61^3) + 15 \times 3.39 \times (8.61 + 2)^2 \Rightarrow I_0 = 51569.35 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{5 \times 4.99 \times 4750^4}{348 \times 32164.2 \times 17771.39 \times 10^4} = 6.9 \text{ mm}$$

$$f = 6.9 \text{ mm} \leq f_{adm} = 9.5 \text{ mm} \quad \mathbf{C.V}$$

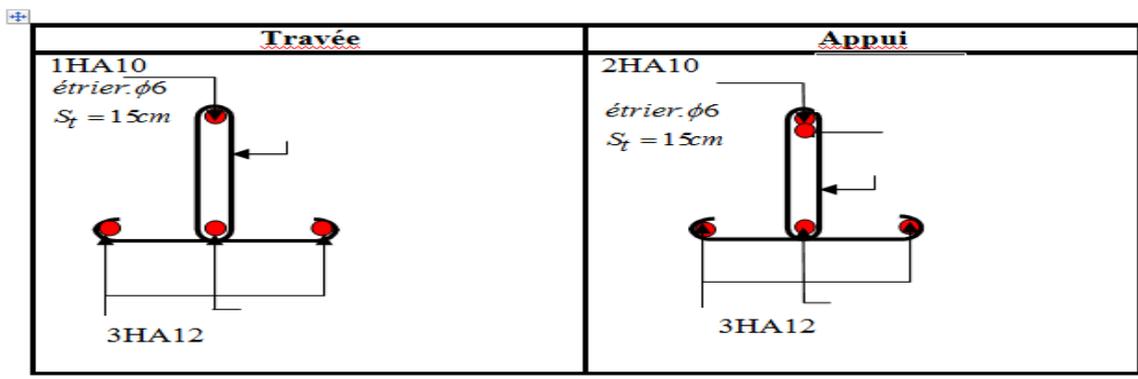


Figure III. 12:schémas de ferrailage des poutrelles

III-2- Etude des escaliers

L'étude des escaliers consiste à déterminer les sollicitations et par la suite le ferrailage correspondant. Ce calcul peut être mené par la méthode de résistance des matériaux ou forfaitaire en prenant en considération le nombre de points d'appuis.

- **Type 01: Escalier au niveau:(3.06)**

La volée : $\begin{cases} G_v = 9.68KN / m^2 \\ Q_v = 2.5KN / m^2 \end{cases}$

Le palier : $\begin{cases} G_p = 5.21KN / m^2 \\ Q_p = 2.50KN / m^2 \end{cases}$

$p_{u,maç} = 1.35 \times 2.76 \times 3.06$ $p_{u,maç} = 11.40 KN$

- **Combinaison fondamentale**

L'état limite ultime (ELU)

$\begin{cases} q_{u,palier} = 1.35G + 1.5Q \\ q_{u,palier} = 1.35 \times 5.21 + 1.5 \times 2.5 \end{cases} \implies q_{u,palier} = 10.78KN / ml$

$\begin{cases} q_{u,volée} = 1.35G + 1.5Q \\ q_{u,volée} = 1.35 \times 9.68 + 1.5 \times 2.5 \end{cases} \implies q_{u,volée} = 16.82KN / ml$

$p_{u,maç} = 1.35 \times 2.76 \times 3.06$ $p_{u,maç} = 11.40KN$

- **Schéma statique à l'ELU**

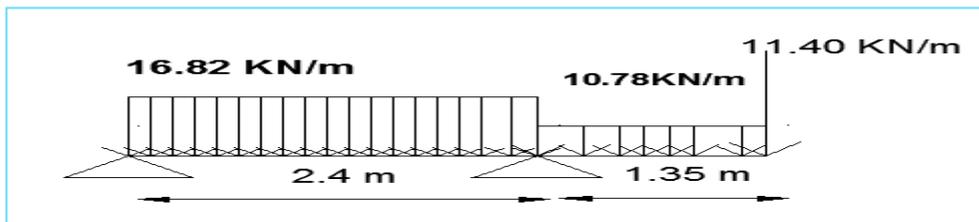


Figure III. 13: Schéma statique des escaliers ELU

▪ L'état limite service (ELS)

$$\begin{cases} q_{u,palier} = G + Q \\ q_{u,palier} = 5.21 + 2.5 \implies q_{u,palier} = 7.71 \text{ KN/ml} \\ q_{u,volée} = G + Q \\ q_{u,volée} = 9.68 + 2.5 \implies q_{u,volée} = 12.18 \text{ KN/ml} \\ p_{u,maç} = 2.76 \times 3.06 / 2 \implies p_{u,maç} = 4.22 \text{ KN} \end{cases}$$

▪ Schéma statique à l'ELS

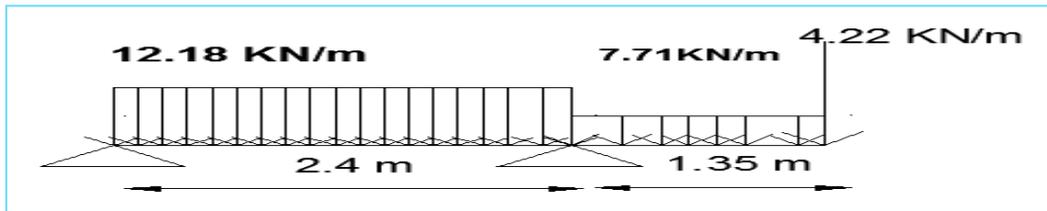


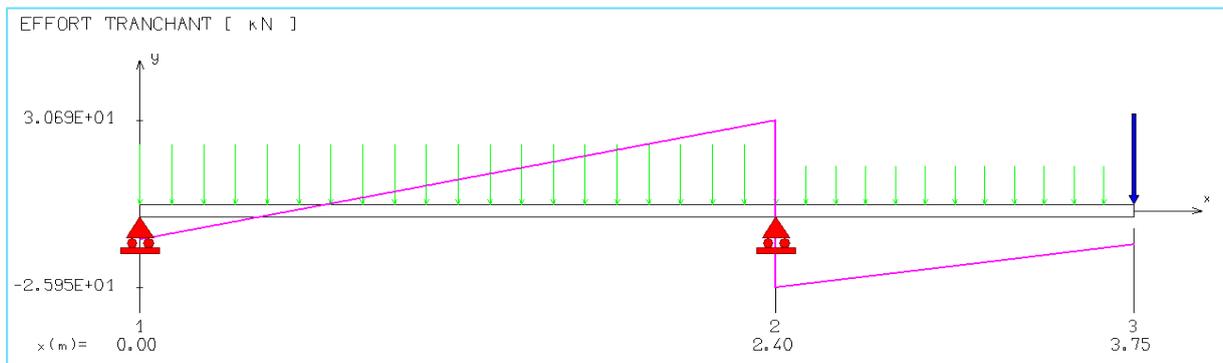
Figure III. 14: Schéma statique des escaliers ELS

1. Calcul des moments et des efforts tranchants

On a utilisé le logiciel de calcul en flexion (RDM6)

On obtient les diagrammes suivant :

▪ Diagrammes des moments fléchissant et l'efforts tranchants à ELU



▪ Diagrammes des moments fléchissant et l'efforts tranchants à ELS

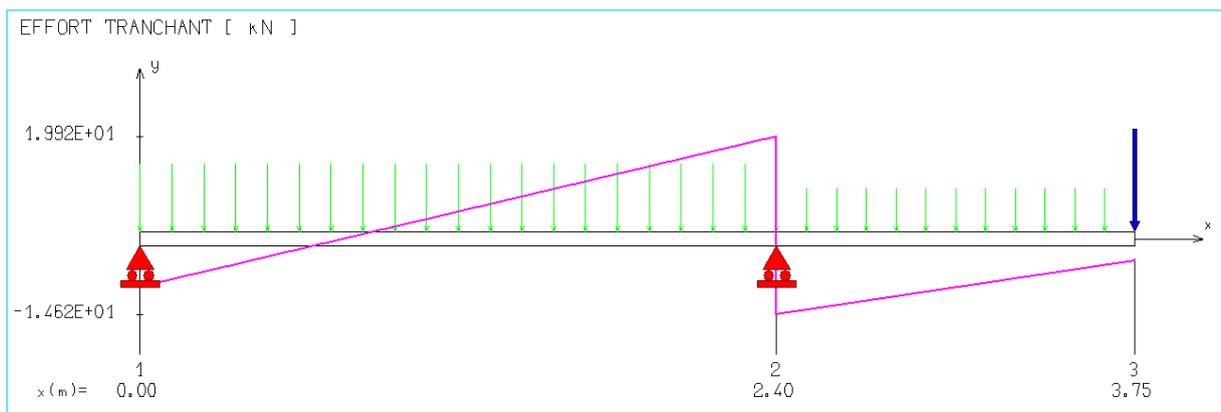


Tableau III. 9: Les moments et les efforts tranchants trouvés

| | ELU | ELS |
|---------------|-------|-------|
| q_p (KN/ml) | 10.78 | 7.71 |
| q_v (KN/ml) | 16.82 | 12.18 |
| M_t (KN.m) | 2.36 | 3.03 |
| M_a (KN.m) | 7.56 | 3.82 |
| V^{max} | 30.69 | 19.22 |

2. Calcul de ferrailage

✓ L'ELU

- En travée

$h=15\text{cm}$, $b=100\text{cm}$, $d=0.9h=13.5\text{cm}$, $M_t=3.32\text{KN.m}$

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{2.36 \times 10^3}{100 \times (13.5)^2 \times 14.2} = 0.009\text{MPa}$$

$$\mu_{bu} = 0.009\text{MPa} < 0.392\text{MPa} \Rightarrow A' = 0$$

$$\Rightarrow \alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}}{0.8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.009}}{0.8} = 0.011$$

$$A_{travée} = \frac{M_t}{z.d.f_{st}} = \frac{2.36 \times 10^3}{0.993 \times 13.5 \times 348} = 0.51\text{cm}^2$$

On adopte

$A_{st} = 0.51\text{cm}^2 = 5\text{HA}12/\text{ml}$ $A_{S} = 5.65\text{cm}^2$

Avec un espacement : $St = 20\text{cm}$

Condition de non fragilité : (Art A.4.2.1) BAEL91/99

$A_{sa} = 5.65\text{cm}^2 > A_{\min} = 1.63\text{cm}^2$ CV

- Sur appuis

$M_a = 7.56\text{KN.m}$

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{7.56 \times 10^3}{100 \times (13.5)^2 \times 14.2} = 0.029\text{MPa}$$

$$\mu_{bu} = 0.029\text{MPa} < 0.392\text{MPa} \Rightarrow A' = 0$$

$$\Rightarrow \alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}}{0.8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.029}}{0.8} = 0.036$$

$$A_{rive}^a = \frac{M_a}{z.d.f_{st}} = \frac{7.56 \times 10^3}{0.985 \times 13.5 \times 348} = 1.63\text{cm}^2$$

On adopte: $A_{st} = 5.65\text{cm}^2 = 5\text{HA}12/\text{ml}$

Avec un espacement : $St = 20\text{cm}$

➤ Vérification à l'ELU

- En travée

Condition de non fragilité : (Art A.4.2.1) BAEL91/99

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 13.5 \times 2.1}{400} = 1.63\text{cm}^2$$

$A_{sa} = 5.65\text{cm}^2 > A_{\min} = 1.63\text{cm}^2$ CV

3. Vérification de l'effort tranchant : (Art III.2 / BAEL 91)

$$V_{\max} = 30.69 \text{ KN}$$

Il faut vérifier que $\tau_u < \bar{\tau}$ tel que : **(La fissuration est préjudiciable)**

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

$$\tau_u = \frac{30.69 \times 10^3}{1000 \times 13.5} = 2.27 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = \min \left\{ 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\} = \min \left\{ 0.15 \frac{25}{1.5} ; 5 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa}$$

Donc : $\tau_u = 2.27 < \bar{\tau} = 2.5 \dots \dots \dots \text{CV}$

✓ Vérification de Contrainte d'adhérence : (Art A.6.1.3) BAEL91/99

$$\tau_{se} = \frac{V_{u\max}}{0.9d \sum_{i=1}^n U_i} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi \cdot f_{ij} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa} \quad \text{Avec : } \psi = 1.5 \text{ pour HA}$$

$$V_{u\max} = 30.69 \text{ KN}$$

$$\sum_{i=1}^n U_i = n\pi\phi = 3.14 \times (5 \times 12) = 188.4 \text{ mm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{30.69 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 188.4} = 1.01 \text{ MPA} < \bar{\tau}_u = 3.15 \text{ MPA} \dots \dots \dots \text{CV}$$

- **En appuis**

- **Condition de non fragilité : (Art A.4.2.1) BAEL91/99**

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 13.5 \times 2.1}{400} = 1.63 \text{ m}^2$$

$$A_{sa} = 5.65 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.63 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{CV}$$

✓ Vérification de Contrainte d'adhérence : (Art A.6.1.3) BAEL91/99

$$\tau_{se} = \frac{V_{u\max}}{0.9d \sum_{i=1}^n U_i} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi \cdot f_{ij} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa} \quad \text{Avec : } \psi = 1.5 \text{ pour HA}$$

$$V_{u\max} = 30.69 \text{ KN}$$

$$\sum_{i=1}^n U_i = n\pi\phi = 3.14 \times (5 \times 12) = 188.4 \text{ mm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{16.58 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 188.4} = 1.01 \text{ MPA} < \bar{\tau}_u = 3.15 \text{ MPA} \dots \dots \dots \text{CV}$$

➤ **Les armatures de répartition**

▪ **En travée**

$$A_r = A_{st}/4 = 5.65/4 = 1.41 \text{ cm}^2/\text{ml} .$$

On adopte : $A_r = 3.13 \text{ cm}^2 \text{ 4HA10/ml} .$

Avec un espacement : $St = 25\text{cm}$

▪ **En appuis**

$$A_r = A_{st}/4 = 5.65/4 = 1.41 \text{ cm}^2/\text{ml} .$$

On adopte : $A_r = 3.13 \text{ cm}^2 \text{ 4HA10/ml} .$

Avec un espacement : $St = 25\text{cm}$

4. Vérification de disposition d'armature : (Art : A.8.2.42. BAEL.91 Version 99)

✓ **Armature longitudinal**

$$St \leq \min (3h, 33\text{cm}) = \min (51; 33) = 33\text{cm}$$

$$St = 20 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{CV}$$

Avec :

$h =$ l'épaisseur de la paillasse ($h = 15\text{cm}$)

✓ **Armature de repartition**

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

$$St = 25\text{cm} < 45\text{cm} \dots\dots\dots \text{CV}$$

5. Vérification à l'ELS

On doit vérifier la condition suivantes : **(BAEL.2.P85)**

La contrainte dans le béton : $\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc}$

✓ **Vérification des contraintes maximales dans le béton**

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times 25 = 15\text{MPa}$$

σ_{bc} : Contrainte maximale dans le béton comprimé

$$\sigma_{bc} = Ky \quad \text{avec : } K = \frac{M_{ser}}{I}$$

$$I = \frac{b}{3} y^3 + \eta A_s (d-y)^2 + A_s' (d'-y)^2 \quad \text{(Moment d'inertie)}$$

Y : la distance de l'axe neutre à la fibre la plus comprimée à l'état limite service.

• **Position de l'axeneutre**

$$Y = \eta \frac{A_s + A_s'}{b} \sqrt{\left[1 + \frac{bdA_s + dA_s'}{7.5(A_s + A_s')^2} \right]}$$

6. Aux appuis

Avec : $\eta = 15$ $\left\{ \begin{array}{l} c' \text{ est le coefficient d'équivalence acier - béton.} \\ A_s' = 0 \end{array} \right.$

$$Y = 15 \frac{5.65}{100} \sqrt{\left[1 + \frac{13.5 \times 100 \times 5.65}{7.5 \times 5.65^2} - 1 \right]} \quad Y = 4.01 \text{ cm}$$

- **Calcul de Moment d'inertie I**

$$I = \frac{b}{3} y^3 + \eta \left[A_s (d-y)^2 + A_s' (d'-y)^2 \right]$$

$$I = \frac{100}{3} (4.01)^3 + 15 \left[5.65 (13.5 - 4.01)^2 \right] = 9781.97 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I}$$

$$K = \frac{5.65 \times 10^6}{9781.97 \times 10^4} = 0.058 \text{ N/mm}^3$$

$$\sigma_{bc} = 0.058 \times 4.01 \times 10$$

$$\sigma_{bc} = 2.32 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 2.32 < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifié.}$$

7. En travée

$$A_s = 5.65 \text{ cm}^2$$

$$Y = 15 \frac{5.65}{100} \sqrt{\left[1 + \frac{13.5 \times 100 \times 5.65}{7.5 \times 5.65^2} - 1 \right]} \quad Y = 4.01 \text{ cm}$$

- **Calcul de Moment d'inertie I**

$$I = \frac{b}{3} y^3 + \eta \left[A_s (d-y)^2 + A_s' (d'-y)^2 \right]$$

$$I = \frac{100}{3} (4.01)^3 + 15 \left[5.65 (13.5 - 4.01)^2 \right] = 9781.97 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I}$$

$$K = \frac{5.65 \times 10^6}{12904.87 \times 10^4} = 0.058 \text{ N/mm}^3$$

$$\sigma_{bc} = 0.058 \times 4.31 \times 10$$

$$\sigma_{bc} = 2.32 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 2.32 < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifié.}$$

- ✓ **Etat limite déformation (vérification de la flèche)**

- **Calcul de la fleche**

$$f = \frac{5q_s L^4}{384EI}$$

Avec :

$$q_s = \max(\text{palier, volée}) = (7.71 \text{ KN/ml}, 12.18 \text{ KN/ml}) = 12.18 \text{ KN/ml.}$$

E : Module de YOUNG du béton armé = 32164.2 [MPa].

I : module d'inertie de la section homogénéisée.

S/xx : moment statique de la section homogène par rapport à (x x).

B_0 : aire de la section homogène.

$$B_0 = B + nH = b \times h + 15A = 100 \times 15 + 15 \times 5.65 = 1584.75 \text{ cm}^2$$

$$S/xx = \frac{bh^2}{2} + 15(cA' + A_s d) = \frac{bh^2}{2} + 15A_s d = \frac{100 \times 15^2}{2} + 15 \times 5.65 \times 13.5 = 12394,13 \text{ cm}^3$$

$$I_0 = \frac{b}{3} \times (V_1^3 + V_2^3) + 15 \times A_s \times (V_2 - c)^2 = \frac{100}{3} \times (7.82^3 + 9.18^3) + 15 \times 5.65 \times (9.18 - 1.5)^2$$

$$I_0 = 46726.50 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{5 \times 12.18 \times 3.75^4}{384 \times 32164.2 \times 10^3 \times 46726.50 \times 10^{-8}} = 0.002 \text{ m} = 0.2 \text{ cm}$$

$$\text{On a } \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{375}{500} = 0.75 \text{ cm}$$

$$f = 0.2 \text{ cm} < \bar{f} = 0.75 \text{ cm} \Rightarrow \text{CV}$$

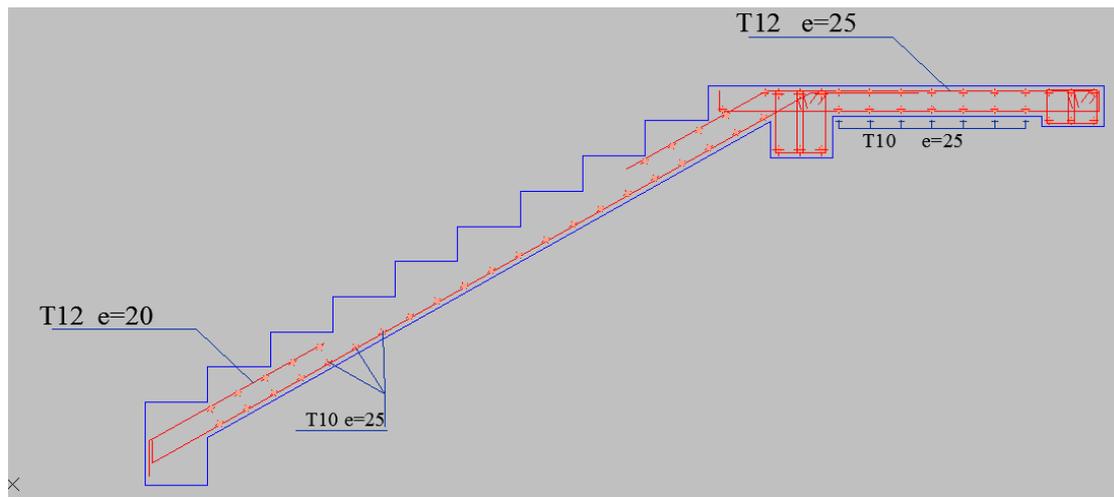


Figure III. 15: Schéma de ferrailage d'escalier.

III-3- Etude de la poutre palière

III-3-1-Introduction

La poutre palière est une poutre qui supporte les volées des escaliers entre deux niveaux successifs. Cette poutre est sollicitée par un chargement uniforme due aux poids des volées.

III-3-2-Pré dimensionnement

D'après le **BAEL 91** on a :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$$

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

L = 3.4m

$$\frac{340}{15} = 22.6\text{cm} < h < \frac{340}{10} = 34\text{cm}$$

$$\Rightarrow h = 35\text{cm}$$

$$0.4 \times 0.30 = 12\text{cm} < b < 0.7 \times 0.30 = 24.5\text{cm}$$

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

➤ **Vérification des conditions RPA99 (version 2003)**

$b \geq 20 \text{ cm}$ $30\text{cm} \geq 20 \text{ cm}$ Condition vérifiée.

$h_t \geq 30 \text{ cm} \Leftrightarrow 35 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm}$ Condition vérifiée.

$$\frac{h_t}{b} \leq 4 \quad \frac{35}{30} = 1.16 < 4 \text{ Condition vérifiée.}$$

➤ **Charge supportée par la poutre**

Poids propre de la poutre palier : $0,3 \times 0,35 \times 25 = 2.62 \text{ KN/m}$

Réaction du palier sur la poutre : $R_{BU} = 56.64 \text{ KN/m}$.

$$R_{BS} = 34.55 \text{ KN/m.}$$

On a: $q_u = 1,35 \times 2.62 + 56.64 = 60.17 \text{ KN/m}$

$$q_s = 2.62 + 34.55 = 37.17 \text{ KN/m}$$

▪ **ELU**

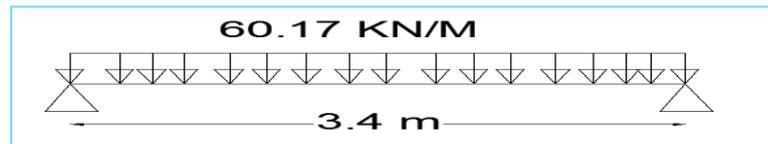
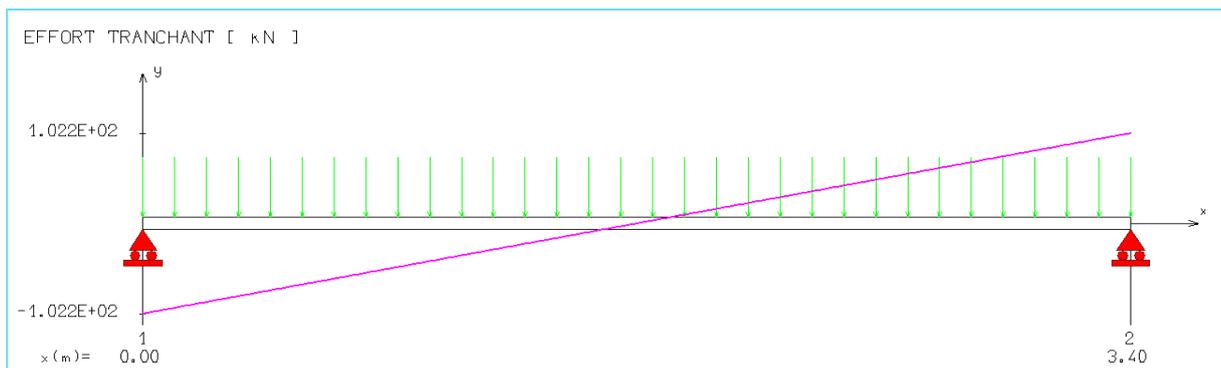
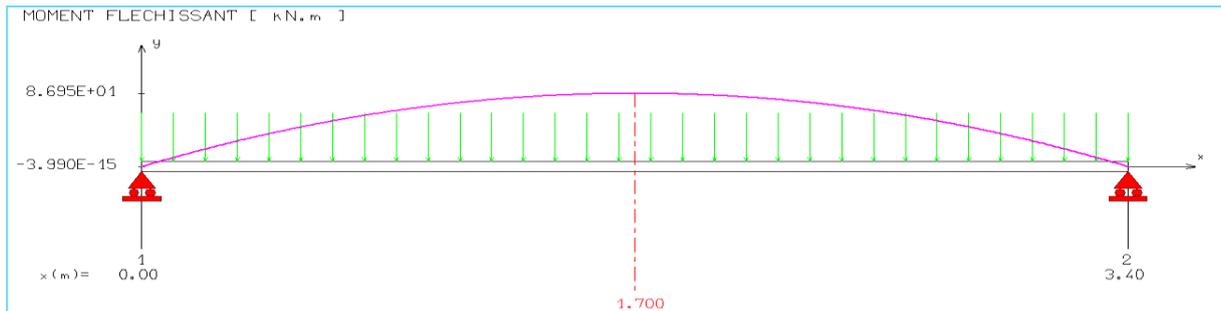


Figure III. 16: Schéma statique de la poutre palière

▪ **Diagrammes des moments fléchissant et l'efforts tranchants à ELU**



▪ ELS

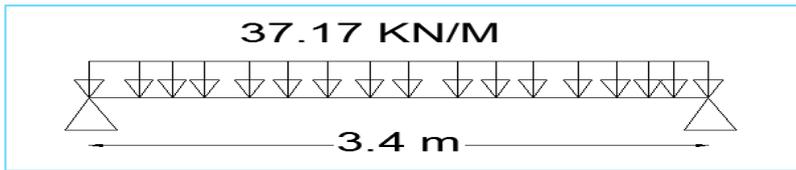
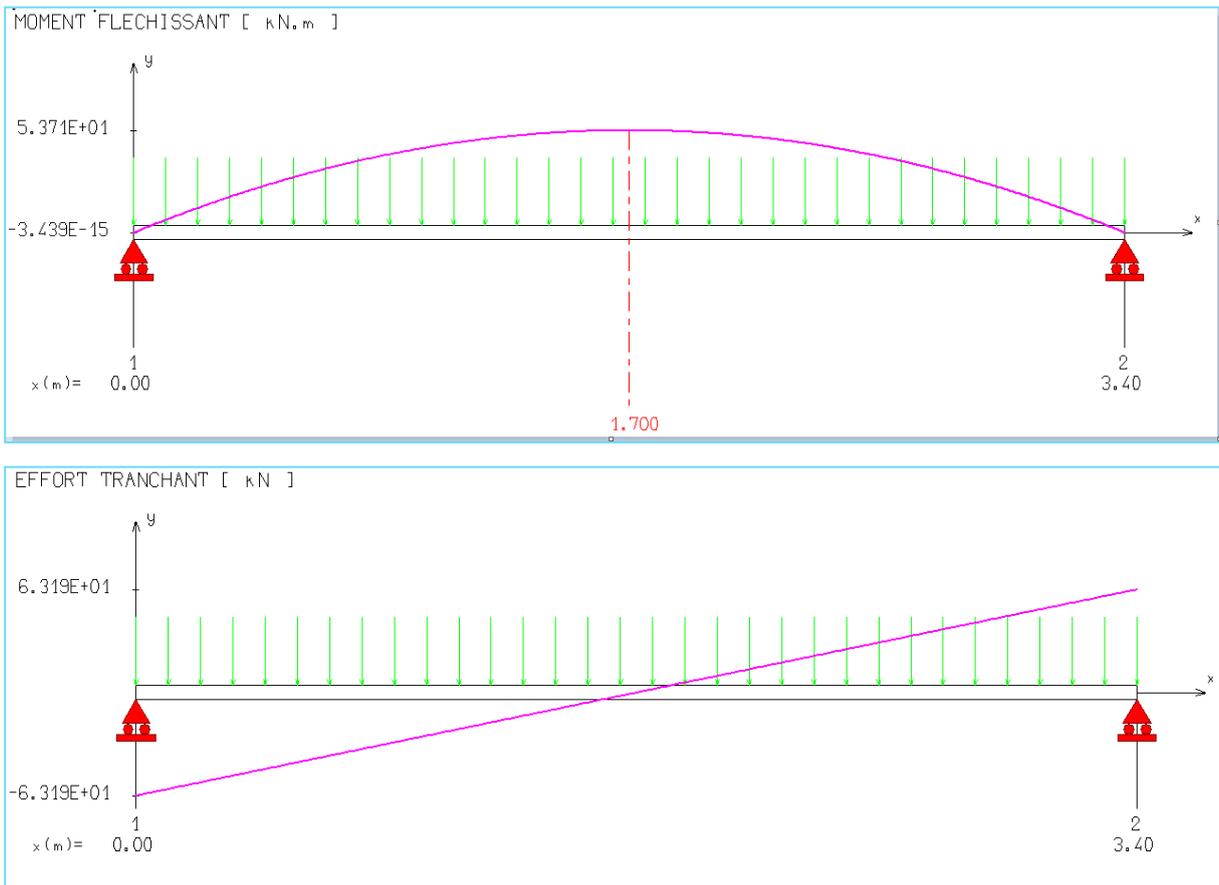


Figure III. 17: Schéma statique de la poutre palière

▪ Diagrammes des moments fléchissant et l'efforts tranchants à ELS



III-3-3-Calcul de ferrailage

▪ En travée

$$M_t = 0.85M_0 = 73.9 \text{ kN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{73,90 \times 10^{-3}}{0.3 \times (0.315)^2 \times 14.2} = 0.17 \text{ MPa}$$

$$\mu_{bu} = 0.17 \text{ MPa} < 0.392 \text{ MPa} \Rightarrow A' = 0$$

$$\Rightarrow \alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}}{0.8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.17}}{0.8} = 0.23$$

$$A_{travée} = \frac{M_t}{d(1 - 0.4\alpha)f_{st}} = \frac{73,90 \times 10^{-3}}{0.315 \times (1 - 0.4 \times 0.23) \times 348} = 7.42 \text{ cm}^2$$

- **En appuis**

$$M_a = 0.3M_0 = 26,09 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{26,09 \times 10^{-3}}{0.3 \times (0.315)^2 \times 14.2} = 0.062 \text{ MPa}$$

$$\mu_{bu} = 0.06 \text{ MPa} < 0.392 \text{ MPa} \Rightarrow A' = 0$$

$$\Rightarrow \alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}}{0.8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.062}}{0.8} = 0.08$$

$$A_{appuis} = \frac{M_a}{d(1 - 0.4\alpha)f_{st}} = \frac{26,09 \times 10^{-3}}{0.315 \times (1 - 0.4 \times 0.08) \times 348} = 2.46 \text{ cm}^2$$

- **Vérification à l'ELU**

Condition de non fragilité : (Art A.4.2.1) BAEL91/99

- **En travée**

$$A_{\min} \frac{0.23 \times b_0 \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 0.30 \times 0.315 \times 2.1}{400} = 1.14 \text{ cm}^2$$

$$A_s^T = 8.01 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.14 \text{ cm}^2 \dots \text{Condition verifier.}$$

- **En appuis**

$$A_{\min} \frac{0.23 \times b_0 \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 0.30 \times 0.315 \times 2.1}{400} = 1.14 \text{ cm}^2$$

$$A_s^a = 3.39 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.14 \text{ cm}^2 \dots \text{Condition verifier.}$$

- ✓ **Vérification de Contrainte d'adhérence : (Art A.6.1.3) BAEL91/99**

$$\tau_{se} = \frac{V_{u\max}}{0.9d \sum_{i=1}^n U_i} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi \cdot f_{tj} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa} \quad \text{Avec : } \psi = 1.5 \text{ pour HA}$$

$$V_{u\max} = 102.2 \text{ KN}$$

$$\sum_{i=1}^n U_i = n\pi\phi = 3.14 \times (5 \times 14) = 219.8 \text{ mm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{102.2 \times 10^3}{0.9 \times 315 \times 219.8} = 1.64 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.15 \text{ MPa} \dots \text{CV}$$

- ✓ **Vérification de l'effort tranchant : (Art III.2 / BAEL 91)**

$$V_{\max} = 102.2 \text{ KN}$$

Il faut vérifier que $\tau_u < \bar{\tau}$ tel que : **(La fissuration est préjudiciable)**

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

$$\tau_u = \frac{102.2 \times 10^3}{3000 \times 31.5} = 1.08 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = \min \left\{ 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\} = \min \left\{ 0.15 \frac{25}{1.5} ; 5 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\text{Donc : } \tau_u = 1.08 < \bar{\tau} = 2.5 \dots \text{CV}$$

➤ **Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis :(BAEL 91 Art.5.1.3.13)**

▪ **Influence sur le béton :(BAEL 91 Art A.5.1.3.21)**

$$T_u^{\max} < T_u = \frac{-0.4 \times f_{c28} \times a \times b}{\gamma_b} = \frac{0.4 \times 25 \times (0.9 \times 315) \times 300}{1.5} = 567 \text{ KN.}$$

Avec :

$$a = 0,9d$$

$$T_u^{\max} = 102.2 \text{ KN} < T_u = 576 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{C.V.}$$

▪ **Influence sur les armatures longitudinales inférieures**

On doit vérifier que :

$$A_{S \text{ appui}} \geq \frac{1.15}{F_e} \times (T_u^{\max} + \frac{M_{\text{appui}}}{0.9 \times d}) = \frac{1.15}{400} \times ((102.2 \times 10^3) + \frac{26.08 \times 10^6}{0.9 \times 315}) = 9.23 \text{ cm}^2.$$

$$A_s = 3.39 \text{ cm}^2 \leq 9.23 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{C.N.V}$$

➤ **Calcul des armatures transversales**

$$\tau_u = \min\{0,13f_{c28}; 4\text{MPa}\} = 3,25 \text{ MPa.}$$

$$S_t \leq \min\{0,9d; 40\text{cm}\} = \min\{28,35; 40\} = 28,35 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 20 \text{ cm.}$$

On prend des $\emptyset 10$ pour les cadres et les étriers. (un cadre et un étrier).

$$\frac{A_t \times f_e}{b_0 S_t} \geq 0,4 \Rightarrow A_t \geq \frac{b \times S_t \times 0,4}{f_e}$$

$$A_t \geq \frac{300 \times 200 \times 0,4}{400} = 0,6 \text{ cm}^2$$

III-3-4-Etude de la poutre à la torsion : selon BAEL91révisé99

1) Armatures longitudinales

$$M_{\text{tor}} = 22.17 \text{ KN.m} ; e = \frac{b}{6} = \frac{30}{6} = 5 \text{ cm}$$

$$\Omega = (b - e) \times (h - e) = (30 - 5) \times (35 - 5) = 750 \text{ cm}^2 = 0.075 \text{ m}^2$$

$$\mu = 2[(b - e) + (h - e)] = 1.1 \text{ m}$$

$$A_{\text{tor}} = \frac{1.15 \times 100 \times M_{\text{tor}} \times \Omega}{2 \mu F_e} = \frac{1.15 \times 100 \times 22.17 \times 10^{-3} \times 0.075}{2 \times 1.1 \times 400} = 2.17 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 2.17 \text{ cm}^2.$$

2) Contrainte du cisaillement due à la torsion

$$\tau_{u \text{ tor}} = \frac{0.01 \times M_{\text{tor}}}{2 \times \Omega \times e} = \frac{0.01 \times 22.17 \times 10^{-3}}{2 \times 0.075 \times 0.05} = 0.029 \text{ MP}$$

$$\tau_{u \text{ Tot}} = \sqrt{\tau_{u \text{ tor}}^2 + \tau_u^2} = \sqrt{0.029^2 + 1.08^2} = 1.08 \text{ MPa}$$

$$\tau_{u \text{ Tot}} = 1.08 \text{ MPa} < \tau_u = 2.5 \text{ MPa.}$$

3) Armatures transversales

$$A_{\text{trtor}} = \frac{1.15 \times M_{\text{tor}} \times S_t}{2 \times \Omega \times F_e} = \frac{1.15 \times 22.17 \times 10^{-3} \times 0.2}{2 \times 0.075 \times 400} = 8.49 \times 10^{-5} \text{ m}^2 = 0.849 \text{ cm}^2$$

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

➤ Ferrailage finale de la poutre palière

1) Armatures longitudinales

➤ En Travée

$$A_s = A_t + \frac{A_{\text{tor}}}{2} = 7.42 + \frac{2.17}{2} = 8.51 \text{ cm}^2.$$

➤ En appui

$$A_s = A_a + \frac{A_{\text{tor}}}{2} = 2.46 + \frac{2.17}{2} = 3.55 \text{ cm}^2.$$

2) Armatures transversales

$$A = A_{\text{trtor}} + A_t = 0.84 + 0.6 = 1.44 \text{ cm}^2$$

Tableau III. 10: choix de ferrailage

| Armatures longitudinales (cm ²) | | Armature transversales (cm ²) |
|--|--------------|--|
| Travée | Appui | |
| 3HA14+3T12 = 8.01 | 3HA12 = 3.39 | 2Ø10 = 1.58 |

➤ Vérification à l'ELS

On doit vérifier la condition suivantes : (BAEL.2.P85)

La contrainte dans le béton : $\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc}$

✓ Vérification des contraintes maximales dans le béton

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

σ_{bc} : Contrainte maximale dans le béton comprimé

$$\sigma_{bc} = Ky \quad \text{avec : } K = \frac{M_{\text{ser}}}{I}$$

$$I = \frac{b}{3} y^3 + \eta A_s (d-y)^2 + A_s' (d'-y)^2 \quad \text{(Moment d'inertie)}$$

Y : la distance de l'axe neutre à la fibre la plus comprimée à l'état limite service.

▪ Position de l'axeneutre

$$Y = \eta \frac{A_s + A'_s}{b} \sqrt{\left[1 + \frac{bdA_s + dA'_s}{7.5(A_s + A'_s)^2} - 1 \right]}$$

▪ Aux appuis

Avec $\left\{ \begin{array}{l} \eta = 15 \\ A'_s = 0 \end{array} \right.$ c'est le coefficient d'équivalence acier – béton.

$$Y = 15 \frac{3.39}{300} \sqrt{\left[1 + \frac{31.5 \times 300 \times 3.39}{7.5 \times 3.39^2} - 1 \right]} \Rightarrow 3.1 \text{ cm}$$

• Calcul de Moment d'inertie I

$$I = \frac{b}{3} y^3 + \eta \left[A_s (d-y)^2 + A'_s (d'-y)^2 \right]$$

$$I = \frac{300}{3} (3.1)^3 + 15 \cdot 3.39 (31.5 - 3.1)^2 = 43992.68 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I}$$

$$K = \frac{16,11 \times 10^6}{43992.68 \times 10^4} = 0.037 \text{ N/mm}^3$$

$$\sigma_{bc} = 0.037 \times 3.1 \times 10$$

$$\sigma_{bc} = 1,15 \text{ MPa}$$

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

▪ En travée

$$A_s = 7.7 \text{ cm}^2$$

$$Y = 15 \frac{8.01}{300} \sqrt{\left[1 + \frac{31.5 \times 300 \times 8.01}{7.5 \times 8.01^2} - 1 \right]}$$

$$Y = 5.04 \text{ cm}$$

• Calcul de Moment d'inertie I

$$I = \frac{b}{3} y^3 + \eta \left[A_s (d-y)^2 + A'_s (d'-y)^2 \right]$$

$$I = \frac{300}{3} (5.04)^3 + 15 \left[8.01 (31.5 - 5.04)^2 \right] = 96923.21 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I}$$

$$K = \frac{38,80 \times 10^6}{96923.21 \times 10^4} = 0.04 \text{ N/mm}^3$$

$$\sigma_{bc} = 0.04 \times 4.31 \times 10$$

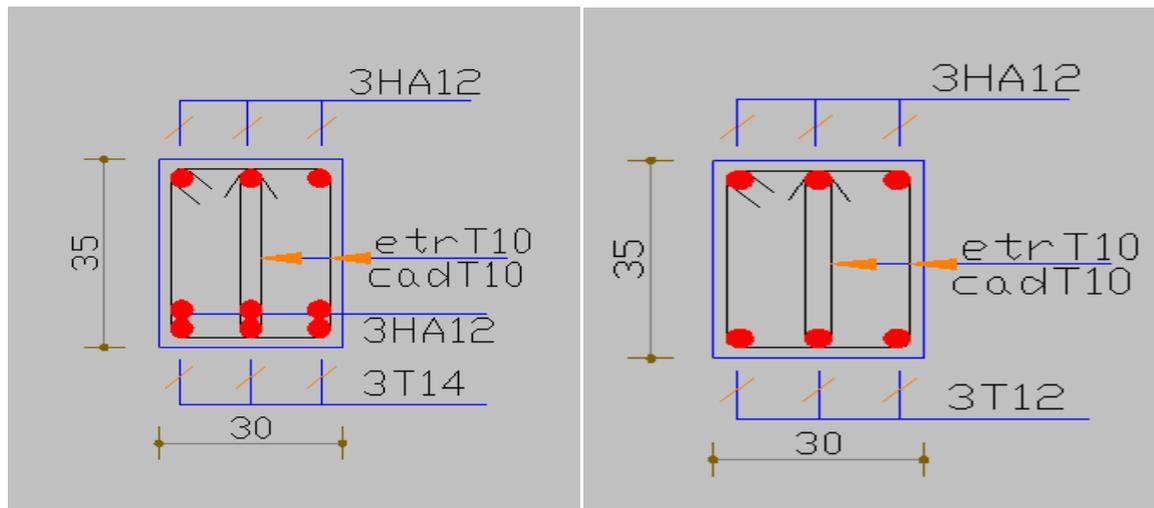
$$\sigma_{bc} = 1.72 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1.72 < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifié.}$$

➤ **Etat limite de déformation (la flèche) :**(Art B.6.5.2de BAEL91 modifier 99).

$$\left\{ \begin{array}{l} 1) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ 2) \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow 2) \frac{35}{340} \\ 3) \frac{A}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow 3) \frac{8,01}{300 \times 315} \end{array} \right\} \left\{ \begin{array}{l} 1) \frac{35}{340} = 0.103 > \frac{1}{16} = 0.0625 \dots \dots \dots \text{C.V} \\ 0.103 > \frac{45.65}{10 \times 53.71} = 0.085 \dots \dots \dots \text{C.V} \\ = 0.000084 < \frac{4,2}{400} = 0.0105 \dots \dots \dots \text{C.V} \end{array} \right.$$

Toutes les conditions sont vérifiées donc il n'est pas nécessaire de calculer la flèche.



Ferrailage en travée

Ferrailage en appuis

Figure III. 18: Ferrailage de la poutre palière.

III-4- Etude du Balcon

Le bâtiment comprend des balcons en dalles pleines de **15cm** d'épaisseur. Elles sont de type console (dalle pleine encastree au niveau du plancher).

➤ **Evaluation des actions**

- Epaisseur de la dalle $e = 15$ cm.
- Les balcons sont sollicités par les actions suivantes :
 - charges permanentes : $G_1 = 5.31$ KN/ m².
 - surcharges sur le balcon : $Q_1 = 3.5$ KN/ m².
 - charges de garde corps : $G_2 = 1$ KN/ m².
 - surcharges dus à la main courante : $Q_2 = 1$ KN/ m².

➤ **Calcul des sollicitations :** le calcul se fera pour une bande de 1 m linéaire.

➤ **Combinaison fondamentale**

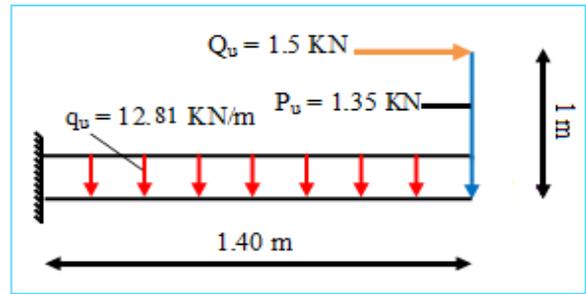
a) L'ELU

$$q_u = 1.35 G_1 + 1.5 Q_1 = 1.35 \times 5.31 + 1.5 \times 3.5$$

$$\Rightarrow q_u = 12.41 \text{ KN/m.}$$

$$Q_u = 1.5 Q_2 = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{ KN.}$$

$$P_u = 1.35 G_2 = 1.35 \times 1 = 1.35 \text{ KN.}$$

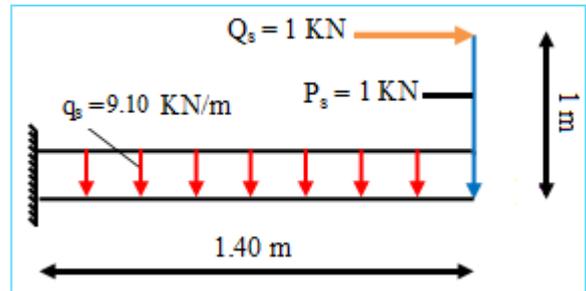


b) L'ELS

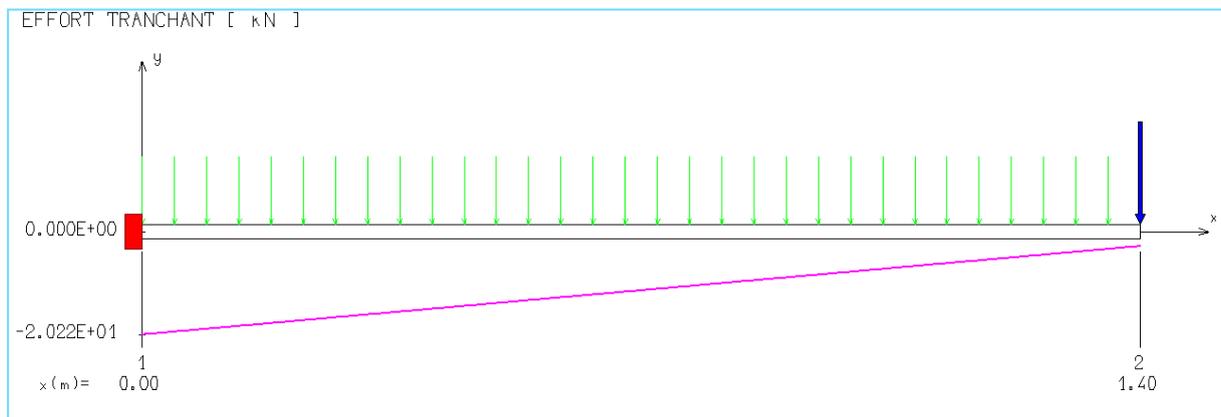
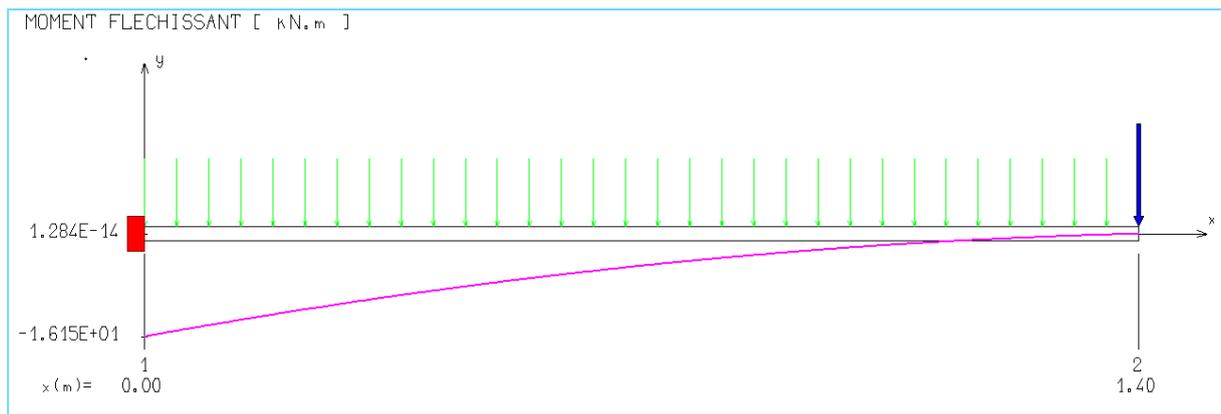
$$q_s = G + Q = 5.31 + 3.5 = 8.81 \text{ KN/m.}$$

$$Q_s = Q_2 = 1 \text{ KN.}$$

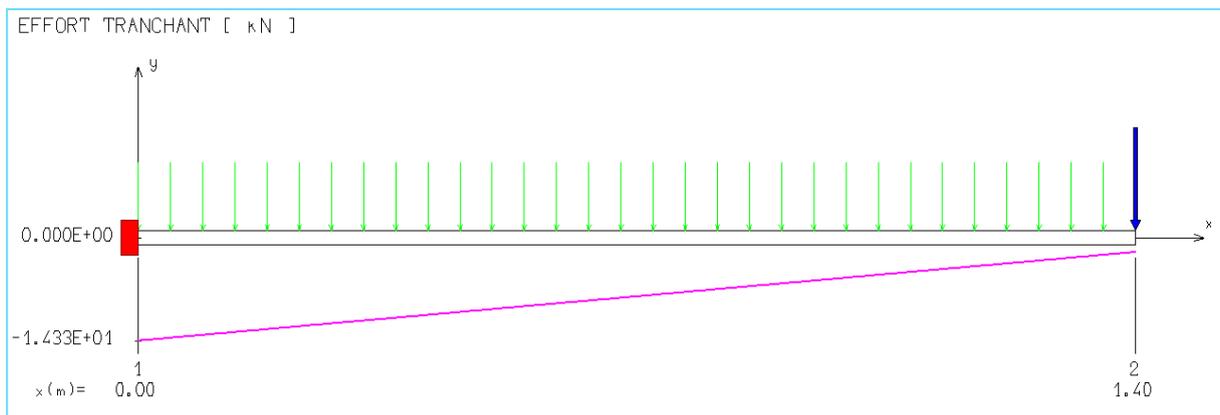
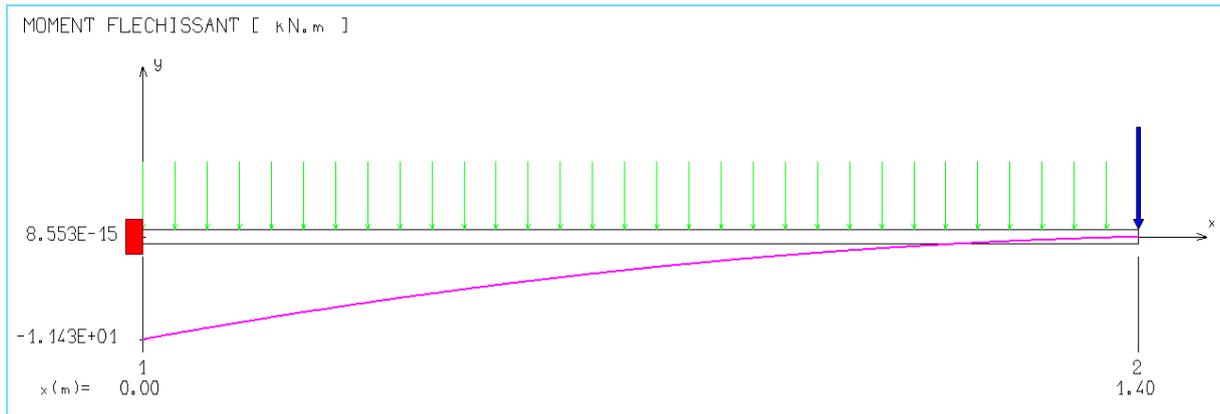
$$P_s = G_2 = 1 \text{ KN.}$$



• **Diagramme des sollicitations à l'ELU**



- Diagramme des sollicitations à l'ELS



➤ **Ferrailage**

Le ferrailage se fait à l'ELU en considérant que la fissuration est très préjudiciable

En considérant une section de 1,00 m de largeur et de 15 cm d'épaisseur

➤ **Armatures longitudinal**

On considère une section rectangulaire soumise à la flexion simple, en prenant une bande de 1,00 m de largeur et de 0,15 m d'épaisseur.

$$b = 1\text{ m}, \quad h = 15\text{ cm}, \quad d = 0,9 h = 13,5\text{ cm}$$

$$M_0 = 16,15\text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{16,15 \times 10^{-3}}{1 \times (0,315)^2 \times 14,2} = 0,011\text{ MPa}$$

$$\mu_{bu} = 0,011\text{ MPa} < 0,392\text{ MPa} \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu_{bu} = 0,011 < 0,275 \Rightarrow \text{On utilise la méthode simplifiée}$$

$$Z_b = d[1 - 0,6\mu_{bu}] = 135[1 - 0,6(0,011)] = 1,34\text{ m}$$

$$A_l = \frac{M_U}{Z_B \cdot f_{ed}} = \frac{16,15 \times 10^6}{134 \times 348} = 3,46\text{ cm}^2$$

Soit : **5HA 12 = 5,65 cm²** avec **S_t = 20 cm**.

➤ **Armature de repartition**

$$A_t = A_l/4 = 1.41 \text{ cm}^2$$

Soit : **5T 8** = 2.51 cm² avec **S_t = 20cm**.

➤ **Vérification à l'ELU**

Condition de non fragilité : (Art A.4.2.1) BAEL91/99

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b_0 \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 0.135 \times 2.1}{400} = 1.6 \text{ cm}^2$$

$$A = 5.65 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.6 \text{ cm}^2 \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification de Contrainte d'adhérence : (Art A.6.1.3) BAEL91/99**

$$\tau_{se} = \frac{V_{u\max}}{0.9d \sum_{i=1}^n U_i} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi \cdot f_{tj} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa} \quad \text{Avec : } \psi = 1.5 \text{ pour HA}$$

$$V_{u\max} = 20.22 \text{ KN}$$

$$\sum_{i=1}^n U_i = n\pi\phi = 3.14 \times (5 \times 12) = 188.4 \text{ mm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{20.22 \times 10^3}{0.9 \times 135 \times 188.4} = 0.88 \text{ MPA} < \bar{\tau}_u = 3.15 \text{ MPA} \dots \dots \dots \text{CV}$$

➤ **Vérification de l'effort tranchant : (Art III.2 / BAEL 91)**

$$V_{\max} = 20.22 \text{ KN}$$

Il faut vérifier que $\tau_u < \bar{\tau}$ tel que : **(La fissuration est préjudiciable)**

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

$$\tau_u = \frac{20.22 \times 10^3}{1000 \times 13.5} = 1.49 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = \min \left\{ 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\} = \min \left\{ 0.15 \frac{25}{1.5} ; 5 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\text{Donc : } \tau_u = 1.49 < \bar{\tau} = 2.5 \dots \dots \dots \text{CV}$$

➤ **Vérification de disposition des armatures**

Armatures longitudinales : $S_t \leq \min(3h; 33 \text{ cm}) = \min(45 \text{ cm}; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$

Avec :

h : l'épaisseur du balcon h = 15 cm

$$S_t = 20 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \quad \text{C.V}$$

➤ **Armature de répartition**

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

$$S_t = 20 \text{ cm} < 45 \text{ cm} \quad \text{C.V}$$

➤ Vérification à l'ELS

On doit vérifier la condition suivantes : (BAEL.2.P85)

La contrainte dans le béton : $\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc}$

➤ Vérification des contraintes maximales dans le béton

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times 25 = 15 \text{MPa}$$

σ_{bc} : Contrainte maximale dans le béton comprimé

$$\sigma_{bc} = Ky \quad \text{avec : } K = \frac{M_{ser}}{I}$$

$$I = \frac{b}{3} y^3 + \eta A_s (d-y)^2 + A_s' (d'-y)^2 \quad \text{(Moment d'inertie)}$$

Y : la distance de l'axe neutre à la fibre la plus comprimée à l'état limite service.

➤ Position de l'axeneutre

$$Y = \eta \frac{A_s + A_s'}{b} \sqrt{\left[1 + \frac{bdA_s + dA_s'}{7.5(A_s + A_s')^2} - 1 \right]}$$

Avec $\left\{ \begin{array}{l} \eta = 15 \quad \text{c'est le coefficient d'équivalence acier - béton.} \\ A_s' = 0 \end{array} \right.$

$$Y = 15 \frac{5.65}{100} \sqrt{\left[1 + \frac{13.5 \times 100 \times 5.65}{7.5 \times 5.65^2} - 1 \right]} \quad Y = 4.01 \text{ cm}$$

➤ Calcul de Moment d'inertie I

$$I = \frac{b}{3} y^3 + \eta \left[A_s (d-y)^2 + A_s' (d'-y)^2 \right]$$

$$I = \frac{100}{3} (4.01)^3 + 15 \left[5.65 (13.5 - 4.01)^2 \right] = 9781.97 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I}$$

$$K = \frac{11.43 \times 10^6}{9781.97 \times 10^4} = 0.12 \text{ N/mm}^3$$

$$\sigma_{bc} = 0.12 \times 4.01 \times 10$$

$$\sigma_{bc} = 4.81 \text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 4.81 < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifié.}$$

➤ Etat limite de déformation (la flèche) :(Art B.6.5.2de BAEL91 modifier 99).

$$\left\{ \begin{array}{l} 1) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \quad \left\{ \begin{array}{l} 1) \frac{15}{140} = 0.107 > \frac{1}{16} = 0.0625 \dots \dots \dots \text{C.V} \\ 2) \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow 2) \frac{15}{140} = 0.107 > \frac{11.43}{10 \times 11.43} = 0.1 \dots \dots \dots \text{C.V} \end{array} \right. \\ 3) \frac{A}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \quad 3) \frac{5.65}{100 \times 135} = 0.00042 < \frac{4.2}{400} = 0.0105 \dots \dots \dots \text{C.V} \end{array} \right.$$

Toutes les conditions sont vérifiées donc il n'est pas nécessaire de calculer la flèche.

Conclusion :

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

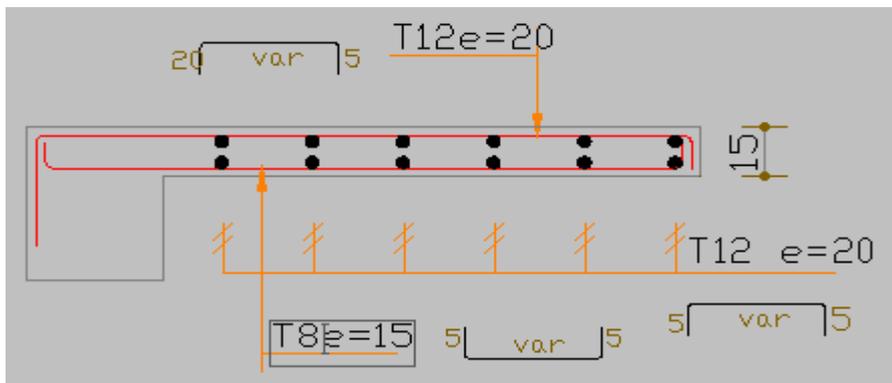


Figure III. 19: Schéma de ferrailage pour le balcon

III-5-Etude de l'acrotère**III-5-1-Introduction**

L'acrotère est un élément complémentaire du plancher terrasse destiné à protéger les personnes contre la chute et d'éviter le ruissellement d'eau sur la façade ; il est considéré comme une console encastrée à sa base soumise à son poids propre et à une surcharge horizontale.

Cet élément est calculé en flexion composée dans la section d'encastrement, pour une bande de 1 ml

L'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est préjudiciable, dans ce cas le calcul se fera à l'E.L.U et à E.L.S.

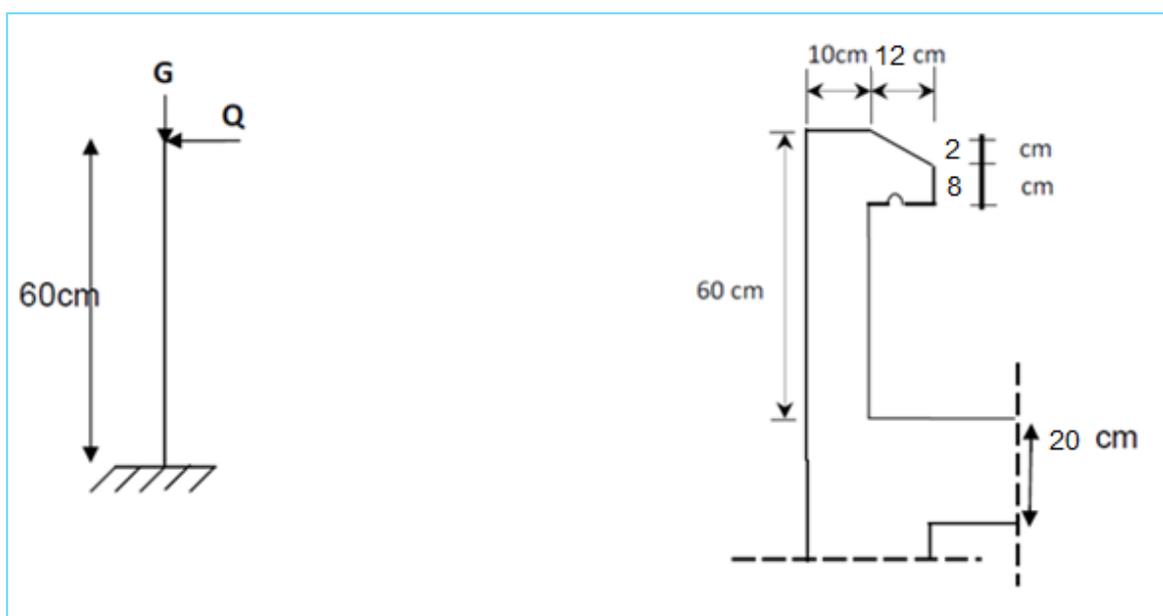
➤ **Dimension de l'acrotère**

Figure III. 20: coupe verticale de l'acrotère.

➤ Schéma statique

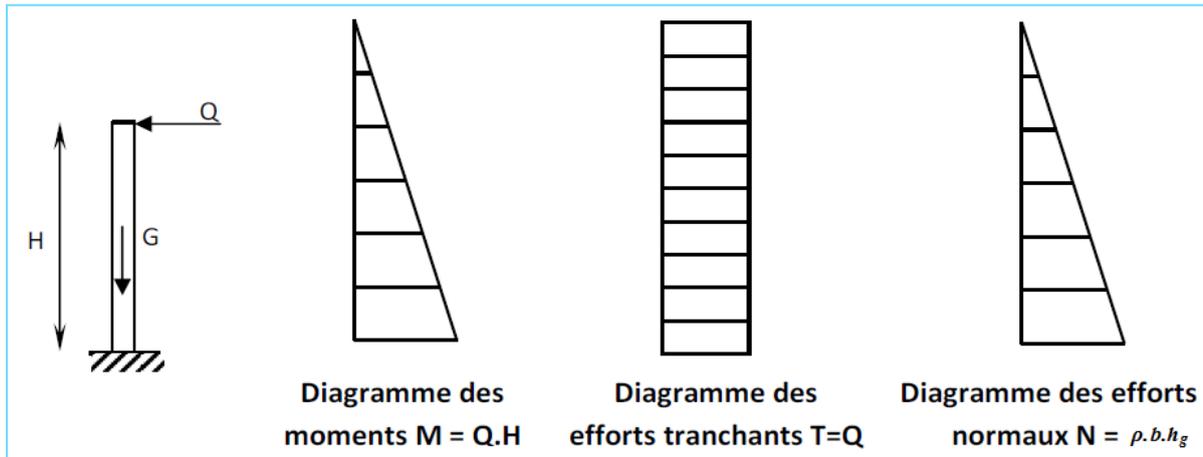
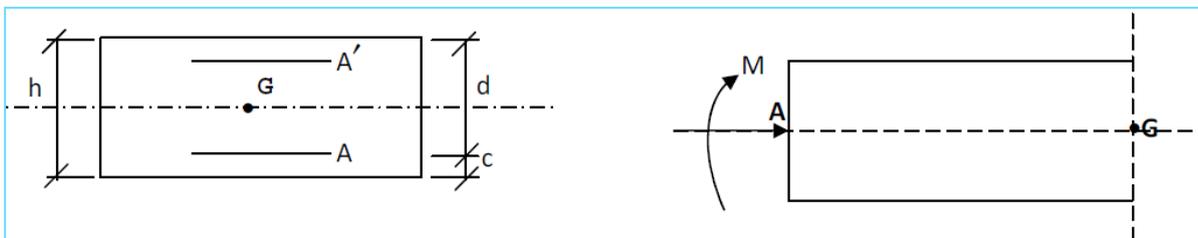


Figure III. 21: Schéma statique de l'acrotère.

➤ Détermination des sollicitations



- Poids propre de l'acrotère : $G=1,71$ KN/ml.
- Charge d'exploitation : $Q=1,00$ KN /ml.
- Effort normal dû au poids propre G : $N = G \times 1 = 1,71$ KN.
- Effort tranchant : $T = Q \times 1 = 1$ KN.
- Moment fléchissant max dû à la surcharge Q : $M = Q \times H \times 1 = 0,60$ KN m.

➤ Calcul de la force sismique F (RPA art 6.2.3)

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

$$F = 4. A. C_p. W$$

Avec :

A : Coefficient d'accélération de la zone et le groupe d'usage approprié ($A = 0,2$).

C: Facteur de force horizontale ($C= 0,8$).

W : Poids de l'élément considéré.

D'où $F = 4 \times 0,2 \times 0,8 \times 1,71 = 1,09$ KN/ml.

Remarque :

Le calcul de l'acrotère s'effectue pour une bande de **1 ml** de la largeur en flexion composée.

1-Combinaison de sollicitation➤ **A l'ELU**

$$N_u = 1,35 \times G = 2,31 \text{ KN.}$$

$$M_u = 1,5 \times 0,6 = 0,9 \text{ KNm.}$$

➤ **A l'ELS**

$$N_s = 1,71 \text{ KN.}$$

$$M_s = 0,60 \text{ KN.m.}$$

III-5-2-Ferraillage de l'acrotère

Le ferraillage de l'acrotère sera déterminé en flexion composée et sera donné par un mètre linéaire. Pour le calcul, on considère une section (b x h) cm² soumise à la flexion composée.

h : Epaisseur de la section : 10cm

b : largeur de la section : 100cm

c et **c'**: Enrobage : 2cm

d = h – c : Hauteur utile

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

a) Calcul des armatures à l'ELU➤ **Position du centre de pression à l'ELU**

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,9 \times 10^2}{2,31} = 38,96 \approx 39 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{2} - C = \frac{10}{2} - 2 = 3 \text{ cm}$$

$\frac{h}{2} - C < e_u \Rightarrow$ Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures d'où la section est partiellement comprimée.

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

b) Calcule en flexion simple❖ **Moment fictif**

$$M_f = N_u \times e_f = N_u \times (e_u + \frac{h}{2} - c) = 2,31 \cdot (0,39 + \frac{0,1}{2} - 0,02) = 0,970 \text{ KN.m.}$$

❖ **Moment réduit**

$$\mu_u = \frac{M_f}{bd^2 f_{bu}} = \frac{0.970 \times 10^6}{1000 \times 80^2 \times 14.2} = 0.0107$$

Avec :

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \cdot \gamma} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.2 \text{ MPa}$$

$\mu_u < \mu_e = 0.392 \Rightarrow$ la section est simplement armée, donc : $A_c = 0$

$$\mu_u = 0.0107 \Rightarrow \beta = 0.995$$

❖ **Armatures fictives**

$$A_f = \frac{M_f}{\beta d \frac{f_e}{\gamma_b}} = \frac{0.970 \times 10^6}{0.995 \times 80 \times 348} = 0.35 \text{ cm}^2.$$

c) Calcul en flexion composée : La section réelle des armatures

$$A_s = A_f - \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 0.35 - \frac{2.31 \times 10^3}{348 \times 10^2} = 0.28 \text{ cm}^2.$$

➤ **Vérification à l'ELU**

1) Condition de non fragilité: (Art. A.4.2.1/BAEL 91 modifiés 99) :

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

$$A_{\min} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \cdot \frac{(e_s - 0.455d)}{e_s - 0.185d} = 0.23 \times 100 \times 8 \times \frac{2.1}{400} \times \frac{35 - 0.455 \times 8}{35 - 0.185 \times 8} = 0.90 \text{ cm}^2.$$

$$A_{\min} = 0.90 \text{ cm}^2.$$

Avec :

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} = 0.350 \text{ m.}$$

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

❖ **Conclusion**

Les armatures vérifiant la condition de non fragilité sont supérieures à celles calculées à l'ELU, donc on adoptera.

$$A_s = A_{\min} = 0.90 \text{ cm}^2.$$

Soit : $A_s = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$, avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$.

➤ **Armatures de repartition**

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

Soit: $4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$ repartie sur 60cm de hauteur, avec un espacement $S_t = 15 \text{ cm}$.

2) Vérification au cisaillement (Art III .2 /BAEL 91)

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min(0,13f_{cj}, 4MPa) = 3,25 [MPa].$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd}$$

Avec :

τ_u Contrainte de cisaillement.

$$V_u = 1,5Q = 1,5 \times 1 = 1,5 [KN].$$

$$\tau_u = \frac{1500}{1000 \times 80} = 0,01875 [MPa]$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u = 3,25 [MPa]. \Rightarrow$ la condition est vérifiée donc il n'y a pas risque de cisaillement.

➤ Vérification des contraintes à L'ELS

L'acrotère est exposé aux intempéries donc la fissuration est prise comme préjudiciable

On doit vérifier : $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min\left[\frac{2}{3}f_e, \max(0,5f_e; 110\sqrt{\eta f_{t28}})\right] = 201,6 [MPa].$ avec

$$\eta = 1,6 \quad \text{pour HA.}$$

$$\text{Alors : } \sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A_s}$$

$$\text{Calcul : } \rho = \frac{100 A_s}{bd} = \frac{100 \times 2,01}{100 \times 8} = 0,251.$$

$$\rho = 0,251 \Rightarrow \beta_1 = 0,92075 \Rightarrow K_1 = 47,6975$$

$$K = 1/K_1 = 0,020965$$

$$\sigma_s = \frac{0,6 \times 10^6}{0,921 \times 80 \times 201} = 40,51 [MPa].$$

$$\sigma_s = 40,51 [MPa] < \bar{\sigma}_s = 201,64 [MPa] \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

✓ **Dans le béton**

On doit vérifier : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

Avec :

$$\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 MPa.$$

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_s = 0,020965 \times 40,51 = 0,849 MPa \leq \bar{\sigma}_{bc} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

➤ **Vérification de l'écartement des barres**

a) Armatures verticales

$$A_s = 2.01 \text{ cm}^2$$

$$S_t \leq \min\{3h, 33\text{cm}\} = 30 \text{ cm.}$$

$$S_t = 25 \text{ cm} < 30 \text{ cm} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

b) Armatures de répartition

$$S_t \leq \min\{4h, 45\text{cm}\} = 40 \text{ cm.}$$

$$S_t = 15 \text{ cm} < 40 \text{ cm} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification au flambement**

a) Calcul de l'élancement

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

Avec :

λ : Élancement de l'élément.

L_f : longueur de flambement.

i : rayon de giration.

I : moment d'inertie de la section.

A : section de l'élément.

$$A = 0.1 \times 1 = 0.1 \text{ m}^2$$

$$I = \frac{bh^3}{12} = \frac{1 \times 0.1^3}{12} = 8.33 \times 10^{-5} \text{ m}^4.$$

$$L_f = 2L_0 = 2H = 1.2 \text{ m.}$$

$$\lambda = \frac{1.2 \sqrt{0.1}}{\sqrt{8.33 \times 10^{-5}}} = 41.58$$

b) Vérification à l'élancement

$$\lambda \leq \max [50 ; \min (\frac{67e_u}{h} ; 100)] = \max [50 ; \min (261.03 ; 100)]$$

$$\lambda = 41.58 \leq \max (50 ; 100) = 100 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

4) Vérification de l'acrotère au séisme (RPA99. Art 6.2.3) :

$$F_P = 4AC_P W_P$$

$$D'où : F_P = 4 \times 0.2 \times 0.8 \times 1.71 = 1.09 \text{ KN/ml} < 1,5 \times Q \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

- **Conclusion :** L'acrotère est calculé avec un effort horizontal supérieur à la force sismique d'où le calcul au séisme est inutile.

On adoptera ainsi pour ferrailage les armatures calculées précédemment.

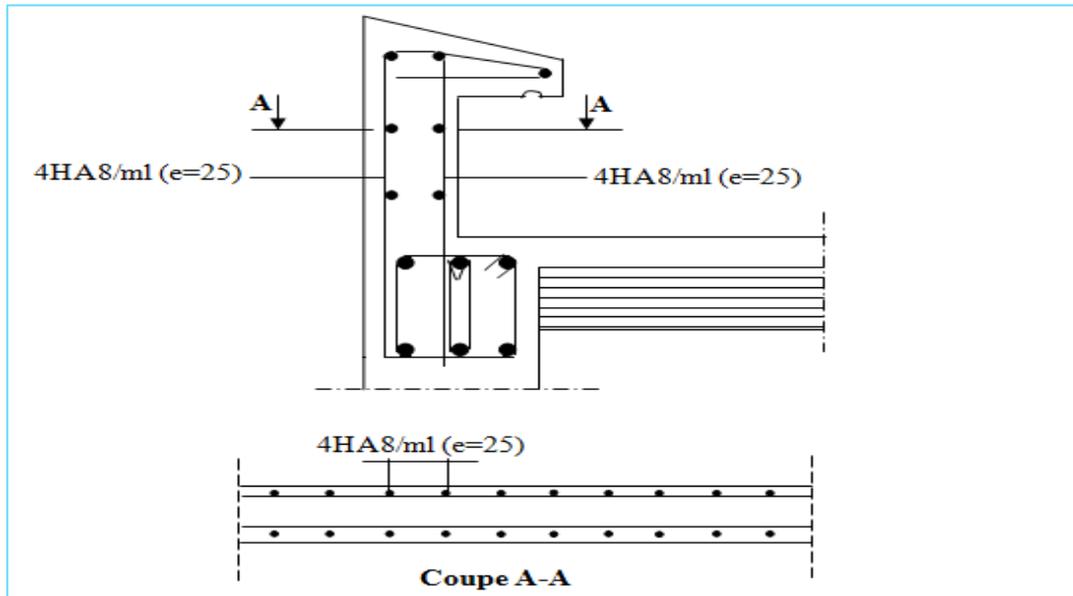


Figure III. 22:Ferrailage de l'acrotère.

IV .1 Introduction

L'étude dynamique consiste à déterminer les réponses de la structure sous les charges sismiques.

A l'aide de cette étude nous pouvons connaître le comportement de la structure vis-à-vis l'excitation sismique.

Toutes les structures sont susceptibles d'être soumises pendant leur durée de vie à des chargements variables dans le temps. Ces actions peuvent être dues au vent, séisme ou aux vibrations des machines, ce qui signifie que le calcul sous l'effet des chargements statiques paraît insuffisant, d'où la nécessité d'une étude dynamique qui nous permet de déterminer les caractéristiques dynamiques d'une structure afin de prévoir son comportement (déplacement, effort et période.....) sous l'effet du séisme.

Le but est en premier lieu d'éviter les pertes humaines, mais aussi d'éviter une catastrophe technologique que des dégâts incontrôlés risqueraient de provoquer, en maintenant la stabilité, l'intégrité ou la fonctionnalité d'installation sensible, stratégique ou potentiellement dangereuse. Dans tous les cas, la meilleure façon d'envisager des constructions parasismiques consiste à formuler des critères à la fois économiquement justifiés et techniquement cohérents.

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 ces vibrations libres non- amorties. L'étude dynamique d'une structure, telle qu'elle se présente, est souvent très complexe, c'est pourquoi on fait souvent appel à des modélisations qui permettront de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser.

IV.3. Présentation de différentes méthodes de calcul

L'étude sismique a pour but de calculer les forces sismiques ; ce calcul peut être mené par les trois méthodes qui sont :

- La méthode statique équivalente.
- La méthode d'analyse modale spectrale.
- La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

IV.3.1. Méthode statique équivalente

Dans cette méthode les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

IV.3.2. Méthode d'analyse modale spectrale

Le principe de cette méthode réside dans la détermination des modes propres de vibrations de la structure et le maximum des effets engendrés par l'action sismique, celle-ci étant représentée par un spectre de réponse de calcul. Les modes propres dépendent de la masse de la structure, de l'amortissement et des forces d'inerties.

IV.3.3. Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes

Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes peut être utilisée au cas par cas un personnel qualifié, ayant justifié auparavant les choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interprétation des résultats et les critères de sécurité à satisfaire.

IV.4. Choix de la méthode de calcul

Pour le choix de la méthode à utiliser, on doit vérifier certain nombre des conditions suivant les règles en vigueur en Algérie (RPA99/version 2003).

Les conditions d'application la méthode statique équivalente

Cette méthode ne s'applique que si

- La structure satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation avec une hauteur au plus égale à 65m en zones I et II et à 30m en zones III.
- Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outre les conditions précédentes, les conditions complémentaires suivantes :

Zone I : Tous les groupes d'usages.

Zone II : Groupe d'usage 3

Groupe d'usage 2..... HT \leq 7 niveaux ou 23..m.

Groupe d'usage 1B.....HT \leq 5 niveaux ou 17m.

Groupe d'usage 1A..... HT \leq 3 niveaux ou 10m.

Zone III : Groupe d'usage 2 et 3.....HT \leq 5 niveaux ou 17m.

Groupe d'usage 1B.....HT \leq 3 niveaux ou 10m.

Notre structure est implantée en Zone IIa et de groupe d'usage 2 mais elle dépasse 23 m.

Ici les conditions d'application de la méthode statique équivalente ne sont pas toutes remplies.

Il faut donc utiliser la méthode dynamique modale spectrale en utilisant le spectre de réponse défini dans le RPA 99 version 2003.

Nous avons utilisé une méthode dynamique (méthode d'analyse modale spectrale) en utilisant logiciel de calcul des structures **ETABS 9.7.4.**

➤ **Classification de l'ouvrage**

- Zone sismique : Zone IIa «BOUIRA »
- Groupe d'usage : groupe 2 « Bâtiment d'habitation collective ou à usage bureaux dont la hauteur ne dépasse pas 48 m »
- Site : « ferme S2 » les valeurs de T1 et T2 sont respectivement 0,15et 0,4
- **Condition d' RPA99/Version 2003**

L'une des vérifications préconisée par le RPA99 / version 2003 (art 4.3.6) est relative à la résultante des forces sismiques. En effet la résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de celle déterminée par l'utilisation de la méthode statique équivalente V .

Si $V_t < 0.8 V$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport : $r=0.8V/V_t$

IV.5. Application de la méthode d'analyse modale spectrale

IV.5.1. Spectre de réponse de calcul

L'intérêt du spectre de réponse vient de ce que la réponse linéaire d'une structure complexe peut être obtenue en combinant les réponses de ses modes propres de vibration.

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

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

Avec :

g : accélération de la pesanteur.

A : Coefficient d'accélération de zone (RPA 99. Tableau 4.1)

Q : facteur de qualité.

R : facteur de comportement.

IV.5.2. Détermination des paramètres du spectre de réponse

- **Coefficient d'accélération A**

Zone IIa, groupe 2, (D'après la classification sismique de wilaya Bouira : RPA 99 / version 2003 alors d'après les deux critères précédents on obtient : $A=0,15$ (tableau 4.1 de RPA 99 / version 2003)

- **Facteur d'amplification dynamique moyen D**

Il dépend de la classification de sol et de la période T de la structure (d'après l'article 4.2.3 de l'RPA 99 / version 2003) avec :

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

Avec η le facteur de correction d'amortissement donné par la formule suivante :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \zeta}} = 0.81 > 0,7 \dots \xi = 8.5\%$$

- **Période fondamentale (T)**

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

La formule empirique (4-6 donnée par le RPA99/version 2003) est la suivante :

$$T = C_T h_N^{3/4}$$

Avec :

h_N : Hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N) dans notre structure : $h_N = 23,46 \text{ m}$

C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donnée par le RPA 99 / version 2003 (tableau 4.6).

Dans notre structure : $C_T = 0.05$

| | |
|---------------------------|-----------|
| h_N | 23,46 m |
| Dx | 25,90 m |
| $C_T h_N^{3/4}$ | 0,532 sec |
| $0.09h_N/\sqrt{Dx}$ | 0,41 sec |
| $0.09h_N/\sqrt{Dy}$ | 0,49 sec |

On a : $T_2 < T < 3.0$ Seconde

$$D = 2.5 \eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3}$$

Tableau IV. 1: Facteur d'amplification dynamique moyenne.

| | Bloc |
|-----------|-------|
| T2 | 0,4 |
| T | 0,532 |
| D | 1,65 |

- **Facteur de qualité Q**

$$Q = 1 + \sum_1^6 p_q \quad (4-4 \text{ RPA V2003})$$

Tableau IV. 2: Facteur de qualité Q

| Critère Q | Observé (Oui ou Non) | P _q |
|--|----------------------|----------------|
| Conditions minimales sur les files de contreventement | Non | 0.05 |
| Redondance en plan | Non | 0.05 |
| Régularité en élévation | Oui | 0.00 |
| Contrôle de qualité des matériaux | Oui | 0.00 |
| Contrôle de la qualité de l'exécution | Non | 0.1 |

- **Le coefficient de comportement global de la structure**

La valeur de coefficient de comportement globale de la structure est donnée par le tableau (4.3) RPA99/2003 en fonction du système de contreventement de la structure, on suppose que notre structure est contreventée par des voiles porteurs et après l'étude de la structure on fait la vérification de la part des efforts verticaux repris par les voiles, Donc $R = 3,5$.

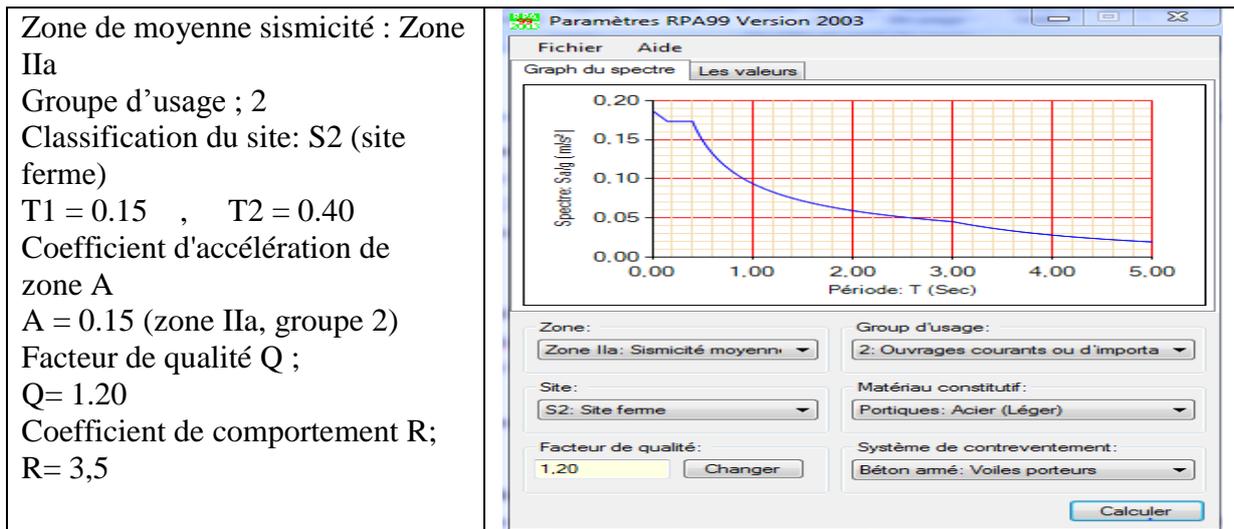


Figure IV. 1 : Détermination des coefficients sismique

IV.5.3. Nombre de modes à considérer

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

- La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à **90** % au moins de la masse totale de la structure.
- Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à **5** % de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.
- Le minimum de modes à retenir est de trois (**03**) dans chaque direction considérée.
- 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 retenir doit être tel que :

$$K \geq 3\sqrt{N} \quad \text{et} : TK \leq 0.20 \text{ s} \quad (\text{art 4-14 RPA/2003})$$

Où :

N est le nombre de niveaux au-dessus du sol et TK la période du mode K.

IV.5.4. Modélisation

Notre structure est irrégulière en plan donc d'après l'**RPA 99 / version 2003 (Art 4.3.2.b)**, on doit la représenter par un modèle tridimensionnel encastré à la base avec des masses concentrées au niveau des centres de gravité des planchers (notion de diaphragme).

- La disposition des voiles

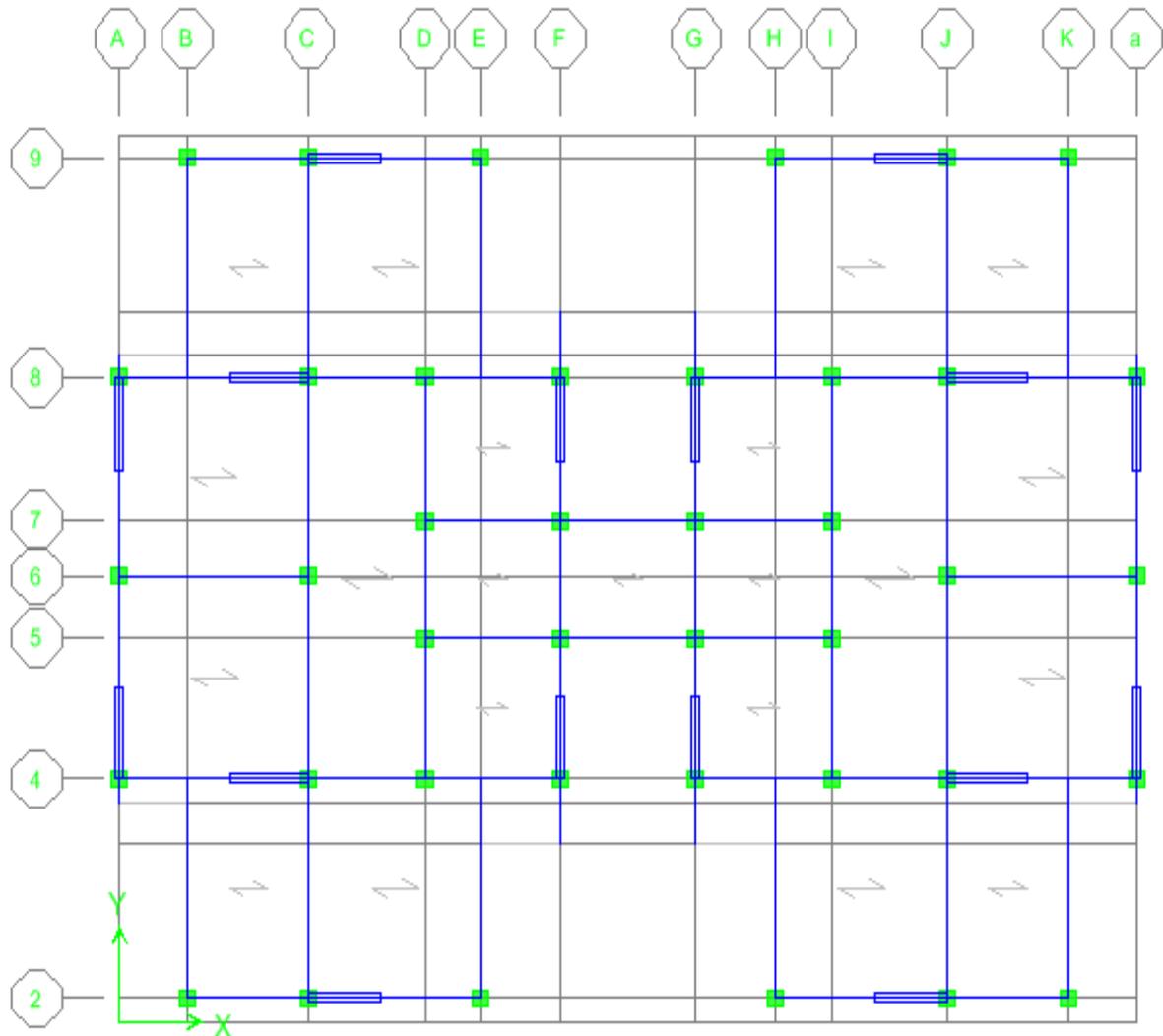


Figure IV. 2: Disposition des voiles

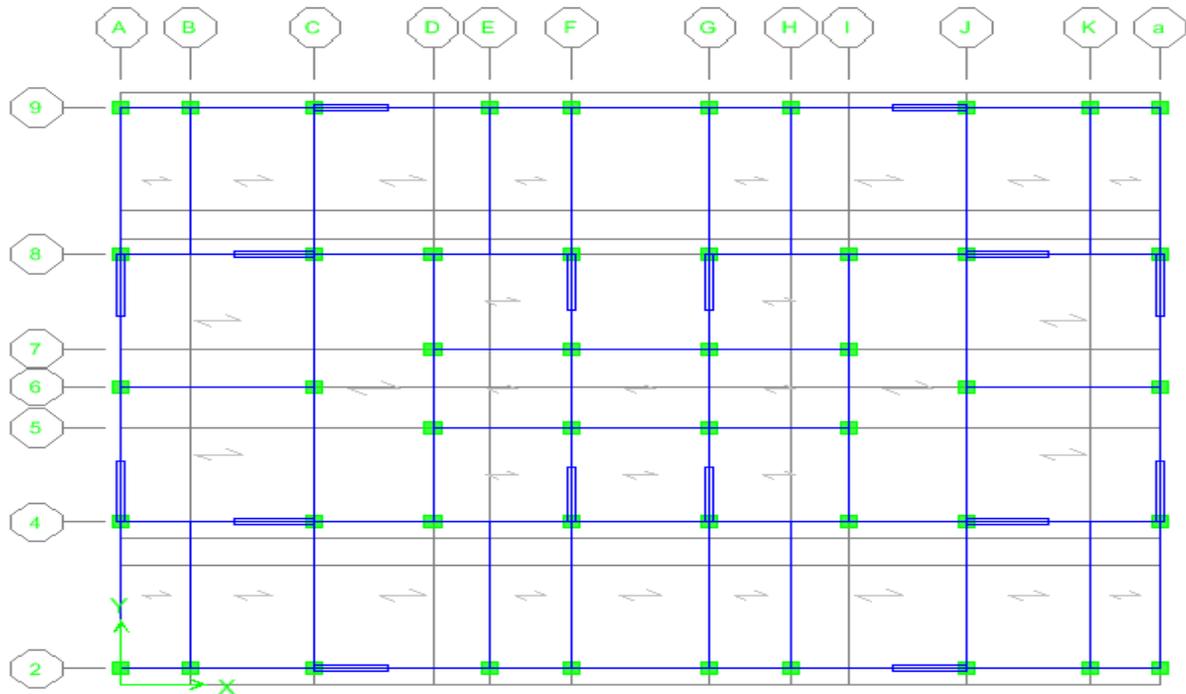


Figure IV. 3: Disposition des voiles

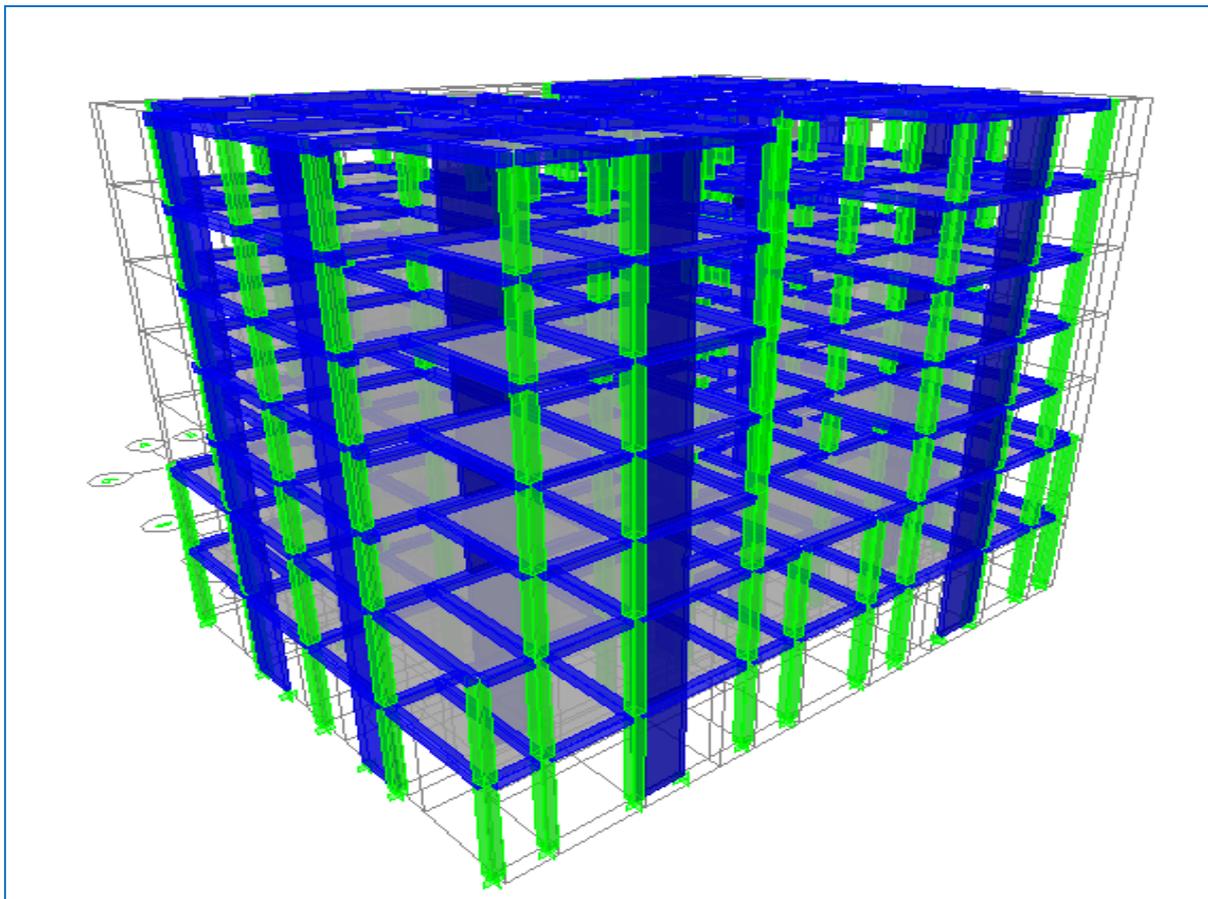


Figure IV. 4: Vue en 3D de la structure à partir de logiciel ETABS 9.7.4

• **Vérification de L'excentricité accidentelle**

Dans cette analyse tridimensionnelle l'excentricité accidentelle, est prise en charge par le logiciel, en lui affectant la valeur exigée par le **RPA 99 / version 2003**.

$\pm 0,05 L$ (L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique), cette valeur doit être appliquée au niveau du plancher considéré suivant chaque direction.

Sens X: $e_{acc} = 0.05 \times L_x$

Sens Y: $e_{acc} = 0.05 \times L_y$

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

Les coordonnées du centre de masse sont données par :

$$X_G = \frac{\sum_{i=1}^n M_i \cdot X_{Gi}}{\sum_{i=1}^n M_i} \qquad Y_G = \frac{\sum_{i=1}^n M_i \cdot Y_{Gi}}{\sum_{i=1}^n M_i}$$

L'excentricité théorique est calculée dans les deux sens par les deux formules suivantes :

$$\begin{cases} e_x = |X_{CM} - X_{CR}| \\ e_y = |Y_{CM} - Y_{CR}| \end{cases}$$

L'analyse automatique par le logiciel **ETABS** a donné les résultats qui sont illustrés dans les tableaux suivant :

Tableau IV. 3: Centre de masse et de rigidité des différents niveaux

| Story | Diaphragme | MassX | Position du centre de masse | | Position du Centre de torsion | | Excentricité calculer | | Excentricité accidentel | |
|---------------|----------------|-------------------|-----------------------------|-------|-------------------------------|-------|-----------------------|-------|-------------------------|------|
| | | | XCM | YCM | XCR | YCR | ex | ey | ex | ey |
| STORY1 | D1 | 475,0098 | 12,75 | 9,543 | 12,75 | 9,604 | 0 | 0,061 | 1,295 | 0,93 |
| STORY2 | D2 | 443,6009 | 12,75 | 9,409 | 12,75 | 9,586 | 0 | 0,177 | 1,295 | 0,93 |
| STORY3 | D3 | 352,5763 | 12,75 | 9,6 | 12,75 | 9,58 | 0 | 0,02 | 1,295 | 0,93 |
| STORY4 | D4 | 353,1892 | 12,737 | 9,575 | 12,75 | 9,581 | 0,013 | 0,006 | 1,295 | 0,93 |
| STORY5 | D5 | 352,5763 | 12,75 | 9,6 | 12,75 | 9,583 | 0 | 0,017 | 1,295 | 0,93 |
| STORY6 | D6 | 355,3217 | 12,757 | 9,608 | 12,75 | 9,585 | 0,007 | 0,023 | 1,295 | 0,93 |
| STORY7 | D7 | 318,5273 | 12,747 | 9,6 | 12,75 | 9,587 | 0,003 | 0,013 | 1,295 | 0,93 |
| | Poids W | 26004,3627 | | | | | | | | |

- **Poids total de la structure**

Selon le **RPA 99 / version 2003 (Art 4.2.3)** il faut prendre la totalité des charges permanentes avec une fraction β des charges d'exploitations d'après le tableau **4.5 de RPA 99 / version 2003**.

W : poids total de la structure. $W = \sum W_i$ avec: $W_i = W_{Gi} + \beta \sum_{ni=1} W_{Qi}$

W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes et à celle des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure.

W_{Qi} : Charges d'exploitations.

β : Coefficient de pondération, fonction de la nature et la durée de la charge d'exploitation et donnée par le **tableau 4.5 du RPA 99 / version 2003**.

Pour notre type de **structure** (bâtiment d'habitation) : $\beta = 0,20$

Pour le calcul des poids des différents niveaux de la structure, les masses sont calculées par le Logiciel **ETABS**. $\Rightarrow W = 26004,3627 \text{ KN}$

- **Résultats de l'analyse dynamique par ETABS**

Tableau IV. 4: Mode de vibration et participation massique

| Mode | Période | UX | UY | RZ | SumU X | SumU Y | SumR Z | Direction |
|------|----------|---------|--------|---------|-----------|-----------|-----------|-----------------------|
| 1 | 0,683446 | 0,0016 | 77,69 | 0 | 0,0016 | 76,704 | 0 | Translation sens YY |
| 2 | 0,679868 | 74,8752 | 0,005 | 0,0017 | 74,8752 | 76,704 | 0,0017 | Translation sens XX |
| 3 | 0,574916 | 0,0011 | 0,002 | 74,2736 | 74,8762 | 76,704 | 74,2753 | Rotation autour de ZZ |
| 4 | 0,195558 | 0,003 | 14,45 | 0,0021 | 74,8762 | 89,5047 | 74,2753 | Translation sens YY |
| 5 | 0,185537 | 14,1089 | 0,001 | 0,0041 | 88,9852 | 89,5047 | 74,2794 | Translation sens XX |
| 6 | 0,15802 | 14,98 | 0,005 | 14,4288 | 88,9864 | 89,5047 | 88,7083 | Rotation autour de ZZ |
| 7 | 0,089921 | 0,003 | 4,9415 | 0,004 | 88,9864 | 94,4462 | 88,7083 | Translation sens YY |
| 8 | 0,081197 | 5,4305 | 0,0003 | 0,0016 | 94,4168 | 94,4462 | 88,7099 | Translation sens XX |
| 9 | 0,069428 | 0,0019 | 0,0001 | 5,5948 | 94,4187 | 94,4462 | 94,3047 | Rotation autour de ZZ |

La participation massique dépasse à **90%** dans les deux sens à partir du 8^{ème} **mode**

Période fondamentale = 0.532 sec

Selon le **RPA 99 / version 2003 (Art 4.2.4.b)** : la valeur de **T** calculée ne doit pas dépasser 30% de celle estimée à partir des formules empiriques.

$$1.3T = 1.3 \times 0.532 = 0.691 \text{ s}$$

$$T_{dyn} < 1.3T \Rightarrow 0,683 \text{ s} < 0.691 \text{ s} \text{ C.V}$$

Donc : La condition de (**Art 4.2.4 RPA99 V 2003**) est vérifiée.

- Les Modes de vibrations obtenus

- 1er Mode :

Le premier mode de notre structure est une translation suivant l'axe Y-Y de période $T = 0,6834$ Sec

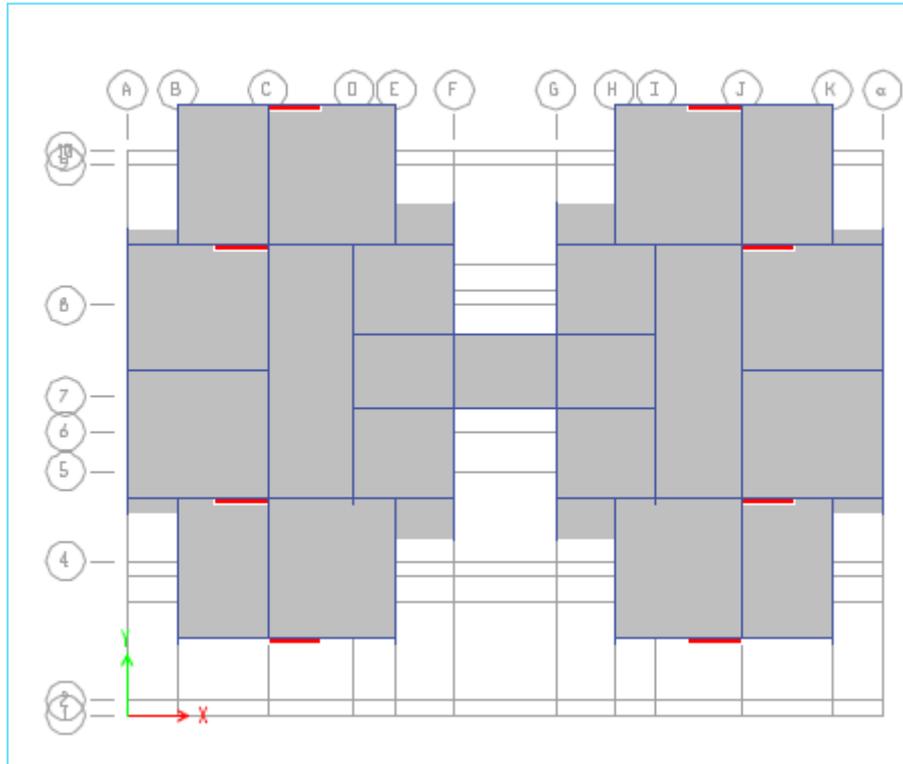


Figure IV. 5: Vue en plan du 1er Mode

- 2eme Mode :

Le deuxième mode de notre structure est une translation suivant l'axe X-X de période $T = 0,679$ Sec

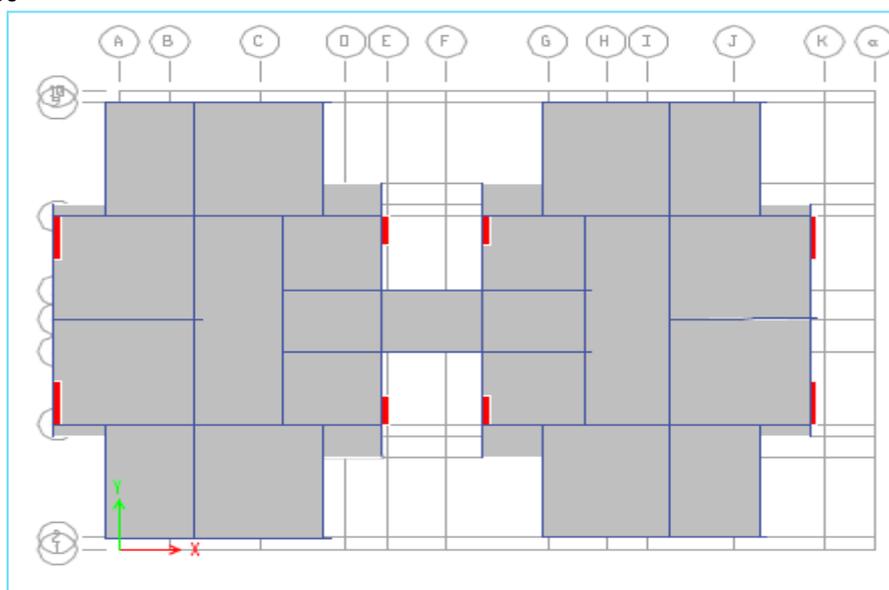


Figure IV. 6: Vue en plan du 2eme Mode

➤ 3eme Mode :

Le troisième mode de notre structure est une rotation autour de l'axe Z-Z de période

$T=0,574\text{Sec}$

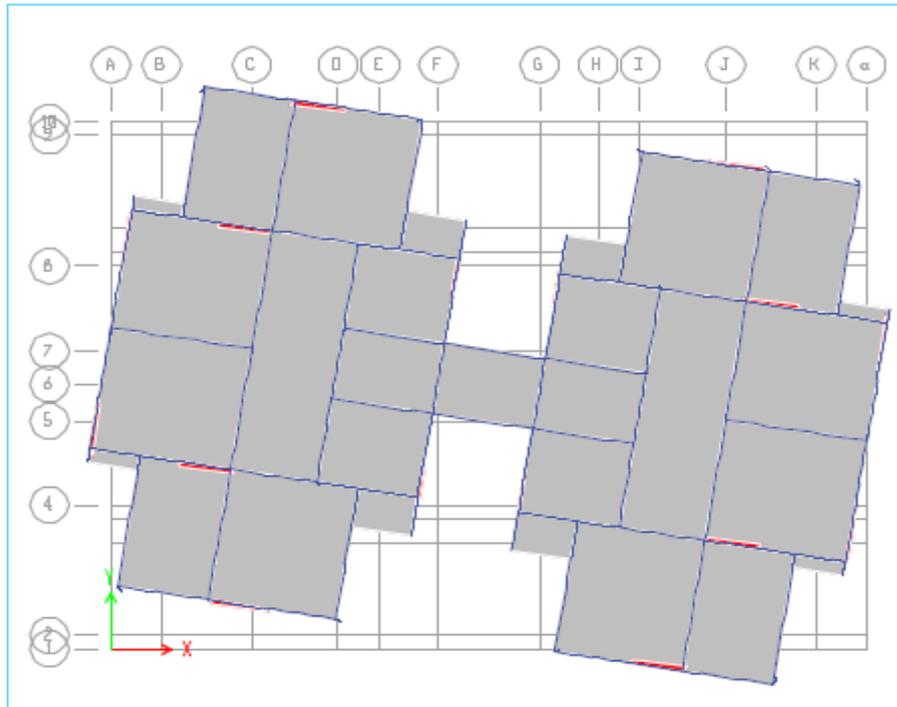


Figure IV. 7: Vue en plan du 3eme Mode

➤ **Justification du système de contreventement « détermination du coefficient de comportement R »**

Il faut déterminer le pourcentage de répartition des charges soit verticales ou horizontales entre les portiques et les voiles pour choisir la valeur du coefficient de comportement.

Les tableaux ci-dessous représentent la répartition des charges entre les voiles et les portiques à la base :

• **Charges verticales**

Tableau IV. 5: Les charges verticales reprises par les voiles et par les portiques

| | Voile (KN) | | Portique (KN) | | Voile (%) | | Portique (%) | |
|-------------|------------|--|---------------|--|-----------|--|--------------|--|
| | F3 | | F3 | | F3 | | F3 | |
| Base | 16324,2 | | 26372,83 | | 38,23 | | 61,76 | |

• **Charge horizontale**

Tableau IV. 6 Les charges horizontales reprises par les voiles et par les portiques

| | Voile (KN) | | Portique (KN) | | Voile (%) | | Portique (%) | |
|-------------|------------|---------|---------------|--------|-----------|-------|--------------|-------|
| | F1 | F2 | F1 | F2 | F1 | F2 | F1 | F2 |
| Base | 1122,77 | 1128,59 | 229,82 | 244,87 | 83 | 82,17 | 16,99 | 17,82 |

• **Conclusion**

Les voiles reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales. On considère que la sollicitation horizontale est reprise uniquement par les voiles (d'après RPA99). Ce qui implique que le système de contreventement est assuré par des voiles porteurs d'où $R=3.5$ Art 3.4 RPA99 V 2003).

➤ **L'effort tranchant modal à la base**

$$V_i = Sa/g \times \alpha_i \times W$$

Avec :

V_i : L'effort tranchant modal à la base.

α_i : Coefficient de participation du mode i

W : poids total de la structure.

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

Tableau IV. 7: Effort tranchant modale

| Mode | Période | Sa/g | $\alpha_{i,x}$ (%) | $\alpha_{i,y}$ (%) | W (kN) | Vx,i (kN) | Vy,i (kN) |
|------|----------|-------|-----------------------|-----------------------|------------|--------------|--------------|
| 1 | 0,683446 | 0,091 | 0,0016 | 77,69 | 26004,3627 | 3,78623521 | 183845,383 |
| 2 | 0,679868 | 0,09 | 74,8752 | 0,005 | 26004,3627 | 175237,367 | 11,7019632 |
| 3 | 0,574916 | 0.1 | 0,0011 | 0,002 | 26004,3627 | 2,8604799 | 5,20087254 |
| 4 | 0,195558 | 0.2 | 0,003 | 14,45 | 26004,3627 | 15,6026176 | 75152,6082 |
| 5 | 0,185537 | 0.21 | 14,1089 | 0,001 | 26004,3627 | 77047,5201 | 5,46091617 |
| 6 | 0,15802 | 0.24 | 14,98 | 0,005 | 26004,3627 | 93490,8848 | 31,2052352 |
| 7 | 0,089921 | 0,35 | 0,003 | 4,9415 | 26004,3627 | 27,3045808 | 44975,1954 |
| 8 | 0,081197 | 0,37 | 5,4305 | 0,00031 | 26004,3627 | 52250,17591 | 2,98270042 |

➤ **Combinaison des réponses modales**

Les réponses de deux modes de vibration i et j de périodes T_i, T_j d'amortissement ξ_i, ξ_j sont considérées comme indépendantes si la condition suivante est vérifiée :

$$r = T_i/T_j \text{ avec } T_i \leq T_j \text{ vérifie :}$$

$$r \leq 10 / (10 + \sqrt{\varepsilon_i \varepsilon_j})$$

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

$$E = \pm \sqrt{\sum_{i=1}^K E_i^2} \quad \text{..(1)} \quad \left\{ \begin{array}{l} E : \text{ effet de l'action sismique considéré.} \\ E_i : \text{ valeur modale de E selon la mode « i ».} \\ K : \text{ nombre de modes retenues} \end{array} \right.$$

Dans le cas où deux réponses modale ne sont pas indépendantes, E_1 et E_2 par exemple, la réponse totale est donnée par :

$$E = \sqrt{(|E_1| + |E_2|)^2 + \sum_{i=3}^K E_i^2}$$

Les résultats de la vérification de l'indépendance des modes obtenus sont résumés dans les tableaux suivant :

Tableau IV. 8: Vérification de l'indépendance des modes

| Mode | Période | r | $10/10 + \sqrt{\xi_i \xi_j}$ | Vérification |
|------|----------|------|------------------------------|--------------|
| 1 | 0,683446 | 0.99 | 0.54 | C.N.V |
| 2 | 0,679868 | 0.84 | 0.54 | C.N.V |
| 3 | 0,574916 | 0.34 | 0.54 | C.V |
| 4 | 0,195558 | 0.95 | 0.54 | C.N.V |
| 5 | 0,185537 | 0.85 | 0.54 | C.N.V |
| 6 | 0,15802 | 0.56 | 0.54 | C.N.V |
| 7 | 0,089921 | 0.90 | 0.54 | C.N.V |
| 8 | 0,081197 | / | 0.54 | C.N.V |

• **Remarque**

Les modes ne sont pas indépendant 2 à 2 donc on applique la formule (2)

$$E = \sqrt{(|E_1| + |E_2|)^2 + \sum_{i=3}^K E_i^2}$$

$$E_x = 2834,87 \text{ KN}$$

$$E_y = 2196,47 \text{ KN}$$

Calcul de la force sismique statique

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \cdot W \Rightarrow \text{(RPA99V2003 Art 4.2.3)}$$

• Sens longitudinale: $d_x = 25,9 \text{ m} \Rightarrow T_x = 0.41 \text{ s}$

• Sans transversale : $d_y = 18,6 \text{ m} \Rightarrow T_y = 0.49 \text{ s}$

D'après (RPA99/version 2003), il faut utiliser la plus petite valeur des périodes obtenues dans chaque direction.

$$\Rightarrow \begin{cases} D_x = 2,5 \times 0.81 \times (0.4 / 0.41)^{2/3} = 1.99 & \Rightarrow D_x = 1.99 \\ D_y = 2,5 \times 0.81 \times (0.4 / 0.49)^{2/3} = 1.77 & \Rightarrow D_y = 1.77 \end{cases}$$

Donc on a: $V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \cdot W \Rightarrow \begin{cases} V_{X \text{ stat}} = 2661,36 \text{ KN.} \\ V_{Y \text{ stat}} = 2367,14 \text{ KN.} \end{cases}$

Tableau IV. 9 :Vérification de la résultante des forces sismiques

| | <i>Vstatique</i> (KN) | <i>Vdynamique</i> (KN) | 0.8VSta | 0.8Vsta<Vdyn |
|-----------------|--------------------------|---------------------------|----------------|------------------------|
| Sens X-X | 2661,36 | 2834,87 | 2129 ,09 | <i>C.V</i> |
| Sens Y-Y | 2367,14 | 2196,47 | 1893,71 | <i>C.V</i> |

L'effort tranchant obtenu pour une action sismique dans les deux sens est > à 80% de l'effort tranchant statique. donc la condition est vérifiée.

- **Vérification des déplacements inter étage**

- **Le déplacement horizontal**

À chaque niveau « k » de la structure est calculé comme suit : $\delta k = R \delta ek$ (Art 4.19 RPA99 /V2003) δek : Déplacement horizontal du aux forces sismique.

R : coefficient de comportement.

- **Le déplacement relatif**

$\Delta k = \delta k - \delta k - 1$ (Art 4.20 RPA99/V2003)

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, et tels que calculés, ne doivent pas dépasser 1.0% de la hauteur de l'étage à moins qu'il ne puisse être prouvé qu'un plus grand déplacement relatif peut être toléré.

$(\delta k - \delta k - 1) \leq \Delta = 0.01 h_i$ Avec

hi: la hauteur d'étage "i"

Les résultats sont donnés par les tableaux suivant :

Sens X-X

Tableau IV. 10: Déplacements latéraux inter-étage dans le sens X-X

| Etage | δ_{exk} (m) | <i>R</i> | δ_{xk} (m) | δ_{exk-1} (m) | Δ_{xk} (m) | $\bar{\Delta}$ (m) | <i>OBS</i> |
|--------------|-----------------------|----------|----------------------|-------------------------|----------------------|-----------------------|------------|
| 5 | 0,0105 | 3,5 | 0.037 | 0.033 | 0.004 | 0.0306 | <i>C.V</i> |
| 4 | 0,0093 | 3,5 | 0.033 | 0.028 | 0.005 | 0.0306 | <i>C.V</i> |
| 3 | 0,0079 | 3,5 | 0.028 | 0.022 | 0.006 | 0.0306 | <i>C.V</i> |
| 2 | 0,0064 | 3,5 | 0.022 | 0.006 | 0.016 | 0.0306 | <i>C.V</i> |
| 1 | 0,0047 | 3,5 | 0.006 | 0.004 | 0.002 | 0.0306 | <i>C.V</i> |
| RDC | 0,0013 | 3,5 | 0.004 | 0.009 | -0.005 | 0.04 | <i>C.V</i> |
| E-Sol | 0,0029 | 3,5 | 0.009 | 0 | 0.009 | 0.04 | <i>C.V</i> |

Sens Y-Y

Tableau IV. 11: Déplacements latéraux inter-étage dans le sens Y-Y

| Etage | δ_{exk} (m) | R | δ_{xk} (m) | δ_{exk-1} (m) | Δ_{yk} (m) | $\bar{\Delta}$ (m) | OBS |
|-------|-----------------------|-----|----------------------|-------------------------|----------------------|-----------------------|-----|
| 5 | 0,0104 | 3,5 | 0.036 | 0.033 | 0.003 | 0.0306 | C.V |
| 4 | 0,0094 | 3,5 | 0.033 | 0.029 | 0.004 | 0.0306 | C.V |
| 3 | 0,0082 | 3,5 | 0.029 | 0.023 | 0.006 | 0.0306 | C.V |
| 2 | 0,0067 | 3,5 | 0.023 | 0.018 | 0.005 | 0.0306 | C.V |
| 1 | 0,005 | 3,5 | 0.018 | 0.005 | 0.013 | 0.0306 | C.V |
| RDC | 0,0015 | 3,5 | 0.005 | 0.011 | -0.006 | 0.04 | C.V |
| E-Sol | 0,0032 | 3,5 | 0.011 | 0 | 0.011 | 0.04 | C.V |

➤ Conclusion

On remarque que dans les deux sens les déplacements relatifs dus aux efforts sismique sont inférieurs aux déplacements relatifs admissibles données par le RPA, donc la stabilité de l'ouvrage sous charges horizontales est assurée.

• Vérification vis-à-vis de l'effet P - Δ : (RPA 99/V 2003. Art5-9)

Les effets du 2^{ème} ordre ou (effet P- Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments qui satisfassent la condition suivante à tous les niveaux.

$$\theta_K = \frac{P_k \times \Delta_K}{V_K \times h_K} \leq 0.1$$

Avec :

P_K : poids total de la structure et de charges d'exploitation associés au-dessus du niveau (K)

Tel que : $P_k = \sum_{i=k}^N (W_{gi} + \beta W_{gi})$

V_K : l'effort tranchant d'étage au niveau (K)

Δ_K : déplacement relatif du niveau (K) par rapport au niveau (K+1).

h_K : hauteur d'étage K.

- Si $\theta_K < 0,1$: les effets de 2^{ème} ordre sont négligés.
- Si $0,1 < \theta_K < 0,2$: il faut augmenter l'effet de action sismique calculés par un facteur égale à $1/(1 - \theta_K)$
- Si $\theta_K > 0,2$: la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

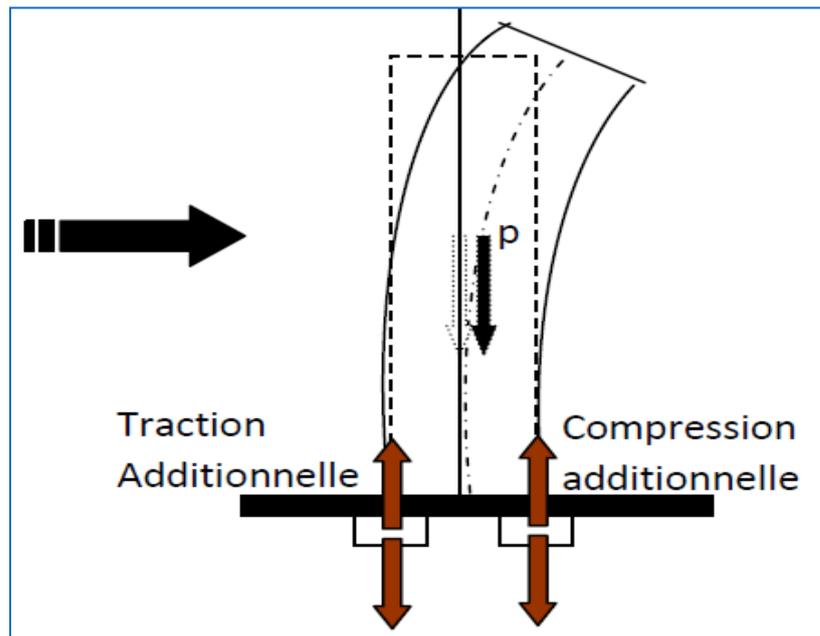


Figure IV. 8: déplacement de la structure

Tableau IV. 12: Justification vis-à-vis de l'effet P-Delta sens X (Combinaison Ex)

| Etage | P_k (KN) | Δkx (m) | V_{kx} (KN) | h_{kx} (m) | θ_{kx} | OBS |
|-------|---------------|--------------------|------------------|-----------------|---------------|-----|
| 5 | 3124,7528 | 0.004 | 349,16 | 3.06 | 0.011 | C.V |
| 4 | 3485,7058 | 0.005 | 618,84 | 3.06 | 0.009 | C.V |
| 3 | 3458,7735 | 0.006 | 834,92 | 3.06 | 0.008 | C.V |
| 2 | 3464,78605 | 0.016 | 1008,93 | 3.06 | 0.017 | C.V |
| 1 | 3458,7735 | 0.002 | 1148,9 | 3.06 | 0.001 | C.V |
| RDC | 4351,72483 | 0.005 | 1281,31 | 4.08 | 0.004 | C.V |
| E-Sol | 4659,84614 | 0.009 | 1350,08 | 4.08 | 0.007 | C.V |

Tableau IV. 12: Justification vis-à-vis de l'effet P-Delta sens Y (Combinaison Ey)

| Etage | P_k (KN) | Δky (m) | V_{ky} (KN) | h_{ky} (m) | θ_{ky} | OBS |
|-------|---------------|--------------------|------------------|-----------------|---------------|-----|
| 5 | 3124,7528 | 0.003 | 340,21 | 3.06 | 0,009 | C.V |
| 4 | 3485,7058 | 0.004 | 612,77 | 3.06 | 0,007 | C.V |
| 3 | 3458,7735 | 0.006 | 835,65 | 3.06 | 0,008 | C.V |
| 2 | 3464,78605 | 0.005 | 1016,77 | 3.06 | 0,005 | C.V |
| 1 | 3458,7735 | 0.013 | 1163,06 | 3.06 | 0,01 | C.V |
| RDC | 4351,72483 | 0.006 | 1300,8 | 4.08 | 0,004 | C.V |
| E-Sol | 4659,84614 | 0.011 | 1370 | 4.08 | 0,009 | C.V |

Conclusion

On a $\theta_i < 0,1$ pour chaque niveau « k » et dans les deux sens, on peut donc négliger l'effet P-delta dans le calcul des éléments structuraux.

➤ **Vérification au renversement : (RPA99/VERS03 Art.5.5.)**

Cette condition d'équilibre se réfère à la stabilité d'ensemble du bâtiment ou de l'ouvrage, soumis à des effets de renversement et ou de glissement.

- Le moment de renversement, M_r , qui peut être causé par l'action sismique doit être calculé par rapport au niveau de contact sol fondation.
- Le moment de résistant ou de stabilité, M_s , sera calculé en prenant en compte le poids total équivalent au poids de la construction ($M_s > M_r$).

Avec

$$\begin{cases} M_{\text{Renversement}} = M_{F_i/O} = \sum_{i=1}^n F_i \times d_i \\ M_{\text{stabilisateur}} = M_{W/O} = \sum W_i \times b_i \end{cases}$$

Il faut vérifier que : $\frac{\text{Moment stabilisateur}}{\text{Moment de renversement}} \geq 1.5$

M_s : moment stabilisant qui tient compte du poids de la structure.

M_r : moment de renversement.

F_i : efforts sismique appliqués à chaque étage.

d_i : la hauteur de niveau i mesuré a partir de la base

b_i : Bras de levier de niveau i .

W_i : poids de niveau i .

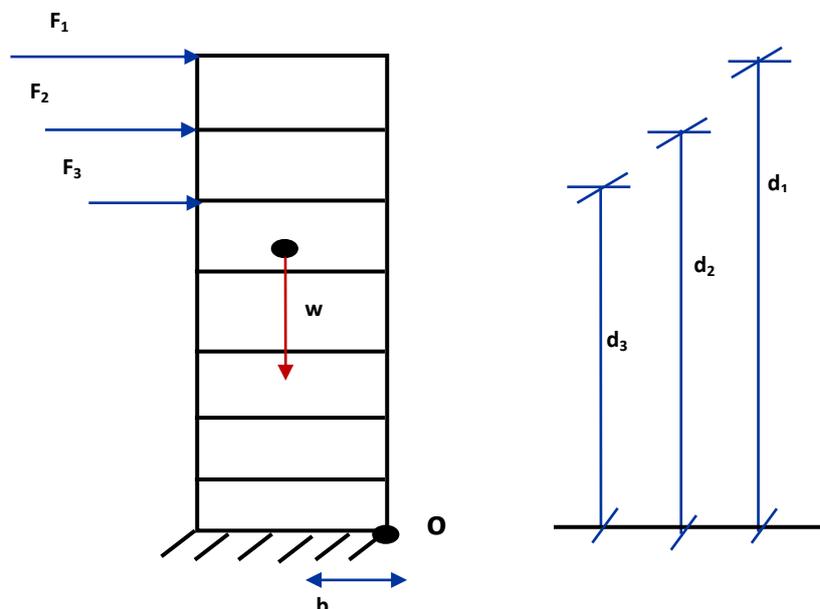


Figure IV. 9:schémas représentatif des effets appliqués sur la structure

➤ **Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur**

La résultante des forces sismiques à la base V doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules suivantes : (RPA99V2003 Art4.2.5)

$$V = F_t + \sum F_i$$

La force concentrée F_t au sommet de la structure permet de tenir compte de l'influence des modes supérieurs de vibration. Elle doit être déterminée par la formule : $F_t = 0,07 T V$ où T est la période fondamentale de la structure (en secondes). La valeur de F_t ne dépassera en aucun cas $0,25 V$ et sera prise égale à 0 quand T est plus petit ou égale à $0,7$ secondes.

Avec :

F_t : La force concentrée au sommet de la structure permet de tenir compte de l'influence des modes supérieurs de vibration

$$F_t = \begin{cases} 0.07TV & \text{si } T > 0.7 \text{ sec} \\ 0 & \text{si } T \leq 0.7 \text{ sec} \end{cases}$$

Dans notre cas :

$$T_x = 0.41 \text{ s} < 0.7$$

Donc :

$$F_{tx} = 0$$

$$T_y = 0.49 \text{ s} < 0.7 \text{ s}$$

Donc :

$$F_{ty} = 0$$

T : est la période fondamentale de la structure.

La partie restante de V soit $(V - F_t)$ doit être distribuée sur la hauteur de la structure suivant la formule :

$$F_i = \frac{(V - F_t) W_i h_i}{\sum_{j=1}^n W_j h_j}$$

Avec :

F_i : effort horizontal revenant au niveau i

h_i : niveau de plancher où s'exerce la force F_i

h_j : niveau de plancher quelconque

W_i, W_j : Poids revenant au planchers i, j

Les résultats des efforts sismiques sont donnés dans le tableau suivant :

Sens X-X :

Tableau IV. 13: Moment de renversement

| SensXX | | | | | | | | |
|--------|------------|--------|----------|---------|---------------------|----------------------------|------------|---------------|
| Niveau | Wi (KN) | hi (m) | Wi x hi | Vx | $\sum wi \times hi$ | $(Vx) \times wi \times hi$ | Fi (KN) | Fi. hi (KN.m) |
| 5 | 3124,75281 | 23,46 | 73306,70 | 1350,08 | 347197,04 | 98969909,5 | 285,054013 | 6687,36714 |
| 4 | 3485,70588 | 20,4 | 71108,39 | 1350,08 | 347197,04 | 96002015,2 | 276,505857 | 5640,71949 |
| 3 | 3458,7735 | 17,34 | 59975,13 | 1350,08 | 347197,04 | 80971223,5 | 233,214038 | 4043,93141 |
| 2 | 3464,78605 | 14,28 | 49477,14 | 1350,08 | 347197,04 | 66798097,2 | 192,392473 | 2747,36452 |
| 1 | 3458,7735 | 11,22 | 38807,44 | 1350,08 | 347197,04 | 52393148,6 | 150,903212 | 1693,13404 |
| RDC | 4351,72483 | 8,16 | 35510,07 | 1350,08 | 347197,04 | 47941435,3 | 138,081348 | 1126,7438 |
| E/SOL | 4659,84614 | 4,08 | 19012,17 | 1350,08 | 347197,04 | 25667950,5 | 73,9290591 | 301,630561 |
| / | / | / | / | | Somme | | | 22240,891 |

Sens Y-Y :

Tableau IV. 14: Moment de renversement

| Sensyy | | | | | | | | |
|--------|------------|--------|----------|------|---------------------|----------------------------|------------|---------------|
| Niveau | Wi (KN) | hi (m) | Wi x hi | VY | $\sum wi \times hi$ | $(VY) \times wi \times hi$ | Fi (KN) | Fi. hi (KN.m) |
| 5 | 3124,75281 | 23,46 | 73306,70 | 1370 | 347197,04 | 100430179 | 289,259894 | 6786,03711 |
| 4 | 3485,70588 | 20,4 | 71108,39 | 1370 | 347197,04 | 97418494,3 | 280,585613 | 5723,94651 |
| 3 | 3458,7735 | 17,34 | 59975,13 | 1370 | 347197,04 | 82165928,1 | 236,655036 | 4103,59833 |
| 2 | 3464,78605 | 14,28 | 49477,14 | 1370 | 347197,04 | 67783681,8 | 195,231163 | 2787,901 |
| 1 | 3458,7735 | 11,22 | 38807,44 | 1370 | 347197,04 | 53166192,8 | 153,129741 | 1718,11569 |
| RDC | 4351,72483 | 8,16 | 35510,07 | 1370 | 347197,04 | 48648795,9 | 140,118694 | 1143,36855 |
| E/SOL | 4659,84614 | 4,08 | 19012,17 | 1370 | 347197,04 | 26046672,9 | 75,0198588 | 306,081024 |
| | | / | / | | Somme | | | 22569,0482 |

- Calcul du centre de gravité de la structure

$$\begin{cases} b_x = L_x - X_G \\ b_y = L_y - Y_G \end{cases}$$

Tableau IV. 15: Moment de stabilisateur

| Etage | Lx (m) | Ly (m) | XGi (m) | YGi (m) | bxi (m) | byi (m) | Wi (KN) | Msx (KN.m) | Msy (KN.m) |
|-------|--------|--------|---------|---------|---------|---------|----------|------------|------------|
| 5ET | 25,9 | 18,6 | 12,7 | 9,543 | 13,2 | 9,057 | 3124,752 | 41246,726 | 28300,878 |
| 4ET | 25,9 | 18,6 | 12,7 | 9,409 | 13,2 | 9,191 | 3485,705 | 46011,306 | 32037,114 |
| 3ET | 25,9 | 18,6 | 12,7 | 9,6 | 13,2 | 9 | 3458,773 | 45655,803 | 31128,957 |
| 2ET | 25,9 | 18,6 | 12,7 | 9,575 | 13,2 | 9,025 | 3464,786 | 45735,175 | 31269,693 |
| 1ET | 25,9 | 18,6 | 12,7 | 9,6 | 13,2 | 9 | 3458,773 | 45655,803 | 31128,957 |
| RDC | 25,9 | 18,6 | 12,7 | 9,608 | 13,2 | 9,919 | 4351,724 | 57442,756 | 43164,750 |
| E-S | 25,9 | 18,6 | 12,7 | 9,6 | 13,2 | 9 | 4659,846 | 61509,967 | 41938,614 |
| | | | | | | | 26004,36 | 343257,53 | 238968,96 |

➤ Vérification du renversement

Tableau IV. 16: Vérification du renversement

| | Ms | Mr | Ms/Mr | OBS |
|----------|-----------|------------|-------|-----|
| Sens X-X | 343257,53 | 22240,891 | 15,47 | C.V |
| Sens Y-Y | 238968,96 | 22569,0482 | 10,59 | C.V |

Commentaire

- Par suit des résultats obtenus dans cette étude dynamique et sismique, on peut dire que notre bâtiment est stable et peut résister aux différents chocs extérieur, tel que le séisme après un ferrailage correct.
- L'ouvrage est donc stable au renversement ($M_s > 1,5 M_r$). De plus le poids des fondations et la butée par les terres le rendent encore plus stable.
- **Vérification des sollicitations normales : (RPA99/V2003.Art7.4.3.1)**

Outre les vérifications prescrites par le **C.B.A** et dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$\nu = \frac{N_d}{B_r * f_{c28}} \leq 0.3$$

Avec :

Nd: Désigne l'effort normal de compression de calcul s'exerçant sur la section de béton sous la combinaison sismique la plus défavorable. *Bc:est la section brute du poteau.*

fc28: La résistance caractéristique du béton.

On fait la vérification pour les poteaux les plus défavorables, les résultats obtenus sont résumée dans les tableaux suivant :

Tableau IV. 17: Vérification de l'effort normal réduit

| | Section (cm ²) | Effort normal (KN) | fc28 (MPa) | v | Vérification |
|--------------|----------------------------|--------------------|------------|------|--------------|
| Poteau 35×35 | 1225 | 484,46 | 25 | 0,15 | C.V |
| Poteau 40×40 | 1600 | 828,7 | 25 | 0,20 | C.V |
| Poteau 45×45 | 2025 | 1255,61 | 25 | 0,24 | C.V |

Remarque

La condition vérifiée pour tous les poteaux on garde les mêmes sections.

V- Introduction

Le ferrailage des éléments résistants devra être conforme aux règlements en vigueur en l'occurrence le BAEL91 et le règlement parasismique Algérien RPA 99ver.03.

Notre structure est composée essentiellement de trois éléments structuraux à savoir :

- Poutres.
- Poteaux.
- Voiles.

V-1- Ferrailage des poutres

V-1-1- Introduction

Les poutres sont des éléments structuraux horizontaux qui permettent de transférer les charges aux poteaux, elles sont sollicitées par des moments de flexion et des efforts tranchants.

V-1-2- Combinaisons d'actions

En fonction du type de sollicitations, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes:

- **Selon BAEL 91** : Situation durable

$$ELU:1.35 G+1.5Q$$

$$ELS:G+Q$$

- **Selon RPA 99** : Situation accidentelle

$$G+Q\pm E$$

$$0.8G\pm E$$

V-1-3- Recommandation du RPA 99(V2003)

a) Armatures longitudinales.

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section.
- Le pourcentage totale maximum des aciers longitudinaux est de :
 - _ 4% en Zone courante.
 - _ 6% en Zone de recouvrement.
- La longueur minimale de recouvrement est de :
 - _ 40ϕ : En zone I et IIa.
 - _ 50ϕ : En zone IIb et 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° .

- Les poutres supportant de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appuis.

b) Armatures transversales

- La quantité des armatures transversales minimales est de : $A_t = 0.003.S.b$;
- L'espace maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :
 - _ Dans la zone nodale et en travée, si les armatures comprimées sont nécessaires : minimum de $(h/4, 12\phi)$;
 - _ En dehors de la zone nodale : $s \leq h/2$.

La valeur du diamètre ϕ_1 des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé

- Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement

Les moments max au niveau des appuis sont donnés par les combinaisons sismiques donc le calcul des armatures se fera en situation accidentelle, par contre ceux de travées sont donnés par les combinaisons statiques donc le calcul des armatures se fera en situation durable.

➤ Exemple de calcul

Les poutres travaillent à la flexion simple sous le moment fléchissant. Les moments en travées et en appuis sont obtenus par le logiciel de calcul ETABS.

- ✓ **Poutres porteuses (poutres principales) :** On va prendre comme exemple de calcul la poutre (B5)

✓ Calcul des armatures longitudinales

a/ Ferrailage sous la combinaison 1.35G+1.5Q :

- En travée :

$$M_{u \max} = 65.5 \text{ KN.m}$$

$$M_{ser \max} = 46,979 \text{ KN.m}$$

$$\gamma = \frac{65.5}{46,979} = 1.39$$

$$\mu_{lu} = [3440(1.39) + 49(25) - 3050].10^{-4} = 0.2956$$

$$\mu = \frac{M_{\max}^T}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{65.5 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.36^2 \times 14.2} = 0.1186 \rightarrow u_{bu} = 0.1186 < u_l = 0.2956 \rightarrow \text{pas d'armatures}$$

comprimé $\dot{A}_s = 0$

$u_{bu} = 0.1186 < 0.275 \rightarrow$ méthode simplifier

$$A^t = \frac{M_{\max}^T}{Z_b \cdot \sigma_s}$$

Avec :

$$Z_b = d(1 - 0.4\alpha)$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 0.1186}) = 0.076$$

$$Z_b = 36(1 - 0.4 * 0.076) = 34.90 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{65.5 \times 10^{-3}}{0.349 \times 348} = 5.39 \text{ cm}^2$$

Soit : **3HA16 = 6.03 cm²**

En appuis : ($M_{\max}^A = 79,676 \text{ KN.m}$)

$$\mu = \frac{M_{\max}^A}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{79,676 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.36^2 \times 18.5} = 0.11$$

$u_{bu} = 0.11 < u_l = 0.2956 \rightarrow$ pas d'armature comprimé $\dot{A}_s = 0$

$u_{bu} = 0.11 < 0.2956$ méthode simplifié.

$$A^a = \frac{M_{\max}^T}{Z_b \cdot \sigma_s}$$

Avec :

$$Z_b = d(1 - 0.4\alpha)$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 0.11}) = 0.0707$$

$$Z_b = 36(1 - 0.4 * 0.0707) = 34.98 \text{ cm}$$

$$A_a = \frac{79,676 \times 10^{-3}}{0.3498 \times 400} = 5.69 \text{ cm}^2$$

On adopte : $A_a = 8.01 \text{ cm}^2$

Soit : **3HA14 + 3HA12 = 8.01 cm²**

➤ **Condition de non fragilité BAEL91/99**

$$A_{\min} = 1.30 \text{ cm}^2$$

➤ **Pourcentage exigé par RPA99/version 2003**

$$A_{s \text{ RPA min}} = 0.005 \times 30 \times 40 = 6 \text{ cm}^2 > A_s \text{ calculée}$$

$$A_{s \text{ RPA max}} = 0.04 \times 30 \times 40 = 48 \text{ cm}^2 \quad (\text{Zone courante})$$

$$A_{s \text{ RPA max}} = 0.06 \times 30 \times 40 = 72 \text{ cm}^2 \quad (\text{Zone de recouvrement})$$

➤ **Calcul des armatures transversales**

a) Selon le **BAEL91**

La section minimale A_t doit vérifier :
$$A_t \geq \frac{0.4b \cdot S_t}{f_e}$$

b : largeur de la poutre ;

S_t : l'espacement des armatures transversales

$$S_t \leq \min(0,9d ; 40 \text{ cm}) ;$$

On adopte les espacements suivants : **$S_t = 20\text{cm}$**

Donc : $A_t \geq 0,4 \times 0,3 \times 0,20 / 400 \Rightarrow A_t \geq 0,6\text{cm}^2$

Diamètre des armatures d'âme

$$\phi_t \leq \text{Min} \left\{ \frac{h}{35} ; \frac{b_0}{10} ; \phi_{t \min} \right\} \quad \phi_t \leq \text{Min} \left\{ \frac{40}{35} ; \frac{30}{10} ; 1,2 \right\} = 1,14\text{cm} \quad . \text{ Soit : } \phi_t = 8\text{mm}.$$

b) Selon le **RPA99/version 2003**

La section minimale A_t doit vérifier : $A_t = 0.003 \cdot S_t \cdot b$

L'espacement maximal :

- En zone nodale : $S_t \leq \min(h/4 ; 12\phi_L) = 10\text{cm} ;$

- En zone courante : $S_t \leq h/2 ; S_t = 20\text{cm}$

On adopte les espacements suivants :

- En zone nodale : **$S_t = 10\text{cm} ;$**

- En zone courante : **$S_t = 20\text{cm}$**

On aura alors :

$$A_t = 0.003 \times S_t \times b = 1,8 \text{ cm}^2 > 0.6 \text{ cm}^2$$

Le choix des barres est le suivant : **$4\Phi 8$** : **$A_t = 2.01\text{cm}^2$**

➤ **Recouvrement des barres longitudinales**

Selon l'RPA99/version2003, la longueur de recouvrement dans la zone IIa est :

$$L_r = 40\phi_l \rightarrow L_r = 40 \times 1.4 \rightarrow L_r = 56 \text{ cm} ; \text{ on adopte } L_r = 60 \text{ cm}$$

➤ **Longueur de la zone nodale**

$h' = 2 \times h = 80 \text{ cm}$RPA99/version 2003.

➤ **Vérification de l'effort tranchant (BAEL 91/99 Art A 5-1.2)**

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min} \left(\frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b}, 5\text{MPa} \right) = 3.33\text{MPa}$$

$$V_u = T_{\max} = 98.13 \text{ KN} \rightarrow \tau_u = \frac{98.13 \times 10^{-3}}{30 \times 36 \times 100} = 0.908\text{MPa}$$

$$\rightarrow \tau_u = 0.908 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \dots \dots \dots \text{ CV}$$

➤ **Vérification à L'ELS**

Comme la fissuration est peu nuisible, il suffira de vérifier seulement la contrainte dans le béton $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

σ_{bc} : Contrainte maximale dans le béton comprimé ($\sigma_{bc} = Y \cdot K$)

$$\text{Avec : } K = \frac{M_{\text{ser}}}{I}$$

➤ **Position de l'axe neutre**

$$Y = \eta \frac{A_s + A'_s}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{bdA_s + bdA'_s}{7.5(A_s + A'_s)^2}} - 1 \right]$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} \eta = 15 \text{ (c'est le coefficient d'équivalence acier - béton).} \\ A'_s = 0 \end{cases}$$

➤ **Moment d'inertie I**

$$I = \frac{b}{3} y^3 + \eta [A_s (d-y)^2 + A'_s (y-d')^2]$$

En travée : ($M_{\text{ser}} = 46,979\text{KN/m}$)

➤ **Calcul Y**

$$Y = 15 \frac{6.16}{30} \left[\sqrt{1 + \frac{30 \times 36 \times 6.1}{7.5(6.16)^2}} - 1 \right] \longrightarrow Y = 12.13 \text{ cm}$$

➤ **Calcul de Moment d'inertie I**

$$I = \frac{30 \times (12.39)^3}{3} + 15 [6.16(36 - 12.13)^2] \longrightarrow I = 70\,495 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{\text{ser}}}{I} \cdot y = \frac{46.979 \times 10^{-3}}{70495 \times 10^{-8}} \times 0.1213 = 8.08\text{MPa}$$

$$\rightarrow \sigma_{bc} = 8.08 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ CV}$$

En Appuis : ($M_{ser} = 103.845 \text{ KN/m}$)

➤ **Calcul Y**

$$Y = 15 \frac{10.65}{30} \left(\sqrt{1 + \frac{30 \times 40.5 \times 10.65}{7.5(10.65)^2}} - 1 \right) \longrightarrow Y = 14.19 \text{ cm}$$

➤ **Calcul de Moment d'inertie I**

$$I = \frac{30 \times (16.11)^3}{3} + 15[10.65(40.5 - 16.11)^2] \longrightarrow I = 94501 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \cdot y = \frac{103.845 \times 10^{-3}}{94501 \times 10^{-8}} \times 0.1611 = 11.12 \text{ MPa}$$

$$\rightarrow \sigma_{bc} = 11.12 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{CV}$$

➤ **Vérification de la flèche poutre principale**

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\left(\frac{h_t}{L} \right) \geq \left(\frac{1}{16} \right) \Rightarrow (0.084 > 0.0625) \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\left(\frac{h_t}{L} \right) \geq \left(\frac{M_{ser, travée}}{10 M_{0, ser}} \right) \Rightarrow (0.084 > 0.029) \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\left(\frac{A_s}{b \times d} \right) \leq \left(\frac{4.2}{f_e} \right) \Rightarrow (0.0057 < 0.0105) \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Avec:

L : La portée de la travée entre nus d'appui ($L = 475 \text{ cm}$)

h_t : La hauteur totale de la section droite ($h_t = 40 \text{ cm}$)

d : La hauteur utile de la section droite ($d = 36 \text{ cm}$)

b : La largeur de la poutre ($b = 30 \text{ cm}$)

$M_{t, service}$: Le moment en travée maximal à E.L.S ($M_{ser, travée} = 13,85 \text{ KN.m}$)

$M_{a, service}$: Le moment en appui maximal à E.L.S ($M_{0, ser} = 46,979 \text{ KN.m}$)

A : La section des armatures tendue ($A_s = 6.16 \text{ cm}^2$)

f_e : La limite élastique de l'acier utilisé ($f_e = 400 \text{ MPa}$)

Toutes les conditions sont vérifiées donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire

Le ferraillage des poutres principales et secondaires et résumé dans les tableaux suivants :

V-1-4 Ferraillage des poutres principales

Tableau V. 1: Ferraillage poutres principales

| Poutre | M (KN.m) | As (cm ²) | Choix des barres | A _{min} (cm ²) | As,min BAEL (cm ²) | A _{adopté} (cm ²) | |
|------------|------------|-----------------------|------------------|-------------------------------------|--------------------------------|--|-------|
| PP (30x40) | Sur appuis | 79.676 | 6,7 | 3HA12+3HA14 | 6 | 1,3 | 8,01 |
| | | 76.35 | 6,4 | 3HA14+3HA16 | | | 10,65 |
| | En travée | 65.5 | 5,42 | 3HA16 | 6 | 1,3 | 6.03 |

V-1-5 Ferraillage des poutres secondaires

Tableau V. 2: Ferraillage poutres secondaires

| Poutre | M (KN.m) | As (cm ²) | Choix des barres | A _{min} (cm ²) | As,min BAEL (cm ²) | A _{adopté} (cm ²) | |
|------------|------------|-----------------------|------------------|-------------------------------------|--------------------------------|--|------|
| PS (30x35) | Sur appuis | 67.08 | 6,73 | 3HA12+3HA14 | 5.25 | 1.14 | 8,01 |
| | | 60.68 | 6,02 | 3HA16 | | | 6,03 |
| | En travée | 37.10 | 3.55 | 3HA16 | 5.25 | 1.14 | 6.03 |

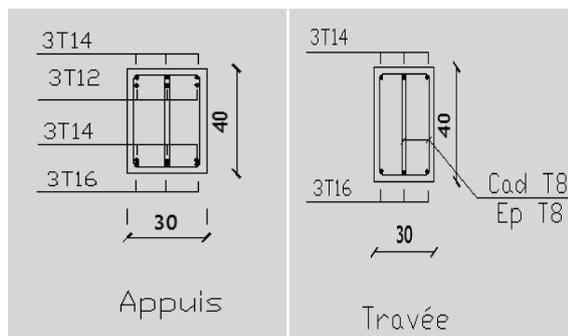
➤ **Vérification de la flèche poutre secondaire**

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées :

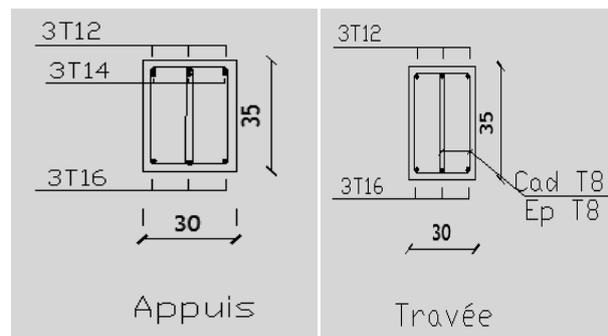
$$\left(\frac{h_t}{L}\right) \geq \left(\frac{1}{16}\right) \Rightarrow (0.081 > 0.0625) \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\left(\frac{h_t}{L}\right) \geq \left(\frac{M_{ser,travée}}{10 M_{0,ser}}\right) \Rightarrow (0.081 > 0.072) \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\left(\frac{A_s}{b \times d}\right) \leq \left(\frac{4.2}{f_e}\right) \Rightarrow (0.0063 < 0.0105) \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$



FigureV. 1 : ferraillage poutre principale



FigureV. 2 : ferraillage poutre secondaire

V-2- Ferrailage des poteaux**V-2-1- Introduction**

Les poteaux sont des éléments structuraux verticaux, ils constituent des points d'appuis pour les poutres et jouent un rôle très important dans la transmission des efforts vers les fondations. Les sections des poteaux sont soumises à la flexion composée (M, N) qui est due à l'excentricité de l'effort normal "N" par rapport aux axes de symétrie, et à un moment fléchissant "M" dans le sens longitudinal et transversal (dû à l'action horizontale).

Une section soumise à la flexion composée peut être l'un des trois cas suivants:

- Section entièrement tendue SET.
- Section entièrement comprimée SEC.
- Section partiellement comprimée SPC.

VI-2- Ferrailage des poteaux

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts des poutres vers les fondations. Un poteau est soumis à un effort normal « N » et à un moment de flexion « M » dans les deux sens soit dans le sens longitudinal et le sens transversal. Donc les poteaux sont sollicités en flexion composée. Les armatures seront calculées à l'état limité ultime « ELU » sous l'effet des sollicitations les plus défavorables et ce dans les situations suivantes :

➤ **Situation durable et transitoire****-Béton :**

$$\gamma_b = 1.5 f_{c28} = 25MPa \quad f_{bu} = \frac{0.85 \cdot f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} = 14.17MPa$$

θ = Est en fonction de durée T d'application de combinaison d'action :

$$\left\{ \begin{array}{ll} \theta = 1 & : \quad T \\ \theta = 0.9 & : \quad 1h \leq T \leq 24h \\ \theta = 0.85 & : \quad T < 1h \end{array} \right.$$

-Acier :

$$\gamma_s = 1.15 f_e = 400MPa \quad \sigma_s = 348MPa$$

➤ **Situation accidentelle****-Béton :**

$$\gamma_b = 1.15 f_{c28} = 25MPa \quad f_{bu} = 18.48MPa$$

-Acier :

$$\gamma_s = 1 f_e = 400MPa \quad \sigma_s = 400MPa$$

VI-2-1- Combinaison des charges

En fonction du type de sollicitation, on distingue les différentes combinaisons suivantes :

➤ **Selon BAEL 91**(situation durable)

$$\text{ELU} \dots\dots\dots 1,35G + 1,5Q$$

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

➤ **Selon RPA 99** (situation accidentelle)

$$G + Q \pm E$$

$$0,8G \pm E$$

La section d'acier sera calculée pour différentes combinaisons d'efforts internes

$$N_{\max} \quad ; \quad M_{\text{correspondant}}$$

$$N_{\min} \quad ; \quad M_{\text{correspondant}}$$

$$M_{\max} \quad ; \quad N_{\text{correspondant}}$$

VI-2-2- Calcul des armatures

Le calcul des armatures sera effectuer par zone, elles seront définies comme suite :

- ✓ **Zone 01 : Entre/Sol et RDC (45x45).**
- ✓ **Zone 02 : 1^{ère} et 2^{ème} étages (40x40).**
- ✓ **Zone 03 : 3^{ème} et 4^{ème} et 5^{ème} étages (35x35).**

Les sollicitations dans chaque zone sont obtenues par le logiciel **ETABS**, puis elles seront triées par **EXCEL** pour avoir les valeurs les plus grandes ou les plus petites selon le cas voulu.

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

➤ Situation accidentelle

Tableau V. 3 : Ferrailage des poteaux sous combinaisons sismique

| Zones | N, M | Section (cm ²) | N (KN) | M (KN.m) | A _s (cm ²) |
|--------|---------------------------------------|-------------------------------|---------|----------|--------------------------------------|
| Zone 1 | N _{max} M _{corr} | 45X45 | 979,13 | -11,227 | 00 |
| | N _{min} M _{corr} | | -250,02 | 4,488 | 3.41 |
| | M _{max} N _{corr} | | 147,78 | 62,325 | 1.92 |
| Zone 2 | N _{max} M _{corr} | 40X40 | 651,15 | -9,219 | 00 |
| | N _{min} M _{corr} | | 13,08 | 7,477 | 0.55 |
| | M _{max} N _{corr} | | 186,13 | -53,804 | 2.05 |
| Zone 3 | N _{max} M _{corr} | 35X35 | 377,36 | -4,465 | 00 |
| | N _{min} M _{corr} | | -24,37 | 8,91 | 1.03 |
| | M _{max} N _{corr} | | 134,69 | -45,34 | 1,99 |

➤ Situation durable

Tableau V. 4: Ferrailage des poteaux sous combinaisons durable

| Zones | N, M | Section (cm ²) | N (KN) | M (KN.m) | A _s (cm ²) |
|-------|---------------------------------------|-------------------------------|---------|----------|--------------------------------------|
| Zone1 | N _{max} M _{corr} | 45X45 | 1255,61 | -0,427 | 00 |
| | N _{min} M _{corr} | | 40,51 | -12,09 | 0.22 |
| | M _{max} N _{corr} | | 477,28 | -46,087 | 00 |
| Zone2 | N _{max} M _{corr} | 40X40 | 828,7 | 1,723 | 00 |
| | N _{min} M _{corr} | | 46,39 | -12,395 | 0.41 |
| | M _{max} N _{corr} | | 371,3 | -35,122 | 00 |
| Zone3 | N _{max} M _{corr} | 35X35 | 484,46 | 2,855 | 00 |
| | N _{min} M _{corr} | | 18,48 | -7,122 | 0.36 |
| | M _{max} N _{corr} | | 58,85 | -32,03 | 2.12 |

Nb : pour le choix des barres on utilise les valeurs maximales de A_s dans chaque zone

VI-2-3- Calcul des armatures longitudinales

a) Ferrailage minimum d'après le CBA93

Condition de non fragilité :

$$A_{CNF} \geq \frac{0.23.b_0.d.f_{t28}}{f_e}$$

➤ Recommandations du «BAEL99/V2003»

$$\begin{cases} A_{\min} = \max\left(4\text{cm}^2 / \text{ml}, \frac{2B}{1000}\right) \\ A_{\max} = \frac{5B}{100} \end{cases}$$

B : section du béton = b × h. (b = h = côtes du poteau, d = 0,9h)

b) Recommandations du RPA 99/version2003

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- Le pourcentage minimal des armatures longitudinales sera de **0.8%** (zone IIa).
- Ferrailage maximum sera de : 3% en zone courante.
6% en zone de recouvrement.
- La longueur minimale de recouvrement est de **40Φ** (zone IIa)
- La distance entre les barres verticales sur une face du poteau ne doit pas dépasser **25cm** (zone IIa).
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).
- $h' = \max\left(\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60\text{cm}\right)$
- Le diamètre minimum est de 12 mm

Tableau V. 5: Armatures maximales et minimales pour chaque zone

| | | BAEL 91 | | CBA93 | RPA99/V2003 | | |
|---------------|----------------------------|-------------------------------------|-------------------------------------|-------------------------------------|-------------------------------------|---|--|
| Zones | Section (cm ²) | A _{min} (cm ²) | A _{max} (cm ²) | A _{CNF} (cm ²) | A _{min} (cm ²) | A _{max} (cm ²) zone courante | A _{max} (cm ²) zone de recouvrement |
| Zone 1 | 45 × 45 | 4,05 | 101,25 | 2,2 | 16.2 | 60,75 | 121,5 |
| Zone 2 | 40 × 40 | 4 | 70 | 1.52 | 11.2 | 42 | 84 |
| Zone 3 | 35 × 35 | 4 | 61.25 | 0.75 | 9.8 | 36.75 | 73.5 |

➤ **Exemple de calcul**

1. Ferrailage longitudinal

Soient un poteau de $(35 \times 35) \text{ cm}^2$ (Situation durable) :

$$C=C'=3\text{cm} ; L=3,06\text{m} ; f_{bu}=14,2\text{Mpa} ; M_{\max} = 2,855\text{KN.m} ; N_{\text{corr}} = 484,46\text{KN}$$

La position du centre de pression est :

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{2,855}{484,46} = 0,0058 \text{ m}$$

$$\lambda = \frac{L_f \sqrt{12}}{h} = \frac{7,42}{0,35} = 21,2$$

$$\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{21,2}{35} \right)^2} = 0,79$$

$$B_r = (h - 2)(b - 2) = (0,35 - 0,02)^2 = 0,1089 \text{ m}^2$$

$$A_s \geq \left[\frac{N}{\alpha} - B_r \frac{f_{c28}}{0,9\gamma_b} \right] \frac{\gamma_s}{f_e} = \left[\frac{484,46}{0,79} - 0,1089 \frac{25}{0,9 \times 1,15} \right] \frac{1}{400} = -50,42 \text{ cm}^2$$

donc : $A_s = 0 \text{ cm}^2$

Conclusion

$$A_{\text{adopté}} = \max(A_{\text{Cal}}, A_{\text{CNF}}, A_{\text{min(RPA)}})$$

Les résultats du ferrailage longitudinal sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V. 6: Ferrailage longitudinal adopté pour les poteaux

| Zones | Section(cm ²) | combinaison | A _{CAL} (cm ²) | A _{CNF} (cm ²) | A _{min(RPA)} (cm ²) | (AS) adoptée (cm ²) |
|--------|---------------------------|--------------|--|--|---|------------------------------------|
| Zone 1 | 45x45 | durable | 2.28 | 2,2 | 16.2 | 12HA14 =18.47 |
| | | accidentelle | 2.5 | | | |
| Zone2 | 40x40 | durable | 0.23 | 1.52 | 11.2 | 8HA14 = 12.32 |
| | | accidentelle | 1.4 | | | |
| Zone3 | 35x35 | durable | 1.43 | 0.75 | 9.8 | 4HA14+4HA12 = 10.68 |
| | | accidentelle | 1.42 | | | |

2. Calcul d'armature transversale

➤ Espacement des armatures transversales

D'après l'article 7.4.2.2. du RPA99/version2003, la valeur maximale de l'espacement est fixée comme suit :

- Dans la zone nodale : $S_t \leq \text{Min}(10\phi_l ; 15\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq \text{Min}(16; 15\text{cm}) \dots$ en zone IIa.
- Dans la zone courante : $S_t \leq 15\phi_l = 24\text{cm} \dots$ en zone IIa.

Où ϕ est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

On adopte un espacement de :

- **8 cm** en zone nodale.
- **10 cm** en zone courante.

➤ Vérification du ferrailage transversal selon l'RPA99/version2003

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h_t \cdot f_e}$$

V_u : L'effort tranchant du calcul.

h_t : Hauteur totale de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

t : L'espacement des armatures transversales.

ρ_a : Est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant; il est pris égale:

$$\rho_a = \begin{cases} 2.5 & \text{si l'élanement géométrique } \lambda_g \geq 5. \\ 3.75 & \text{si l'élanement géométrique } \lambda_g < 5. \end{cases}$$

On a :

$$\left\{ \begin{array}{l} V_{u \max} = 22,46 \text{ KN.} \\ h_t = 0.45 - C - C' = 0.39\text{m.} \\ f_e = 400 \text{ MPa.} \\ \lambda_g = \frac{L_f}{a} = \frac{2.856}{0.45} = 6,34 > 5 \longrightarrow \rho_a = 2.5 \end{array} \right.$$

a. Vérification dans la zone courante

$$A_t = \frac{\rho_a \cdot V_u \cdot S_t}{h_t \cdot f_e} = \frac{2.5 * 22.46 * 10^4 * 0.10}{0.39 * 400000} = 0.36 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 2T10 = 1.57 \text{ cm}^2$$

b. Vérification dans la zone nodale

$$A_t = \frac{\rho_a \cdot V_u \cdot S_t}{h_t \cdot f_e} = \frac{2.5 \cdot 22.46 \cdot 10^4 \cdot 0.08}{0.39 \cdot 400000} = 0.29 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 2\text{T10} = 1.57 \text{ cm}^2$$

➤ **Vérification des cadres des armatures minimales**

➤ La quantité d'armatures transversales minimale exprimée par $\frac{A_t}{S_t \cdot b}$ (%) est donnée comme

suit :

$$\left\{ \begin{array}{ll} \text{Si } \lambda_g \geq 5 & 0.3\% \\ \text{Si } \lambda_g \leq 3 & 0.8\% \\ \text{Si } 3 < \lambda_g < 5 & \text{interpoler entre les valeurs limites précédentes} \end{array} \right.$$

λ_g : Est l'élançement géométrique du poteau est donnée par : $\lambda_g = \left(\frac{L_f}{a} \text{ ou } \frac{L_f}{b} \right)$

Avec "a" et "b", dimensions de la section droite du poteau dans la déformation considérée, et "L_f" longueur de flambement du poteau.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite minimum de 10 ϕ_t

On a : $\lambda_g > 5$ on obtient : $\frac{A_t}{S_t \cdot b} (\%) \geq 0.3\%$

a. Dans la zone courante : $S_t = 10 \text{ cm}$

$$\frac{1.57}{10 \times 45} = 0.34\% > 0.3\% \dots \dots \dots \text{CV.}$$

b. Dans la zone nodale : $S_t = 8 \text{ cm}$

$$\frac{1.57}{8 \times 45} = 0.43\% > 0.3\% \dots \dots \dots \text{CV.}$$

a. Zone courante

Tableau V. 7: Armature transversale (Zone courante).

| Poteaux | V (KN) | S _t (cm) | A _t (cm ²) | λ_g | ρ_a | Choix | A _{adop} (cm ²) | % Cal | % Min | OBS |
|---------|-----------|------------------------|--------------------------------------|-------------|----------|-------------|---|----------|----------|-----------|
| (45x45) | 22.46 | 10 | 0.36 | 6,34 | 2.5 | 2T10 | 1.57 | 0.34 | 0.3 | CV |
| (40x40) | 21,26 | 10 | 0.39 | 5.36 | 2.5 | 2T10 | 1.57 | 0.39 | 0.3 | CV |
| (35x35) | 24.12 | 10 | 0.51 | 6.12 | 2.5 | 2T10 | 1.57 | 0.45 | 0.3 | CV |

b. Zone nodale

Tableau V. 8: Armature transversale (Zone nodale).

| Poteau x | V (KN) | S _t (cm) | A _t (cm ²) | λ _g | ρ _a | Choix | A _{ado} (cm ²) | % Cal | % Min | OBS |
|-------------|-----------|------------------------|--------------------------------------|----------------|----------------|-------------|--|----------|----------|-----------|
| (45x45) | 22.46 | 8 | 0.29 | 6,34 | 2.5 | 2T10 | 1.57 | 0.43 | 0.3 | CV |
| (40x40) | 21,26 | 8 | 0.31 | 5.36 | 2.5 | 2T8 | 1.01 | 0.31 | 0.3 | CV |
| (35x35) | 24.12 | 8 | 0.41 | 6.12 | 2.5 | 2T8 | 1.01 | 0.36 | 0.3 | CV |

V-1-6-1-Vérification du poteau à l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{V_u}{bxd} < \bar{\tau}_u = \text{Min} \left\{ 0.20f_{cj} / \gamma_b ; 5MPa \right\} = 3.33MPa$$

On a : V_{u max} = 22,46KN.

$$\tau_u = \frac{V_u}{bxd} = \frac{22.46 \times 10^{-3}}{0.45 \times 0.45} = 1.1 \text{ MPa.}$$

Donc : τ_u = 1.1MPa < τ_u = 3.33 MPa.....Condition Vérifiée.

V.1.6.2.Vérification de la contrainte de cisaillement

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton τ_{bu} sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$\text{Avec : } \rho_d = \begin{cases} 0.075 & \dots \dots \dots Si \lambda \geq 5 \\ 0.04 & \dots \dots \dots Si \lambda < 5 \end{cases}$$

$$\lambda_g = \text{Min} \left\{ \frac{L_f}{a} ; \frac{L_f}{b} \right\} = \left\{ \frac{2.856}{0.45} ; \frac{2.856}{0.45} \right\} = 6,34$$

$$\lambda_g = 6,34 > 5 \Rightarrow \rho_d = 0.075$$

$$\tau_{bu} = \rho_d \times f_{c28} = 0.075 \times 25 = 1.875 \text{ Mpa}$$

Donc : τ_u = 1.1MPa < τ_{bu} = 1.875 Mpa.....Condition Vérifiée.

Les autres résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V. 9: Vérification de la contrainte de cisaillement et l'effort tranchant.

| Section (cm ²) | V _u (KN) | τ _u (MPa) | λ _g | ρ _d | τ _{bu} (MPa) | $\bar{\tau}_u$ (MPa) | τ _u < $\bar{\tau}_u$ | τ _u < τ _{bu} |
|-------------------------------|------------------------|-------------------------|----------------|----------------|--------------------------|-------------------------|---------------------------------|----------------------------------|
| (45x45) | 22.46 | 1.1 | 6,34 | 0.075 | 1.875 | 3.33 | CV | CV |
| (40x40) | 21.26 | 0.15 | 6.12 | 0.075 | 1.875 | 3.33 | CV | CV |
| (35x35) | 24.12 | 0.19 | 6.12 | 0.075 | 1.875 | 3.33 | CV | CV |

V-1-7-Vérification des poteaux à l'ELS

La fissuration est peu nuisible dans les sections des poteaux, donc la seule vérification à faire est la contrainte de compression du béton, cela pour le cas de sollicitations les plus défavorables.

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15MPa$$

σ_{bc} : Contrainte maximale dans le béton comprimé. ($\sigma_{bc} = KxY$)

Avec :

Y : Position de l'axe neutre.

Et : $K = \frac{M_{ser}}{I}$

➤ **Position de l'axe neutre**

$$Y = \eta \frac{A_s + A'_s}{b} \sqrt{\left[1 + \frac{bdA_s + bdA'_s}{7.5(A_s + A'_s)^2} - 1 \right]}$$

Avec : $\left[\begin{array}{l} \eta = 15 \text{ (c'est le coefficient d'équivalence acier - béton).} \\ A'_s = 0 \end{array} \right.$

➤ **Moment d'inertie I**

$$I = \frac{b}{3} y^3 + \eta [A_s (d-y)^2 + A'_s (y-d')^2]$$

Les résultats obtenus sont résumé dans le tableau suivant :

Tableau V. 10:Récapitulatif de vérification des poteaux à l'ELS

| Zone | M _{ser} (KN.m) | A _s (cm ²) | Y (cm) | I (cm ⁴) | K (MPa/m) | σ _{bc} (MPa) | $\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa) | Observation |
|------|----------------------------|--------------------------------------|-----------|-------------------------|--------------|--------------------------|------------------------------|-------------|
| 1 | 33,074 | 20,61 | 18,93 | 311 864 | 0,11 | 2,01 | 15 | Vérifier |
| 2 | 25,262 | 11.2 | 13,45 | 110 461 | 0,23 | 3,08 | 15 | Vérifier |
| 3 | 23,333 | 9.8 | 13,45 | 96 654 | 0,24 | 3,25 | 15 | Vérifier |

V.I.8.Vérification de l'effort normale ultime

L'effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial maximal que peut supporter un poteau sans subir des instabilités par flambement. L'expression de l'effort normal ultime

est:
$$N_u = \alpha \left[\frac{B_r \cdot f_{c28}}{0,9 \cdot \gamma_b} + A \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} \right]$$

α : Coefficient en fonction de l'élanement λ .

B_r : Section réduite du béton.

A : Section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.

Calcul de α

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0.85}{1 + 0.20 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \dots\dots\dots \text{si } \lambda \leq 50 \\ \frac{1500}{\lambda^2} \dots\dots\dots \text{si } 50 < \lambda \leq 70 \end{cases}$$

Calcul de λ

$$\lambda = \frac{l_f}{i}, \quad i = \sqrt{\frac{I}{B}}$$

l_f : Longueur de flambement

i : Rayon de giration

B : L'aire de la section

I : Moment d'inertie de la section

Calcul de B_r

$$B_r = (a - 0.02)^2$$

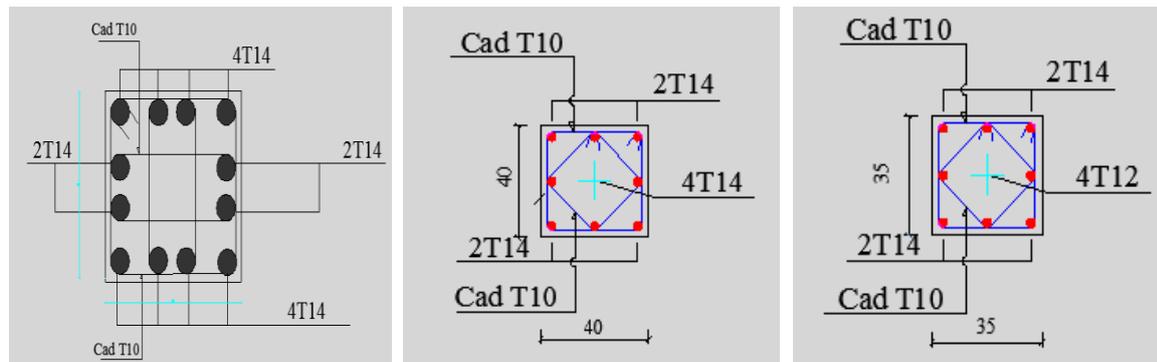
Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau V. 11: Vérification de l'effort normale ultime.

| Poteaux | Section (cm ²) | λ | α | B_r (m ²) | A_s (cm ²) | N_u (KN) | N_{max} (KN) | $N_{max} < N_u$ |
|---------------|----------------------------|-----------|----------|-------------------------|--------------------------|------------|----------------|-----------------|
| ZONE 1 | (45x45) | 23,02 | 0.78 | 0.1849 | 20,61 | 2959,94 | 1255,61 | CV |
| ZONE2 | (40x40) | 18.54 | 0.8 | 0.1254 | 11.2 | 2168.73 | 828,7 | CV |
| ZONE 3 | (35x35) | 21.21 | 0.79 | 0.1089 | 9.8 | 1861.86 | 484,46 | CV |

Conclusion

Le ferraillage choisit satisfait tous les vérifications.



FigureV. 3 : schémas ferraillages des poteaux

V-3-Ferrailage des voiles

V-3-1 Introduction

Le ferrailage des voiles s'effectuera selon le règlement BAEL91/99 et les vérifications selon le règlement parasismique Algérien RPA99/version 2003 Sous l'action des forces horizontales du séisme qui sont supérieure à celles du vent et sous les forces dues aux charges verticales, le voile est sollicité à la flexion composée avec effort tranchant.

Les sollicitations engendrées dans le voile sont :

- Moment fléchissant et effort tranchant provoqués par l'action du séisme.
- Effort normal du à la combinaison des charges permanentes, d'exploitations et la charge sismique.

Notre ouvrage comprend trois (3) types des voiles : type 1 : $L = 2m$, $L = 1,8m$ (selon l'axe Y), type 2 : $L = 2$, type 3: $L = 1.8m$ (selon l'axe X), que nous allons ferrailer par zone. Car on a constaté qu'il est possible d'adopter le même ferrailage pour un certain nombre de niveau.

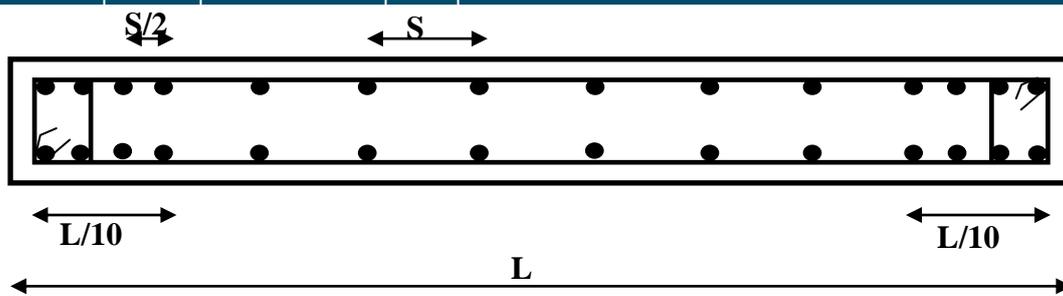
- **Zone 1:** Entre/Sol et RDC
- **Zone 2:** 1^{ère} étage et 2^{ème} étage
- **Zone 3 :** 3 et 4 et 5^{ème} étage.

V-3-2- Recommandations du RPA99/version2003

a. Armatures verticales

La disposition du ferrailage vertical se fera de telle sorte qu'il reprendra les contraintes de la flexion composée en tenant compte des prescriptions imposées par le RPA99/version 2003 :

- ✓ L'effort de traction engendré dans une partie du voile doit être repris en totalité par les armatures dont le pourcentage minimal est de 0.20% de la section 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.
- ✓ Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).
- ✓ A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur (1/10) du largeur du voile, cet espacement doit être au plus égal à 15cm.



FigureV. 4:Disposition des armatures verticales dans le voile.

b. Armatures horizontales

Les armatures horizontales parallèles aux faces du mur doivent être disposées sur chacune des faces entre les armatures verticales et la paroi du coffrage et doivent être munie de crochets à (135°) ayant une longueur de 10Φ .

Ces armatures reprennent les sollicitations de l'effort tranchant.

c. Armatures transversales :

Les armatures transversales doivent respecter les dispositions suivantes :

- ✓ L'espacement des barres verticales et horizontales doivent être inférieur à la plus petite valeur de deux valeurs suivantes :

$$S \leq 1.5 e$$

$$S \leq 30 \text{ cm}$$

e : épaisseur du voile

- ✓ Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins quatre épingle au mètre carré. Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.
- ✓ Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser $1/10$ de l'épaisseur du voile.
- ✓ Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :
 - 40Φ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts sont possibles.
 - 20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons des charges possibles.

d. Armatures de coutures

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dont la section est donnée par la formule :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{\bar{V}}{f_e} \text{ Avec } T = 1.4 V_u$$

V_u : Effort tranchant calculée au niveau considéré.

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

e. Armatures de potelet

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la section de celle-ci est $\geq 4T10$ ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

V-3-3- Combinaisons du calcul

Les combinaisons d'actions sismiques et d'actions dues aux charges verticales à prendre sont données ci-dessous :

$$\begin{array}{l} \text{Selon le BAEL91/99} \\ \text{Selon le RPA99/version 2003} \end{array} \left\{ \begin{array}{l} 1.35 G + 1.5 Q \\ G + Q \\ G + Q + E \\ 0.8G + E \end{array} \right.$$

V-3-4-Calcul du ferrailage des voiles

Le calcul des armatures sera fait par la méthode des contraintes et vérifiée, selon RPA99/vesrion2003 sous les sollicitations suivantes :

1. $N_{\text{compression}}^{\text{max}}, M_{\text{corr}}$
2. $N_{\text{traction}}^{\text{max}}, M_{\text{corr}}$
3. $M_{\text{max}}, N_{\text{corr}}$

V-3-4-1-Présentation de la méthode du calcul

On utilise la méthode des contraintes (la formule classique de la R.D.M.)

$$\sigma_{1;2} = \frac{N}{B} \pm \frac{MV}{I}$$

Avec:

N : Effort normal appliqué,

M : Moment fléchissant appliqué.

B : Section du voile.

V : Distance entre le centre de gravité du voile et la fibre la plus éloignée.

I : Moment d'inertie.

NB : L'ETABS donne les efforts de compression avec un signe négatif et les efforts de traction avec un signe positif donc pour faire les calculs on doit renverser les signes des efforts.

On distingue 3 cas :

1^{er} cas :

Si $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) > 0$: la section du voile est entièrement comprimée " pas de zone tendue ".

$$F = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} L_c e$$

L_c : Longueur de la section comprimée.

$$L_c = L$$

$$A_v = \frac{F - B f_{bc}}{f_e}$$

F : Volume de contrainte.

2^{ème} cas :

Si $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) < 0$: la section du voile est entièrement tendue " pas de zone comprimée "

$$F = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times L_T \times e$$

L_T : Longueur de la section tendue.

$$L_T = L$$

$$A_v = F/f_e$$

3^{ème} cas :

Si $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2)$ sont de signe différent, la section du voile est partiellement comprimée, donc on calcule le volume des contraintes pour la zone tendue.

$$F = \frac{\sigma_2}{2} \times e \times L_T$$

$$L_T = \frac{\sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2} L$$

$$A_v = F/f_e$$

- Si $A_v < A_{\min}$, on ferraille avec la section minimale.
- Si $A_v > A_{\min}$, on ferraille avec A_v .

V-3-5- Ferrailage des voiles

➤ Exemple du calcul

Nous proposons le calcul détaillé en prenant le voile (Type1 (y-y) ; Zone I) de

($L = 2 \text{ m}$; $e = 0.2 \text{ m}$).

$N=2777,85 \text{ KN}$; $M=2259.012 \text{ KN.m}$; $V=3.69 \text{ KN}$; $B=L \times e=2 \times 0.20= 0.4\text{m}^2$.

$$I = \frac{e \times L^3}{12} = \frac{0,2 \times 2^3}{12} = 0,13 m^4$$

$$V = \frac{L}{2} = \frac{2}{2} = 1 m$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{B} + \frac{M.V}{T} = \frac{2777,85}{0,4} + \frac{2259,012}{0,13} = 24321,64 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{B} - \frac{M.V}{T} = \frac{2777,85}{0,4} - \frac{2259,012}{0,13} = -10432,29 \text{ KN/m}^2$$

⇒ La section est partiellement tendue.

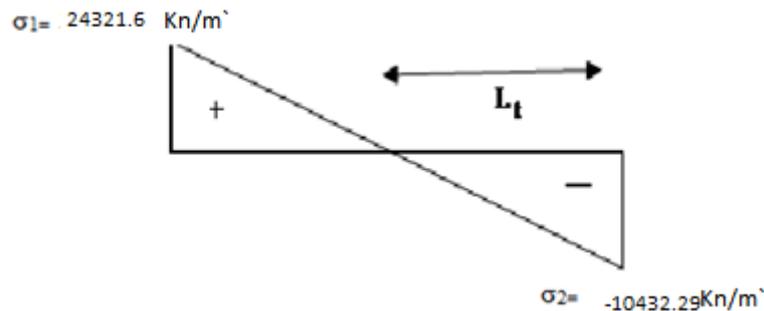


Figure V. 5: Diagramme des contraintes d'une section partiellement tendue

$$L_T = \frac{\sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2} \times L = \frac{10432,29}{24321,64 + 10432,29} \times 2 = 0,6 \text{ m}$$

$$F = \frac{\sigma_2}{2} \times e \times L_T = \frac{10432,29}{2} \times 0,2 \times 0,6 = 625,93 \text{ KN}$$

➤ **Armature verticale**

$$A_V = \frac{F}{F_e} = \frac{625,93}{40} = 15,64 \text{ cm}^2$$

$$(A_V / ml) / \text{Face} = (15,64/2)/2 = 3,91 \text{ cm}^2$$

➤ **Armature minimale**

$$A_{\min} = \text{Max} \left(0,2\% e L_T, \frac{B f_{t28}}{f_e} \right)$$

e : Epaisseur du voile.

L_T : Longueur de la section tendue.

$$A_{\min} = \text{Max}(2,4; 21) = 21 \text{ cm}^2$$

Armatures de coutures

$$A_{vj} = 1,1 \times \frac{1,4V}{f_e} = 1,1 \times \frac{1,4 \times 3,6 \times 10}{400} = 0,13 \text{ cm}^2$$

On prévoit des armatures de couture si on a une reprise de bétonnage dans notre cas nous n'avons pas de reprise de bétonnage donc on n'ajoute pas les armatures de coutures avec les armatures verticales.

$$\text{Donc } A_{sV} = \text{Max}(A_V; A_{\min}) = 21 \text{ cm}^2$$

Le ferrailage adopté :

En zone d'about : **Soit 8T12** ($A_s = 9.05 \text{ cm}^2$)

En zone courante : **Soit 22T12** ($A_s = 24.88 \text{ cm}^2$)

$$\text{Donc } A_s \text{ adopté : } A_s = 33.93 \text{ cm}^2$$

➤ Espacement

$$\text{En zone courante : } S_t \leq \text{Min}(1.5e; 30) = 30 \text{ cm}$$

$$\text{Soit } S_t = 15 \text{ cm}$$

$$\text{En zone d'about : } S_{ta} = \frac{S_t}{2} = 10 \text{ cm}$$

➤ Armatures horizontales

$$\text{D'après le BAEL91/99 : } A_H = \frac{A_V}{4} = \frac{33.93}{4} = 8.48 \text{ cm}^2$$

$$\text{D'après le RPA99/version2003 : } A_H = 0.15 \% B = 0.0015 \times 20 \times 200 = 6 \text{ cm}^2$$

$$A_H = \text{Max}\left(\frac{A_V}{4}; 0.15 \% B\right) = 8.48 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } 20T10 = 15.71 \text{ cm}^2; \text{ avec } S_h = 15 \text{ cm}$$

➤ Armatures transversales

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au minimum par (04) épingles au mètre carré, soit : $4\phi 8$

➤ Vérification des contraintes de cisaillement

Selon le RPA99/version2003

La contrainte de cisaillement dans le béton est limitée comme suit :

$$\tau_b = \frac{1.4V}{e.d} \leq \bar{\tau}_b = 0.2 \times f_{c28} = 0.2 \times 25 = 5 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = \frac{1.4 \times 3.69 \times 10^{-3}}{0.20 \times 0.9 \times 2} = 0.017 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_b = 5 \text{ MPa}$$

$$\tau_b < \bar{\tau}_b \dots \text{Condition vérifiée}$$

Selon le BAEL91/99

$$\tau_u = \frac{V_u}{e.d} = \frac{3.69 \times 10^{-3}}{0.20 \times 0.9 \times 2} = 0.010 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \text{Min}\left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa}\right) = 2.5 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \overline{\tau_u} \dots$ **Condition vérifiée**

➤ **Vérification à l'ELS**

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B+15.A_s} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \times f_{c28} = 15\text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2923.7 \times 10^{-3}}{0.20 \times 2 + (15 \times 33.93 \times 10^{-4})} = 6.48 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}} \dots$ **Condition vérifiée**

Les résultats de calcul pour tous les voiles sont regroupés dans les tableaux ci-après :

Tableau V. 12:Ferraillage verticale du voile L=2m YY type 1

| Zone | Solisation | N (KN) | M (KN.m) | σ_1 (KN/m ²) | σ_2 (KN/m ²) | Nature | L _c (m) | L _T (m) | F (KN) | Av (cm ²) |
|--------|------------------|----------|----------|---------------------------------|---------------------------------|--------|--------------------|--------------------|---------|-----------------------|
| Zone 1 | N ^{max} | -2777.8 | -2259 | 24321,6 | 10432.2 | SPC | 1,4 | 0,6 | 625.93 | 15.64 |
| | N ^{min} | -1548 | -404.73 | -6983,3 | 756,69 | SPC | 0 | 2 | 1527,99 | 38,1 |
| | M ^{max} | -2923 | -3653,6 | -34709 | 20094 | SPC | 1,27 | 0,73 | 1707,1 | 36,8 |
| Zone 2 | N ^{max} | -2014,47 | -1828,41 | 22525,44 | -11333,94 | SPC | 1,4 | 0,6 | 682,90 | 17 |
| | N ^{min} | -1016,8 | -1156,43 | 11215,23 | -6131,23 | SPC | 1,29 | 0,71 | 433,42 | 10,8 |
| | M ^{max} | -1979,3 | -2650,18 | 24824,60 | -14928,10 | SPC | 1,25 | 0,75 | 1121,17 | 28 |
| Zone 3 | N ^{max} | -1247,67 | -1501,86 | 17371,90 | -10440,40 | SPC | 1,32 | 0,68 | 705,46 | 17,36 |
| | N ^{min} | -199,27 | -400,03 | 3498,40 | -2502,05 | SPC | 1,17 | 0,83 | 208,66 | 5,21 |
| | M ^{max} | -869,10 | -1565,3 | 13912,50 | -9567,00 | SPC | 1,29 | 0,81 | 779,64 | 19,49 |

NB : Concernant le choix des barres La section à prendre et celle correspondante au maximum des valeurs calculées avec N^{max} ; N^{min} ; M^{max}

Tableau V. 13:Choix des barres du voile YY type 1

| Zone | Choix des barres/nappe | | | | | | | | | | | |
|------|------------------------|-------------------------------------|-----------------------------------|--------------------------------------|-------|---------------------|--------------|---------------------|-----------------------------------|---------------------------------------|-------|---------------------|
| | Av (cm ²) | A _{min} (cm ²) | A _s (cm ²) | A _{adop} (cm ²) | ZC | S _t (cm) | Zone D'about | S _t (cm) | A _H (cm ²) | A _{Hadop} (cm ²) | Choix | S _t (cm) |
| 1 | 38,1 | 21 | 38,1 | 46.18 | 11T14 | 15 | 4T14 | 10 | 11.54 | 15.71 | 20T10 | 15 |
| 2 | 28 | 21 | 28 | 33.93 | 11T12 | 15 | 4T12 | 10 | 8.84 | 15.71 | 20T10 | 15 |
| 3 | 19,49 | 21 | 21 | 33.93 | 11T12 | 15 | 4T12 | 10 | 8.84 | 15.71 | 20T10 | 15 |

Tableau V. 14: Ferrailage verticale du voile L=2m XX type 1

| Zone | Sollicitation | N (KN) | M (KN.m) | σ_1 (KN/m ²) | σ_2 (KN/m ²) | Nature | L _c (m) | L _T (m) | F (KN) | Av (cm ²) |
|--------|------------------|---------|-----------|---------------------------------|---------------------------------|--------|--------------------|--------------------|---------|-----------------------|
| Zone 1 | N ^{max} | -3600,3 | -3165,319 | 39309,34 | -19307,68 | SPC | 1,41 | 0,59 | 1144,75 | 28,6 |
| | N ^{min} | -2104,9 | -2123,01 | 25504,44 | -13810,56 | SPC | 1,37 | 0,63 | 873,25 | 21,8 |
| | M ^{max} | -3210,1 | -3653,236 | 42743,20 | -24909,31 | SPC | 1,34 | 0,66 | 1650,87 | 41,2 |
| Zone 2 | N ^{max} | -2289,3 | -2134,2 | 26120,28 | -13401,94 | SPC | 1,39 | 0,61 | 818,03 | 20,4 |
| | N ^{min} | -1651,9 | -2613,67 | 23732,28 | -15472,78 | SPC | 1,6 | 0,79 | 1221,31 | 30,5 |
| | M ^{max} | -1659,8 | -2454,79 | 22560,43 | -14261,43 | SPC | 1,6 | 0,77 | 1104,71 | 27,6 |
| Zone 3 | N ^{max} | -2990,7 | -2409,04 | 2990,72 | -10591,05 | SPC | 1,41 | 0,59 | 620,83 | 15,5 |
| | N ^{min} | -353,88 | 1732,48 | 13878,30 | -12108,90 | SPC | 1,07 | 0,93 | 1128,44 | 28,2 |
| | M ^{max} | -1950,9 | -2536,1 | 25702,80 | -12338,70 | SPC | 1,35 | 0,65 | 800,41 | 20 |

Tableau V. 15: Choix des barres du voile XX type 1

| Zone | Av (cm ²) | A _{min} (cm ²) | A _s (cm ²) | A _{adop} (cm ²) | Choix des barres/nappe | | | | | | | |
|------|-----------------------|-------------------------------------|-----------------------------------|--------------------------------------|------------------------|---------------------|--------------|---------------------|-----------------------------------|---------------------------------------|-------|---------------------|
| | | | | | ZC | S _t (cm) | Zone D'about | S _t (cm) | A _H (cm ²) | A _{Hadop} (cm ²) | Choix | S _t (cm) |
| 1 | 41,2 | 21 | 41,2 | 46.18 | 11T14 | 15 | 4T14 | 10 | 11.54 | 15.71 | 20T10 | 15 |
| 2 | 30,5 | 21 | 30,5 | 33.92 | 11T12 | 15 | 4T12 | 10 | 4.24 | 11.78 | 15T10 | 20 |
| 3 | 28,2 | 21 | 28,2 | 33.92 | 11T12 | 15 | 4T12 | 10 | 4.24 | 11.78 | 15T10 | 20 |

Tableau V. 16: Ferrailage verticale du voile L=1.8 m yy type 2

| Zone | Sollicitation | N (KN) | M (KN.m) | σ_1 (KN/m ²) | σ_2 (KN/m ²) | Nature | L _c (m) | L _T (m) | F (KN) | Av (cm ²) |
|--------|------------------|---------|-----------|---------------------------------|---------------------------------|--------|--------------------|--------------------|---------|-----------------------|
| Zone 1 | N ^{max} | -2994,2 | -2790,054 | 34151,08 | -17516,58 | SPC | 1,19 | 0,61 | 1068,94 | 26,7 |
| | N ^{min} | -1549,4 | -869,36 | 12353,52 | -3745,74 | SPC | 0,86 | 0,42 | 156,87 | 3,9 |
| | M ^{max} | -2461,2 | -3169,01 | 36179,35 | -22506,02 | SPC | 1,04 | 0,69 | 1553,60 | 38,8 |
| Zone 2 | N ^{max} | -1869,1 | -1525,63 | 19318,15 | -8934,26 | SPC | 1,23 | 0,57 | 508,55 | 12,7 |
| | N ^{min} | -1016,8 | -1156,4 | 13531,85 | -7882,96 | SPC | 1,03 | 0,66 | 522,32 | 13 |
| | M ^{max} | -1979,3 | -2650,1 | 30036,02 | -19039,91 | SPC | 1,02 | 0,7 | 1329,64 | 33,2 |
| Zone 3 | N ^{max} | -1251,3 | -1552,612 | 17851,87 | -10900,20 | SPC | 1,12 | 0,68 | 743,83 | 18,5 |
| | N ^{min} | -199,27 | 400,03 | 4257,51 | -3150,45 | SPC | 0,94 | 0,77 | 241,17 | 6 |
| | M ^{max} | -1244,3 | 1595,943 | 18233,64 | -11320,86 | SPC | 1,11 | 0,69 | 780,56 | 19,5 |

Tableau V. 17: Choix des barres du voile YYtype 2

| Choix des barres/nappe | | | | | | | | | | | | |
|------------------------|-----------------------------|---------------------------------|-----------------------------|----------------------------------|-------|---------------|-----------------|---------------|-----------------------------|-----------------------------------|-------|---------------|
| Zone | A_v (cm ²) | A_{min} (cm ²) | A_s (cm ²) | A_{adop} (cm ²) | ZC | S_t (cm) | Zone D'about | S_t (cm) | A_H (cm ²) | A_{Hadop} (cm ²) | Choix | S_t (cm) |
| 1 | 38,8 | 18.9 | 38,8 | 46.18 | 11T14 | 15 | 4T14 | 10 | 11.54 | 15.71 | 20T10 | 15 |
| 2 | 33,2 | 18.9 | 33.2 | 33.92 | 11T12 | 15 | 4T12 | 10 | 3.15 | 11.78 | 15T10 | 20 |
| 3 | 19,5 | 18.9 | 19.5 | 33.92 | 11T12 | 15 | 4T12 | 10 | 3.15 | 11.78 | 15T10 | 20 |

Tableau V. 18: Ferrailage verticale du voile L=1.8 m XX type 2

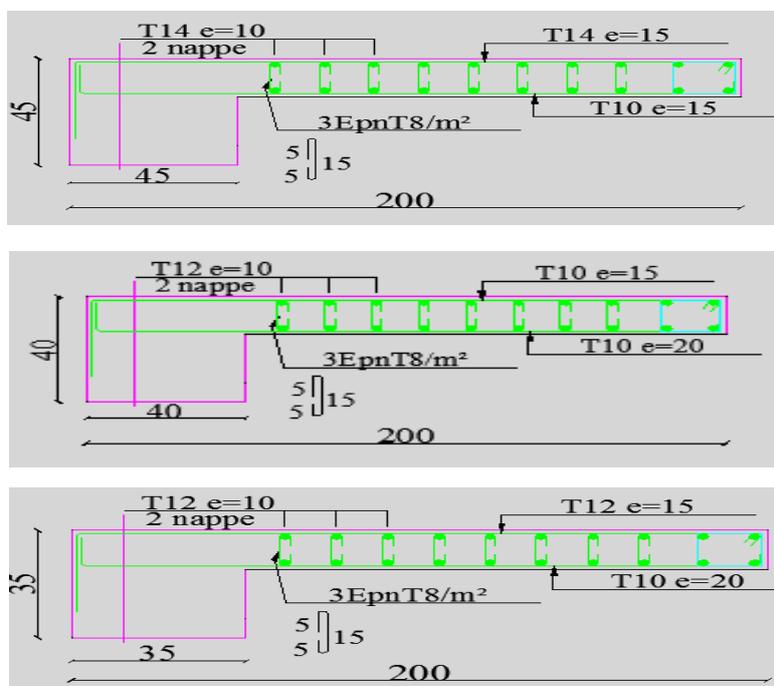
| Zone | Sollicitation | N (KN) | M (KN.m) | σ_1 (KN/m ²) | σ_2 (KN/m ²) | Nature | L_c (m) | L_T (m) | F (KN) | A_v (cm ²) |
|--------|---------------|-----------|-------------|------------------------------------|------------------------------------|--------|--------------|--------------|-----------|-----------------------------|
| Zone 1 | N^{max} | -1413,9 | -2895,039 | 30733,42 | -22878,42 | SPC | 1,03 | 0,77 | 1757,37 | 43,9 |
| | N^{min} | -1413,8 | 1418,584 | 17062,22 | -9207,78 | SPC | 0.86 | 0,63 | 580,93 | 14,5 |
| | M^{max} | -2048,2 | 2916,56 | 32694,63 | -21315,74 | SPC | 1,09 | 0,71 | 1514,25 | 37,8 |
| Zone 2 | N^{max} | -1835,1 | 1258,926 | 16754,39 | -6559,06 | SPC | 1,38 | 0,51 | 332,16 | 8,3 |
| | N^{min} | -963,33 | 1040,646 | 12311,53 | -6959,69 | SPC | 1.15 | 0,65 | 452,42 | 11,3 |
| | M^{max} | -1051,5 | 1470,14 | 16533,24 | -10691,57 | SPC | 1.02 | 0,71 | 755,77 | 18,8 |
| Zone 3 | N^{max} | -1024,2 | -1144,386 | 13441,33 | -7751,00 | SPC | 1,14 | 0,66 | 510,28 | 12,7 |
| | N^{min} | -168,32 | 878,127 | 8598,36 | -7663,25 | SPC | 0.95 | 0,85 | 650,03 | 16,25 |
| | M^{max} | -1024,2 | 1212,747 | 14074,25 | -8384,03 | SPC | 1,13 | 0,67 | 563,38 | 14 |

Tableau V. 19: Choix des barres du voile XXtype 2

| Choix des barres/nappe | | | | | | | | | | | | |
|------------------------|-----------------------------|---------------------------------|-----------------------------|----------------------------------|-------|---------------|-----------------|---------------|-----------------------------|-----------------------------------|-------|---------------|
| Zone | A_v (cm ²) | A_{min} (cm ²) | A_s (cm ²) | A_{adop} (cm ²) | ZC | S_t (cm) | Zone D'about | S_t (cm) | A_H (cm ²) | A_{Hadop} (cm ²) | Choix | S_t (cm) |
| 1 | 43,9 | 18.9 | 43.9 | 46.18 | 11T14 | 15 | 4T14 | 10 | 11.54 | 15.71 | 20T10 | 15 |
| 2 | 18,8 | 18.9 | 18.9 | 33.92 | 11T12 | 15 | 4T12 | 10 | 3.15 | 11.78 | 15T10 | 20 |
| 3 | 16,25 | 18.9 | 18.9 | 33.92 | 11T12 | 15 | 4T12 | 10 | 3.15 | 11.78 | 15T10 | 20 |

Tableau V. 20 :Les vérifications à ELS et de contrainte de cisaillement.

| Voile | Zone | V (KN) | Vérification des contraintes de cisaillement | | | | | | Vérification à l'ELS | |
|--------------|------|-----------|--|-----|-------------------|-------------------------|-----|---------|------------------------|-----|
| | | | τ_b (MPa) | OBS | τ_u (MPa) | $\bar{\tau}_u$ (MPa) | OBS | Ns | σ_{bc} (MPa) | OBS |
| Type 1 YY | 1 | 3.69 | 0.014 | CV | 0.010 | 2.5 | CV | 2923.7 | 6.23 | CV |
| | 2 | 12.5 | 0.049 | CV | 0.035 | 2.5 | CV | 1973.5 | 4.38 | CV |
| | 3 | 6.11 | 0.024 | CV | 0.017 | 2.5 | CV | 1247.83 | 2.77 | CV |
| Type 1 XX | 1 | 0.26 | 0.001 | CV | 0.0007 | 2.5 | CV | 4462.9 | 9.51 | CV |
| | 2 | 2.97 | 0.012 | CV | 0.008 | 2.5 | CV | 3128.31 | 6.94 | CV |
| | 3 | 2.44 | 0.009 | CV | 0.007 | 2.5 | CV | 1950.48 | 4.33 | CV |
| Type 2 YY | 1 | 18.87 | 0.008 | CV | 0.058 | 2.5 | CV | 2812.54 | 6.55 | CV |
| | 2 | 12.5 | 0.054 | CV | 0.039 | 2.5 | CV | 1973.5 | 4.8 | CV |
| | 3 | 6.16 | 0.027 | CV | 0.019 | 2.5 | CV | 1247.83 | 3.04 | CV |
| Type2 XX | 1 | 0.33 | 0.001 | CV | 0.001 | 2.5 | CV | 2577.86 | 6.01 | CV |
| | 2 | 2.64 | 0.011 | CV | 0.008 | 2.5 | CV | 1835.26 | 4.47 | CV |
| | 3 | 2.24 | 0.009 | CV | 0.007 | 2.5 | CV | 1134.41 | 2.76 | CV |



FigureV. 6: schéma de ferrailage des voiles

➤ **Voile périphérique**

VI- Introduction

L'infrastructure doit constituer un ensemble rigide capable de remplir les fonctions suivantes :

- Réaliser l'encastrement de la structure dans le terrain.
- Assurent la liaison avec le sol et repartissent les efforts.
- Elles jouent un rôle d'appuis.
- Limiter les tassements différentiels a une valeur acceptable.

Un voile périphérique est prévu entre la fondation et le niveau du plancher de sous/sol, d'après l'article 10.1.2 du RPA99/version2003, le voile périphérique doit avoir la caractéristique minimale ci-dessous :

- L'épaisseur du voile doit être supérieur ou égale 15cm.
- Les armatures sont constitués deux nappes, le pourcentage minimale est de 0.1% dans les deux sens (horizontal et vertical).

VI-1-Dimensionnement

Le voile périphérique de notre structure a les dimensions suivantes :

- Epaisseur de 20 cm.
- Hauteur de 4.08 m.
- Langueur de 4.75 m.

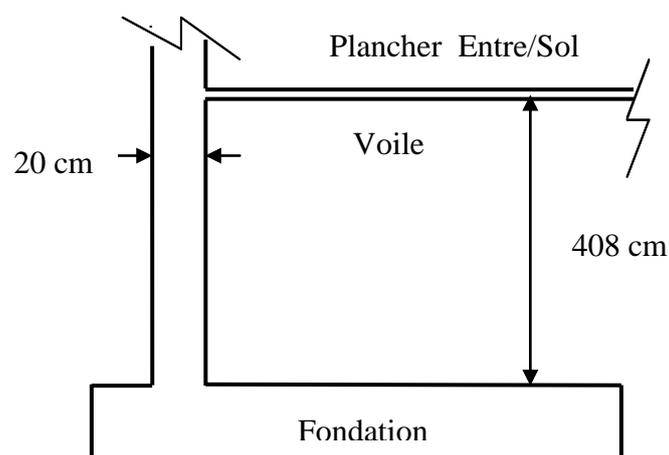


Figure VI. 1:Le voile périphérique

➤ **Armatures longitudinales**

Les armatures longitudinales ont une section $A_1 \geq 0.1\%$ (pour les deux nappes) dans les deux sens de la section transversal du béton avec un recouvrement de 40φ pour le renforcement des angles.

- Le voile périphérique est sollicité en flexion simple.

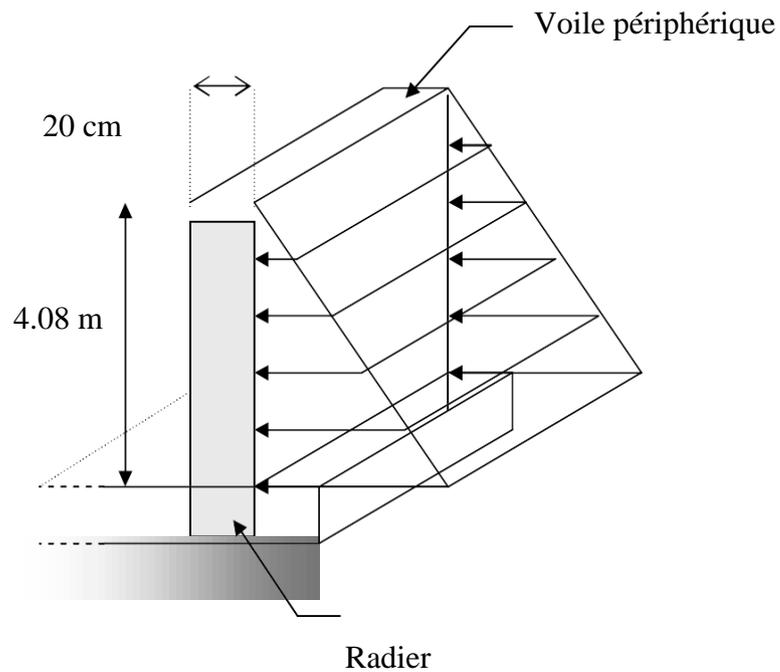


Figure VI. 2:Schéma statique du voile périphérique.

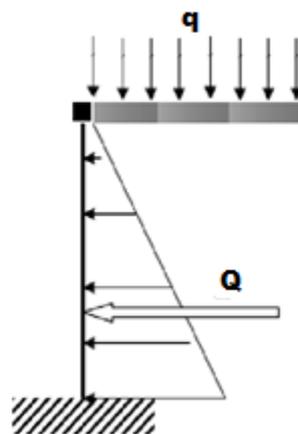


Figure VI. 3:Schéma statique

On a :

$$h = 4.08 \text{ m}$$

$$\gamma_d = 18 \text{ KN/m}^3$$

$$\varphi = 25^\circ$$

Avec :

h : Hauteur du voile

φ : Angle de frottement interne.

γ_d : Poids spécifique du remblai.

$$\text{Et : } K_0 = \text{tg}^2 \left[45 - \left(\frac{\varphi}{2} \right) \right] = 0.406$$

K_0 : Coefficient de poussée des terres.

VI-1-2-Evaluation des Charges et Surcharges

Le voile périphérique est soumis à:

a) La poussée des terres

$$F = h \times \gamma_d \times K_0$$

$$F = 4.08 \times 18 \times 0.406$$

$$F = 29.81 \text{ KN/m}^2$$

b) Surcharge accidentelle : $q = 5 \text{ KN/m}^2$

$$Q = K_0 \times q \times h$$

$$Q = 2.03 \text{ KN/m}^2$$

c) Contrainte totale

$$\text{➤ ELU : } \sigma_{\min} = 1.35 G_{h(0)} + 1.5 Q = 3.05 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\max} = 1.35 G_{h(4.08)} + 1.5 Q = 43.29 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \times \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = \frac{3 \times 43.29 + 3.05}{4}$$

$$\sigma_{\text{moy}} = 33.23 \text{ KN/m}^2$$

$$q_u = \sigma_{\text{moy}} \times 1 \text{ ml}$$

$$q_u = 33.23 \text{ KN/ml}$$

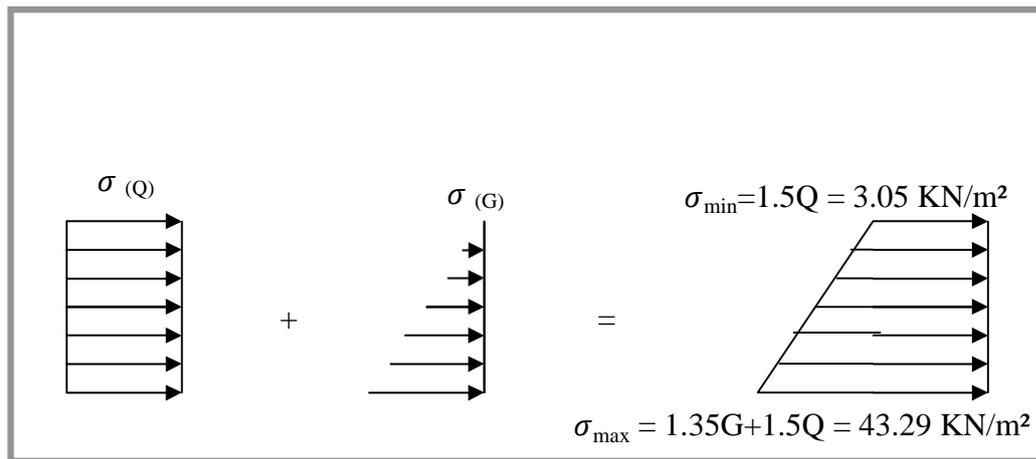


Figure VI. 4: Répartition des contraintes sur le voile.

➤ **ELS :** $\sigma_{\min} = G_{(0)} + Q = 2.03 \text{ KN/m}^2$

$$\sigma_{\max} = G_{(4.08)} + Q = 31.84 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \cdot \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = \frac{3 \cdot 31.84 + 2.03}{4}$$

$$\sigma_{\text{moy}} = 24.39 \text{ KN/m}^2$$

$$q_s = \sigma_{\text{moy}} \times 1 \text{ ml}$$

$$q_s = 24.39 \text{ KN/ml}$$

VI-1-3-Ferrailage

Le ferrailage des voiles périphériques, sera calculé comme étant une dalle encadrée sur quatre cotés.

Dans notre cas, le voile n'est plus un élément porteur, donc on est en présence d'un voile écran travaillant comme étant une dalle pleine dont les charges qui lui sont appliquées sont les poussées des terres.

Le ferrailage étant pour le panneau de dalle le plus sollicité et pour une bande de 1m de largeur.

$$L_x = 4.08 \text{ m} ; L_y = 4.75 \text{ m.}$$

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4.08}{4.75} = 0.86$$

Alors la dalle porte dans les deux sens et μ_x , μ_y sont données en fonction de α .

a. Détermination des moments

La détermination des moments de flexion se fera par l'utilisation de la méthode des contraintes.

Le panneau considéré est un panneau intermédiaire, dont l'appui peut assurer un encastrement partiel et pour tenir compte de la continuité du panneau, les moments seront affectés des coefficients suivants :

- Moment en travée : 0.85
- Moment en appui: 0.3

➤ **A l'ELU (BAEL) :**

$$\alpha = 0.86 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0476 \\ \mu_y = 0.7052 \end{cases}$$

$$M_{0X} = \mu_x q l_x^2 = 0.0476 \times 33.23 \times 4.08^2 = 26.33 \text{ KN.m}$$

$$M_{0Y} = \mu_y M_{0X} = 0.4014 \times 26.33 = 18.57 \text{ KN.m}$$

➤ **A l'ELS (BAEL) :**

$$\alpha = 0.86 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0566 \\ \mu_y = 0.7933 \end{cases}$$

$$M_{0X} = \mu_x q s l_x^2 = 0.0566 \times 24.39 \times 4.08^2 = 22.98 \text{ KN.m}$$

$$M_{0Y} = \mu_y M_{0X} = 0.7933 \times 22.98 = 18.23 \text{ KN.m}$$

b. Sollicitation du calcul➤ **A l'ELU :**❖ **Sens X-X :**

$$\text{Aux appuis : } M_a = -0.3 M_{0X} = -0.3 \times 26.33 = -7.899 \text{ KN.m}$$

$$\text{En travée : } M_t = 0.85 M_{0X} = 0.85 \times 26.33 = 22.38 \text{ KN.m}$$

❖ **Sens Y-Y :**

$$\text{Aux appuis : } M_a = -0.3 M_{0Y} = -0.3 \times 18.57 = -7.90 \text{ KN.m}$$

$$\text{En travées : } M_t = 0.85 M_{0Y} = 0.85 \times 18.57 = 15.78 \text{ KN.m}$$

➤ A l'ELS :

❖ Sens X-X :

Aux appuis: $M_a = -0.3M_{0x} = -0.3 \times 22,98 = -6.89 \text{ KN.m}$

En travée : $M_t = 0.85 M_{0x} = 0.85 \times 22.98 = 19.52 \text{ KN.m}$

❖ Sens Y-Y :

Aux appuis : $M_a = -0.3M_{0y} = -0.3 \times 22.98 = -6.89 \text{ KN.m}$

En travées : $M_t = 0.85M_{0y} = 0.85 \times 18.23 = 15.50 \text{ KN.m}$

Les résultats obtenus sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VI.1 : Ferrailage du voile périphérique

| | Sens | M_u (KN.m) | μ | μ_1 | β | $A_s \text{ cal}$ (cm^2) | A_{min} RPA (cm^2) | Choix | $A_s \text{ adop}$ (cm^2) | S_t (cm) |
|--------|------|-----------------|-------|---------|---------|--|--|-------|---|---------------|
| Travée | X-X | 22.38 | 0.039 | 0.391 | 0.176 | 3.65 | 2 | 6T12 | 6,79 | 15 |
| | Y-Y | 15.78 | 0.027 | 0.391 | 0.178 | 2.55 | 2 | 6T12 | 6,79 | 15 |
| Appuis | X-X | 7.899 | 0.013 | 0.391 | 0.179 | 1.27 | 2 | 6T10 | 4,71 | 15 |
| | Y-Y | 7.90 | 0.014 | 0.391 | 0.179 | 1.27 | 2 | 6T10 | 4,71 | 15 |

VI-1-4-Condition de non fragilité

$b = 1 \text{ m}$; $h = 0.20 \text{ m}$; $d = 0.18 \text{ m}$

❖ Sens X-X :

$$\rho_x \geq \rho_0 \frac{3 - \frac{L_x}{L_y}}{2} \Rightarrow \frac{A_{x\text{min}}}{b.h} \geq \rho_0 \frac{3 - \frac{L_x}{L_y}}{2}$$

Avec : $\delta_0 = 0.0008$ pour HAFeE400

$$A_x = 0.0008 \times 100 \times 20 \times \frac{3 - \frac{408}{475}}{2} = 1.71 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

❖ Sens Y-Y :

$$\rho_y \geq \rho_0 \quad \Rightarrow \quad \frac{A_y}{b \cdot h} \geq \rho_0$$

$$A_{y \min} = 0.0008 \times 100 \times 20 = 1.60 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Les conditions est vérifié.

➤ Vérification de section d'armatures minimales

Selon le **BAEL91** :

$$A_{\min} = 0.08\% \cdot b \cdot h = 1.60 \text{ cm}^2 < A_s \quad \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Selon le **RPA99** :

$$A_{\min} = 0.1\% \cdot b \cdot h = 2.00 \text{ cm}^2 < A_s \quad \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

VI-1-5-Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u \leq 0.07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\gamma_b = 1.5$$

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

❖ Selon X :

$$V_x = qu \frac{L_x}{2} \frac{1}{1 + \frac{\alpha}{2}} = 33.23 \times \frac{4.08}{2} \times \frac{1}{1 + 0.275} = 53.17 \text{ KN} / \text{m}$$

❖ Selon Y :

$$V_y = qu \frac{L_x}{3} = 33.23 \times \frac{4.08}{3} = 45.19 \text{ KN} / \text{m}$$

Et :

$$\tau_u = 0.007 \times \frac{25}{1.5} = 1.167 \text{ MPa}$$

$$\tau = \frac{53.17 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0.29 \text{ MPa} < 1.167 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{CV}$$

$$\tau = \frac{45.19 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0.27 \text{ MPa} < 1.167 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{CV}$$

VI-1-6-Vérification a l'ELS

La fissuration est considérée comme préjudiciable. On doit vérifier les deux conditions suivantes :

La contrainte dans le béton : $\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc}$

La contrainte dans l'acier : $\sigma_s < \overline{\sigma}_s$ (Choisie en fonction de la fissuration).

➤ **Vérification des contraintes maximales dans le béton**

$$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

σ_{bc} : Contrainte maximale dans le béton comprimé ($\sigma_{bc} = KY$)

Avec :

$$K = \frac{M_{ser}}{I}$$

➤ **Position de l'axe neutre**

$$Y = \eta \frac{A_s + A'_s}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{bdA_s + dA'_s}{7.5(A_s + A'_s)^2}} - 1 \right]$$

Avec :

$\eta = 15$ (C'est le coefficient d'équivalence acier – béton)

$$A'_s = 0$$

➤ **Moment d'inertie I**

$$I = \frac{b}{3} y^3 + \eta [A_s (d-y)^2 + A'_s (y-d')^2]$$

2. Vérifications des contraintes maximales dans l'acier:

$$\sigma_s < \overline{\sigma}_s$$

$$\overline{\sigma}_s = \text{Min} \left[\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right]$$

Avec :

$$\left[\begin{array}{l} \eta = 1.6 \\ f_e = 400 \text{ MPa} \\ f_{t28} = 2.1 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

$$\overline{\sigma}_s = \text{Min} [266.67 \text{ MPa} ; 201.63 \text{ MPa}]$$

$$\overline{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_s = nK(d-y) \quad \text{Tel que : } n = 15.$$

Les résultats résumés dans les tableaux suivants :

Tableau VI.2 : Vérifications des contraintes sens X-X

| | M_{ser} (KN.m) | A_s (cm ²) | Y (cm) | I (cm ⁴) | K (MPa/m) | σ_{bc} (MPa) | σ_s (MPa) | OBS | OBS |
|---------------|---------------------|-----------------------------|-----------|-------------------------|--------------|------------------------|---------------------|-----------|-----------|
| travée | 19.52 | 6,79 | 9.37 | 13070 | 149 | 14 | 193.3 | CV | CV |
| Appui | 6.89 | 4,71 | 8.28 | 10459 | 66 | 5.46 | 96,00 | CV | CV |

Tableau VI.3 : Vérifications des contraintes sens Y-Y

| | M_{ser} (KN.m) | A_s (cm ²) | Y (cm) | I (cm ⁴) | K (MPa/m) | σ_{bc} (MPa) | σ_s (MPa) | OBS | OBS |
|---------------|---------------------|-----------------------------|-----------|-------------------------|--------------|------------------------|---------------------|-----------|-----------|
| travée | 15.5 | 6,79 | 9.37 | 13070 | 43 | 4,06 | 56,04 | CV | CV |
| Appui | 6.89 | 4,71 | 8.28 | 10459 | 65 | 5.35 | 94.05 | CV | CV |

VI-1-7.-Schéma de ferrailage

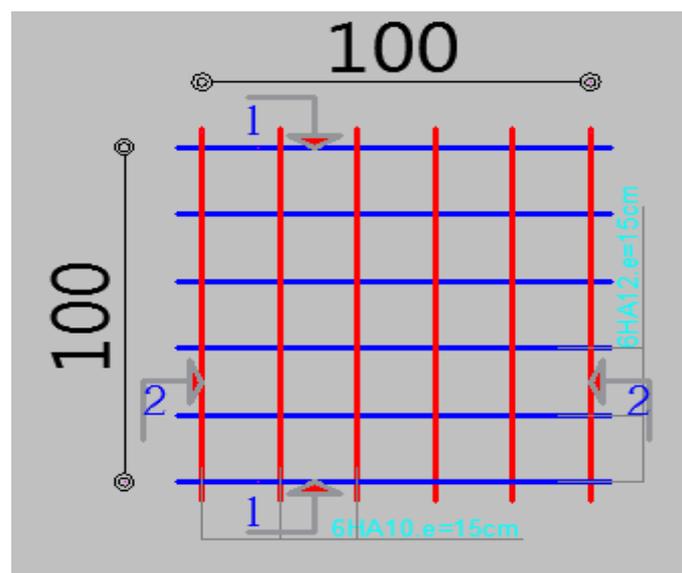


Figure VI. 5: Ferrailage du voile périphérique.

➤ FONDATION

VI- Introduction

Une fondation est destinée à transmettre au sol, dans les conditions les plus favorables, les charges provenant de la superstructure. En cas de séisme, les fondations exécutent un même mouvement de translation que le sol qui les supporte. Le calcul des fondations ne peut se faire que lorsque l'on connaît :

- La charge totale qui doit être transmise aux fondations (donc au sol).
- Les caractéristiques du sol sur lequel doit reposer la structure.

VI-1-Choix de type de fondation

Le choix du type de fondation se fait suivant trois paramètres.

- La nature et le poids de la superstructure.
- La qualité et la quantité des charges appliquées sur la construction.
- La qualité du sol de fondation.

Ce choix doit satisfaire deux critères essentiels à savoir :

- Stabilité totale de l'ouvrage
- Solution facile à réaliser et économique

En ce qui concerne notre ouvrage, On à le choix entre :

- Semelles continues (semelles filantes sous murs)
- Radier général
- Radier nervuré

➤ Semelles filantes

La surface de la semelle sera déterminée en vérifiant la condition :

$$\frac{N}{S_{\text{semelle}}} \leq \overline{\sigma_{\text{sol}}} \Rightarrow S \geq \frac{N}{\sigma_{\text{sol}}}$$

$$N_{\text{ser}} = 927.49 \text{ KN} \quad ; \quad \sigma_{\text{sol}} = 1.8 \text{ bars} = 0,18 \text{ Mpa} \quad (\text{donnée par le rapport de sol})$$

$$\Rightarrow s \geq \frac{927.49 \times 10^{-3}}{0,18} = 5.15 \text{ m}^2$$

$$S_T = 5.15 * 48 = 247.2 \text{ m}^2$$

$$\text{La surface d'emprise du bâtiment est : } S_{\text{bat}} = 481.74 \text{ m}^2$$

$$\frac{S_T}{S_B} = 51.31 > 50\%$$

➤ **Conclusion**

La surface totale des semelles occupent plus de 50% de la surface d'emprise de l'ouvrage, on est donc amené à adopter le radier général.

Ce type de fondation présente plusieurs avantages :

- L'augmentation de la surface de la semelle (fondation) minimise la pression exercée par la structure sur le sol
- La réduction des tassements différentiels
- La facilité d'exécution

VI-2-Etude du radier

Un radier est une fondation qui couvre une aire entière sous une superstructure, sur laquelle les voiles et poteaux prennent appuis.

VI-2-1-Pré dimensionnement du radier

a- L'épaisseur du radier

➤ **Condition forfaitaire**

L'épaisseur du radier doit satisfaire la condition suivante :

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h_r \leq \frac{L_{\max}}{5}$$

$L_{\max} = 4.75m$: plus grande distance entre deux points d'appuis.

$$D'où : 59.38cm \leq h_r \leq 95cm \quad (1)$$

➤ **Condition de rigidité**

$$L_e = \frac{2L_{\max}}{\pi} \geq \sqrt[4]{\frac{4EI}{Kb}} \quad \text{Avec} \quad I = \frac{bh^3}{12}$$

Avec :

L_{\max} : plus grande distance entre deux points d'appuis

L_e : longueur élastique.

E : module d'élasticité du béton $E=32164195 \text{ KN/m}^2$

b : largeur du radier (bande de 1 mètre)

K : coefficient de raideur du sol rapporté à l'unité de surface

Pour un sol moyen ; $K= 40000 \text{ KN/m}^3$

$$h \geq \sqrt[3]{\frac{48KL_{\max}^4}{E\pi^4}} \Rightarrow h \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times 40 \times (4.75)^4}{32164.195\pi^4}} \Rightarrow h \geq 0,68m \quad (2)$$

Finalement ; d'après (1) et (2) on opte : **$h_r=75cm$**

➤ **La surface minimale de radier**

- La surface d'emprise du bâtiment est égale à : $S_{bat}=481.74 \text{ m}^2$
- L'emprise totale avec un débordement de :
d (débord) $\geq \max (h/2 ; 30\text{cm}) = 40\text{cm}$.

Donc : $S_{radier} = S_{bat} + D * (\text{perimetre}) = 517.35 \text{ m}^2$

b- Détermination des charges et des surcharges

- Superstructure : $G=26186.63 \text{ KN}$; $Q=4896.72 \text{ KN}$
- Infrastructure :
- Poids de voile périphérique d'épaisseur 20 cm .
 $G_{vp} = e \times h \times l \times 25 = 528.36 \text{ KN}$
- Poids du radier : $G_{rad} = S_r \times h_r \times 25 = 517.35 \times 0.75 \times 25 = 9700.31 \text{ KN}$
Donc : $G_{totale} = 36415.3 \text{ KN}$; $Q_{totale} = 4896.72 \text{ KN}$

c- Détermination des efforts

Sollicitations :

$$\begin{aligned}
 - ELU : \quad N_u &= 1,35N_G + 1,5N_Q & N_u &= 56505.735 \text{ KN} \\
 - ELS : \quad N_s &= N_G + N_Q & N_s &= 41312.02 \text{ KN}
 \end{aligned}$$

d- La surface minimale du radier

La surface du radier doit être telle qu'elle puisse vérifier la condition suivante :

➤ **A l'ELS**

$$S_{rad} \geq \frac{N_s}{\sigma_{adm}} = \frac{41312.02 \times 10^{-3}}{0.18} = 229.51 \text{ m}^2$$

➤ **A l'ELU**

$$S_{rad} \geq \frac{N_u}{1.3\sigma_{adm}} = \frac{56505.735 \times 10^{-3}}{1.3 \times 0.18} = 241.48 \text{ m}^2$$

VI-2-2-Les vérifications nécessaires

➤ **Condition de résistance au cisaillement**

L'épaisseur du radier sera déterminée en fonction de la contrainte de cisaillement du radier.

D'après le règlement CBA93 (Art. A.5.1).

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \leq 0.07 f_{cj} / \gamma_b \dots\dots\dots \text{BAEL91 page (357)}$$

V_u : valeur de calcul de l'effort tranchant vis-à-vis l'ELU

b : désigne la largeur.

$$\gamma_b = 1.5 \quad ; \quad d = 0.9h \quad b = 1m$$

L_{\max} : la plus grande portée de la dalle = 4.75m.

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} ; d = 0,9h \\ V_u = \frac{q L_{\max}}{2} \\ q = \frac{N}{S_{radier}} \end{array} \right.$$

Donc :

$$V_u = \frac{q_u \times L_{\max}}{2} = \frac{N_u}{S_{rad}} \times \frac{L_{\max}}{2}$$

$$\Rightarrow \tau_u = \frac{N_u}{S_{rad}} \times \frac{L_{\max}}{2} \times \frac{1}{b \times 0.9h} \leq \frac{0.07 f_{cj}}{\gamma_b} \Rightarrow h \geq \frac{N_u \times L_{\max} \times \gamma_b}{0.9 \times 2S \times 0.07 f_{cj}}$$

$$h \geq \frac{56.51 \times 4.75 \times 1.5}{0.9 \times 2 \times 517.35 \times 0.07 \times 25} = 24.71cm$$

L'épaisseur de radier $h_r = 0.75m$ est vérifiée vis-à-vis au cisaillement

➤ Vérification sous l'effet de la pression hydrostatique

La vérification du radier sous l'effet hydrostatique est nécessaire afin de s'assurer du non soulèvement de bâtiment sous l'effet de cette dernière. Elle se fait en vérifiant que :

$$W \geq F_s \times \gamma \times Z \times S$$

Avec :

W : poids totale du bâtiment à la base du radier

$W = W_{\text{radier}} + W_{\text{bâtiment}} + W_{\text{voile per}}$

$$W = 36415.3 \text{ KN}$$

F_s : coefficient de sécurité vis-à-vis du soulèvement, $F_s = 1.5$

γ : poids volumique de l'eau ($\gamma = 10 \text{ KN} / \text{m}^3$)

Z : profondeur de l'infrastructure ($h = 4.08 \text{ m}$)

S : surface du radier, ($S = 517.35 \text{ m}^2$)

$$F_s \times \gamma \times Z \times S = 1.5 \times 10 \times 4.08 \times 517.35 = 31661, 82 \text{ KN}$$

Donc : $W \geq F_s \times \gamma \times Z \times S$ (Condition vérifiée.)

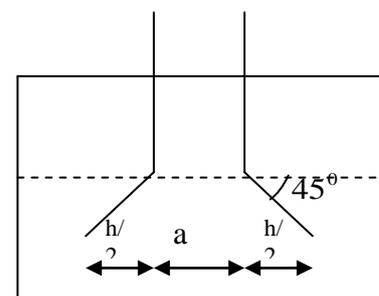


Figure VI. 6: Schéma de transmission des charges

➤ **Vérification au poinçonnement**

Le poinçonnement se fait expulsion d'un bloc de béton de forme tronconique à 45°, La vérification se fait par la formule suivante ; (ArtA.5.2.4) CBA93.

$$N_u \leq 0.045 \times \mu_c \times h \times f_{c28} / \gamma_b \dots\dots\dots \text{BAEL 91 page (358)}$$

- **Sous poteau**

N_u : la charge de calcul vis-à-vis de l'état limite ultime le plus sollicité

$$N_u = 1.25 \text{ MN}$$

μ_c : Périmètre du contour cisailé

$$\mu_c = 4(a+h) = 4(0,45+h)$$

$$N_u \leq 0.045 \times \mu_c \times h \times f_{c28} / \gamma_b$$

$$N_u \leq 0.045 \times 4(0,45 + h) \times h \times 25 / 1,5$$

$$N_u \leq 3(0,45 + h)h$$

$$3h^2 + 1,35h - 1,25 \geq 0 \Rightarrow h \geq 46 \text{ cm}$$

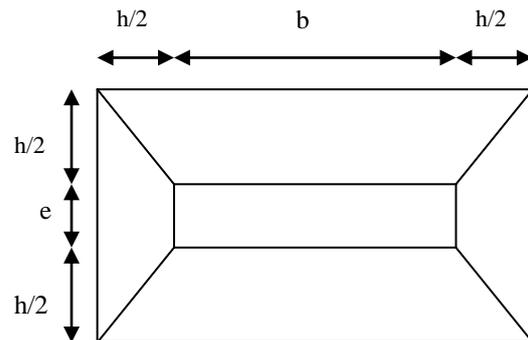


Figure VI. 7: Schéma de transmission des charges

- **Sous voile**

On prendra pour la vérification le voile le plus sollicité (P) de longueur $L = 2 \text{ m}$.

$$N_u = 2.78 \text{ MN}$$

Ce qui donne un effort normale pour une mètre linéaire égal à :

$$N_u = 2.78 / 4.3 = 0.65 \text{ MN/ml}$$

μ_c : Périmètre du contour cisailé

$$\mu_c = 2(e + b + 2h) = 2(0,2 + 1 + 2h)$$

$$N_u \leq 0.045 \times \mu_c \times h \times f_{c28} / \gamma_b$$

$$N_u \leq 0.045 \times 2(0,2 + 1 + 2h) \times h \times 25 / 1,5$$

$$N_u \leq 1.5(1,2 + 2h)h$$

$$3h^2 + 1,8h - 1,295 \geq 0 \Rightarrow h \geq 70 \text{ cm}$$

L'épaisseur de radier $h_r = 0.75 \text{ m}$ est vérifié vis-à-vis du risque de rupture par poinçonnement.

VI-2-3- Caractéristique géométrique du radier**a- Centre de masse du radier**

$$(X_r ; Y_r) = (13.15 ; 9.5) \text{ m}$$

b- Inertie du radier

$$I_x = 15032.6 \text{ m}^4$$

$$I_y = 28803.1 \text{ m}^4$$

$$V_x = 13.15 \text{ m}$$

$$V_y = 9.5 \text{ m}$$

c- Centre de masse de la structure

$$(X_r ; y_r) = (12.75 ; 9.54) \text{ m}$$

d- L'excentricité

$$e_x = |X_s - X_r| = 0.4 \text{ m}$$

$$e_y = |Y_s - Y_r| = 0.04 \text{ m}$$

VI-2-4- Evaluation et vérification des contraintes sous le radier

Les contraintes transmises au sol par le radier devront être compatibles avec le risque de rupture du sol situé sous le radier.

La résultante des charges verticales ne coïncide pas avec le centre de gravité de l'aire du radier, donc les réactions du sol ne sont pas uniformément réparties, leurs diagramme est triangulaire ou trapézoïdale.

Quel que soit le diagramme, la valeur de la contrainte moyenne est donnée par la formule suivante :

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} < 1.3\sigma_{adm}$$

$$\text{Avec : } \sigma_1 = \frac{N}{S} + \frac{MV}{I} \quad ; \quad \sigma_2 = \frac{N}{S} - \frac{MV}{I}$$

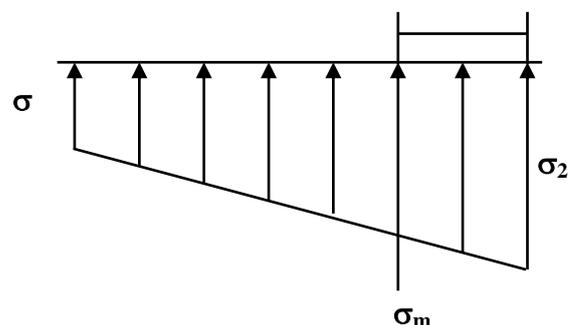


Figure VI. 8: diagrammes des contraintes

Le radier est sollicité par les efforts suivants :

- N : Effort normal du au charges verticales
- M : Moment d'excentricité due aux charges verticales $M=N.e$

Tableau VI. 1:Vérification des contraintes

| | ELS | | ELU | |
|----------------------|---------------|-------------|---------------|--------------|
| | Longitudinale | Transversal | Longitudinale | transversale |
| N (MN) | 38.4 | 38.4 | 42.7 | 42.7 |
| M (MN.m) | 1.4 | 0.05 | 2.03 | 0.08 |
| V (m) | 13.15 | 9.5 | 13.15 | 9.5 |
| I(m ⁴) | 15032.6 | 28803.1 | 15032.6 | 28803.1 |
| σ_1 (MPA) | 0.076 | 0.075 | 0.084 | 0.084 |
| σ_2 (MPA) | 0.073 | 0.073 | 0.08 | 0.082 |
| σ_{moy} (MPA) | 0.0752 | 0.0745 | 0.083 | 0.0835 |
| σ_{adm} (MPA) | 0.18 | 0.18 | 0.234 | 0.234 |
| La condition | Vérifier | Vérifier | Vérifier | Vérifier |

VI-2-5-Vérification de la stabilité

Sous l'effet des charges horizontales (forces sismiques), il y a développement d'un moment versant :

$$M = M_0 + T_0 \times h$$

Avec :

$$M_0 : \text{Moment sismique a la base.} \quad M_{0x} = 22240.891 \text{ KN.m} ; \quad M_{0y} = 25569.0482 \text{ KN.m}$$

$$T_0 : \text{L'effort tranchant a la base.} \quad T_{0x} = 2834.87 \text{ KN} \quad ; \quad T_{0y} = 2196.47 \text{ KN}$$

$$h : \text{profondeur de l'infrastructure} \quad h = 4.08 \text{ m}$$

$$M_{stab.x} = 0.8 * W * b_x = 0.8 * 26004.3627 * 16.13 = 335560.3 \text{ KN.m}$$

$$M_{stab.y} = 0.8 * W * b_y = 0.8 * 26004.3627 * 5.13 = 106721.9 \text{ KN.m}$$

$$M_{r.x} = 22240.891 + 2834.87 * 4.08 = 33807.16 \text{ KN.m}$$

$$M_{r.y} = 25569.0482 + 2196.47 * 4.08 = 34530.64 \text{ KN.m}$$

$$\frac{M_{stab.x}}{M_{r.x}} = 9.9 \geq 1.5 \quad , \quad \frac{M_{stab.y}}{M_{r.y}} = 3.09 \geq 1.5$$

➤ **Conclusion**

Les deux conditions sont vérifiées donc la structure est stable vis-à-vis au renversement.

A cet effet, les extrémités du radier doivent être vérifiées :

- Aux contraintes de traction (soulèvement) avec la combinaison 0,8G+E
- Aux contraintes de compression maximales avec la combinaison G + Q + E

VI-2-6-Vérification de renversement : 0,8G+E

Tableau VI. 2: Vérification de renversement

| | 0.8G+E | |
|----------------------|---------------|-------------|
| | Longitudinale | Transversal |
| N (MN) | 20.94 | 20.94 |
| M (MN.m) | 21.4 | 22.03 |
| V (m) | 13.15 | 9.5 |
| I(m ⁴) | 15032.6 | 28803.1 |
| σ_1 (MPa) | 0.059 | 0.048 |
| σ_2 (MPa) | 0.022 | 0.033 |
| σ_{moy} (MPa) | 0.05 | 0.044 |
| σ_{adm} (MPa) | 0.18 | 0.18 |
| La condition | Vérifier | Vérifier |

VI-2-7-Vérification de soulèvement : G+Q+E

Tableau VI. 3: Vérification de soulèvement

| | G+Q+E | |
|----------------------|---------------|-------------|
| | Longitudinale | Transversal |
| N (MN) | 31.08 | 31.08 |
| M (MN.m) | 21.93 | 20.79 |
| V (m) | 13.15 | 9.5 |
| I(m ⁴) | 15032.6 | 28803.1 |
| σ_1 (MPa) | 0.079 | 0.067 |
| σ_2 (MPa) | 0.041 | 0.053 |
| σ_{moy} (MPa) | 0.07 | 0.063 |
| σ_{adm} (MPa) | 0.18 | 0.18 |
| La condition | Vérifier | Vérifier |

VI-2-8-Vérification selon RPA

D'après le RPA99 version 2003 (art 10.1.5) le radier reste stable si :

$$e = \frac{M}{N} \leq \frac{1}{4} \quad (e : \text{l'excentricité de la résultante des charges verticales})$$

Tableau VI. 4:Vérification de soulèvement selon RPA

| | 0.8G+E | | G+Q+E | |
|--------------|---------------|-------------|---------------|-------------|
| | Longitudinale | Transversal | Longitudinale | Transversal |
| N(KN) | 20.94 | 20.94 | 31.08 | 31.08 |
| M(KN.m) | 21.4 | 22.03 | 21.93 | 20.79 |
| e(m) | 1.02 | 1.05 | 0.7 | 0.67 |
| L/4 (m) | 6.48 | 4.65 | 6.48 | 4.65 |
| La condition | Vérifiée | Vérifiée | Vérifiée | Vérifiée |

VI-3- Ferrailage du radier

Le radier fonctionne comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux est soumis à une pression uniforme provenant du poids propre de l'ouvrage et des surcharges.

Donc on peut se rapporter aux méthodes données par le BAEL 91.

VI-3-1- Méthode de calcul

Le radier est assimilé à un planché renversé chargé par la réaction uniforme du sol, il est composé de plusieurs panneaux simplement appuyés sur 4 cotés.

Le calcul se fera en flexion simple, en considérant la fissuration préjudiciable en raison du contact avec l'eau.

Les moments isostatiques seront déterminés à partir de la méthode proposée par les règles de BAEL 91.

a- Détermination des moments isostatiques

Concernant les dalles rectangulaires librement appuyés sur leurs contours, nous distinguons deux cas :

$0 < \alpha < 0.4 \Rightarrow$ la dalle porte sur un sens

Avec : $\alpha = L_x / L_y$

$0 < \alpha < 1 \Rightarrow$ la dalles porte sur deux sens

Pour le calcul, on suppose que les panneaux sont partiellement encastrés aux niveaux des appuis, D'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis.

- Si le panneau considéré est continu au-delà des appuis (panneau intermédiaire)

Moment en travée : ($M_{tx} = 0,75 \times M_x$; $M_{ty} = 0,75 \times M_y$)

Moment sur appuis : ($M_{ax} = 0,5 \times M_x$; $M_{ay} = 0,5 \times M_x$)

- Si le panneau considéré est un panneau de rive

Moment en travée : ($M_{tx} = 0,85 \times M_x$; $M_{ty} = 0,85 \times M_y$)

Moment sur appuis : ($M_{ax} = 0,3 \times M_x$; $M_{ay} = 0,3 \times M_x$)

- Le calcul se fera pour le panneau le plus sollicité uniquement. Ce dernier a les dimensions montrées dans la figure ci-joints, ou L_x est la plus petite dimension.

Le rapport de la plus petite dimension du panneau sur la plus grande dimension doit être supérieur à 0,40

Les moments sur appuis et en travées doivent respecter l'inégalité suivante :

$$M_t + \frac{M_e + M_w}{2} \geq 1.25 M_0 \quad \dots\dots\dots \text{BAEL 91 Page (355)}$$

b- Evaluation des charges et surcharges :

- ELU : $q_u = \frac{N_u}{S_{rd}} = 109.224 \text{KN} / \text{m}^2$

- ELS : $q_s = \frac{N_s}{S_{rd}} = 79.85 \text{KN} / \text{m}^2$

c- Calcul du ferrailage longitudinal :

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4.4}{4.75} = 0.93 \quad \alpha > 0,4$$

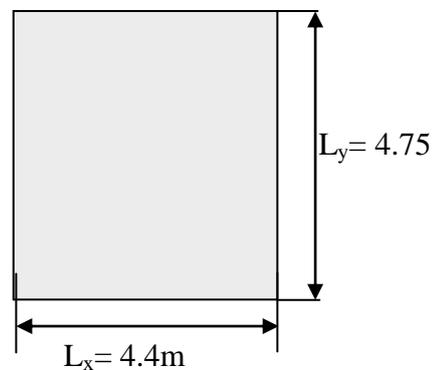


Figure VI. 9: Le panneau le plus sollicité

Les sollicitations

❖ **L'ELU :**

$$\alpha = 0.93 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0428 \\ \mu_y = 0.8450 \end{cases}$$

Sens X-X :

$\mu_x = 0,0428$

$M_x = \mu_x \times q_{ul} \times l_x^2 = 90.50 \text{KN} . \text{m}$

$M_{tx} = 0,85 \times M_x = 76.93 \text{KN} . \text{m}$

$M_{ax} = 0,3 \times M_x = 27.15 \text{KN} . \text{m}$

Sens Y-Y

$$\mu_y = 0,8450$$

$$M_Y = \mu_y \times M_x = 76,47 \text{ KN.m}$$

$$M_{TY} = 0,85 \times M_x = 64,99 \text{ KN.m}$$

$$M_{aY} = 0,3 \times M_x = 22,94 \text{ KN.m}$$

❖ **L'ELS**

$$\alpha = 0,93 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0500 \\ \mu_y = 0,8939 \end{cases}$$

Sens X-X

$$\mu_x = 0,0500$$

$$M_x = \mu_x \times q_s \times l_x^2 = 90,08 \text{ KN.m}$$

$$M_{tx} = 0,85 \times M_x = 76,56 \text{ KN.m}$$

$$M_{ax} = 0,3 \times M_x = 27,02 \text{ KN.m}$$

Sens Y-Y

$$\mu_x = 0,8939$$

$$M_x = \mu_x \times M_x = 80,52 \text{ KN.m}$$

$$M_{tx} = 0,85 \times M_x = 68,44 \text{ KN.m}$$

$$M_{ax} = 0,3 \times M_x = 24,16 \text{ KN.m}$$

• **Ferraillage**➤ **Pourcentage minimale**

Suivant le petit coté : $A_{ymin} \geq 8h = 6 \text{ cm}^2$

Suivant le grand coté : $A_{xmin} \geq 8h[(3-\alpha)/2] = 6,21 \text{ cm}^2$ BAEL 91 Page (359)

Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times f_{t28}/f_e = 8,15 \text{ cm}^2$$

➤ **Espacement maximal**

$$S_{tx} \leq \min(33 \text{ cm} ; 3hr) \Rightarrow S_{tx} = 20 \text{ cm}$$

$$S_{ty} \leq \min(45 \text{ cm} ; 4hr) \Rightarrow S_{ty} = 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{BAHE 91 Page (360)}$$

- **Calcul des armatures à L'ELU**

Les résultats obtenus sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VI. 5:Le ferrailage a l'ELU

| | Sens x-x | | Sens y-y | |
|----------------------------------|-------------|-------------|-------------|-------------|
| | En travée | Sur appuis | En travée | Sur appuis |
| M_u (KN.m) | 76.93 | 27.15 | 64.99 | 22.94 |
| U | 0.0119 | 0.0042 | 0.01 | 0.0036 |
| $U < 0.392$ | Oui | Oui | Oui | Oui |
| A_s (cm ² /ml) | 3.29 | 1.16 | 2.78 | 0.98 |
| A_{smin} (cm ² /ml) | 6 | 6 | 6 | 6 |
| Choix | 5T20 | 5T16 | 5T20 | 5T16 |
| A_s adopté (cm ²) | 15.71 | 10.05 | 15.71 | 10.05 |

➤ **Vérification a l'ELS : fissuration préjudiciable**

❖ **Vérification des contraintes**

Le calcul se fait selon les règles de CBA93 et BAEL91, la fissuration est considérée comme peu préjudiciable.

Dans le béton on doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15\text{Mpa}$$

σ_{bc} : Contrainte maximale dans le béton comprimé ($\sigma_{bc} = KY$).

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = 202\text{MPa} \quad ; \quad \sigma_s = n \frac{M_{ser}}{I} (d - y)$$

Tableau VI. 6: vérification des contraintes.

| | sens | M_{SER} (KN.m) | y (cm) | I (cm ⁴) | σ_{bc} (MPa) | σ_s (MPa) | Obs |
|---------------|------------|---------------------|-----------|-------------------------|------------------------|------------------|-----------|
| Travée | X-X | 76.56 | 15.63 | 761294.24 | 1.57 | 78,24 | CV |
| | Y-Y | 68.44 | 15.63 | 761294.24 | 1.41 | 69,94 | CV |
| Appuis | X-X | 27.02 | 12.84 | 520 961 | 0,67 | 42,53 | CV |
| | Y-Y | 24.16 | 12.84 | 520960.60 | 0,60 | 38,03 | CV |

d. Débord

Le débord du radier est assimilé à une consol de largeur $l = 1\text{ m}$; le calcul de ferrailage se fera pour une bande de largeur $b = 1\text{ m}$

❖ Ferrailage du débord

$$b = 1\text{ m}$$

$$h = 75\text{ cm}$$

$$d = 67.5\text{ cm}$$

$$L = 0,4\text{ m}$$

$$q_u = 109.224\text{ KN/m}^2 \times 1\text{ ml}$$

$$q_{ser} = 79.85\text{ KN/m}^2 \times 1\text{ ml}$$

$$f_{bu} = 14,17\text{ MPa}$$

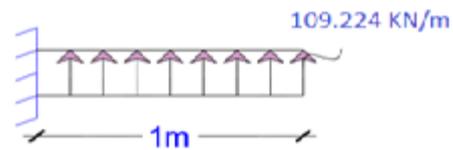


Figure VI. 10: schéma statique du débord

❖ Calcul à L'ELU

$$M_u = \frac{q_u L^2}{2} = 8.73\text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu = \frac{8.73 \times 10^{-3}}{1 \times 0.67^2 \times 14.2} = 0.001 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{donc : } A'_s = 0\text{ N'existe pas}$$

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) = 0,001$$

$$\beta = 1 - 0,40\alpha = 0,99$$

$$A = \frac{M}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = 0.37\text{ cm}^2$$

• Condition de non fragilité

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times f_{t28}/f_c = 8,15\text{ cm}^2$$

NB : Le ferrailage du débord sera fait par prolongement des armatures adoptées pour les panneaux

e. Ferrailage transversal

Les armatures transversales ne sont pas à prévoir si les deux conditions suivantes sont remplies :

➤ La dalle est bétonnée sans reprise de bétonnage dans toute son épaisseur.

$$\tau_b = \frac{V_u}{b_0 d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ 1,5 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4\text{ MPa} \right\} \dots\dots\dots \text{BAE 91 Page (161)}$$

V_u : effort tranchant maximum à L'ELU

$$V_u = \frac{q_u * L}{2} = \frac{109,224 * 0,4}{2} = 21,84\text{ KN}$$

$$\tau_b = \frac{21840}{1000 \times 0,9 \times 360} = 0,067 \text{ MPa} \leq \overline{\tau_u} = 2,5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{(Condition vérifiée)}$$

Le cisaillement est vérifié, les armatures d'effort tranchant ne sont pas nécessaires.

N.B : Le débord est coulé sans reprise du bétonnage donc l'armature transversale n'est pas nécessaire.

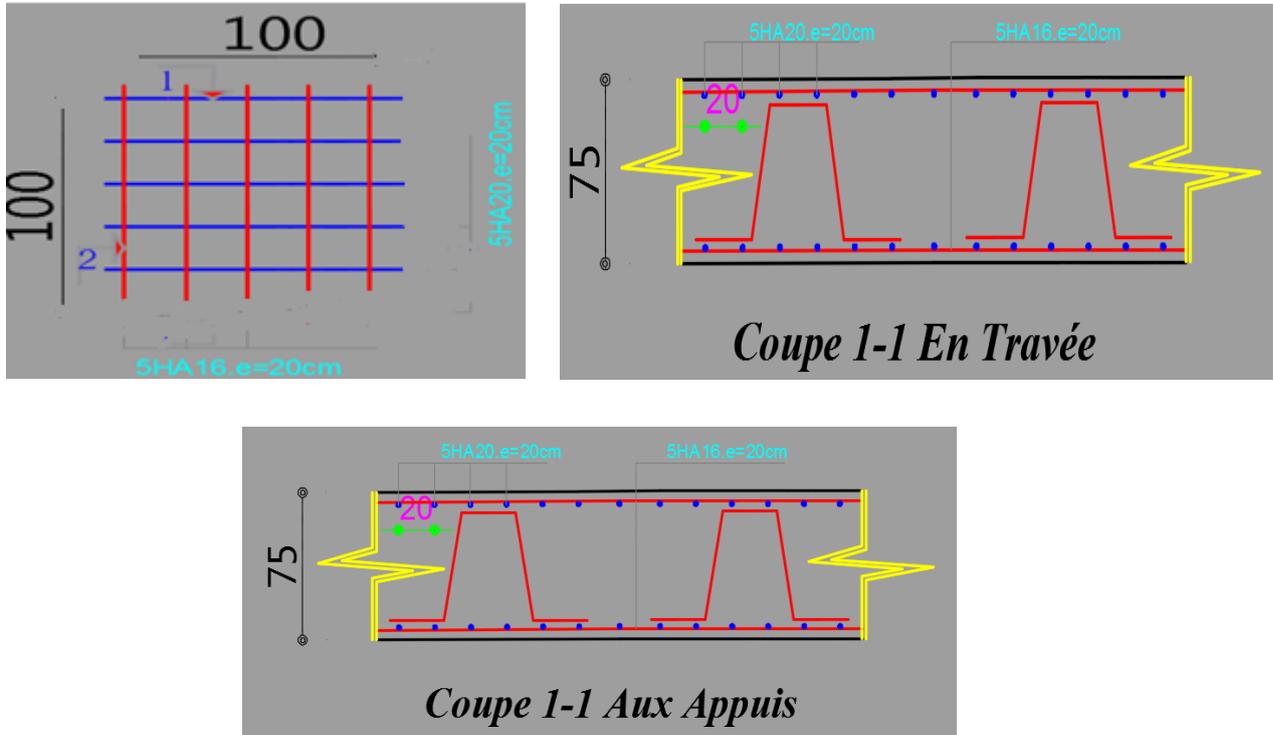


Figure VI. 11: schéma de ferrailage

Conclusion

Ce projet de fin d'étude qui consiste en l'étude d'un bâtiment à usage d'habitation et commercial, est la première expérience qui nous a permis de mettre en application les connaissances acquises lors de notre formation.

Les difficultés rencontrées au cours de l'étude, nous ont conduit à nous documenter et à étudier des méthodes que nous n'avons pas eu la chance d'étudier durant le cursus universitaire, cela nous a permis d'approfondir d'avantage nos connaissances en génie civil. la structure a été dimensionnée conformément aux règlements en vigueur et nous estimons que le ferrailage des éléments répond parfaitement aux exigences de sécurité et d'économie

Nous avons aussi pris conscience de l'évolution considérable du domaine du Génie Civil à tous les niveaux, en particulier dans le domaine de l'informatique (logiciel de calcul), comme exemple, nous citerons l'ETABS que nous avons appris à appliquer durant la réalisation de ce projet.

Ce travail est une petite contribution avec la quelle nous espérons quelle sera d'une grande utilité pour les promotions à venir.

BIBLIOGRAPHIE

- Pour l'élaboration du présent document nous avons utilisé :

❖ Règlements :

- 📖 **RPA99version2003** : règlement parasismique algérienne.
- 📖 **CBA93** : règles de conception et de calcul des structures en béton armé.
- 📖 **BAEL91** : béton armé aux états limites.
- 📖 **DTR B.C.2.2** : Document technique réglementaire (charges et surcharges).

❖ Cours :

Cours et TD pendant toute notre formation

- 📖 Béton armé.
- 📖 Dynamique des structures.
- 📖 Bâtiment.
- 📖 Résistance des matériaux.
- 📖 Mécanique des structures.

❖ Logiciels :

- 📖 Logiciel d'analyse des structures **ETABS**.
- 📖 Logiciel de ferrailage **SOCOTEC**.
- 📖 Logiciel de dessin **AUTOCAD 2012**.
- 📖 Traitement du texte **WORD 2017**.
- 📖 Calcul **EXCEL 2007**.

❖ Mémoires de fin d'étude :

- 📖 Déférent Thèses traités (BAB EZZOUAR, BOUIRA, TIZIOUZOU, BOUMERDES).

Chapitre I :

Présentation de l'ouvrage

Chapitre II :

pré dimensionnement des éléments

Chapitre III :

Calcul des éléments secondaires

Chapitre IV :

Etude dynamique et sismique de la structure

Chapitre V :

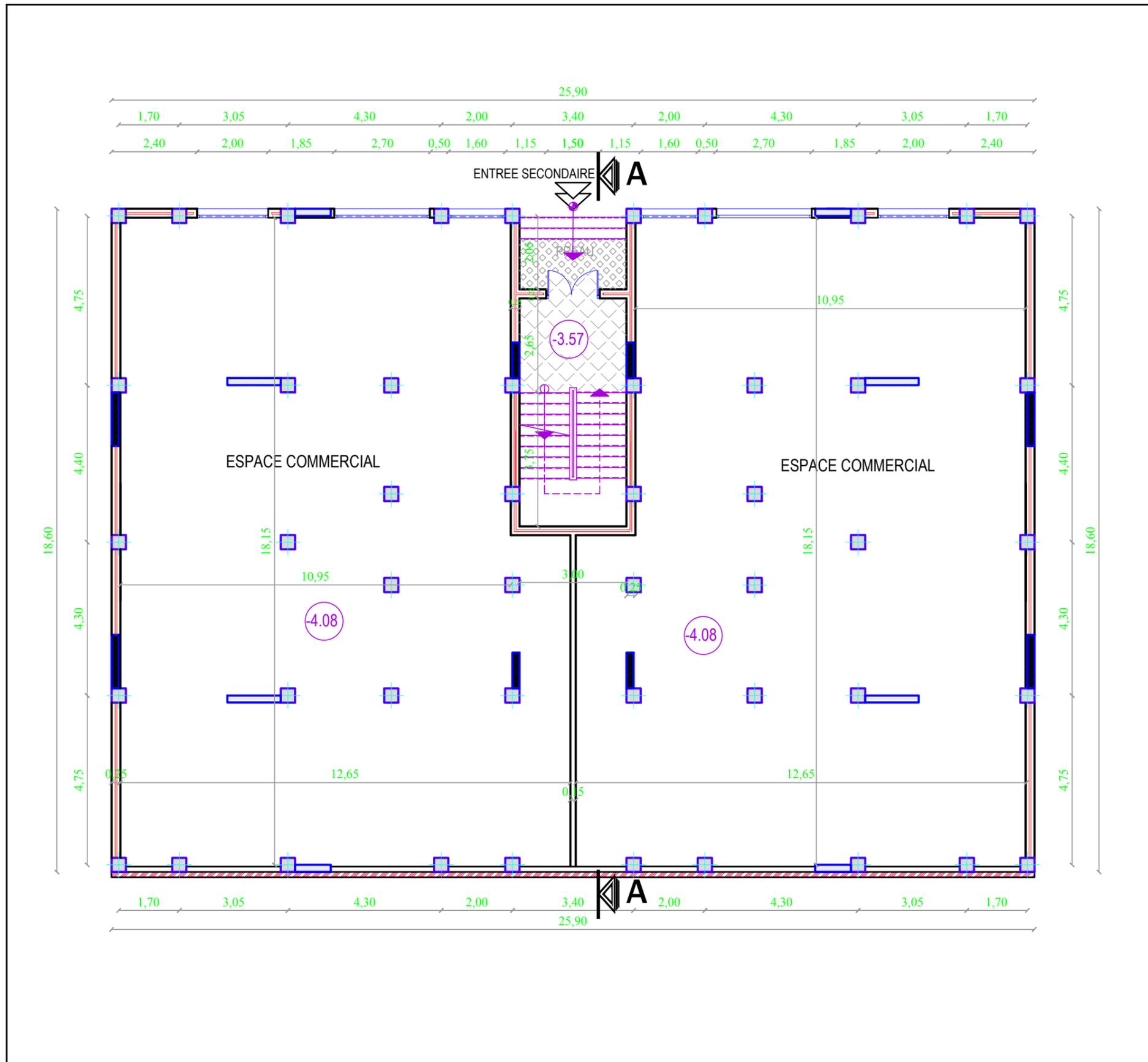
Etude des éléments résistants

Chapitre VI :

Etude de l'infrastructure

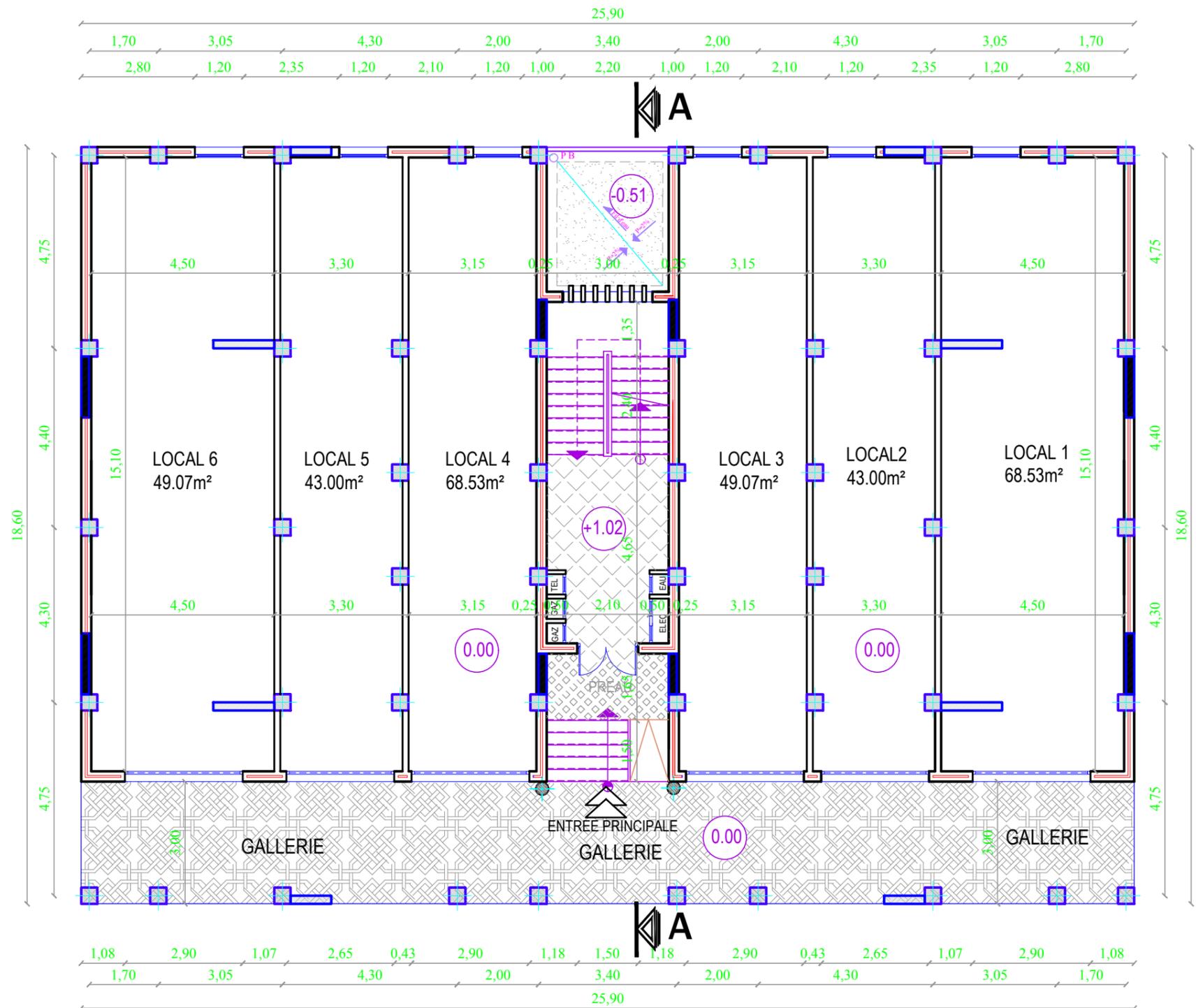
ANNEXE I

ANNEXE II



| Espace | Surf. Proj M ² . |
|----------|-----------------------------|
| ESPACE 1 | 214.20 |
| ESPACE 2 | 214.20 |
| TOTAL | 428.14 |

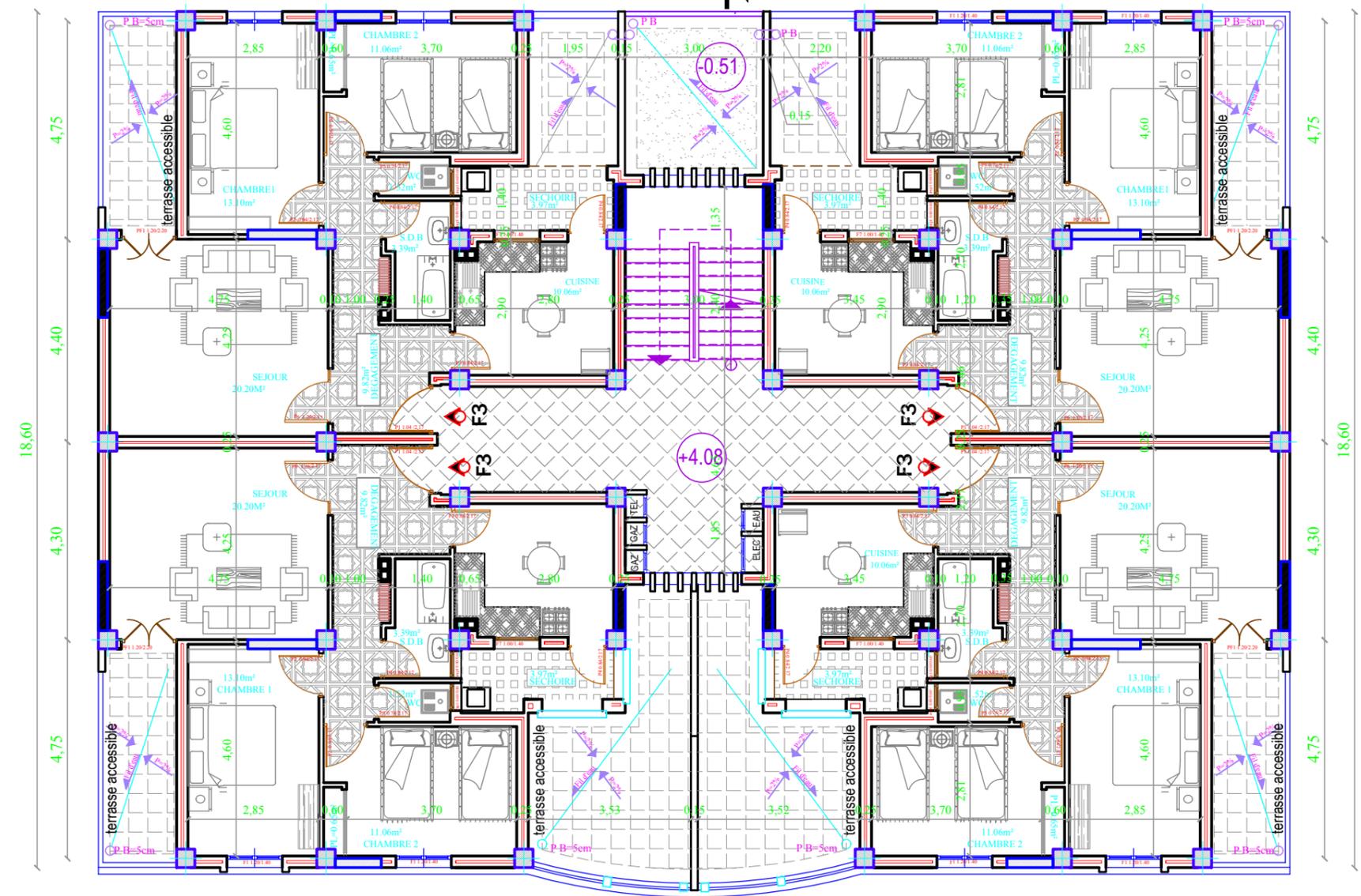
| | |
|--|---|
| REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE | |
| COMMUNE: BOUIRA | BUREAU D'ETUDES TECHNIQUES MODULOR Sis a Cité 21 logts bloc "C" local n°3 BOUIRA TEL/0670 30 86 36 |
| DAIRA : BOUIRA | |
| WILAYA : BOUIRA | DOSSIER / |
| DATE : JANVIER 2015 | PERMIS DE CONSTRUIRE |
| PROJET: PROJET: 60/170 LOGEMENTS PUBLICS LOCATIFS A BOUIRA (site 01) Programme complémentaire de 1000 logements inscrit au titre de l'année 2014 | |
| MAITRE DE L'OUVRAGE / OPGI DE BOUIRA | |
| PLANS/ I/DOSSIER ARCHITECTURE BLOC "A1": 20 LOGEMENTS F3 EN (E-S+R+5) | ECHELLE 1/50 N° PLAN II-02 |
| PLAN ENTRE SOL NIV -4.08 | |
| VISA DE L'ARCHITECTE | VISA |
| OBSERVATIONS | |



| Espace | Surf. Proj M ² . |
|---------|-----------------------------|
| LOCAL 1 | 68.35 |
| LOCAL 2 | 43.00 |
| LOCAL 3 | 49.07 |
| LOCAL 4 | 49.07 |
| LOCAL 5 | 43.00 |
| LOCAL 6 | 68.35 |
| TOTAL | 320.84 |

| | |
|---|---|
| REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE | |
| COMMUNE: BOUIRA | BUREAU D'ETUDES TECHNIQUES MODULOR Sis a Cité 21 logts bloc "C" local n°3 BOUIRA TEL/0670 30 86 36 |
| DAIRA : BOUIRA | |
| WILAYA : BOUIRA | DOSSIER / |
| DATE : JANVIER 2015 | PERMIS DE CONSTRUIRE |
| PROJET: <i>PROJET: 60/170 LOGEMENTS PUBLICS LOCATIFS A BOUIRA (site 01)</i> | |
| Programme complémentaire de 1000 logements inscrit au titre de l'année 2014 | |
| MAITRE DE L'OUVRAGE / OPGI DE BOUIRA | |
| PLANS: I/DOSSIER ARCHITECTURE | ECHELLE 1/50 |
| BLOC "A1": 20 LOGEMENTS F3 EN (E-S+R+5) | N° PLAN II-02 |
| PLAN R.D.C NIV +0.00 | OBSERVATIONS |
| VISA DE L'ARCHITECTE | VISA |

25,90
 1,70 3,05 4,30 2,00 3,40 2,00 4,30 3,05 1,70
 0,50 1,20 1,10 1,20 2,48 1,20 1,77 1,50 0,40 0,40 2,20 0,80 1,60 1,77 1,20 2,48 1,20 1,10 1,20 0,50



0,50 1,20 1,10 1,20 2,48 1,20 1,78 2,40 2,13 2,47,60 1,78 1,20 2,50 1,20 1,10 1,20 0,50
 1,70 3,05 4,30 2,00 3,40 2,00 4,30 3,05 1,70
 25,90

| ESPACES | SURFACES | |
|--------------------|---------------------------|---------------------------|
| | THEORIQUE | F3 A |
| SEJOUR | 20.00m ² | 20.20m ² |
| CUISINE | 10.00m ² | 10.06m ² |
| CHAMBRE 1 | 13.00m ² | 13.10m ² |
| CHAMBRE 2 | 11.00m ² | 11.06m ² |
| S.D.B | 03.50m ² | 03.39m ² |
| WC | 01.50m ² | 01.52m ² |
| DEGAGEMENT | 07.00m ² | 09.82m ² |
| RANGEMENT | 1.00m ² | 0.65m ² |
| S/HABITABLE | 67.00m² | 69.80m² |
| SECHOIR | 05.00m ² | 3.97m ² |
| S/UTILE | 72.00m² | 73.77m² |

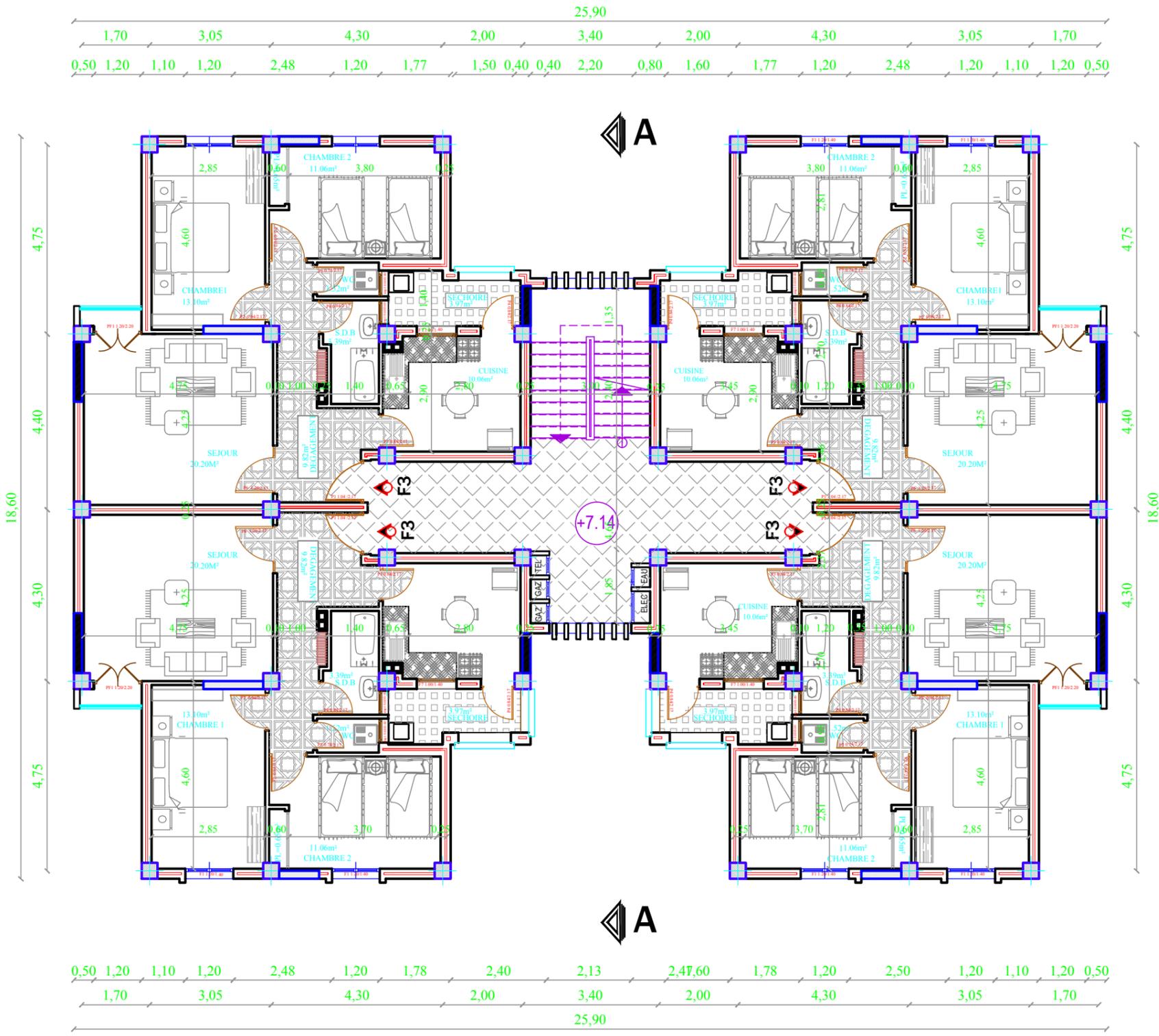
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 COMMUNE: BOUIRA BUREAU D'ETUDES TECHNIQUES MODULOR
 DAIRA : BOUIRA Sis a Cité 21 logts bloc "C" local n°3
 BOUIRA
 WILAYA : BOUIRA DOSSIER /
 TEL/0670 30 86 36
 DATE : JANVIER 2015
PERMIS DE CONSTRUIRE
 PROJET: *PROJET: 60/170 LOGEMENTS PUBLICS*
LOCATIFS A BOUIRA (site 01)
 Programme complémentaire de 1000 logements inscrit au titre de l'année 2014

MAITRE DE L'OUVRAGE / OPGI DE BOUIRA

PLANS/
 I/DOSSIER ARCHITECTURE
 BLOC "A1": 20 LOGEMENTS F3
 EN (E-S+R+5)
 PLAN 1ER ETAGE NIV +4.08

ECHELLE
 1/50
 N° PLAN
 II-02
 OBSERVATIONS

VISA DE L'ARCHITECTE
 VISA



| ESPACES | SURFACES | |
|--------------------|---------------------------|---------------------------|
| | THEORIQUE | F3 A |
| SEJOUR | 20.00m ² | 20.20m ² |
| CUISINE | 10.00m ² | 10.06m ² |
| CHAMBRE 1 | 13.00m ² | 13.10m ² |
| CHAMBRE 2 | 11.00m ² | 11.06m ² |
| S.D.B | 03.50m ² | 03.39m ² |
| WC | 01.50m ² | 01.52m ² |
| DEGAGEMENT | 07.00m ² | 09.82m ² |
| RANGEMENT | 1.00m ² | 0.65m ² |
| S/HABITABLE | 67.00m² | 69.80m² |
| SECHOIR | 05.00m ² | 3.97m ² |
| S/UTILE | 72.00m² | 73.77m² |

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

COMMUNE : BOUIRA BUREAU D'ETUDES TECHNIQUES MODULOR
Sis a Cité 21 logts bloc "C" local n°3
BOUIRA
TEL/0670 30 86 36

DAIRA : BOUIRA

WILAYA : BOUIRA DOSSIER /

DATE : JANVIER 2015 **PERMIS DE CONSTRUIRE**

**PROJET : PROJET : 60/170 LOGEMENTS PUBLICS
LOCATIFS A BOUIRA (site 01)**

Programme complémentaire de 1000 logements inscrit au titre de l'année 2014

MAITRE DE L'OUVRAGE / OPGI DE BOUIRA

PLANS /
I/DOSSIER ARCHITECTURE

BLOC "A1": 20 LOGEMENTS F3
EN (E-S+R+5)

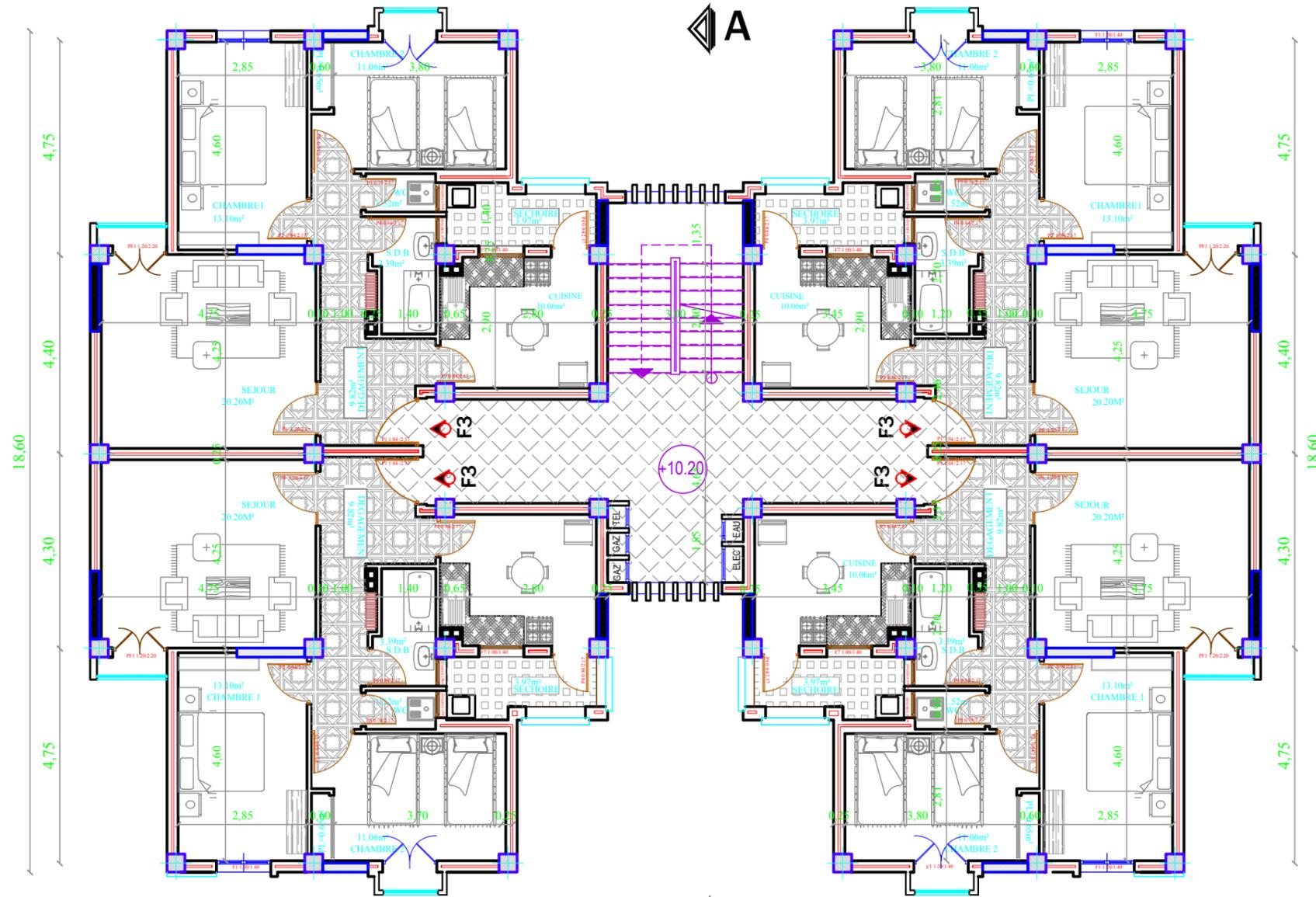
PLAN 2EME ETAGE NIV +7.14

ECHELLE N° PLAN
1/50 II-02

OBSERVATIONS

VISA DE L'ARCHITECTE VISA

25,90
 1,70 3,05 4,30 2,00 3,40 2,00 4,30 3,05 1,70
 0,50 1,20 1,10 1,20 2,48 1,20 1,77 1,50 0,40 0,40 2,20 0,80 1,60 1,77 1,20 2,48 1,20 1,10 1,20 0,50



0,50 1,20 1,10 1,20 2,48 1,20 1,78 2,40 2,13 2,47,60 1,78 1,20 2,50 1,20 1,10 1,20 0,50
 1,70 3,05 4,30 2,00 3,40 2,00 4,30 3,05 1,70
 25,90

| ESPACES | SURFACES | |
|--------------------|---------------------------|---------------------------|
| | THEORIQUE | F3 A |
| SEJOUR | 20.00m ² | 20.20m ² |
| CUISINE | 10.00m ² | 10.06m ² |
| CHAMBRE 1 | 13.00m ² | 13.10m ² |
| CHAMBRE 2 | 11.00m ² | 11.06m ² |
| S.D.B | 03.50m ² | 03.39m ² |
| WC | 01.50m ² | 01.52m ² |
| DEGAGEMENT | 07.00m ² | 09.82m ² |
| RANGEMENT | 1.00m ² | 0.65m ² |
| S/HABITABLE | 67.00m² | 69.80m² |
| SECHOIR | 05.00m ² | 3.97m ² |
| S/UTILE | 72.00m² | 73.77m² |

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

COMMUNE: BOUIRA BUREAU D'ETUDES TECHNIQUES MODULOR
 Sis a Cité 21 logts bloc "C" local n°3
 BOUIRA
 TEL/0670 30 86 36

DAIRA : BOUIRA

WILAYA : BOUIRA DOSSIER /

DATE : JANVIER 2015 **PERMIS DE CONSTRUIRE**

**PROJET: PROJET: 60/170 LOGEMENTS PUBLICS
 LOCALIERS A BOUIRA (site 01)**

Programme complémentaire de 1000 logements inscrit au titre de l'année 2014

MAITRE DE L'OUVRAGE / OPGI DE BOUIRA

PLANS/
 I/DOSSIER ARCHITECTURE
 BLOC "A1": 20 LOGEMENTS F3
 EN (E-S+R+5)

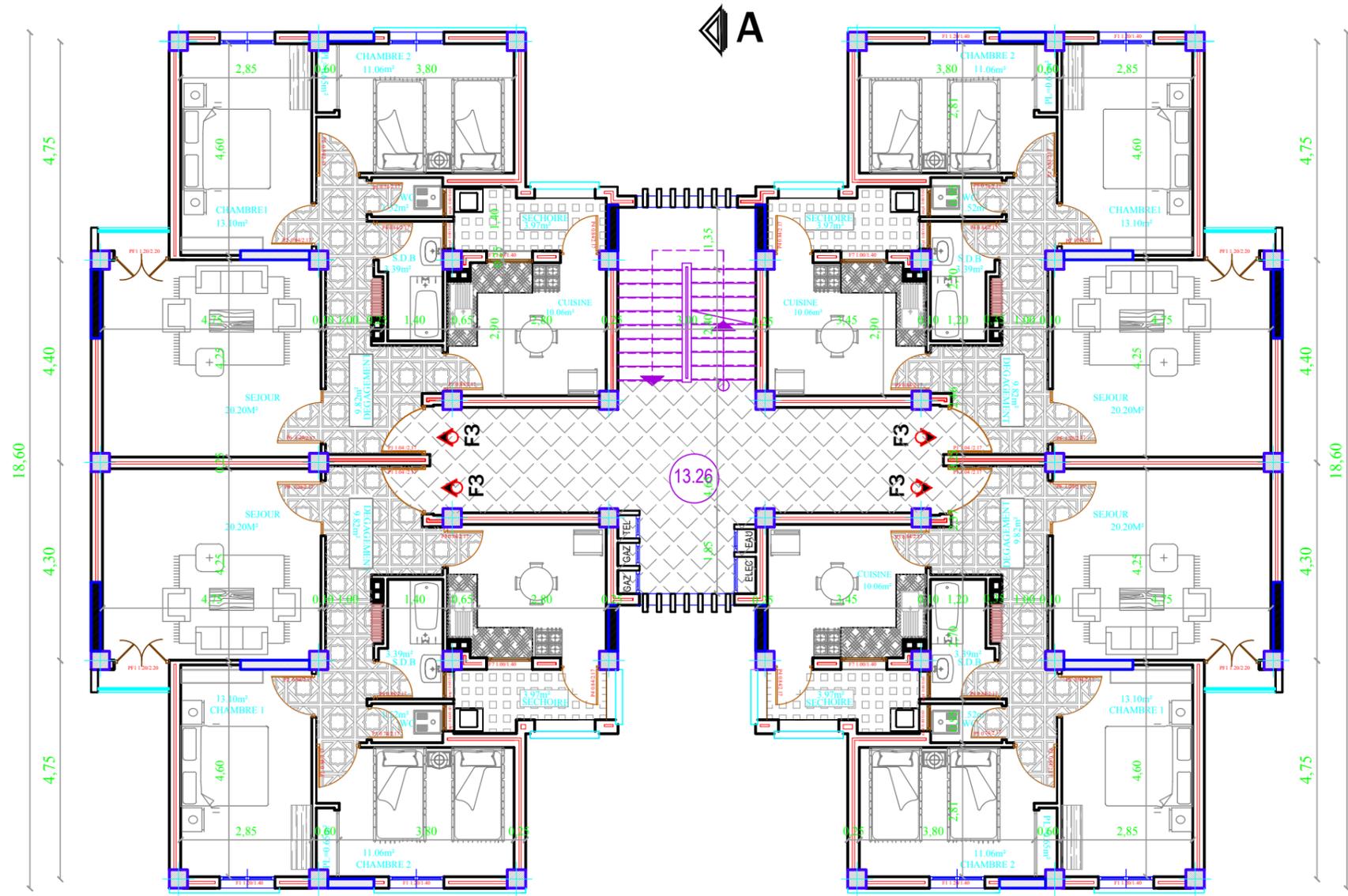
PLAN 3EME ETAGE NIV +10.20

ECHELLE N° PLAN
 1/50 II-02

OBSERVATIONS

VISA DE L'ARCHITECTE VISA

25,90
 1,70 3,05 4,30 2,00 3,40 2,00 4,30 3,05 1,70
 0,50 1,20 1,10 1,20 2,48 1,20 1,77 1,50 0,40 0,40 2,20 0,80 1,60 1,77 1,20 2,48 1,20 1,10 1,20 0,50



0,50 1,20 1,10 1,20 2,48 1,20 1,78 2,40 2,13 2,47,60 1,78 1,20 2,50 1,20 1,10 1,20 0,50
 1,70 3,05 4,30 2,00 3,40 2,00 4,30 3,05 1,70
 25,90

| ESPACES | SURFACES | |
|--------------------|----------------|----------------|
| | THEORIQUE | F3 A |
| SEJOUR | 20.00m² | 20.20m² |
| CUISINE | 10.00m² | 10.06m² |
| CHAMBRE 1 | 13.00m² | 13.10m² |
| CHAMBRE 2 | 11.00m² | 11.06m² |
| S.D.B | 03.50m² | 03.39m² |
| WC | 01.50m² | 01.52m² |
| DEGAGEMENT | 07.00m² | 09.82m² |
| RANGEMENT | 1.00m² | 0.65m² |
| S/HABITABLE | 67.00m² | 69.80m² |
| SECHOIR | 05.00m² | 3.97m² |
| S/UTILE | 72.00m² | 73.77m² |

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

COMMUNE: BOUIRA BUREAU D'ETUDES TECHNIQUES MODULOR
 Sis a Cité 21 logts bloc "C" local n°3
 BOUIRA
 TEL/0670 30 86 36

DAIRA : BOUIRA

WILAYA : BOUIRA DOSSIER /

DATE : JANVIER 2015 **PERMIS DE CONSTRUIRE**

**PROJET: PROJET: 60/170 LOGEMENTS PUBLICS
 LOCALS A BOUIRA (site 01)**
 Programme complémentaire de 1000 logements inscrit au titre de l'année 2014

MAITRE DE L'OUVRAGE / OPGI DE BOUIRA

PLANS/
 I/DOSSIER ARCHITECTURE
 BLOC "A1": 20 LOGEMENTS F3
 EN (E-S+R+5)

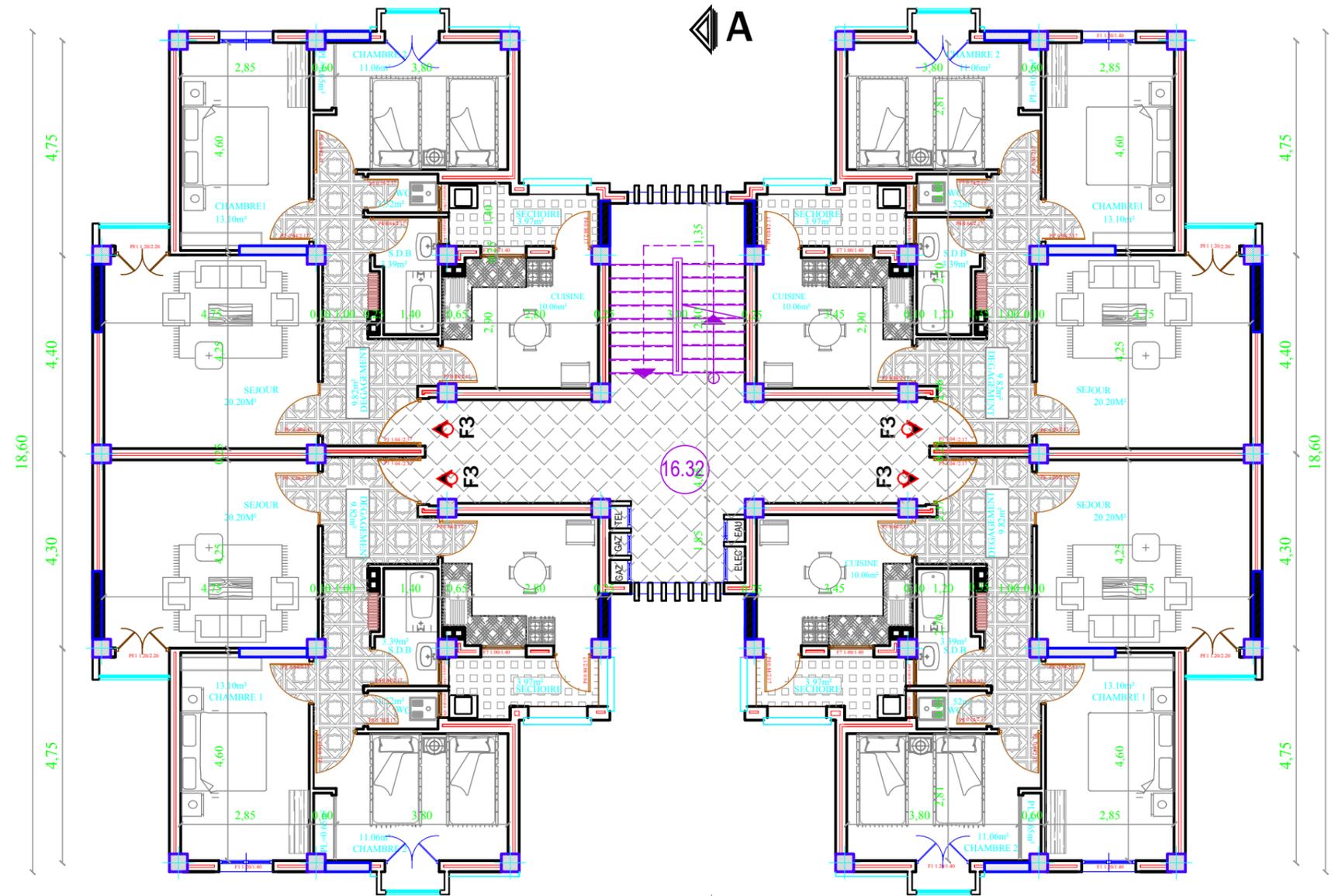
PLAN 4EME ETAGE NIV +13.26

ECHELLE N° PLAN
 1/50 II-02

OBSERVATIONS

VISA DE L'ARCHITECTE VISA

1,70 3,05 4,30 2,00 3,40 2,00 4,30 3,05 1,70
 0,50 1,20 1,10 1,20 2,48 1,20 1,77 1,50 0,40 0,40 2,20 0,80 1,60 1,77 1,20 2,48 1,20 1,10 1,20 0,50



0,50 1,20 1,10 1,20 2,48 1,20 1,78 2,40 2,13 2,47,60 1,78 1,20 2,50 1,20 1,10 1,20 0,50
 1,70 3,05 4,30 2,00 3,40 2,00 4,30 3,05 1,70
 25,90

| ESPACES | SURFACES | |
|--------------------|---------------------------|---------------------------|
| | THEORIQUE | F3 A |
| SEJOUR | 20.00m ² | 20.20m ² |
| CUISINE | 10.00m ² | 10.06m ² |
| CHAMBRE 1 | 13.00m ² | 13.10m ² |
| CHAMBRE 2 | 11.00m ² | 11.06m ² |
| S.D.B | 03.50m ² | 03.39m ² |
| WC | 01.50m ² | 01.52m ² |
| DEGAGEMENT | 07.00m ² | 09.82m ² |
| RANGEMENT | 1.00m ² | 0.65m ² |
| S/HABITABLE | 67.00m² | 69.80m² |
| SECHOIR | 05.00m ² | 3.97m ² |
| S/UTILE | 72.00m² | 73.77m² |

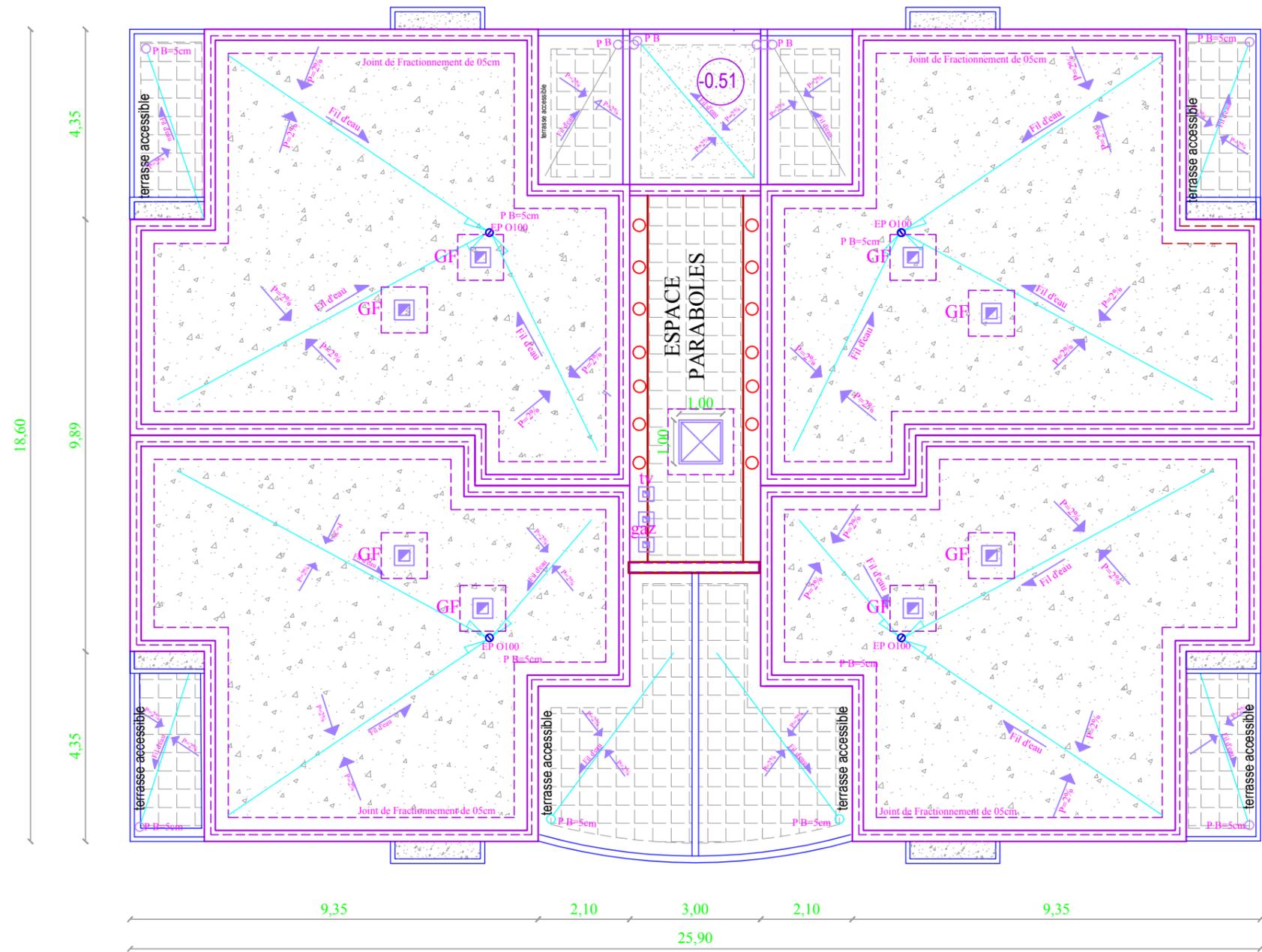
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 COMMUNE: BOUIRA BUREAU D'ETUDES TECHNIQUES MODULOR
 DAIRA : BOUIRA Sis a Cité 21 logts bloc "C" local n°3
 BOUIRA
 TEL/0670 30 86 36
 WILAYA : BOUIRA DOSSIER /
 DATE : JANVIER 2015 PERMIS DE CONSTRUIRE
 PROJET: *PROJET: 60/170 LOGEMENTS PUBLICS*
LOCATIFS A BOUIRA (site 01)
 Programme complémentaire de 1000 logements inscrit au titre de l'année 2014

MAITRE DE L'OUVRAGE / OPGI DE BOUIRA

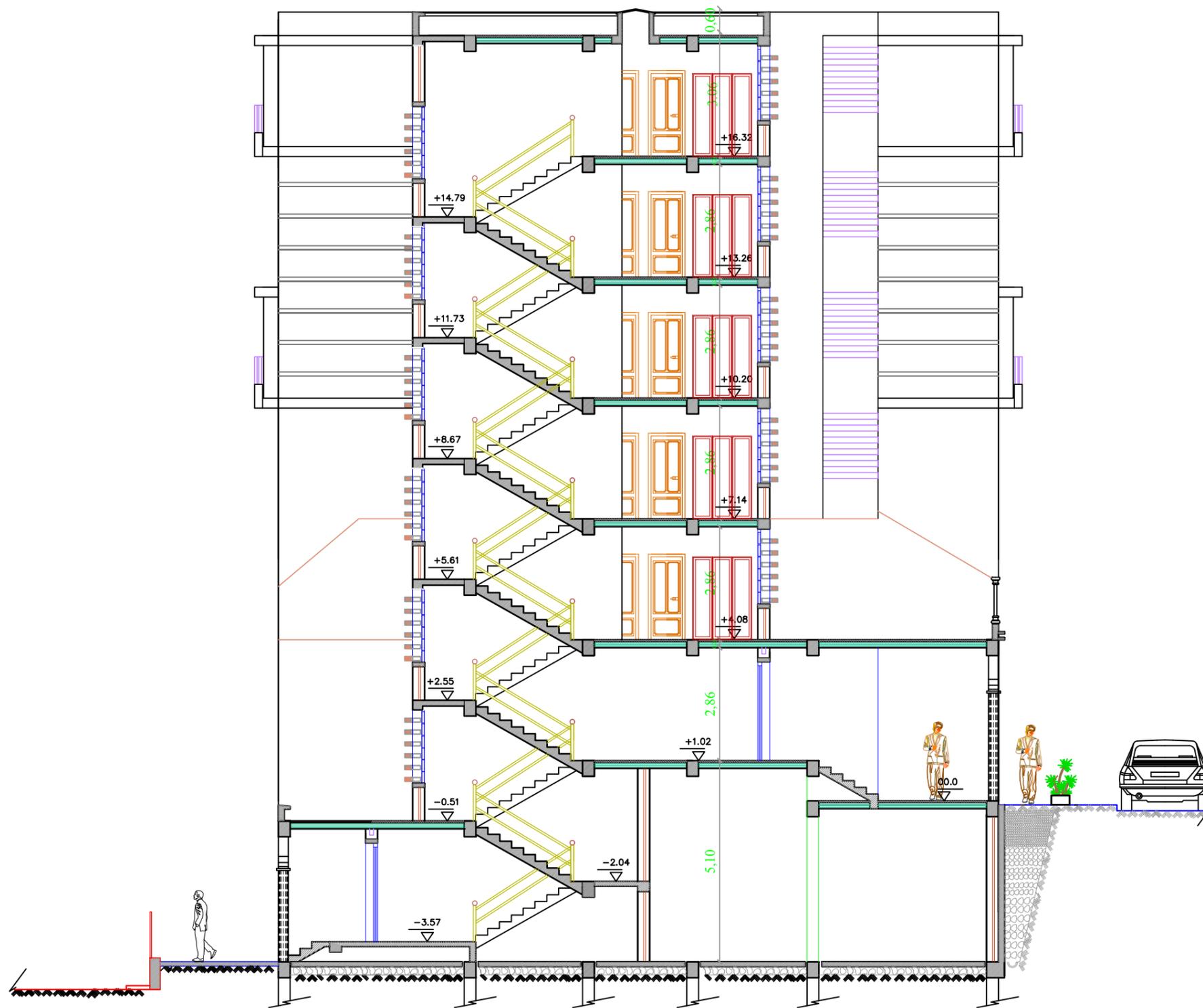
PLANS/
 I/DOSSIER ARCHITECTURE
 BLOC "A1": 20 LOGEMENTS F3
 EN (E-S+R+5)
 PLAN 5EME ETAGE NIV +16.32

ECHELLE
 1/50
 N° PLAN
 II-02
 OBSERVATIONS

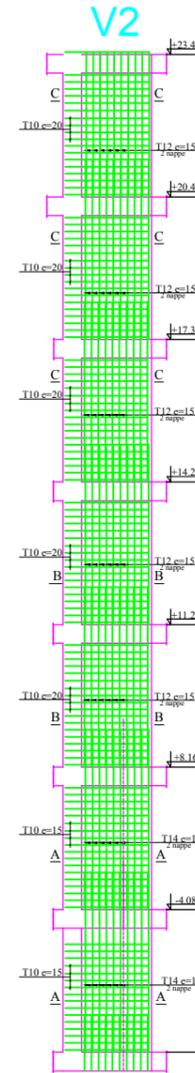
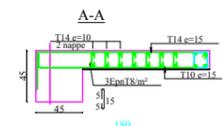
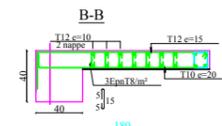
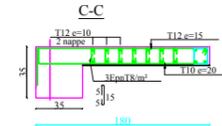
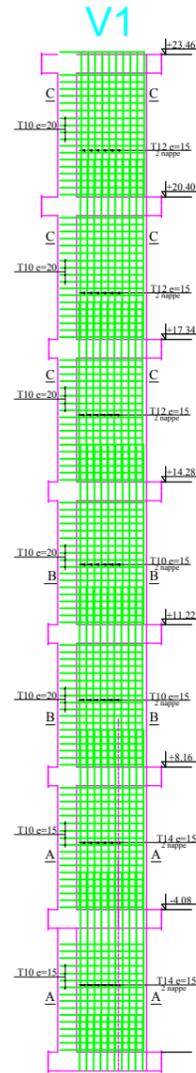
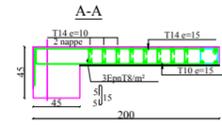
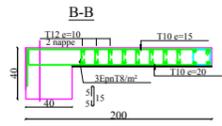
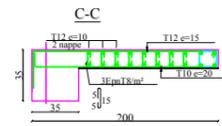
VISA DE L'ARCHITECTE
 VISA



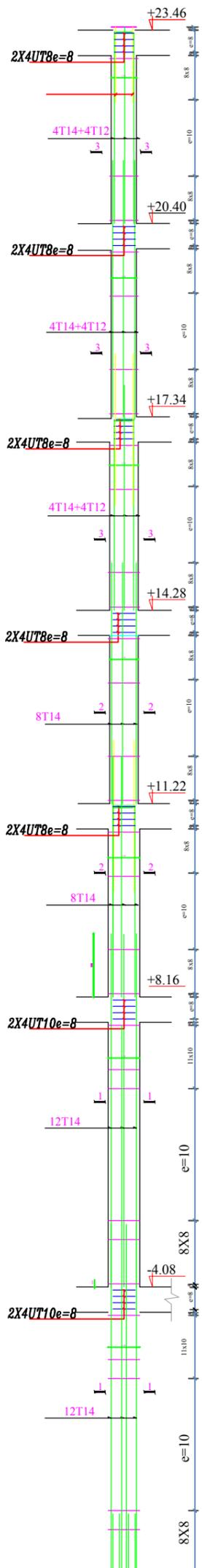
| | |
|---|---|
| REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE | |
| COMMUNE : BOUIRA | BUREAU D'ETUDES TECHNIQUES MODULOR Sis a Cité 21 logts bloc "C" local n°3 BOUIRA TEL/0670 30 86 36 |
| DAIRA : BOUIRA | |
| WILAYA : BOUIRA | DOSSIER / |
| DATE : JANVIER 2015 | PERMIS DE CONSTRUIRE |
| PROJET: <i>PROJET: 60/170 LOGEMENTS PUBLICS LOCATIFS A BOUIRA (site 01)</i> | |
| Programme complémentaire de 1000 logements inscrit au titre de l'année 2014 | |
| MAITRE DE L'OUVRAGE / OPGI DE BOUIRA | |
| PLANS/ I/DOSSIER ARCHITECTURE | ECHELLE / N° PLAN 1/50 / II-02 |
| BLOC "A1": 20 LOGEMENTS F3 EN (E-S+R+5) | |
| PLAN DE TOITURE | |
| VISA DE L'ARCHITECTE | VISA |
| | OBSERVATIONS |



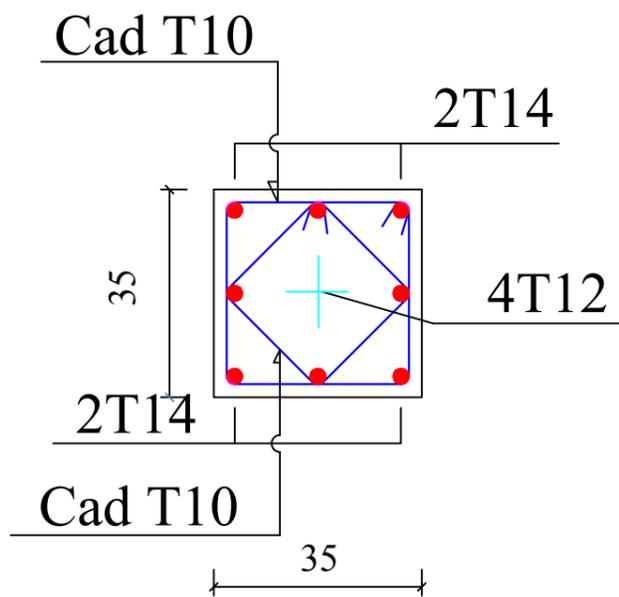
| | |
|---|---|
| REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE | |
| COMMUNE: BOUIRA | BUREAU D'ETUDES TECHNIQUES MODULOR Sis a Cité 21 logts bloc "C" local n°3 BOUIRA TEL/0670 30 86 36 |
| DAIRA : BOUIRA | |
| WILAYA : BOUIRA | DOSSIER / |
| DATE : JANVIER 2015 | PERMIS DE CONSTRUIRE |
| PROJET: <i>PROJET: 60/170 LOGEMENTS PUBLICS LOCATIFS A BOUIRA (site 01)</i> <small>Programme complémentaire de 1000 logements inscrit au titre de l'année 2014</small> | |
| MAITRE DE L'OUVRAGE / OPGI DE BOUIRA | |
| PLANS/ I/DOSSIER ARCHITECTURE BLOC "A1": 20 LOGEMENTS F3 EN (E-S+R+5) | ECHELLE 1/50 N° PLAN II-02 |
| COUPE A-A | OBSERVATIONS |
| VISA DE L'ARCHITECTE | VISA |



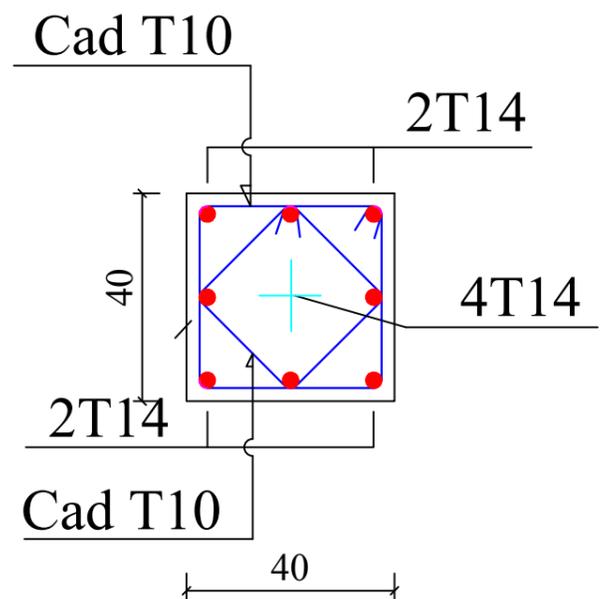
| | | | |
|--|-----------------|------------|------|
| REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE EL MOHAMED EL BACHA BOUGRA FACULTE DES SCIENCES ET DES SCIENCES APPLIQUEES DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL PROJET DE FIN D'ETUDE | | | |
| ETUDE D'UN BATIMENT EN 1E+5 ENTRE-SOL A USAGE MULTIFONCTIONNEL CONTRIBUANT PAR DES VOILES PORTIEUSES | | | |
| PLAN DE FERRAILLAGE DES VOILES | | | |
| Suivi par: | Mr. AMRANE B | Promotion: | 2018 |
| Etudié par: | OUALI BELKACEM | | |
| | REHAL ALI RAOUF | | |



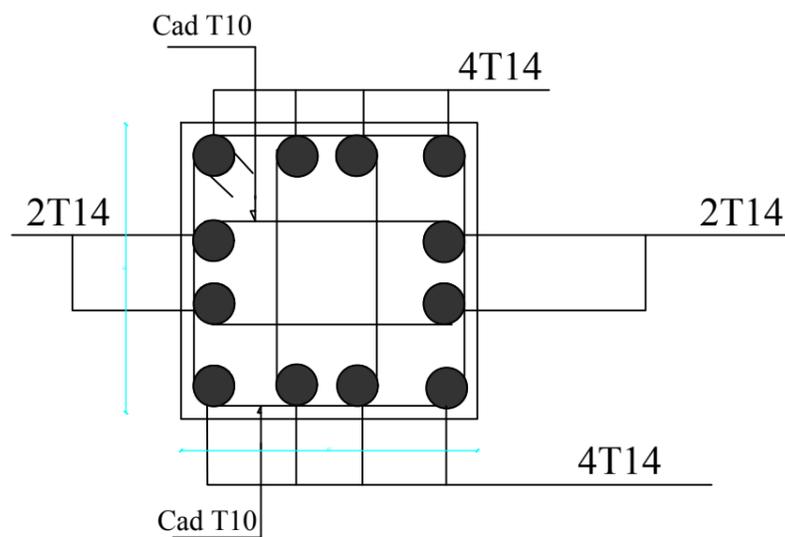
SECT 3-3



SECT 2-2



SECT 1-1



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

UNIVERSITE AKLI MOHAND OULHADJ -BOUIRA-

FACULTE DES SCIENCES ET DES SCIENCES APPLIQUES

DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

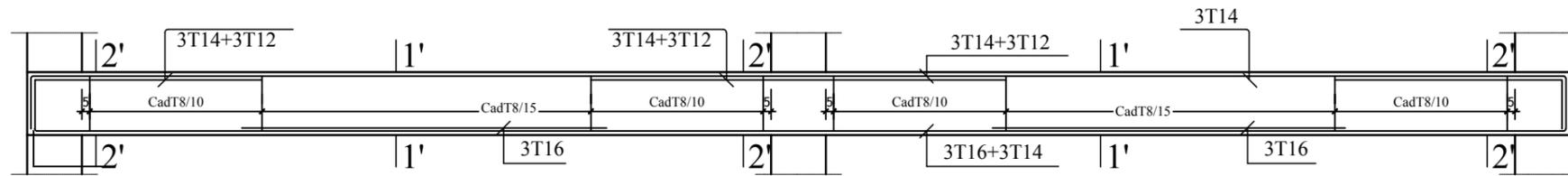
PROJET DE FIN D'ETUDE:

ETUDE D'UN BATIMENT EN (R+5+ENTRE/SOL) A USAGE MULTIPLES CONTREVENTE PAR DES VOILES PORTEURS

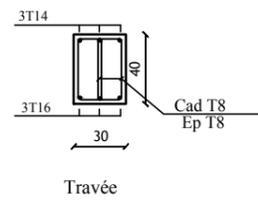
PLAN DE FERRAILLAGE DES POTEAUX

| | | | |
|-------------|-----------------------------------|------------|------|
| Suivi par: | Mr. AMRANE.B | Promotion: | 2018 |
| Etudié par: | OUALI BELKACEM REHAL ALI RAOUF | | |

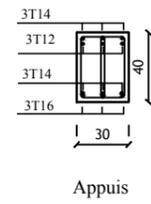
Poutre Principale:



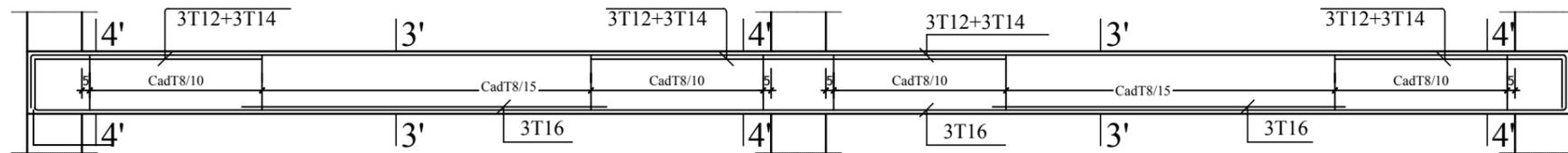
Coupe 1-1



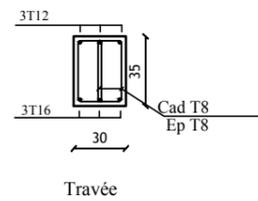
Coupe 2-2



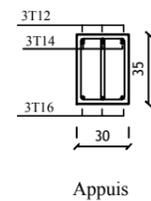
Poutre secondaire:



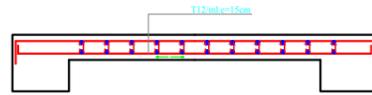
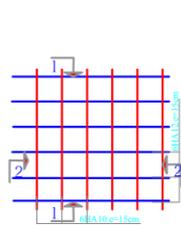
Coupe 3-3



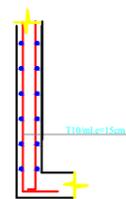
Coupe 4-4



| | | | |
|--|------------------------------|-----------------|--|
| REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE ALGERIENNE D'ARCHITECTURE ET D'URBANISME FACULTE DES SCIENCES ET DES TECHNIQUES DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL PROMI EN GENIE CIVIL | | | |
| ETUDE D'UN TRAITEMENT EN REPERTEUR CONTENUANT : POUTRES PRINCIPALES ET SECONDAIRES | | | |
| PLAN DE FERRAILLAGE DES POUTRES PRINCIPALES ET SECONDAIRES | | | |
| Dessiné par : M. ABOUCHEB | Promoteur : M. ALI BACHAM | Année : 2018 | |
| Étudié par : REHAL ALI BACHAM | | | |

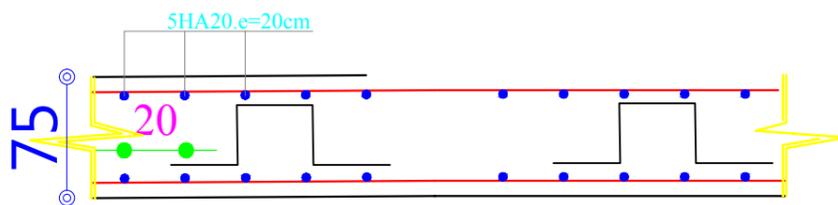


Coupe 1-1
ech: 1/25



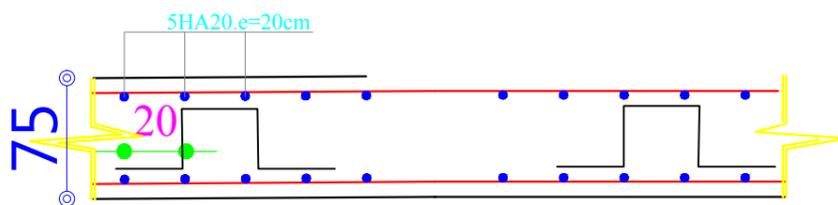
Coupe 1-1
ech: 1/25

45



Coupe 1-1
ech: 1/25

45



Coupe 2-2
ech: 1/25

