

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

Etuded'un bâtiment en R+8 en béton armé à usage multiples implanté à la wilaya de BOUIRA.

Réalisé par : **Encadré par :**

- **TAMZOUGHT DJAMELM^{me}.AIT AHMED FATIHA**
- **MEZIANI ZINEDDINE**

Soutenu publiquement le 03/10/2018 devant le jury:

Mr :BOUAMRA YOUCEF.....(MCB).....Président
Mme : AIT AHMED FATIHA(MA).....Encadreur
Mr :BELMIHOUB HACENE.....(MA).....Examineur
Mr :BOUMAIZA MALIKA.....(MAA).....Examinatrice

Année universitaire : 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 Zineddine et sa famille.

-Tout mes amies.

-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 Djamel et sa famille.

-Tout mes amies.

-Toute la promotion de génie civil 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 Promotrice madame AIT AHMED 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.

LISTE DES FIGURES

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

Figure (I.1) plans de situation.....**Erreur ! Signet non défini.**

Chapitre II :Pré-dimensionnement des éléments.

Figure (II.1) Dalle en corps creux.....**Erreur ! Signet non défini.**

Figure (II.2) Schéma de l'acrotère.....**Erreur ! Signet non défini.**

Figure (II.3) Schéma d'un escalier.....**Erreur ! Signet non défini.**

Figure (II.4) Schéma d'une poutre.....**Erreur ! Signet non défini.**

Figure (II.5) coupes des voiles en plan.....**Erreur ! Signet non défini.**

Chapitre III : Etude des éléments résistants de la toiture métallique

Figure (III.1)Schéma de l'acrotère.**Erreur ! Signet non défini.**

Figure(III.2)Diagramme des efforts retenus dans l'acrotère.**Erreur ! Signet non défini.**

Figure (III.3)Section du calcul de l'acrotère.**Erreur ! Signet non défini.**

Figure (III.4)Schéma de ferrailage de l'acrotère.**Erreur ! Signet non défini.**

Figure (III.5).Schéma statique de l'escalier (ELU).**Erreur ! Signet non défini.**

Figure (III.6)Schéma statique de l'escalier (ELS).**Erreur ! Signet non défini.**

Figure (III.7)Diagramme de moment fléchissant de l'escalier à ELU.**Erreur ! Signet non défini.**

Figure (III.8) Diagramme de l'effort tranchant de l'escalier à ELU**Erreur ! Signet non défini.**

Figure (III.9) Diagramme de moment fléchissant de l'escalier à ELS.....**Erreur ! Signet non défini.**

Figure (III.10) Diagramme de l'effort tranchant de l'escalier à ELS**Erreur ! Signet non défini.**

Figure (III.11) La section du calcul de l'escalier**Erreur ! Signet non défini.**

Figure (III.12) Schéma de ferrailage des escaliers.....**Erreur ! Signet non défini.**

Figure (III.13) Schéma statique de la poutre palière (ELU).**Erreur ! Signet non défini.**

Figure (III.14) Schéma statique de la poutre palière (ELS).**Erreur ! Signet non défini.**

Figure (III.15) schéma de ferrailage de la poutre palière.....**Erreur ! Signet non défini.**

Figure (III.16) Schéma statique de la dalle pleine à l'ELU du balcon.....	Erreur ! Signet non défini.
Figure (III.17)Schéma statique de la dalle pleine à l'ELS du balcon.....	Erreur ! Signet non défini.
Figure (III.18)Section du calcul du balcon.....	Erreur ! Signet non défini.
Figure (III.19)schéma de ferrailage du balcon.....	Erreur ! Signet non défini.
Figure (III.20)schéma Corps Creux	Erreur ! Signet non défini.
Figure (III.21)Les différents types des poutrelles.....	Erreur ! Signet non défini.
Figure (III. 22)Poutrelle type 1.....	Erreur ! Signet non défini.
Figure (III.23)moments fléchissant de poutrelle 1 a L'ELU.....	Erreur ! Signet non défini.
Figure (III.24)moments fléchissant de poutrelle 1 a L'ELS.....	Erreur ! Signet non défini.
Figure (III.25) Poutrelle type 2.....	Erreur ! Signet non défini.
Figure (III.26)moments fléchissant de poutrelle 2 a L'ELU.....	Erreur ! Signet non défini.
Figure (III.27)moments fléchissant de poutrelle 2 a L'ELS.....	Erreur ! Signet non défini.
Figure (III.28)Schéma statique de poutrelle type 3.....	Erreur ! Signet non défini.
Figure (III.29) Diagramme des efforts tranchants de la poutrelle type 3 à L'ELU.....	Erreur ! Signet non défini.
Figure (III.30) Diagramme des moments fléchissant de la poutrelle type 3 à L'ELU.....	69
Figure (III.31) Diagramme des efforts tranchants de la poutrelle type 3 à L'ELS	Erreur ! Signet non défini.
Figure (III.32) Diagramme des moments fléchissant de la poutrelle type 3 à L'ELS ..	Erreur ! Signet non défini.
Figure (III.33)Schéma de ferrailage de la poutrelle	Erreur ! Signet non défini.
Figure (III.34) L'ancrage des barres.....	75
Figure (III.35)Schéma de ferrailage de la dalle de compression ...	Erreur ! Signet non défini.
Figure(III.36) Schéma de ferrailage des poutrelles (aux appuis et en travée).....	81
Figure (III.37) Schéma d'un ascenseur mécanique.....	Erreur ! Signet non défini.
Figure (III.38).Schéma de la dalle machine de l'ascenseur.....	83
Figure (III.39).Diffusion de charges localisée dans le feuillet moyen.....	Erreur ! Signet non défini.
Figure (III.40)..Schéma de ferrailage de la dalle machine d'ascenseur.....	Erreur ! Signet non défini.

Chapitre IV:Etude dynamique et sismique de la structure.

Figure (IV.1) Vue en 3D.....	Erreur ! Signet non défini.
Figure (IV.2) Disposition des voiles.....	97
Figure (IV.3) 1 ^{er} Mode de translation suivant le sens X-X de periode T = 0.75 sec.....	Erreur ! Signet non défini.

Figure (IV.4) 2 ^{ème} Mode de translation suivant le sens Y-Y de periode T = 0.70 sec.....	Erreur ! Signet non défini.
Figure (IV.5) 3 ^{ème} Mode de rotation autour de l'axe Z de periode T = 0.467 sec.....	Erreur ! Signet non défini.
Figure (IV.6) Spectre de réponse.....	Erreur ! Signet non défini.
Figure (IV.7) Présentation de l'effet P- Δ sur la structure	Erreur ! Signet non défini.
Figure (IV.8) Moment de renversement.....	Erreur ! Signet non défini.

Chapitre V :Etude des éléments résistants

Figure (V.1) zone nodale.....	Erreur ! Signet non défini.
Figure (V.2) Schémas de ferrailage des sections des poteaux.	Erreur ! Signet non défini.
Figure (V.3) schéma de ferrailage des poutres principales	Erreur ! Signet non défini.
Figure (V.4) schéma de ferrailage des poutres secondaires	Erreur ! Signet non défini.
Figure (V.5) Disposition des armatures verticales dans le voile.....	Erreur ! Signet non défini.
Figure (V.6): Diagramme des contraintes d'une section partiellement tendue.....	Erreur ! Signet non défini.
Figure (V.6):Schéma de ferrailage du voile type1.....	147
Figure (V.6):Schéma de ferrailage du voile type2.....	147
Figure (V.6):Schéma de ferrailage du voile type3.....	147

Chapitre VI :Etude de L'infrastructure

Figure (VI.1).Présentation de zone d'impact de la charge concentrée.....	Erreur ! Signet non défini.
Figure (VI.2).Schéma de transmission des charges.	Erreur ! Signet non défini.
Figure (VI.3). Caractéristiques géométriques du radier.....	Erreur ! Signet non défini.
Figure (VI.4).schéma des contraintes.....	154
Figure (VI.5). Le panneau le plus sollicité.....	Erreur ! Signet non défini.
Figure (VI.6). Schéma statique du débord	Erreur ! Signet non défini.
Figure (VI.7). Plan de coffrage de radier nervurée	Erreur ! Signet non défini.
Figure (VI.8).schéma de la nervures.....	165
Figure (VI.9). Schéma de ferrailage du radier en travée sens X-X et Y-Y.	Erreur ! Signet non défini.

LISTE DES TABLEAUX

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

Tableau (I.1).Caractéristiques géométriques.....	Erreur ! Signet non défini.
Tableau (I.2) Caractéristiques de béton.....	Erreur ! Signet non défini.
Tableau (I.3) Caractéristiques de béton.....	Erreur ! Signet non défini.
Tableau (I.4) les contraintes.	Erreur ! Signet non défini.

Chapitre II :Pré-dimensionnement des éléments.

Tableau (II.1) Pré dimensionnement des poutres.....	Erreur ! Signet non défini.
Tableau (II.2) Évaluation des charges murs.....	Erreur ! Signet non défini.
Tableau (II.3) Évaluation des charges des balcons.	Erreur ! Signet non défini.
Tableau (II.4) Évaluation des charges de L'acrotère.	Erreur ! Signet non défini.
Tableau (II.5) Évaluation des charges de palier.	Erreur ! Signet non défini.
Tableau (II.6) Évaluation des charges de la paillasse.	Erreur ! Signet non défini.
Tableau (II.7) : Évaluation des charges de plancher terrasse.	Erreur ! Signet non défini.
Tableau (II.8) : Évaluation des charges de plancher courant.	Erreur ! Signet non défini.
Tableau (II.9) charges d'exploitation poteau de rive.	Erreur ! Signet non défini.
Tableau (II.10) descente de charge poteaux de rive.....	Erreur ! Signet non défini.
Tableau (II.11) charges d'exploitation poteau d'angle.	Erreur ! Signet non défini.
Tableau (II.12) descente de charge poteaux d'angle.....	Erreur ! Signet non défini.
Tableau (II.13) charges d'exploitation poteau intermédiaire.	Erreur ! Signet non défini.
Tableau (II.14) descente de charge poteaux intermédiaire.	Erreur ! Signet non défini.
Tableau (II.15) section poteaux intermédiaire	Erreur ! Signet non défini.
Tableau (II.16) Vérification de flambement.	Erreur ! Signet non défini.

Chapitre III :Etude des éléments secondaires.

Tableau (III.1)Différentes combinaisons de l'acrotère a utilisé.....	Erreur ! Signet non défini.
Tableau (III.2)Vérification de la contrainte de compression dans le béton de l'acrotère. Erreur ! Signet non défini.	
Tableau (III.3)Les charge dues à l'escalier	Erreur ! Signet non défini.
Tableau (III.4)Les sollicitations dues à l'escalier	Erreur ! Signet non défini.
Tableau (III.5)Les données a utilisé.....	Erreur ! Signet non défini.
Tableau (III.6)Vérifications de la contrainte de compression dans le béton de l'escalier. Erreur ! Signet non défini.	

Tableau (III.7)Les armatures de l'escalier obtenu.	Erreur ! Signet non défini.
Tableau (III.9) Evaluation des charges	Erreur ! Signet non défini.
Tableau (III.10)Calculs des efforts tranchants et des moments de la poutrelle type1. ..	Erreur ! Signet non défini.
Tableau (III.11)Calculs des efforts tranchants et des moments de la poutrelle type 1 ..	Erreur ! Signet non défini.
Tableau (III.12)Calculs des efforts tranchants et des moments de la poutrelle type2. ..	Erreur ! Signet non défini.
Tableau (III.13)Calculs des efforts tranchants et des moments de la poutrelle type 2. ..	Erreur ! Signet non défini.
Tableau (III.14)Les armatures longitudinales choisie(en travée)....	Erreur ! Signet non défini.
Tableau (III.15)Les armatures longitudinales choisie (aux appuis).	Erreur ! Signet non défini.
Tableau (III.16)Les résultats obtenues.	Erreur ! Signet non défini.
Tableau (III.17).Combinaison des charges appliquée sur la dalle machine	Erreur ! Signet non défini.
Tableau (III.18).Récapitulatif des moments de la dalle machine....	Erreur ! Signet non défini.
Tableau (III.19).Récapitulatif des sections d'armature de la dalle machine.	Erreur ! Signet non défini.
Tableau (III.20).Récapitulatif des vérifications à l'ELS de la dalle machine.....	Erreur ! Signet non défini.

Chapitre IV :Etude dynamique et sismique de la structure.

Tableau (IV.1) Pénalités en fonction de critère de qualité.....	Erreur ! Signet non défini.
Tableau (IV.2) Les valeurs obtenues.....	Erreur ! Signet non défini.
Tableau (IV.3) Centre de masse et inertie des niveaux.....	98
Tableau(IV.4) Périodes, modes et facteurs de participation massique.....	99
Tableau (IV.5) Vérification de la force sismique (statique et dynamique).....	Erreur ! Signet non défini.
Tableau (IV.6) Reprise des charges horizontales par les voiles et les portiques.....	Erreur ! Signet non défini.
Tableau (IV.7) Reprise des charges verticales par les voiles et les portiques.....	Erreur ! Signet non défini.
Tableau (IV.8)La distribution de la résultante des forces sismique selon la hauteur.....	Erreur ! Signet non défini.
Tableau (IV.9) La distribution de la résultante des forces sismique selon la hauteur.....	Erreur ! Signet non défini.

Tableau (IV.10) Le déplacement inter-étage dans le sens X-
X.....**Erreur ! Signet non défini.**

Tableau (IV.11) Le déplacement inter-étage dans le sens Y-
Y.....**Erreur ! Signet non défini.**

Tableau (IV.12) Vérification de l'effet P- Δ sens X-
X.....**Erreur ! Signet non défini.**

Tableau (IV.13) Vérification de l'effet P- Δ sens Y-
Y.....**Erreur ! Signet non défini.**

Tableau (IV.14) : Calcul le moment de renversement sens X-
X.....**Erreur ! Signet non défini.**

Tableau (IV.15) Calcul le moment de renversement sens Y-
Y.....**Erreur ! Signet non défini.**

Tableau (IV.16) Centre de gravité et de
torsion.....**Erreur ! Signet non défini.**

Tableau (IV.17) Vérification de
renversement.....**Erreur ! Signet non défini.**

Tableau (IV.18) Vérification de l'effort normal
réduit.....**Erreur ! Signet non défini.**

Chapitre V :Etude des éléments résistants

Tableau (V.1) Ferrailage des poteaux sous combinaisons sismique.....**Erreur ! Signet non défini.**

Tableau (V.2) Ferrailage des poteaux sous combinaisons sismique.....**Erreur ! Signet non défini.**

Tableau (V.3) Armatures maximales et minimales pour chaque zone.....**Erreur ! Signet non défini.**

Tableau (V.4) Ferrailage longitudinal adopté pour les poteaux....**Erreur ! Signet non défini.**

Tableau (V.5) Armature transversale (Zone courante).**Erreur ! Signet non défini.**

Tableau (V.6).Armature transversale (Zone nodale).....**Erreur ! Signet non défini.**

Tableau (V.7) Vérification de la contrainte de cisaillement et l'effort tranchant.**Erreur ! Signet non défini.**

Tableau (V.8) Récapitulatif de vérification des poteaux à l'ELS. ..**Erreur ! Signet non défini.**

Tableau (V.9) Vérification de l'effort normale ultime.....**Erreur ! Signet non défini.**

Tableau (V.10) Ferrailage poutres principales.....**Erreur ! Signet non défini.**

Tableau (V.11) Ferrailage poutres secondaires.....**Erreur ! Signet non défini.**

Tableau (V.12) Vérification des poutres principales à l'ELS**Erreur ! Signet non défini.**

Tableau (V.13) Vérification des poutres secondaires à l'ELS **Erreur ! Signet non défini.**
Tableau (V.14) Ferrailage verticale du voile YY type 1..... **Erreur ! Signet non défini.**
Tableau (V.15) Choix des barres du voile YY type 1 **Erreur ! Signet non défini.**
Tableau (V.16) Ferrailage verticale du voile XX type 2..... **Erreur ! Signet non défini.**
Tableau (V.17) Choix des barres du voile XX type 2 **Erreur ! Signet non défini.**
Tableau (V.18) Ferrailage verticale du voile XX type 3..... **Erreur ! Signet non défini.**
Tableau (V.19).Choix des barres du voile XX type 3 **Erreur ! Signet non défini.**
Tableau (V.20) Les vérifications à ELS et de contrainte de cisaillement. ..**Erreur ! Signet non défini.**

Chapitre VI :Etude de L'infrastructure

Tableau (VI.1). Vérification des contraintes de sol sous le radier ..**Erreur ! Signet non défini.**
Tableau (VI.2). Vérification de la stabilité au renversement du radier.....**Erreur ! Signet non défini.**
Tableau (VI.3).Vérification des contraintes de sol sous le radier .**Erreur ! Signet non défini.**6
Tableau (VI.4). Tableau donnant les moments. **Erreur ! Signet non défini.**
Tableau (VI.5). Tableau donnant les moments ventilés..... **Erreur ! Signet non défini.**
Tableau (VI.6). Détermination des armatures à L'ELU : fissuration préjudiciable.....**Erreur ! Signet non défini.**
Tableau (VI.7).Détermination des armatures à L'ELS : fissuration préjudiciable**Erreur ! Signet non défini.**
Tableau (VI.8). Vérification des moments A L'ELU. **Erreur ! Signet non défini.**
Tableau (VI.9) Ferrailage A L'ELU. **Erreur ! Signet non défini.**
Tableau (VI.10). Ferrailage A L'ELS. **Erreur ! Signet non défini.**
Tableau (VI.11) Choix des barres du débord. **Erreur ! Signet non défini.**
Tableau (VI.12). Tableau récapitulatif de vérification de débords. **Erreur ! Signet non défini.**
Tableau (VI.13). Tableau récapitulatif de vérification de débords. **Erreur ! Signet non défini.**
Tableau (VI.14): Charge uniformément répartie équivalente de la nervure **Erreur ! Signet non défini.**
Tableau (VI.15). Charge uniformément répartie équivalente de la nervure. **Erreur ! Signet non défini.**
Tableau (VI.16): Tableau récapitulatif de calcul des armatures de la nervure... **Erreur ! Signet non défini.**
Tableau (VI.17).Tableau récapitulatif de vérification de la nervure à l'ELU **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau (VI.18).Tableau récapitulatif de vérification des nervures du radier à l'ELS ..**Erreur !
Signet non défini.**

SOMMAIRE

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

I-1~Présentation de l'ouvrage :.....	Erreur ! Signet non défini.
I-1.1~ Caractéristiques géométriques :.....	Erreur ! Signet non défini.
I-2~ Données du site :.....	Erreur ! Signet non défini.
I-3~ Caractéristiques des matériaux :	Erreur ! Signet non défini.
I.3.1. Le béton :.....	Erreur ! Signet non défini.
I.3.2. l'acier :.....	Erreur ! Signet non défini.
I.4. Les Contraintes :	Erreur ! Signet non défini.

Chapitre II : pré dimensionnement et descente des charges

II-1~Introduction :.....	Erreur ! Signet non défini.
II-2~Pré dimensionnement de plancher en corps creux :.....	Erreur ! Signet non défini.
II-3~ Les balcons :	Erreur ! Signet non défini.
II-4~ L'acrotère :.....	4
II-5~ Les escaliers :.....	Erreur ! Signet non défini.
II-5.1~Définition :	Erreur ! Signet non défini.
II-5.2~Terminologie :	Erreur ! Signet non défini.
II-5.3~Pré dimensionnement :	Erreur ! Signet non défini.
II-6~Les Poutres :.....	Erreur ! Signet non défini.
II-6.1~Poutres principale :	Erreur ! Signet non défini.
II-6.2~Poutres secondaire :	Erreur ! Signet non défini.
II-7~Pré dimensionnement des voiles :	Erreur ! Signet non défini.
II-8~Evaluation des charges :	Erreur ! Signet non défini.
II-8.1~ Évaluation des charges et surcharges :	Erreur ! Signet non défini.
II-9~Pré dimensionnement des poteaux :	Erreur ! Signet non défini.
II-9.1~Principe :.....	Erreur ! Signet non défini.
II-9.2~Etapas de pré dimensionnement (calcul) :.....	Erreur ! Signet non défini.
II-9.3~Loi de dégression :	Erreur ! Signet non défini.
II-9.3.1~ Dégression des charges d'exploitations :.....	Erreur ! Signet non défini.

II-9.3.2~ Poteau de rive :	Erreur ! Signet non défini.
II-9.3.3 ~ poteau d'angle :	Erreur ! Signet non défini.
II-9.3.4 ~ poteau intermédiaire :	Erreur ! Signet non défini.
II-9.4~Vérification vis-à-vis du RPA2003 :	Erreur ! Signet non défini.
II-9.5~Vérification de flambement :	Erreur ! Signet non défini.

Chapitre III : Etude des éléments secondaires.

III-1~Introduction :	Erreur ! Signet non défini.
III-2~Etude de l'acrotère :	Erreur ! Signet non défini.
III-2.1~Définition :	Erreur ! Signet non défini.
III-2.2~Evaluation des charges appliquée sur l'acrotère :	Erreur ! Signet non défini.
III-2.3~Vérification au séisme :	Erreur ! Signet non défini.
III-2.4~Calcul des sollicitations :	Erreur ! Signet non défini.
III-2.5~Ferrailage de l'acrotère :	Erreur ! Signet non défini.
III-2.5.1~ Calcul des armatures longitudinales à L'ELU :	Erreur ! Signet non défini.
III-2.5.2~ Vérification au cisaillement :	Erreur ! Signet non défini.
III-2.5.3~ Vérification d'adhérence des Barres au cisaillement:	Erreur ! Signet non défini.
III-2.5.4~ Armature de répartition :	Erreur ! Signet non défini.
III-2.6~Vérification à l'ELS:	Erreur ! Signet non défini.
III-2.6.1~Vérification des contraintes maximales dans le béton :	Erreur ! Signet non défini.
III-2.6.2~Position de l'axe neutre :	Erreur ! Signet non défini.
III-2.6.3~Calcul de Moment d'inertie I:	Erreur ! Signet non défini.
III-2.7~Vérifications des contraintes maximales dans l'acier : ...	Erreur ! Signet non défini.
III-2.8~Calcul de l'ancrage :	Erreur ! Signet non défini.
III-2.9~Schéma de Ferrailage :	Erreur ! Signet non défini.
III-3~ETUDES DES ESCALIERS :	Erreur ! Signet non défini.
III-3.1~Les charges :	Erreur ! Signet non défini.
III-3.2~Schéma statique :	Erreur ! Signet non défini.
III-3.3~Calcul des efforts internes :	Erreur ! Signet non défini.
III-3.3.1~Diagramme des efforts internes :	Erreur ! Signet non défini.
III-3.4~Ferrailage :	Erreur ! Signet non défini.

III-3.4.1~Calcul du ferrailage à L'ELU :.....	Erreur ! Signet non défini.
III-3.4.2~Calcul des armatures :	Erreur ! Signet non défini.
III-3.4.3~Vérification :.....	Erreur ! Signet non défini.
III-3.4.4~Vérification des espacements des barres :.....	Erreur ! Signet non défini.
III-3.5~Vérification de l'influence de l'effort tranchant au niveau des appuis :.....	Erreur ! Signet non défini.
III-3.5.1~Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis :.....	Erreur ! Signet non défini.
III-3.6~Vérification de l'adhérence d'appui :.....	Erreur ! Signet non défini.
III-3.7~Vérifications à ELS :.....	Erreur ! Signet non défini.
III-3.7.1~Vérification des contraintes maximales dans le béton :	Erreur ! Signet non défini.
III-3.7.2~Position de l'axe neutre:	Erreur ! Signet non défini.
III-3.7.3~Moment d'inertie I:.....	Erreur ! Signet non défini.
III-3.8~Vérification de la flèche :.....	Erreur ! Signet non défini.
III- 4~Etude de la poutre palière :.....	Erreur ! Signet non défini.
III- 4.1~Pré-dimensionnement :	Erreur ! Signet non défini.
III- 4.1~Descente des charges :	Erreur ! Signet non défini.
III- 4.1.1~Charge permanente :.....	Erreur ! Signet non défini.
III- 4.1.2~Charge d'exploitation:	Erreur ! Signet non défini.
III- 4.2~Réaction des escaliers:	Erreur ! Signet non défini.
III-4.3~Calcul des efforts internes:.....	Erreur ! Signet non défini.
III-4.4~Calcul du ferrailage:.....	Erreur ! Signet non défini.
III-4.4.1~Calcul du ferrailage à L'ELU:.....	Erreur ! Signet non défini.
III-4.5~Vérifications à ELS :.....	Erreur ! Signet non défini.
III-4.5.1~Vérification des contraintes maximales dans le béton :	Erreur ! Signet non défini.
III-4.5.2~Position de l'axe neutre:	Erreur ! Signet non défini.
III-4.5.3~Moment d'inertie I:.....	Erreur ! Signet non défini.
III-4.6~Vérification de la flèche :.....	Erreur ! Signet non défini.
III- 5~ Etude des balcons :.....	Erreur ! Signet non défini.
III-5.1~ Evaluation des charges:.....	Erreur ! Signet non défini.
III- 5.2~ Calcule des sollicitations :.....	Erreur ! Signet non défini.
III- 5.2.1~ Combinaison fondamentale :.....	Erreur ! Signet non défini.
III- 5.2.2~ Moment d'encastrement :.....	Erreur ! Signet non défini.

III- 5.3~ Calcul des armatures longitudinales à L'ELU :	Erreur ! Signet non défini.
III- 5.3.1~ Moments ultime réduit :	Erreur ! Signet non défini.
III- 5.3.2~ Section d'armature :	Erreur ! Signet non défini.
III-5.4~ Vérification à l'ELU :	Erreur ! Signet non défini.
III-5.4.1~ Contrainte de cisaillement :	Erreur ! Signet non défini.
III-5.4.2~ Contrainte d'adhérence :	Erreur ! Signet non défini.
III-5.5~ Calcul des armatures de répartition :	Erreur ! Signet non défini.
III-5.5.1~ Vérification des espacements des barres :	Erreur ! Signet non défini.
III-5.6.1~ Contrainte de compression dans le béton :	Erreur ! Signet non défini.
III-5.6.2~ Vérification des contraintes maximales dans l'acier :	Erreur ! Signet non défini.
III-5.7~ Vérification de la flèche :	Erreur ! Signet non défini.
III-5.8~ Calcul de l'ancrage :	Erreur ! Signet non défini.
III- 6~ PLANCHERS :	Erreur ! Signet non défini.
III- 6.1~ Introduction :	Erreur ! Signet non défini.
III- 6.2~plancher à corps creux :	Erreur ! Signet non défini.
III- 6.3~ étude des poutrelles :	Erreur ! Signet non défini.
III- 6.4~ Pré dimensionnement des poutrelles :	Erreur ! Signet non défini.
III- 6.5~ Calcul des poutrelles de plancher :	Erreur ! Signet non défini.
III- 6.5.1~ Avant le coulage :	Erreur ! Signet non défini.
III- 6.5.2~Charge permanente :	Erreur ! Signet non défini.
III- 6.5.3~Charge d'exploitation :	Erreur ! Signet non défini.
III- 6.5.4~Sollicitation :	Erreur ! Signet non défini.
III- 6.6~ Ferrailage:	Erreur ! Signet non défini.
III- 6.6.1~ Après le coulage :	Erreur ! Signet non défini.
III- 6.7~ Méthodes de calcul des poutrelles :	Erreur ! Signet non défini.
III- 6.7.1~ Méthode forfaitaire:	Erreur ! Signet non défini.
III- 6.7.2~ Vérification des conditions de BAEL :	Erreur ! Signet non défini.
III- 6.7.3~ Principe de la méthode forfaitaire : d'après le [BAEL 91].	Erreur ! Signet non défini.
III- 6.7.4~ La méthode de Caquot :	Erreur ! Signet non défini.
III- 6.7.5~Evaluation des charges :	Erreur ! Signet non défini.
III- 6.8~ Ferrailage :	Erreur ! Signet non défini.
III- 6.8.1~ Calcul de ferrailage à L'ELU:	Erreur ! Signet non défini.
III- 6.8.2~Vérification à l'ELU :	Erreur ! Signet non défini.

III- 6.8.3~Vérification à l'ELS :	Erreur ! Signet non défini.
III- 6.9~Vérification de la flèche :	Erreur ! Signet non défini.
III- 6.9.1~Calcul de la flèche :	Erreur ! Signet non défini.
III- 6.10~Étude de la dalle de compression :	Erreur ! Signet non défini.
III-7~ Etude de la dalle machine :	Erreur ! Signet non défini.
III-7.1~ Etude de la dalle machine d'ascenseur :	Erreur ! Signet non défini.
III-7.1.1~ Pré dimensionnement de la dalle :	Erreur ! Signet non défini.
III-7.1.2~ Evaluation des charges et surcharges :	Erreur ! Signet non défini.
III-7.1.3~ Calcul des sollicitations :	Erreur ! Signet non défini.
III-7.1.4~ Etude de la dalle :	
	Erreur ! Signet non défini.

Chapitre IV : Etude dynamique et sismique de la structure

IV-1~Introduction:	90
IV-2~Objectif de l'étude dynamique :	90
IV-3~Présentation de logiciel du calcul ETABS :	90
IV-4~Présentation de la vue en 3D :	91
IV-5~Présentation des différentes méthodes de calcul :	92
IV-6~Choix de la méthode du calcul :	92
IV-7~Méthode dynamique modale spectrale :	92
IV-7.1~Spectre de réponse du calcul	92
IV-7.2~Classification du site :	93
IV-7.3~Calcul du facteur d'amplification dynamique moyen D :	93
IV-7.4~Facteur de correction d'amortissement η :	93
IV-7.5~Estimation de la période fondamentale :	93
IV-7.6~Coefficient d'accélération de zone « A » :	95
IV-7.7~Coefficient de comportement global de la structure R :	95
IV-7.8~Facteur de qualité Q :	95
IV-7.9~Poids total de la structure W :	96
IV-8~Modélisation de la structure :	96
IV-8.1~Caractéristiques géométriques et massique de la structure :	97
IV-8.1.1~Détermination des masses et centre de masse par étages :	97
IV-8.2~Présentations des résultats de la méthode dynamique spectrale et commentaires :	99
IV-8.2.1~Mode des vibrations et taux de participation des masses :	99
IV-9~Vérification des exigences de RPA99/version2003 :	103

IV-9.1~Vérification de la force sismique :.....	103
IV-9.2~Calcul de la force sismique totale :.....	103
IV-9.3~Justification du système de contreventement :.....	104
IV-10~Distribution des forces sismique selon la hauteur :	Erreur ! Signet non défini.
IV-11~Vérification des déplacements inter-étage :.....	Erreur ! Signet non défini.
IV-12~Vérification vis-à-vis de l'effet P- Δ :.....	Erreur ! Signet non défini.
IV-13~Justification vis à vis de l'équilibre d'ensemble:.....	Erreur ! Signet non défini.
IV-13.1~Vérification au renversement :.....	Erreur ! Signet non défini.
IV-13.2~Calcul de centre de gravite de la structure :.....	Erreur ! Signet non défini.
IV-14~Vérification de l'effort normal réduit:.....	Erreur ! Signet non défini.

Chapitre V : Etude des éléments résistants

V-1~Ferrailage des poteaux :.....	Erreur ! Signet non défini.
V-1.1~Combinaison des charges :.....	Erreur ! Signet non défini.
V-1.2~Calcul des armatures :	Erreur ! Signet non défini.
V-1.2.1~Calcul des armatures longitudinales :.....	Erreur ! Signet non défini.
V-2~Exemple de calcul :	Erreur ! Signet non défini.
V-2.1~Ferrailage longitudinal :	Erreur ! Signet non défini.
V-2.2~Calcul d'armature transversale :.....	Erreur ! Signet non défini.
V-2.3~Vérification du poteau à l'effort tranchant :.....	Erreur ! Signet non défini.
V-2.4~Vérification de la contrainte de cisaillement :.....	Erreur ! Signet non défini.
V-2.5~Vérification des poteaux à l'ELS :.....	Erreur ! Signet non défini.
V-2.6~Vérification de l'effort normale ultime :.....	Erreur ! Signet non défini.
V-2~Ferrailage des poutres :.....	Erreur ! Signet non défini.
V-2.1~Poutres porteuses (poutres principales) :.....	Erreur ! Signet non défini.
V-2.1.1~Ferrailage des poutres principales :	Erreur ! Signet non défini.
V-2.2~Ferrailage des poutres secondaires :.....	Erreur ! Signet non défini.
V-2.3~Calcul des armatures transversales :	Erreur ! Signet non défini.
V-2.4~Vérification D'ABOUT :	Erreur ! Signet non défini.
V-2.5~Vérification de l'état limite de déformation (la flèche): ...	Erreur ! Signet non défini.
V-2.5.1~Poutre principale :.....	Erreur ! Signet non défini.

V-2.5.2~Poutre secondaire :	Erreur ! Signet non défini.
V-2.6~Vérification des contraintes à l'ELS :	Erreur ! Signet non défini.
V-3.1~Ferrailage des voiles :	Erreur ! Signet non défini.
V-3.2~Recommandations du RPA99/version2003 :	Erreur ! Signet non défini.
V-3.3~Combinaisons du calcul :	Erreur ! Signet non défini.
V-3.4~Calcul du ferrailage des voiles :	Erreur ! Signet non défini.
V-3.4.1~Présentation de la méthode du calcul :	Erreur ! Signet non défini.
V-3.5~Exemple du calcul:	Erreur ! Signet non défini.
V-3.5.1~Armature verticale :	Erreur ! Signet non défini.
V-3.5.2~Armature minimale :	Erreur ! Signet non défini.
V-3.5.3~ Armatures de coutures :	Erreur ! Signet non défini.
V-3.5.4~Espacement :	Erreur ! Signet non défini.
V-3.5.5~Armatures horizontales :	Erreur ! Signet non défini.
V-3.5.6~Armatures transversales :	Erreur ! Signet non défini.
V-3.5.7~Vérification des contraintes de cisaillement :	Erreur ! Signet non défini.
V-3.5.8~Vérification à l'ELS :	Erreur ! Signet non défini.

Chapitre VI : Etude de L'infrastructure

VI-1~Introduction :	Erreur ! Signet non défini.
VI-2~Etude de sol :	Erreur ! Signet non défini.
VI-3~Choix du type de fondation :	Erreur ! Signet non défini.
VI-4~Etude du radier :	Erreur ! Signet non défini.
VI-4.1~Pré dimensionnement du radier :	Erreur ! Signet non défini.
VI-4.1.1~L'épaisseur de radier :	Erreur ! Signet non défini.
VI-4.1.2~Condition de la raideur :	Erreur ! Signet non défini.
VI-4.1.3~Epaisseur de la dalle du radier :	Erreur ! Signet non défini.
VI-4.1.4~Condition de non poinçonnement :	Erreur ! Signet non défini.
VI-4.1.5~Calcul du D (débordement) :	151
VI-4.1.6~Détermination des charges et des surcharges :	Erreur ! Signet non défini.
VI-4.1.7~Détermination des efforts :	Erreur ! Signet non défini.
VI-4.1.8~Caractéristiques géométriques du radier :	Erreur ! Signet non défini.
VI-4.1.9~Vérification du renversement :	Erreur ! Signet non défini.
VI-4.1.10~Vérification sous l'effet de la pression hydrostatique :	Erreur ! Signet non défini.

VI.2.10.Evaluation et vérification des contraintes sous le radier:	Erreur ! Signet non défini.
VI-5~Ferrailage du radier :	Erreur ! Signet non défini.
VI-5.1~Méthode de calcul :	Erreur ! Signet non défini.
VI-5.2~ Evaluation des charges et surcharges.....	Erreur ! Signet non défini.
VI-5.3~ Calcul des armatures à L'ELU :	Erreur ! Signet non défini.
VI-5.3.1~ Pourcentage minimal :	Erreur ! Signet non défini.
VI-5.3.2~ Espacement maximal :	Erreur ! Signet non défini.
VI-5.4~ Vérification des moments :	Erreur ! Signet non défini.
VI-5.4~ Etude du débord :	Erreur ! Signet non défini.
VI-5.4.1~ Ferrailage du débord :	Erreur ! Signet non défini.
VI-5.4.2~ Vérification des contraintes de la dalle a l'ELS :....	Erreur ! Signet non défini.
VI-5.5~ Ferrailage de la nervure :	Erreur ! Signet non défini.
VI-5.5.1~ Evaluation des charges et surcharges :	Erreur ! Signet non défini.
VI-5.5.2~ Calcul de ferrailage des nervures :	Erreur ! Signet non défini.
VI-5.5.3~Vérification à l'ELU:	Erreur ! Signet non défini.
VI-5.5.4~Vérification à l'ELS:	Erreur ! Signet non défini.
VI-5.5.5~Calcul des armatures transversales dans les nervures :.....	Erreur ! Signet non défini.
VI-5.5.7~Vérification La flèche :	Erreur ! Signet non défini.

Introduction général

Le Génie civil représente l'ensemble des techniques concernant les constructions civiles.

Les ingénieurs civils s'occupent de la conception, de la réalisation, de l'exploitation et de la réhabilitation d'ouvrages de construction et d'infrastructures urbaines, dont ils assurent la gestion afin de répondre aux besoins de la société, tout en assurant la sécurité du public et la protection de l'environnement.

Le phénomène sismique est toujours le souci de l'ingénieur en génie civil car il est difficile d'apprécier le risque sismique tant la prévision est incertaine et leur apparitions aléatoires. On ne connaît les phénomènes sismiques que de manière imparfaite et seuls des séismes majeurs incitent la population à une prise de conscience générale. C'est pourquoi la plupart des nations ne sont pas protégées contre les tremblements de terre et leurs conséquences économiques et humaines.

A cet effet l'ingénieur associe la "recherche fondamentale" orientée pour apporter une contribution théorique à la résolution de problèmes techniques et la "recherche appliquée" pour trouver des solutions nouvelles permettant d'atteindre un objectif déterminé à l'avance, il doit en outre tenir compte de différents facteurs tel que l'économie, l'esthétique, la résistance et surtout la sécurité.

Le projet qui nous a été confié dans le cadre de la préparation de notre projet de fin d'étude, porte sur l'étude d'un bâtiment (R+8). Il regroupe à la fois commerces et service au niveau du RDC, logements d'habitations aux autres niveaux. Il est contreventé par un système voiles porteur étant donné qu'il est situé en zone IIa et qu'il dépasse les 14 mètres de hauteur.

Les calculs ont été menés en respectant les différents codes de calcul et de conception des structures du génie civil, notamment CBA93, BAEL91, RPA99 version 2003 et les différents DTR.

Le travail est partagé en 6 chapitres :

- ✓ La présentation du projet et les principes de calcul vis-à-vis des règlements est donnée au premier chapitre.
- ✓ Le dimensionnement des éléments du bâtiment au deuxième chapitre.
- ✓ Le calcul des éléments secondaires (planchers, escaliers ...) au chapitre trois.
- ✓ Au chapitre quatre, l'étude dynamique est faite en utilisant le logiciel ETABS **9.7.4**
- ✓ Le calcul du ferrailage des éléments structuraux dans le chapitre cinq.
- ✓ Dans le sixième chapitre l'étude des fondations à été menée.

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

I-1~Présentation de l'ouvrage :

Le projet consiste à étudier un bâtiment R+8 à usage multiples (habitations et commerces) constitué de:

- RDC destiné comme des locaux.
- Les étages à usages d'habitations.



Figure (I.1) plans de situation.

I-1.1~ Caractéristiques géométriques :

Tableau (I.1).Caractéristiques géométriques.

En élévation	Hauteur totale de la structure	27.54 m
	Hauteur de RDC	3.06 m
	Hauteur des étages courants	3.06 m
En plan	Longueur	17.87 m
	Largeur	9.54 m

I-2~ Données du site :

- Le bâtiment est implanté à la wilaya de bouira qui classée par le RPA 99/version 2003 comme zone de moyenne sismicité (zone IIa).
- Il appartient au groupe d'usage 2.ouvrages courants ou d'importance moyenne, d'après l'article 3.2 de RPA99/version2003.
- D'après l'article 3.3.1 du RPA99/version2003, les sites sont classés en quatre catégories en fonction des propriétés mécaniques des sols qui les constituent. D'après le rapport du sol, le site est considéré comme site meuble catégorie S3.
- La contrainte admissible du sol : $\bar{\sigma}_s = 2$ bars à 1.5 m de profondeur.

I-3~ Caractéristiques des matériaux :

I.3.1. Le béton :

Tableau (I.2) Caractéristiques de béton.

Poids	Poids par unité de volume		25 KN/m ³
Résistance	à la compression		$f_{c28} = 25$ MPa
	à la traction		$f_{t28} = 2.1$ MPa
Contrainte admissible	ELU	situation durable $\{\gamma_b = 1,5 \quad \theta = 1\}$	$f_{bu} = 14.20$ MPa
		situation accidentelle $\{\gamma_b = 1,15, \theta = 0,85\}$	$f_{bu} = 18.5$ MPa
	ELS		$f_{bs} = 15$ MPa
Module de déformation instantané			$E_{i28} = 32164.20$ MPa
Module de déformation différé			$E_{v28} = 10818.87$ Mpa

I.3.2. l'acier :

Tableau (I.3) Caractéristiques de béton.

Type	Nuance	F _e (MPa)	Emploi
Ronds lisses	F _e E22	215	Epingle de levage des pièces préfabriquées.
	F _e E24	235	
Barres HA Type 1 et 2	F _e E40	400	Emploi courant.
	F _e E50	500	
Fils tréfiles HA Type 3	F _e TE40	400	emploi sous forme des barres droites ou des treillis.
Fils tréfiles lisses Type 4	TL50 $\Phi > 6$ mm	500	Treillis soudés uniquement emploi courant.

I.4. Les Contraintes :

Tableau (I.4) les contraintes.

Contrainte admissible	ELU	situation durable $\{\gamma_s = 1.15\}$	$\sigma_s = 348$ MPa
		situation accidentelle $\{\gamma_s = 1.0\}$	$\sigma_s = 400$ MPa
	ELS	Fissuration peu nuisible	$\sigma_s = 348$ MPa
		Fissuration préjudiciable	$\sigma_s = \min\{\frac{2}{3}f_e, 110\sqrt{n f_{t28}}\} = 201.6$ MPa
		Fissuration très préjudiciable	$\sigma_s = \min\{\frac{1}{2}f_e, 90\sqrt{n f_{t28}}\} = 165$ MPa

II- pré dimensionnement et descente des charges :**II-1~Introduction :**

Pour pouvoir pré dimensionner les éléments on tiendra compte de prescription apportée par le règlement RPA 2003, et cette opération a pour but de déterminer un bon dimensionnement des différents éléments de notre structure, qui répond aux exigences réglementaires.

II-2~Pré dimensionnement de plancher en corps creux :

Il sent composer de corps creux (hourdis) et d'une dalle de compression ferrailé par treillis soudé reposant sur des poutrelles en béton armé placées suivant le sens le plus petit, L'épaisseur des planches et déterminée à partir de la condition de rigidité :

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

Avec : h_t : épaisseur de la dalle

L : longueur max prise ente nue d'appui

On a deux cas de panneau de dalle :

$$L_{x \max} = 4.52\text{m.}$$

$$L_{y \max} = 4.62\text{m}$$

$$\text{Donc : } L = 4.52\text{m}$$

On a les Conditions de RPA 2003 :

→ Pour les poteaux $\min (b, h) \geq 30\text{cm}$

Donc en prend $b=h=30\text{cm}$

$$\text{Alor } L = 4.52 - 0.3 = 4.22\text{m.}$$

$$\text{Don } ch_t \geq 422 / 22.5 = 18.75\text{cm}$$

Donc on adoptera un plancher en corps creux de 20 cm d'épaisseur composés d'un hourdis de 16 cm et d'une dalle de compression de 4 cm d'épaisseur.

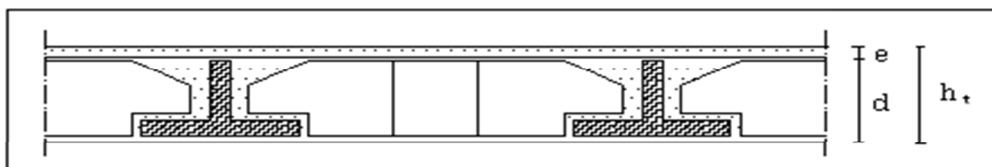


Figure (II.1) Dalle en corps creux

II-3~ Les balcons :

L'épaisseur de balcon est donnée par la formule suivante :

$$e \geq \frac{L}{10} \text{ Avec } L: \text{ largeur de balcon}$$

$$e \geq \frac{135}{10} = 13.5 \text{ cm On prende} = \mathbf{15 \text{ cm.}}$$

II-4~ L'acrotère :

Eléments d'une façade située au-dessus du niveau de la toiture ou de la terrasse, pour constituer des murets pleins ou à claire-voie.

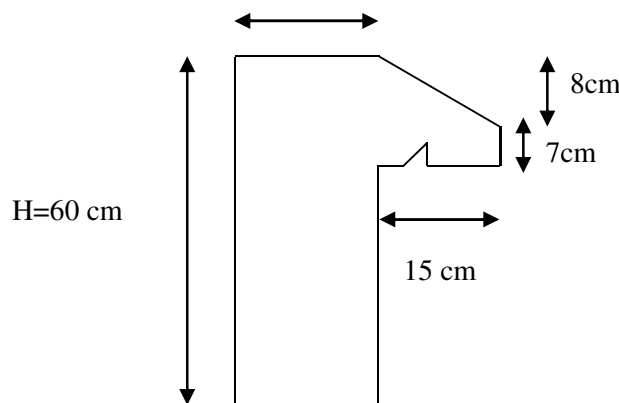


Figure (II.2) Schéma de l'acrotère

II-5~ Les escaliers :**II-5.1~Définition :**

Un escalier se compose d'un certain nombre de marches dont la longueur est l'embranchement, la largeur est le giron, la partie vertical est la contre marche, le support des marches s'appelé la paillasse. Une suite ininterrompue de marches constitue une volée, qui peut être droite ou courbe. La partie horizontale d'un escalier entre deux volées est un palier. Du côté du vide les volées et les paliers sont munis d'un garde-corps ou rampe. Deux volées parallèles ou en biais sont réunis par un ou plusieurs paliers ou un quartier tournant. Cette dernière disposition de construction plus délicate, permet de gagner un peu de place sur le développement de l'escalier.

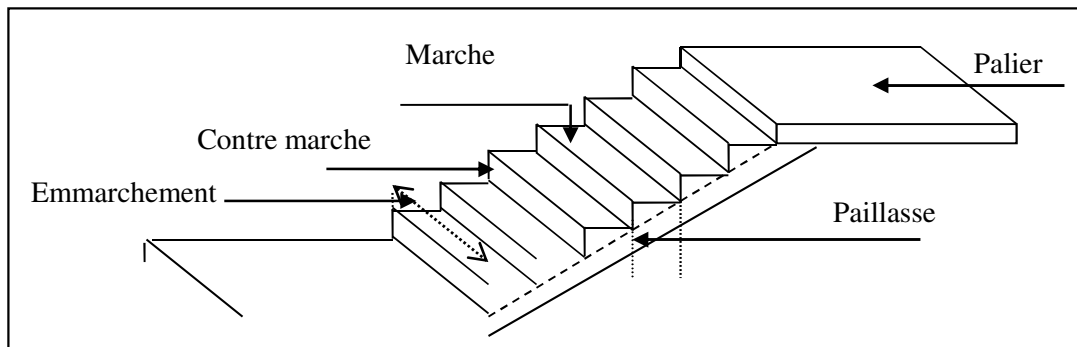


Figure (II.3) Schéma d'un escalier.

II-5.2~Terminologie :

- La volée** : c'est la partie d'escalier comportant une suite ininterrompue de marches égales et située entre deux paliers successifs, une volée ne doit pas comporter plus de 20 à 22 marches et moins de 3 marches.
- Le palier** : c'est la partie horizontale d'un escalier, arrêtant la suite des marches au droit d'un étage, ou entre les étages, pour assurer l'accès à chaque niveau intermédiaire (palier d'arrivée ou palier intermédiaire).
- La paillasse** : c'est la dalle en pente supportant les marches d'une volée.
- Le jour** : c'est la largeur en plan du vide entre deux volées parallèles.
- La marche** : c'est la surface délimitée par la foulée et l'embranchement.
- La contre marche** : c'est la partie verticale prenant place entre deux marches.
- L'embranchement** : c'est la largeur utile d'une volée, elle est fonction de la destination de l'escalier.
- Le collet** : c'est le nom donné au bord limitant l'escalier du côté jour.
- La foulée** : c'est la distance horizontale comprise entre chaque contre marche.
- La ligne de foulée** : c'est la projection en plan du trajet suivi par une personne empruntant l'escalier, pour les escaliers dont la largeur de l'embranchement n'excède pas 110 m, la ligne de foulée se trouve au milieu de l'embranchement.
- Le nez d'une marche** : Arrêt ou partie saillante de la marche

II-5.3~Pré dimensionnement :

Dans une structure la circulation verticale se fait par l'intermédiaire des escaliers ou par l'ascenseur, l'escalier se compose d'une ou de plusieurs volées, comportant des marches et des paliers d'arrivée, de départ et éventuellement, des paliers intermédiaires.

Notre ouvrage contient un seul type d'escalier : 3 volées et 2 paliers intermédiaires.

II-5.3.1~Caractéristiques géométriques :

Hauteur : $H = 3.06 \text{ m}$.

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

Hauteur de la marche à partir de la formule de BLONDEL :

On a $59 < 2h + g < 66$ donc : $14.5 < h < 18$

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

Donc le nombre de contre marches égale :

$$\text{NC.RDC} = 306/17=18$$

Soit 18 contre marches, on a trois volées, donc :

Volée 1 : 6 contre marches.

Volée 2 : 6 contre marches.

Volée 3 : 6 contre marches.

II-5.3.2~Détermination de l'épaisseur de la paillasse :

Pour volées 1 et 2 et 3 :

$$\tan \alpha = \frac{h'}{L'}$$

Hauteur réelle de paillasse $h' = N_c \times h = 6 \times 17 = 1.02 \text{ m}$

Ligne de foulée $L' = (n - 1) \times g = (6 - 1) \times 30 = 1.50 \text{ m}$

$$\tan \alpha = \frac{1.02}{1.50} = 0.68 \Rightarrow \alpha = 34.21^\circ$$

La longueur de la paillasse est : $L_0 = \frac{h'}{\sin \alpha} = \frac{1.02}{\sin 34.21} = 1.81 \text{ m}$

$$L = 1.81 + 1.20 = 3.01 \text{ m}$$

L'épaisseur de la paillasse: $e \geq \text{Max} \left\{ \frac{L}{30} ; 10 \text{ cm} \right\}$

$$e \geq \text{Max} \left\{ \frac{301}{30} ; 10 \text{ cm} \right\} = 10.03 \text{ cm}$$

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

II-6~Les Poutres :

Les poutres sont en béton armé de section rectangulaire, leur rôle est de transmettre les charges aux poteaux.

Leurs pré dimensionnement se fait globalement en deux étapes :

1.Choix des sections des poutres selon les formules empiriques données par le "**BAEL 91 modifié 99**" et vérification selon "**RPA 99 version 2003**".

2.Vérification de la flèche pour la section choisie.

II-6.1~Poutres principale :

D'après le "BAEL 91 modifié 99" :

$$L/15 \leq h \leq L/10$$

$$0.3h \leq b \leq 0.7h$$

Avec : L : portée maximale de la poutre

h : hauteur de la section.

b : largeur de la section

$$L=4.62-0.3=4.32 \text{ m}$$

✓ Détermination de la hauteur "h" :

$$L/15 \leq h \leq L/10 \Rightarrow 28.8 \text{ cm} \leq h \leq 43.2 \text{ cm}$$

✓ Détermination de la largeur "b" :

$$0.3h \leq b \leq 0.7h \Rightarrow 12 \text{ cm} \leq b \leq 28 \text{ cm}$$

$$(h \times b) = (40 \times 30) \text{ cm}^2$$

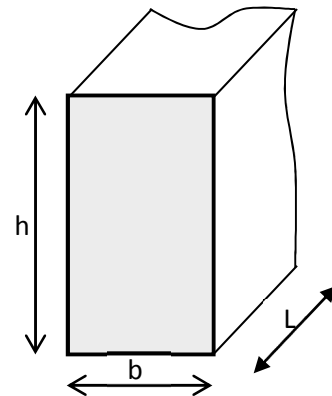


Figure (II.4) Schéma d'une poutre.

II-6.2~Poutres secondaire :

$$L=4.52-0.3=4.22 \text{ m}$$

✓ Détermination des dimensions :

$$L/15 \leq h \leq L/10 \Rightarrow 28,1 \text{ cm} \leq h \leq 42,2 \text{ cm}$$

$$0,3h \leq b \leq 0,7h \Rightarrow 12 \text{ cm} \leq b \leq 28 \text{ cm on prend } (h \times b) = (40 \times 30 \text{ cm})$$

Ces dimensions doivent respecter l'article : 7.5.1 de "RPA 99 version 2003"

Suivant :

Tableau (II.1) Pré dimensionnement des poutres.

	Poutre principale	Poutre secondaire	Vérification
b ≥ 20 cm	30	30	CV
h ≥ 30 cm	40	40	CV
h/b ≤ 4	1.33	1.33	CV

II-7~Pré dimensionnement des voiles :

Pré dimensionnement des murs en béton armé justifié par l'article 7.7 de **RPA 99 versions 2003.**

Les voiles servent, d'une part, à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et/ou vent), et d'autre part, à reprendre les efforts verticaux (poids propre et autres) qu'ils transmettent aux fondations.

-Les charges verticales : charges permanentes et surcharges.

-Les actions horizontales : effets de séisme et/ou du vent.

-Les voiles assurant le contreventement sont supposés pleins.

D'après le **RPA 99** article 7.7.1 sont considérés comme voiles les éléments satisfaisants à la condition : $L \geq 4e$. Dans le cas contraire, les éléments sont considérés comme des éléments linéaires.

Avec :

L : longueur de voile.

e : épaisseur du voile.

L'épaisseur minimale est de 15cm De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités

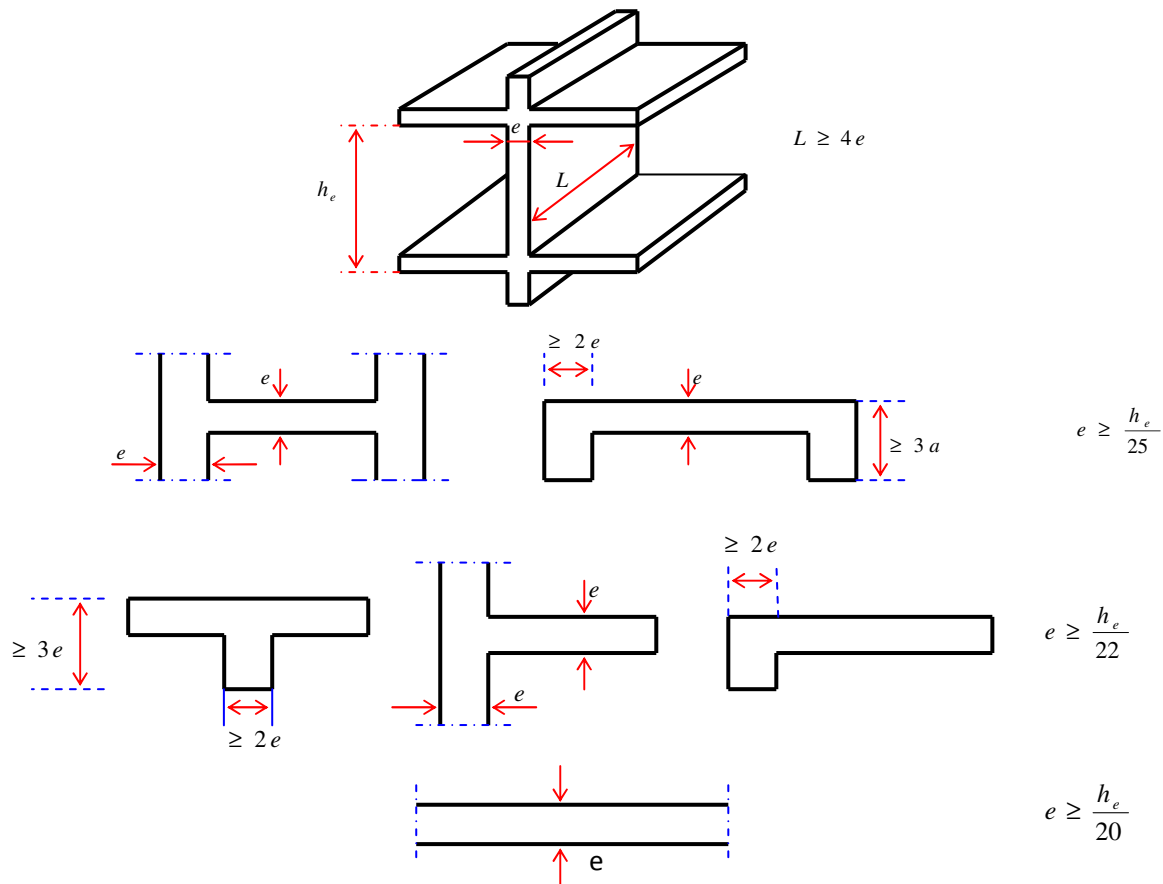


Figure (II.3) coupes des voiles en plan.

A partir de la hauteur d'étage $h_e = 3,06$ m et de condition de rigidité aux extrémités suivantes :

$$e \geq h/25 \quad \Rightarrow \quad e \geq 12,24 \text{ cm}$$

$$e \geq h/22 \quad \Rightarrow \quad e \geq 13,91 \text{ cm}$$

$$e \geq h/20 \quad \Rightarrow \quad e \geq 15,3 \text{ cm}$$

$$e \geq \max (e_{\min}, h_e/25, h_e/22, h_e/20)$$

$$e \geq \max (15; 12,24; 13,91; 15,3)$$

$$e \geq 15,3 \text{ cm}$$

on adopte : **e=20 cm**

II-8~Evaluation des charges :

II-8.1~ Évaluation 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 et jusqu'à la fondation. Les différentes charges et surcharges existants sont :

- ✓ Les charges permanentes(**G**).
- ✓ Les surcharges d'exploitation(**Q**).

II-8.1.1~Les murs :

Tableau (II.2) Évaluation des charges murs.

Charge permanente des murs		
Eléments constituant les murs extérieurs	Épaisseurs [m]	Poids [KN/m²]
1-Enduit en ciment	0.02	0.36
2-Brique creuse	0.15	1.3
3-Lame d'air	0.05	/
4-Brique creuse	0.10	0.9
5-Enduit de plâtre	0.002	0.2
Charge permanente	G	2.76
Eléments constituant les murs intérieurs	Épaisseurs [m]	Poids [KN/m²]
1-Enduit en ciment	0.02	0.36
2-Brique creuse	0.10	0.9
3-Enduit de plâtre	0.002	0.2
Charge permanente	G	1.3

II-8.1.2~Les balcons :

Tableau (II.3) Évaluation des charges des balcons.

Charge permanente et d'exploitation des balcons		
Éléments constituant les planchers des balcons	Épaisseurs [m]	Poids [KN/m ²]
1-Carrelage	0.02	0.44
2-Mortier de pose	0.02	0.4
3-Lit de sable	0.02	0.36
4- Dalle de en B A	0.15	3.75
5-Enduit de ciment	0.03	0.3
Charge permanente	Total G =	5.25
Charge d'exploitation	Q =	3.5

II-8.1.3~Acrotère :

Tableau (II.4) Évaluation des charges de L'acrotère.

La masse volumique [KN/m ³]	Surface de l'acrotère [m ²]	Charge permanente de l'acrotère [KN/ml]
25	$S=(0.6*0.1)+(0.15*0.07)+(0.08*0.15/2)$ S=0.0765	G =1.9125

II-8.1.4~Escalier :

Tableau (II.5) Évaluation des charges de palier.

Éléments constituant le palier	Épaisseurs [m]	Poids[KN/m ²]
1-Carrelage.	0.02	0.44
2-mortier de pose.	0.02	0.4
3-lit de sable	0.02	0.36
4-poids de palier	0.15	3.75
5-Enduit de plâtre.	0.02	0.2
Charge permanente	Total G =	5.15
Charge d'exploitation	Q =	2.5

Tableau (II.6) Évaluation des charges de la paillasse.

Éléments constituant la paillasse	Épaisseurs[m]	Poids [kN/m ²]
1-Carrelage.	0.02	0.44
2-mortier de pose	0.02	0.4
3-lit de sable.	0.02	0.36
4-poids des marches	0.17/2	2.125
5-poids de la paillasse	0.15	4.53
6-Enduit de plâtre.	0.02	0.2
7-Garde corps	/	1
Charge permanente	Total G =	9.05
Charge d'exploitation	Q =	2.5

II-8.1.4~Plancher corps creux :**Tableau (II.7) :** Évaluation des charges de plancher terrasse.

Éléments constituant le plancher terrasse inaccessible	Épaisseurs [m]	Poids [kN/m ²]
1-Gravillon de protection.	0.05	1
2-étanchéité multicouches.	0.02	0.24
3-papier kraft (2feuilles).	/	0.5
4-Forme de pente.	0.07	1.54
5-Isolation thermique.	0.04	0.16
6-Plancher en corps creux.	(16+4)	2.80
7-Enduit de plâtre.	0.02	0.2
Charge permanente	Total G =	6.44
Charge d'exploitation	Q =	1

Tableau (II.8) : Évaluation des charges de plancher courant.

Éléments constituant le plancher courant	Épaisseurs[m]	Poids[KN/m ²]
1-Carrelage.	0.02	0.44
2-mortier de pose.	0.02	0.4
3-lit se sable.	0.03	0.54
4-Cloison de séparation.	0.1	0.9
5-Plancher en corps creux.	(16+4)	2.80
6-Enduit de plâtre.	0.02	0.2
Charge permanente	Total G =	5.28
Charge d'exploitation	habitation Q =	1.5
	commerce Q =	2.5

II-9~Pré dimensionnement des poteaux :**II-9.1~Principe :**

Les poteaux sont pré dimensionné en compression simple. Nous choisissons les poteaux les plus sollicités de la structure ; c'est-à-dire un poteau central, un poteau de rive et un poteau d'angle. On utilise un calcul basé sur la descente de charge tous en appliquant la loi de dégression des charges d'exploitation.

II-9.2~Etapes de pré dimensionnement (calcul) :

- ✓ Calcul de la surface reprise par chaque poteau.
- ✓ Evaluation de l'effort normal ultime de la compression à chaque niveau.
- ✓ La section du poteau est alors calculée à l'état limite ultime (ELU) vis-à-vis de la compression simple du béton selon le "BAEL 91 modifié 99".
- ✓ La section du poteau obtenue doit vérifier les conditions minimales imposée par le "RPA99 version 2003" [2].
- ✓ Vérifier la section à l'E.L.S.

II-9.3~Loi de dégression :

Loi de dégression des charges d'exploitation est donnée par l'article 6 du DTR BC 2.2

- Pour la toiture..... Q_0
- Pour le dernier étage Q_1
- Pour l'étage immédiatement inférieur $0.9Q_1$
- Pour l'étage immédiatement inférieur $0.8Q_1$

Et ainsi de suite en réduisant de 10% par étage jusqu'à $0.5 Q_1$, valeur conservée pour les autres étages inférieurs.

II-9.3.1~ Dégression des charges d'exploitations :

Le pré dimensionnement est déterminé en supposant que les poteaux sont soumis à la

compression selon la formule suivante : $N_u \leq \alpha \left[\frac{B_r f_{c28}}{0,9 \gamma_b} + \frac{A_s f_e}{\gamma_s} \right]$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_b : \text{Coefficient de sécurité du béton tel que} \\ \gamma_b = 1,5 \text{ situation durable ou transitoire} \\ \gamma_b = 1,15 \text{ situation accidentelle} \\ \gamma_s : \text{Coefficient de sécurité de l'acier tel que} \\ \gamma_s = 1,15 \text{ situation durable ou transitoire} \\ \gamma_s = 1 \text{ situation accidentelle} \\ N_u = 1,35 G + 1,5 Q \end{array} \right.$$

G_{poteau} : poids propre du poteau avec une section minimale donnée par le **RPA 99 version 2003**

G : poids propre des éléments qui sollicitent le poteau considéré

Q : surcharge d'exploitation qui sollicite le poteau

α : Coefficient de réduction destiné à tenir compte à la fois des efforts du second ordre et de l'excentricité additionnelle

$$\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} = \frac{0,85}{\beta} \quad \text{Pour } \lambda < 50$$

Soit :

$$\left\{ \begin{array}{l} \beta = 1 + 0,2 \cdot \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2 \\ \alpha = 0,6 \left(\frac{50}{\lambda} \right)^2 \end{array} \right.$$

Pour $50 \leq \lambda \leq 70$

$$\text{Soit : } \beta = \frac{0,85}{1500} \cdot \lambda^2$$

λ : L'élancement du poteau considéré $\lambda = \frac{L_f}{i}$; on prend $L_f = 0,7L_0 = 0,7 h_e$

Dans le **BAEL 91 modifié 99** il est préférable de prendre $\lambda = 35^0$

$$\beta = 1,2$$

$$\alpha = 0,85/1,2 = 0,708$$

a : dimension de la section du béton du poteau

L_f : longueur de flambement

i : rayon de giration de la section du béton seul avec : $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$

I : moment d'inertie de la section du béton par rapport à son centre de gravité et Perpendiculaire au plan de flambement

B : aire total de la section du poteau

A_s : section d'acier minimale

f_{c28} : contrainte de compression du béton à 28 jours $f_{c28} = 25$ MPa

f_e : contrainte limite élastique des aciers $f_e = 400$ MPa

B_r : la section réduite d'un poteau obtenue en réduisant de la section réelle 1cm d'épaisseur sur tout son périphérique tel que :

Poteaux rectangulaires $B_r = (a - 0,02)(b - 0,02)$ m²

$$B = a \times b \text{ m}^2$$

A : dimension de la section du béton du poteau

Selon le RPA99 version 2003: $\frac{A_s}{B} = 0,9\%$

On tire de l'équation N_u la valeur de B_r :

$$B_r \geq \frac{N_u}{\alpha \left[\frac{f_{c28}}{0,9 \gamma_b} + \frac{A_s f_e}{B \gamma_s} \right]} \Leftrightarrow \mathbf{B_r \geq 0,065 N_u}$$

La section du poteau obtenue doit vérifier les conditions minimales imposées par le **RPA99 version 2003 (zone IIa)**.

✓ **Poteau rectangulaire ou carrée :**

$$\text{Min } (b, h) \geq 30 \text{ cm} \quad \text{et} \quad 1/4 < b/h$$

$$\text{Min } (b, h) \geq \frac{h_e}{20} \text{ cm}$$

-Vérification de la section trouvée à l'ELS selon le **BAEL 91 modifié 99**

A partir de la descente de charges on détermine l'effort normal pondéré à l'ELS « N_S » qui sollicite le poteau, On doit vérifier que :

$$\sigma_{ser} = \frac{N_S}{B + n A_S} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0,6 \times f_{c28}$$

Avec :

$$N_S = G + Q.$$

N_S : Effort normal pondéré à ELS tel que $N_S = G + Q$

G : Poids propre des éléments qui sollicitent le poteau étudié non compris son poids propre.

Q : Surcharge d'exploitation. Dans le cas où la charge d'exploitation est la même pour tous les étages

B : Section de béton du poteau.

n : Coefficient d'équivalence $n = \frac{E_S}{E_b} = 15$

A_S : Section des armatures, supposée égale à 0,9%B

II-9.3.2~ Poteau de rive :

La surface revenant à ce poteau est $S_t = 16.04 \text{ m}^2$

-Les charges permanentes :**-Niveau terrasse :**

Plancher corps creux :	6.44*16.04=103.29 KN
Poutres (30x40) :	0.40*0.3*25*(2.285+1.27)=10.65 KN
Poutre (30x40)	0.40*0.3*4.52*25=13.56 KN
		<hr style="width: 20%; margin: 0 auto;"/>
		G=127.5 KN

-Niveau étage courant (8^{ème} et 6^{ème}) :

Plancher corps creux:	5.28*16.04=84.69 KN
Poutres (30x40) :	0.4*0.3*3.55*25=10.65 KN
Poutre (30x40)	0.40*0.3*4.52*25=13.56 KN
Poteau	0.3*0.3*3.06*25=6.89 KN
Mur extérieur	2.5*2.76* 3.06 =21.12 KN

G=136.91 KN

-Niveau étage courant 5^{ème} et 4^{ème} :

Plancher corps creux:	5.28*16.04=84.69 KN
Poutres (30x40) :	0.40*0.3*3.55*25=10.65 KN
Poutre (30x40)	0.40*0.3*4.52*25=13.56 KN
Poteau (35X35)	0.35*0.35*3.06*25=9.37 KN
Mur extérieur	2.5*2.76* 3.06 =21.12 KN

G=139.39 KN

-Niveau 3^{ème} et 2^{ème} Duplexe :

Plancher corps creux	5,28*13.17=69.54 KN
Poutres (30x40) :	0.40*0.3*3.55*25=10.65 KN
Poutre (30x40)	0.40*0.3*4.52*25=13.56 KN
Poteau	0.45*0.45*3.06*25=15.49 KN
Mur extérieur	2.50*2.76* 3.06 =21.12 KN
Escalier	2.06*9.05+1.63*5.15=27.04 KN

G=158.11 KN

-Niveau 1^{ier} étage :

Plancher corps creux:	5,28*13.17=69.54 KN
Poutres (30x40) :	0.4*0.3*3.55*25=10.65 KN
Poutre (30x40)	0.40*0.3*4.52*25=13.56 KN
Poteau	0.5*0.5*3.06*25=19.125 KN
Mur extérieur	2.50*2.76* 3.06 =21.12 KN

G=133 KN

-Niveau RDC :

Plancher corps creux:	$5,28 \times 10,30 = 54,38$ KN.
Poutres (30x40) :	$0,40 \times 0,3 \times 2,28 \times 25 = 6,84$ KN
Poutre (30x40)	$0,4 \times 0,3 \times 4,52 \times 25 = 13,56$ KN
Poteau	$0,5 \times 0,5 \times 3,06 \times 25 = 19,125$ KN

G=93.9 KN

-Les charges d'exploitation :

Tableau (II.9) charges d'exploitation poteau de rive.

Niveau	Q (KN/m ²)	Q *Surfaces (KN)	Q _{totale} (KN)
Terrasse	1	(1*16.04)	16.04
8^{ème}	1.5	(1.5*16.04)	24.06
7^{ème}	1.5	0.95(1.5*16 .04)	22.86
6^{ème}	1.5	0.90(1.5*16 .04)	21.65
5^{ème}	1.5	0.85(1.5*16 .04)	21.45
4^{ème}	1.5	0.80(1.5*16 .04)	19.24
3^{ème} + dup	1.5 et 2.5	0.75(1.5*12.35+2.5*3.69)	20.43
2^{ème} + dup	1.5 et 2.5	0.70(1.5*12.35+2.5*3.69)	20.30
1^{ier}	1.5	0.65(1.5*16.04)	15.64
RDC	2.5	0.60(2.5*16.04)	14.44

-La descente de charge :**Tableau (II.10)** descente de charge poteaux de rive.

Niveau	G _{totale} (KN)	Q _{totale} (KN)	Nu (KN)	Nu _{maj} (KN)	Nu _{cum} (KN)	Br (cm ²)	B _r majoré (cm ²)	A=B (cm)	Choix (a*b)	Obs.
Terrasse	127.5	16.04	196.18	215.80	/	/	/	/	/	/
8 ^{ème}	136.9	24.06	220.91	243.01	215.8	140.2	168.3	14.97	30X30	vèrf
7 ^{ème}	136.9	22.86	219.12	241.03	458.8	298.2	357.8	20.91	30X30	Vèrf
6 ^{ème}	136.9	21.65	217.30	239.03	700	455	546	25.36	30X30	Vèrf
5 ^{ème}	139.3	21.45	220.35	242.38	939.0	610.3	732.4	29.06	35X35	Vèrf
4 ^{ème}	139.3	19.24	217.03	238.74	1181.4	767.9	921.5	32.35	35X35	Vèrf
3 ^{ème} + dup	158.1	20.43	244.09	268.5	1420.1	923.1	1107.7	35.28	45X45	Vèrf
2 ^{ème} + dup	158.1	20.30	243.9	268.28	1688.6	1097.6	1317.1	38.29	45X45	Vèrf
1 ^{ier}	133	15.64	203.01	223.31	1956.9	1272	1526.4	41.06	50X50	Vèrf
RDC	93.9	14.44	148.42	163.27	2180.2	1417.1	1700.5	43.24	50X50	Vèrf
	/	/	/	/	2343.5	/		/	/	/

II-9.3.3 ~ poteau d'angle :

-La surface revenant à ce poteau est $S_i=3.2*2.17=6.944m^2$.

-Les charges permanentes :**-Niveau terrasse :**

Plancher corps creux :6.94*6.44=44.70 KN

Acrotère :2*(3.2+2.17)*0.6=5.8 KN

Poutres (30x40) :0,40*0,3*3,2*25=9.6 KN

Poutre (30x40) :0,40*0,3*2,17*25=6.51KN

G=66.61 KN

-Niveau étage courant (8^{ème} et 7^{ème} et 6^{ème} et 5^{ème}) :

Plancher corps creux	6.94*5.28=36.64 KN
Poutres (30x40) :	0,40*0,3*3,2*25=9.6KN
Poutre (30x40).....	0,40*0,3*2,17*25=6.51KN
Poteau :	0.3*0.3*3.06*25=6.89KN
Maçonnerie :	2.76*(3.2+2.17)*=13.96KN

G=73.6 KN

-Niveau étage courant (4^{ème} et 3^{ème} Duplexe) :

Plancher corps creux	6.94*5.28=36.64 KN
Poutres (30x45) :	0,45*0,3*3,2*25=9.6KN
Poutre (30x40)	0,40*0,3*2,17*25=6.51KN
Poteau	0.35*0.35*3.06*25=9.37KN
Maçonnerie	2.76*(3.2+2.17)*=13.96KN

G=76.08 KN

-Niveau 2^{ème} Duplexe et 1^{ier} étage et RDC:

Plancher corps creux	6.94*5.28=36.64 KN
Poutres (30x45) :	0,45*0,3*3,2*25=9.6KN
Poutre (30x40)	0,40*0,3*2,17*25=6.51KN
Poteau	0.4*0.4*3.06*25=12.24KN
Maçonnerie	2.76*(3.2+2.17)*=13.96KN

G=78.95 KN

-Les charges d'exploitations :**Tableau (II.11)** charges d'exploitation poteau d'angle.

Niveau	Q (KN/m ²)	Q *Surfaces (KN)	Q _{totale} (KN)
Terrasse	1	(1*7.64)	7.64
8 ^{ème}	1.5	(1.5*7.64)	11.46
7 ^{ème}	1.5	0.95(1.5*7.64)	10.89
6 ^{ème}	1.5	0.90(1.5*7.64)	10.31
5 ^{ème}	1.5	0.85(1.5*7.64)	9.74
4 ^{ème}	1.5	0.80(1.5*7.64)	9.17
3 ^{ème} + dup	1.5	0.75(1.5*7.64)	8.60
2 ^{ème} + dup	1.5	0.70(1.5*7.64)	8.02
1 ^{ier}	1.5	0.65(1.5*7.64)	7.45
RDC	2.5	0.60(2.5*7.64)	11.46

-La descente de charge :**Tableau (II.12)** descente de charge poteaux d'angle.

Niveau	G _{totale} (KN)	Q _{totale} (KN)	Nu (KN)	1.1Nu _{maj} (KN)	Nu _{cum} (KN)	Br (cm ²)	A=B (cm)	CHOIX	Obs.
Terrasse	66.61	7.74	101.53	113.45	/	/	/	/	/
8 ^{ème}	73.6	11.46	116.55	129.987	113.45	73.74	10.58	30X30	Vérif
7 ^{ème}	73.6	10.89	115.69	129.04	243.43	158.23	14.58	30X30	Vérif
6 ^{ème}	73.6	10.31	114.82	128.1	372.47	242.11	17.56	30X30	Vérif
5 ^{ème}	76.08	9.74	117.31	130.83	500.57	325.37	20.03	35X35	Vérif
4 ^{ème}	76.08	9.17	116.46	129.9	631.40	410,41	22.25	35X35	Vérif
3 ^{ème} + dup	78.95	8.60	119.48	133.21	761.30	494,84	24.25	40X40	Vérif
2 ^{ème} + dup	78.95	8.02	118.61	132.25	894.51	581,43	26.11	40X40	Vérif
1 ^{ier}	78.95	7.45	117.75	131.31	1026.76	667,39	27.83	40X40	Vérif
RDC	78.95	11.46	123.77	137.97	1158.07	752,75	29.44	40X40	Vérif
Totale	/	/	/	/	1296.04	/	/	/	/

II-9.3.4 ~ poteau intermédiaire :

La surface revenant à ce poteau est $S_t=18.47\text{m}^2$.

-Les charges permanentes :**-Niveau terrasse :**

Plancher corps creux :	$6.44*18.47=118.95$ KN
Poutres (30x40) :	$0,4*0.3*25*(2.28+1.98)=12.78$ KN
Poutres (30x40)	$0.40*0.3*25*(2.26+2.07)=13$ KN
		<hr/>
		G=144.73 KN

-Niveau étage courants 8^{ème} et 7^{ème} et 6^{ème} et 5^{ème} :

Plancher corps creux	$5.28*18.47=97.52$ KN
Poutres (30x40) :	$0,40*0.3*25*(2.28+1.98)=12.78$ KN
Poutres (30x40)	$0.40*0.3*25*(2.26+2.07)=13$ KN
Poteau	$0.35*0.35*25*3.06=9.37$ KN
		<hr/>
		G=132.67 KN

-Niveau 4^{ème} et 3^{ème} duplexe :

Plancher corps creux	$5.28*17.75=93.72$ KN.
Poutres (30x40) :	$0,40*0.3*25*(2.28+1.98)=12.78$ KN
Poutres (30x40)	$0.40*0.3*25*(2.26+2.07)=13$ KN
Poteau	$0.40*0.40*3.06*25=12.24$ KN
Escalier	$0.72*9.05=6.52$ KN
		<hr/>
		G=138.26 KN

Niveau 2^{ème} Duplexe 1^{ier} étage :

Plancher corps creux :	$5.28*18.47=97.52$ KN
Poutres (30x40)	$0,40*0.3*25*(2.28+1.98)=12.78$ KN
Poutres (30x40)	$0.40*0.3*25*(2.26+2.07)=12.99$ KN
Poteau	$0.45*0.45*25*3.06=15.49$ KN
		<hr/>
		G=138.78 KN

-Niveau RDC :

Plancher corps creux	$5.28 \times 18.47 = 97.52$ KN
Poutres (30x40) :	$0,4 \times 0,3 \times 25 \times (2.28 + 1.98) = 12.78$ KN
Poutres (30x40)	$0.40 \times 0.3 \times 25 \times (2.26 + 2.07) = 13$ KN
Poteau	$0.50 \times 0.50 \times 3.06 \times 25 = 19.125$ KN

$$\mathbf{G=142.42\ KN}$$

-Les charges d'exploitation :**Tableau (II.13)** charges d'exploitation poteau intermédiaire.

Niveau des planchers	Q (KN/m ²)	Q *Surfaces (KN)	Q _{totale} (KN)
Terrasse	1	(1*21.24)	21.24
8^{ème}	1.5	(1.5*21.24)	31.86
7^{ème}	1.5	0.95(1.5*21.24)	30.27
6^{ème}	1.5	0.90(1.5*21.24)	28.67
5^{ème}	1.5	0.85(1.5*21.24)	27.08
4^{ème}	1.5	0.80(1.5*21.24)	25.49
3^{ème} + dup	1.5 et 2.5	0.75(1.5*19.86+2.5*0.72)	23.70
2^{ème} + dup	1.5 et 2.5	0.70(1.5*19.86+2.5*0.72)	22.11
1^{ier}	1.5	0.65(1.5*21.24)	20.7
RDC	2.5	0.60(2.5*21.24)	31.86

-La descente de charge :**Tableau (II.14)** descente de charge poteaux intermédiaire.

Niveau	G _{totale} (KN)	Q _{totale} (KN)	Nu (KN)	1.1Nu _{maj} (KN)	Nu _{cum} (KN)	Br (cm ²)	A=B (cm)	CHOIX	Obs.
Terrasse	144.7	21.24	227.25	249.9	/	/	/	/	
8 ^{ème}	132.6	31.86	226.89	249.5	249.9	162.4	14.77	35X35	Vérf
7 ^{ème}	132.6	30.27	224.51	246.9	499.5	324.7	20.02	35X35	Vérf
6 ^{ème}	132.6	28.67	222.11	244.3	746.5	485.2	24.03	35X35	Vérf
5 ^{ème}	132.6	27.08	219.72	241.7	990.8	644.1	27.38	40X40	Vérf
4 ^{ème}	138.2	25.49	224.89	247.3	1232.5	801.1	30.30	40X40	Vérf
3 ^{ème} + dup	138.2	23.70	222.20	244.4	1479.9	961.9	33.01	45X45	Vérf
2 ^{ème} + dup	138.7	22.11	220.52	242.5	1724.3	1120.8	35.48	45X45	Vérf
1 ^{ier}	138.7	20.7	218.40	240.2	1966.8	1278.4	37.76	50X50	Vérf
RDC	142.4	31.86	240.05	264.0	2207.1	1434.6	39.87	50X50	Vérf
Totale	/	/		/	2471.1	/	/	/	/

-Conclusion :

On prend des poteaux comme l'indique le tableau:

Tableau (II.15) section poteaux intermédiaire .

Niveaux	RDC et 1 ^{ère} étage	2 ^{er} et 3 ^{ème} (duplexe)	4 ^{ème} , 5 ^{ème}	6 ^{ème} , 7 ^{ème} , 8 ^{ème} étage
Poteau	(50*50) cm ²	(45*45) cm ²	(40*40) cm ²	(35*35) cm ²

II-9.3~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 :

-Min (b, h) ≥ 30cm en zone IIa

-Min (b, h) ≥ h_c/20

$$(50, 50) \geq h_c/20 = (3,06-0,20)/20 = 14,3 \text{ cm}$$

$$(45, 45) \geq h_c/20 = (3,06-0,20)/20 = 14,3 \text{ cm}$$

$$(40, 40) \geq h_c/20 = (3,06-0,20)/20 = 14,3 \text{ cm}$$

$$(35, 35) \geq h_c/20 = (3,06-0,20)/20 = 14,3 \text{ cm}$$

1/4 < b/h < 4 toutes les conditions sont vérifiées.

II-9.4-Vérification de flambement :

On doit vérifier que : $\lambda \leq 50$.

On a :

$L_f = l_0$ (la hauteur de poteau).

$\lambda = L_f/i$ (l'élancement).

$i = \sqrt{I/B}$ (rayon de giration de la section transversale).

Tableau (II.16) Vérification de flambement.

Niveau	La section (cm ²)	L _f (m)	i	Λ (m ²)	λ	λ ≤ 50
RDC	50X50	2.142	0,140	0.250	15.30	Vérifiée
1 ^{er} étage		2.142		0.250		Vérifiée
2 ^{ème} , 3 ^{ème}	45*45	2.142	0,130	0.202	16.47	Vérifiée
4 ^{ème} , 5 ^{ème}	40*40	2.142	0,114	0.160	18.79	Vérifiée
6 ^{ème} , 7 ^{ème} , 8 ^{ème}	35*35	2.142	0,100	0.122	21.42	Vérifiée

III-1~Introduction :

Dans une structure quelconque on distingue deux types d'éléments :

- ✓ Les éléments porteurs principaux qui contribuent aux contreventements.
- ✓ Les éléments secondaires qui ne contribuent pas directement au contreventement.
- ✓ Les éléments secondaires à calculer dans ce chapitre sont : l'acrotère, les balcons, les escaliers, les planchers à corps creux, le plancher à dalle pleine et la salle machine.

III-2~Etude de l'acrotère :**III-2.1~Définition :**

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.

Le calcul se fera en flexion composée dans la section d'encastrement pour une bande de 1m linéaire.

L'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est préjudiciable, dans ce cas le calcul se fera à l'ELU et à l'ELS.

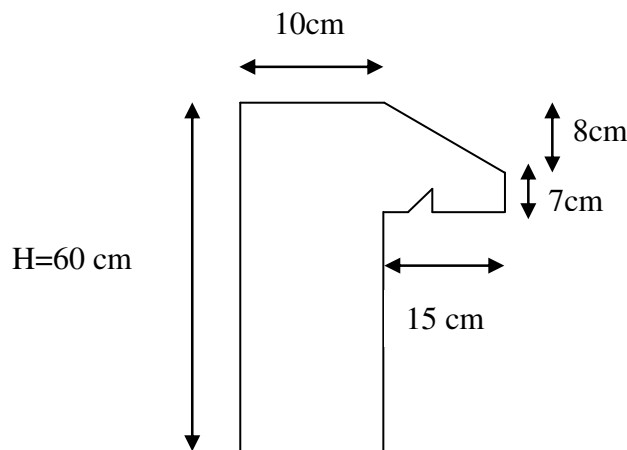


Figure (III.1) Schéma de l'acrotère.

III-2.2~Evaluation des charges appliquée sur l'acrotère :

- ✓ Surface de l'acrotère :

$$S = \left(\frac{0.15 \times 0.08}{2} \right) + (0.07 \times 0.15) + (0.6 \times 0.1) = 0.0765 \text{ m}^2$$

- ✓ Poids propre de l'acrotère :

$$G = \rho_b \times S = 25 \times 0.0765 = 1.9125 \text{ KN/ml}$$

✓ Charge d'exploitation : $Q = 1.00 \text{ KN/ml}$.

III-2.3-Vérification au séisme :

D'après le RPA99/version 2003 (**Article 6.2.3**) les forces horizontales de calcul

F_p agissant sur les éléments non structuraux ancrés à la structure sont calculées suivant la formule :

$$F_p = 4 A C_p W_p. \quad (F_p \leq 1.5 Q).$$

Avec :

F_p : Force horizontal pour les éléments secondaires des structures.

A : Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le tableau(4.1 RPA99/version2003) suivant la zone sismique (**zone IIa**) et le groupe d'usage du bâtiment (**groupe2**).

$$\longrightarrow A = 0.15.$$

C_p : Facteur de force horizontal variant entre 0.3 et 0.8 tableau (6.1 RPA99/version2003)

$$\longrightarrow C_p = 0.8 \text{ (élément en console).}$$

W_p : Poids propre de l'acrotère

$$\longrightarrow W_p = 1.9125 \text{ KN/ml.}$$

$$\text{D'où : } F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 1.9125 = 0.918 \text{ KN/ml.}$$

$$\longrightarrow F_p = 0.918 \text{ KN/ml.}$$

$$\text{On a : } F_p = 0.918 \text{ KN/ml} < 1.5Q = 1.5 \text{ KN/ml} \dots\dots\dots \text{CV.}$$

Donc :

✓ Charge permanente : $G = 1.9125 \text{ KN/ml}$.

✓ Charge d'exploitation : $Q = 1 \text{ KN/ml}$.

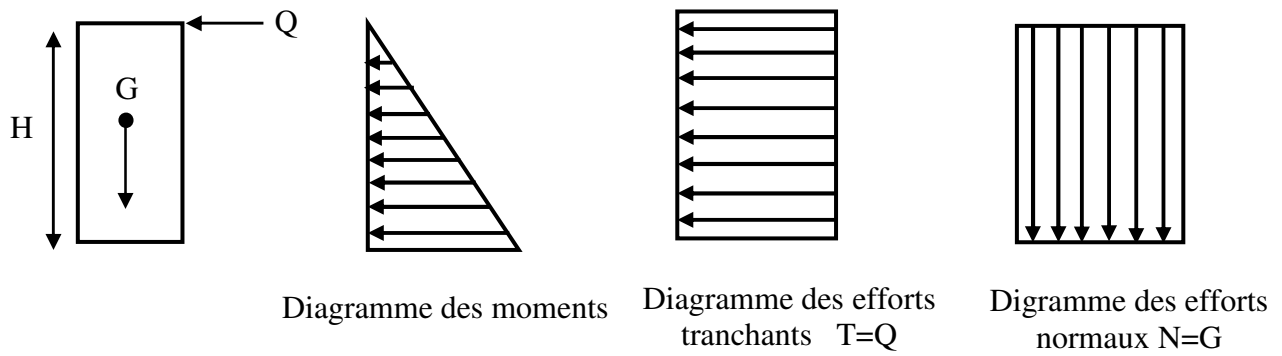
III-2.4-Calcul des sollicitations :

$$N_u = 1.35 \times G = 2.58 \text{ KN/ml}$$

$$M_u = 1.5 \times Q \times H = 0.9 \text{ KN. m/ml}$$

$$N_{ser} = G = 1.9125 \text{ KN/ml}$$

$$M_{ser} = Q \times H = 0.6 \text{ KN. m/ml}$$



Figure(III.2)Diagramme des efforts retenus dans l'acrotère.

(Tableau III.1)Différentes combinaisons de l'acrotère a utilisé.

	N (KN)	M (KN. m)
Etat limite ultime (ELU)	2.58	0.9
Etat limite service (ELS)	1.9125	0.6

III-2.5~Ferrailage de l'acrotère :

Le ferrailage de l'acrotère sera déterminé en flexion composée et sera donné par un mètre linéaire (1ml).Celui-ci devra assurer la résistance d'une pièce rectangulaire ($b \times h$) cm^2 soumise à la flexion composée.

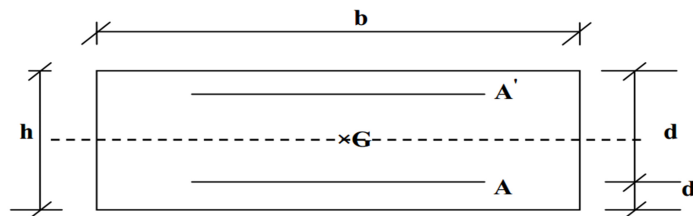


Figure (III.3)Section du calcul de l'acrotère.

Avec :

h : Epaisseur de la section : 10 cm.

b : Largeur de la section : 100 cm.

c et c' : Enrobage : 2 cm.

d = h - c : Hauteur ultime.

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

III-2.5.1~ Calcul des armatures longitudinales à L'ELU :**- Calcul de l'excentricité :**

L'excentricité est la distance entre le centre de pression et le centre de gravité d'une section.

$$e_u = \frac{M_u}{N_u}$$

$$e_u = \frac{0.9}{2.58} = 0.3488 \text{ m}$$

$$e_u \approx 35 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 2 = 3 \text{ cm}$$

$\frac{h}{2} - c < e_u$ Le centre de pression se trouve à l'extérieure de la section limitée par les armatures d'où la section est partiellement comprimée.

-Moment fictif :

$$M_f = M_u + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right)$$

$$M_f = 0.9 + 2.58 \left(0.08 - \frac{0.1}{2} \right) = 0.98 \text{ KN.m/ml.}$$

-Moment réduit :

$$\mu_u = \frac{M_f}{f_{bu} d^2 b_0}$$

$$\text{Avec : } f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \gamma_b} = 14.20 \text{ MPa}$$

$$\text{Donc : } \mu_u = 0.010$$

-calcul de μ_l :

$$\text{On a : } f_e E 400$$

$$\alpha_l = \frac{\varepsilon_{bc}}{\varepsilon_{bc} + \varepsilon_{se}}$$

Tel qu'à la flexion simple ou composée avec des armatures tendues le calcul se fait au pivot B donc :

$$\varepsilon_{bc} = 3.5\text{‰}$$

Et d'autre part on a :

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \varepsilon_{se} E \Rightarrow \varepsilon_{se} = \frac{f_e}{E \gamma_s} = \frac{400}{200000 \times 1.15} = 1.74 \text{ ‰}$$

$$\text{D'où : } \alpha_l = \frac{3.5}{3.5 + 1.74} = 0.668$$

$$\text{donc : } \mu_l = 0.8 \alpha_l (1 - 0.4 \alpha_l) = 0.392$$

$$\mu_u = 0.010 < \mu_l = 0.392$$

La section est armée par des armatures inférieures (tendus)

$$A_s = \beta_u b d \frac{f_{bc}}{\sigma_{st}}$$

$$\text{Avec : } \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\text{Et : } \mu_u = 0.010 \Rightarrow \beta_u = 0.0102$$

$$\text{D'où } A_s = 0.59 \text{ cm}^2$$

En flexion composée les armatures réelles sont :

$$A_1 = A'_s = 0$$

$$A_2 = A_s - \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 0.58 \text{ cm}^2.$$

-Condition de non fragilité :

D'après l'article. A.4.2.1 BAEL91/ 99, le ferrailage de l'acrotère doit satisfaire la condition de non fragilité : $A_s \geq A_{\min}$.

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

Avec :

f_{t28} : La résistance caractéristique de béton à la traction.

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 \times f_{c28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$\text{Donc : } A_{\min} \geq 0.97 \text{ cm}^2$$

- D'après l'article B.5.3.1 du CBA93, la section minimale d'armatures longitudinales est égale à :

$$\begin{cases} \mathbf{0.25\%B} & \text{pour } f_{t28} \leq \mathbf{2.4MPa} \\ \mathbf{0.20\%B} & \text{pour } f_{t28} \geq \mathbf{2.4MPa} \end{cases}$$

Avec :

B : La section de béton.

Dans notre cas on a: $f_{t28}=2.1 \text{ MPa} < 2.4 \text{ MPa} \Rightarrow A = 0.25\%B$

$$B = 100 \times 10 = 1000 \text{ cm}^2$$

$$A = \frac{0.25}{100} \times 1000 = 2.5 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte $A_s = \mathbf{5T8} = \mathbf{2.51cm^2/ml}$, avec espacement de 20 cm.

III-2.5.2~ Vérification au cisaillement :

On doit vérifier l'équation suivante : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$ (**Art 5.1.1 BAEL91/99**)

Telle que l'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est préjudiciable

$$\text{Donc : } \bar{\tau}_u = \text{Min} \left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right) = 2.5 \text{ MPa}$$

Et : $\tau_u = \frac{V_u}{bd}$

V_u : L'effort tranchant à l'ELU

$V_u = 1.5Q = 1.5 \text{ KN/ml}$

Donc : $\tau_u = \frac{1.5 \times 10^3}{1000 \times 80} = 0.019 \text{ MPa}$

D'où : $\tau_u = 0.019 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \dots \dots \dots$ **Condition vérifiée**

Donc pas besoin d'armatures transversales.

III-2.5.3~ Vérification d'adhérence des Barres au cisaillement:

On doit vérifier l'équation suivante : $\tau_{su} \leq \bar{\tau}_{su}$

On a : $\bar{\tau}_{su} = \bar{\Psi}_s f_{t28}$

$\bar{\Psi}_s \geq 1.5$ on prend $\bar{\Psi}_s = 1.5$

D'où : $\bar{\tau}_{su} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$

et on a : $\tau_{su} = \frac{V_u}{0.9d \sum U_i}$

$\sum u_i = n\pi\emptyset$: Somme du périmètre utile des barres.

n: Nombre des barres.

\emptyset : Diamètre des barres ($\emptyset=8\text{mm}$)

$$\sum u_i = 5 \times 3.14 \times 8 = 125.6 \text{ mm}$$

Donc :

$\sum U_i = 5 \times \pi \times 8 = 125.6 \text{ mm.}$

D'où : $\tau_u = 0.17 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{su} = 3.15 \text{ MPa} \dots \dots \dots$ **Condition vérifiée**

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

III-2.5.4~ Armature de répartition :

$A_t \geq \frac{A_s}{4} = \frac{2.51}{4} = 0.63 \text{ cm}^2$; Repartie sur 60 cm de hauteur, avec un espacement :

$$S_t = \frac{60}{4} = 15 \text{ cm}$$

Donc on adopte $A_r = 4T8 = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$, avec espacement de 15cm

-Vérification des espacements des barres :

✓ **Armature principale :**

$S_p = 20 \text{ cm} \leq \text{Min}(3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \dots \dots \dots$ **Condition vérifiée**

✓ **Armature transversal :**

$S_s = 15 \text{ cm} \leq \text{Min}(4h, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} \dots \dots \dots$ **Condition vérifiée**

III-2.6~Vérification à l'ELS:

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).

III-2.6.1~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. ($\sigma_{bc} = K \times Y$)

Avec :

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

III-2.6.2~Position de l'axe neutre :

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

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

$$Y = 15 \frac{2.51}{100} \sqrt{1 + \left[\frac{100 \times 8 \times 2.51}{7.5 \times (2.51)^2} - 1 \right]} \longrightarrow Y = 2.11 \text{ cm.}$$

III-2.6.3~Calcul de Moment d'inertie I:

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

$$I = \frac{100}{3} (2.11)^3 + 15 [2.51 (8-2.11)^2] \longrightarrow I = 1619.29 \text{ cm}^4$$

$$D'ou: K = \frac{0.6 \times 10^{-3}}{1619.29 \times 10^{-8}} = 37.05 \text{ MPa/m}$$

$$\sigma_{bc} = 37.05 \times 0.0211 = 0.78 \text{ MPa}$$

Donc : $\sigma_{bc} = 0.78 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ La condition est vérifiée.}$

Le tableau suivant récapitule les résultats trouvés :

Tableau (III.2) Vérification de la contrainte de compression dans le béton de l'acrotère.

M_{ser} (KN.m)	A_s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	K (MPa/m)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs
0.6	2.51	2.11	1619.29	37.05	0.78	15	C.V

III-2.7-Vérifications des contraintes maximales dans l'acier :

$$\sigma_s < \bar{\sigma}_s$$

$$\bar{\sigma}_s = \text{Min} \left[\frac{2}{3}f_e ; 110\sqrt{\eta f_{t28}} \right]$$

Avec :

$$\eta = 1.6$$

$$f_e = 400 \text{ MPa}$$

$$f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \text{Min} [266.67 \text{ MPa} ; 201.63 \text{ MPa}]$$

$$\bar{\sigma}_s = \mathbf{201.63 \text{ MPa.}}$$

$$\sigma_s = nK(d - y)$$

Tel que : $n = 15$.

$$\sigma_s = 15 \times 37.05 \times (0.08 - 0.0211)$$

$$\sigma_s = \mathbf{32.73 \text{ MPa.}}$$

$$\sigma_s = 32.73 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa} \dots \dots \dots \mathbf{\text{La Condition est vérifiée.}}$$

III-2.8-Calcul de l'ancrage :

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

$$\tau_{su} = 0.6 \cdot \phi_s^2 \cdot f_{t28} = 0.6 \cdot 1.5^2 \cdot 2.1 = 2.83 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{0.8 \cdot 400}{4 \cdot 2.83} = 28.27 \text{ cm}$$

-Conclusion :

La section et le nombre d'armature choisie sont acceptables.

III-2.9-Schéma de Ferrailage :

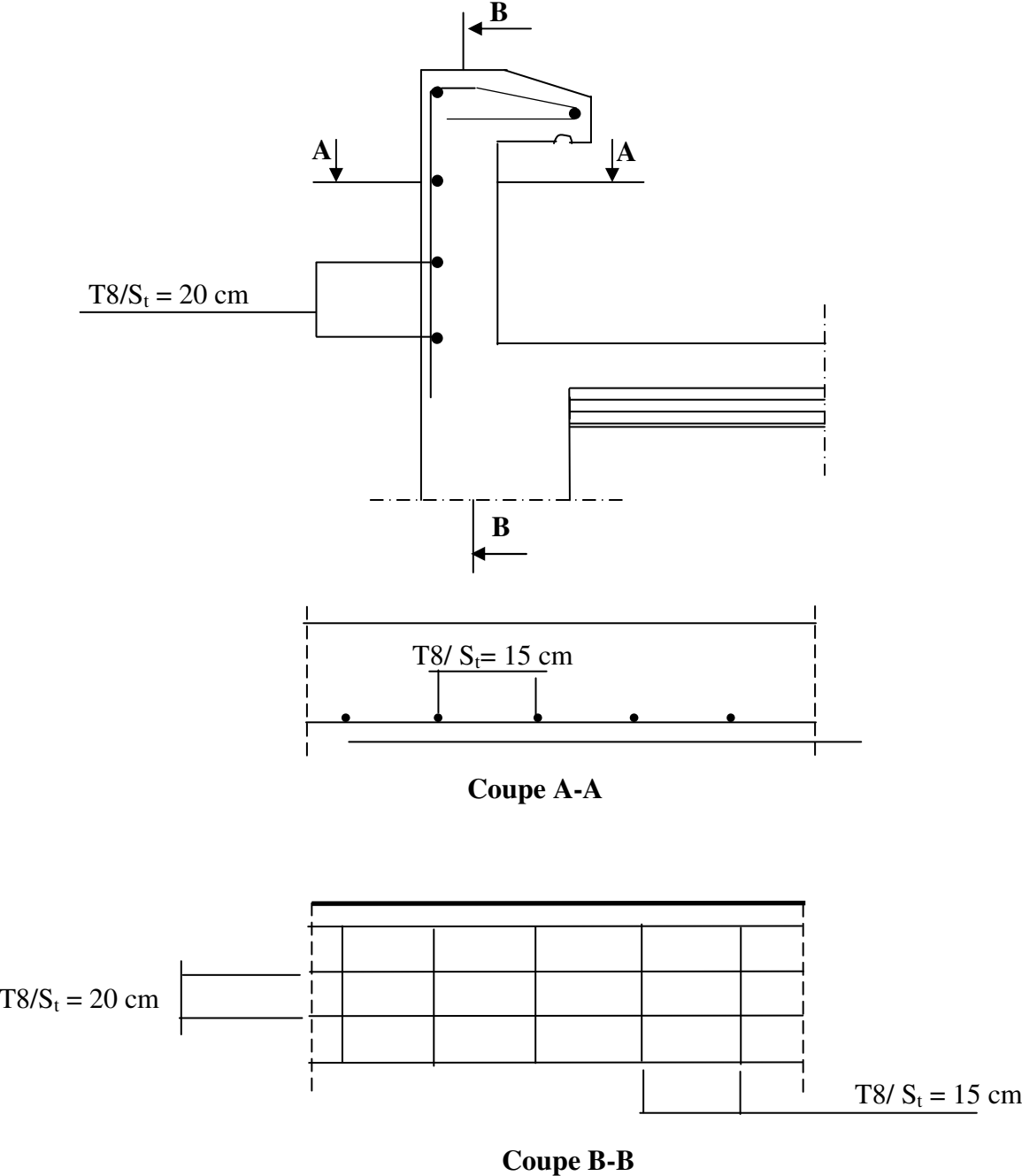


Figure (III.4) Schéma de ferrailage de l'acrotère.

III-3~ETUDES DES ESCALIERS :

III-3.1~Les charges :

Tableau (III.3) Les charge dues à l'escalier

	G(KN/m²)	Q(KN/m²)
Palier	5.15	2.5
Paillasse	9.05	2.5

Tableau (III.4) Les sollicitations dues à l'escalier

	q_u=1.35G+1.5Q(kn/ml)	q_s= G+Q(kn/ml)
Palier	10.70	7.65
Paillasse	15.97	11.55

III-3.2~Schéma statique :

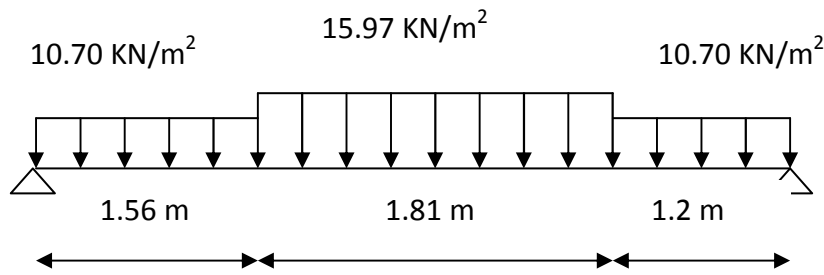


Figure (III.5).Schéma statique de l'escalier (ELU).

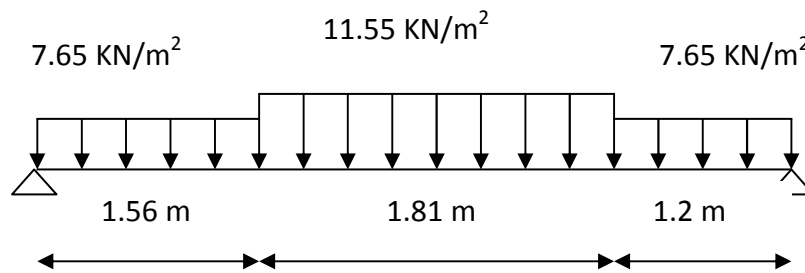


Figure (III.6)Schéma statique de l'escalier (ELS).

III-3.3~Calcul des efforts internes :

III-3.3.1~Diagramme des efforts internes :

Par l'utilisation de logiciel RDM6 on trouve :

- ELU :

-Moment fléchissant :

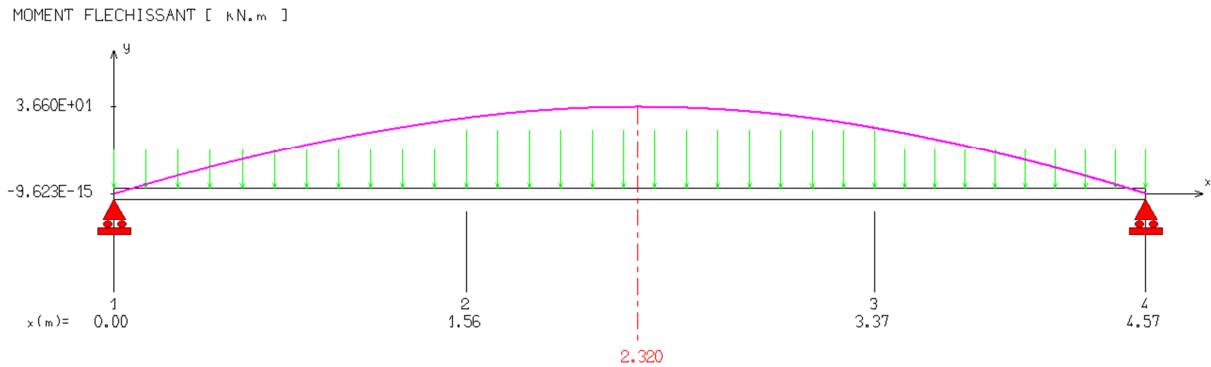


Figure (III.7) Diagramme de moment fléchissant de l'escalier à ELU.

-L'effort tranchant :

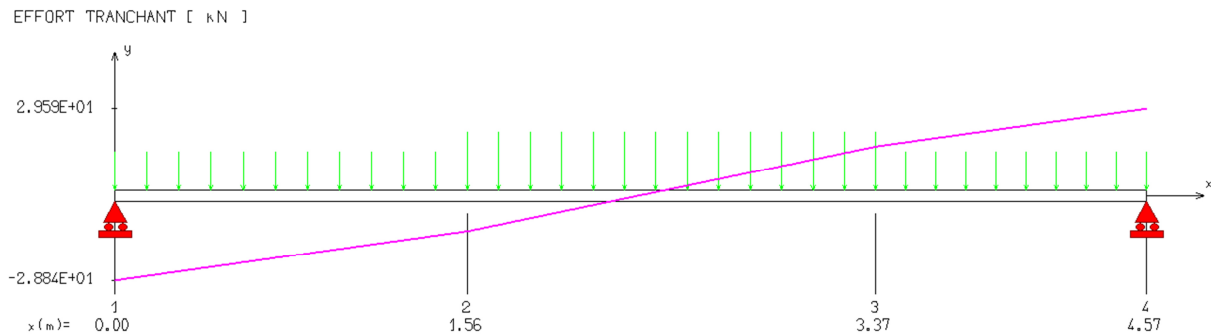


Figure (III.8) Diagramme de l'effort tranchant de l'escalier à ELU .

-ELS :

-Moment fléchissant :

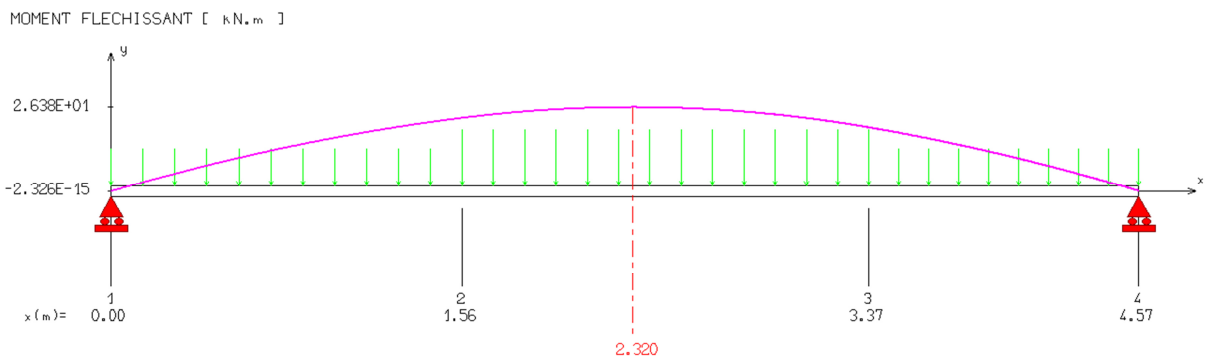
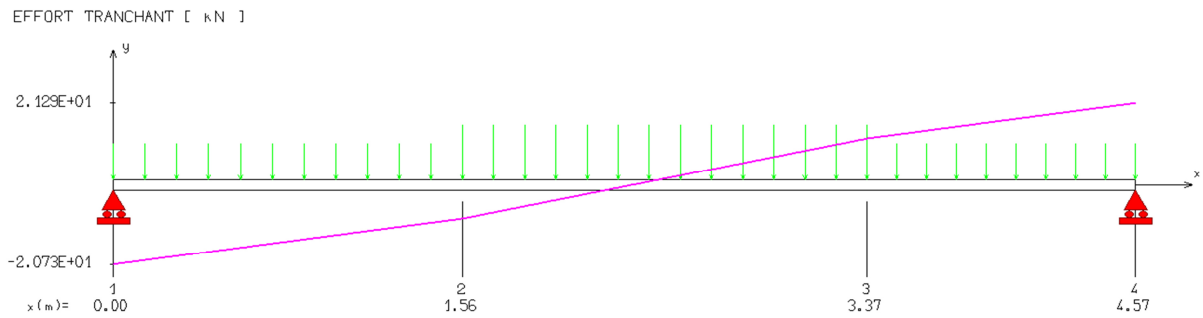


Figure (III.9) Diagramme de moment fléchissant de l'escalier à ELS.

-L'effort tranchant :**Figure (III.10)** Diagramme de l'effort tranchant de l'escalier à ELS .

$$M_u = 36.6 \text{ KN.m}$$

$$M_{ser} = 26.38 \text{ KN.m}$$

$$V_u = 29.59 \text{ KN.}$$

Afin de tenir compte des semi encastremets aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs, pour les moments M_{max} au niveau des appuis et en travée.

$$M_{u,travée} = 0.75M_u = 27.45 \text{ KN.m}$$

$$M_{u,appui} = 0.5M_u = 18.3 \text{ KN.m}$$

$$M_{ser,travée} = 0.75M_{ser} = 19.79 \text{ KN.m}$$

$$M_{ser,appui} = 0.5M_{ser} = 13.19 \text{ KN.m}$$

III-3.4~Ferrailage :**III-3.4.1~Calcul du ferrailage à L'ELU :**

Le calcul se fait en flexion simple pour une bande de **1ml**. La fissuration est considérée comme peu nuisible.

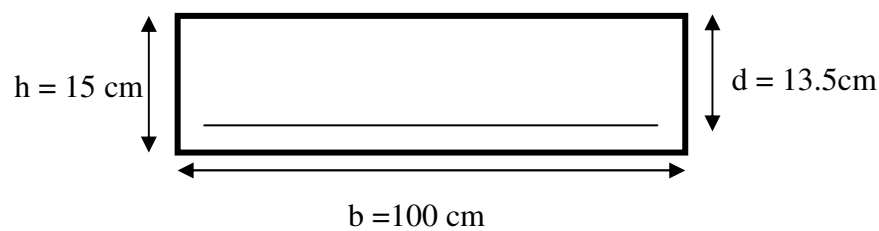
**Figure (III.11)** La section du calcul de l'escalier

Tableau (III.5) Les données a utilisé.

Béton	$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$	$\gamma_b = 1.5$	$f_{bc} = 14.20 \text{ MPa}$	$c = 2 \text{ cm}$
	$f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$	$b = 100 \text{ cm}$	$h = 15 \text{ cm}$	$d = 13.5 \text{ cm}$
Acier	FeE400	$f_e = 400 \text{ MPa}$	$\gamma_s = 1.15$	$\sigma_s = 348 \text{ MPa}$

III-3.4.2~Calcul des armatures :**-Aux appuis :****-Armature longitudinale :**

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{18,3 \times 10^{-3}}{1 \times (0.135)^2 \times 14.20} = 0.070 \longrightarrow \mu_{bu} = 0.070$$

$$\mu_l = 0.8 * \alpha_l (1 - 0.4 \alpha_l)$$

$$\alpha_l = \frac{3.5}{\xi_s + 3.5}; \xi_s = \frac{\sigma_s}{E} = \frac{400}{200000} * 1000 \xi_s = 1.74^\circ / \infty$$

$$\alpha_l = \frac{3.5}{1.74 + 3.5} = 0.668$$

$$\mu_l = 0.8 * 0.668 (1 - 0.4 * 0.668) = 0.392$$

$$\mu_{bu} = 0.071 < \mu_l = 0.392 \longrightarrow A' = 0 \quad \text{section simplement armé.}$$

$$\mu_{bu} = 0.071 < 0.392 \longrightarrow \text{On utilise la méthode simplifié.}$$

$$A_l = \frac{M_u}{\beta d \sigma_s}$$

$$\beta = (1 - 0.4 \alpha) \quad \text{tel que: } \alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2(0.070)}) = 0.09$$

$$\text{Donc : } \beta = 0.64$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_l = \frac{18.3 * 10^6}{0.64 * 135 * 348} = 608.64 \text{ mm}^2$$

$$A_l = 6.08 \text{ cm}^2$$

On adopte : $A_l = 7T12 = 7.92 \text{ cm}^2$, avec un espacement de 14cm

- Armature de répartition :

$$A_t = \frac{A_l}{4} = \frac{7.92}{4} = 1.98 \text{ cm}^2$$

On adopte : $A_t = 7T10 = 5.50 \text{ cm}^2$, avec un espacement de 14cm.

- En travée :

-Armature longitudinale :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ut}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{27.45 \times 10^{-3}}{1 \times (0.135)^2 \times 14.20} = 0.0274 \longrightarrow \mu_{bu} = 0.0274$$

$$\mu_l = 0.8 * \alpha_l (1 - 0.4 \alpha_l)$$

$$\alpha_l = \frac{3.5}{\xi_s + 3.5} \quad \xi_s = \frac{\sigma_s}{E} = \frac{400}{200000} * 1000 \longrightarrow \xi_s = 1.74 \text{ ‰}$$

$$\alpha_l = \frac{3.5}{1.74 + 3.5} = 0.668$$

$$\mu_l = 0.8 * 0.668 (1 - 0.4 * 0.668) = 0.392$$

$$\mu_{bu} = 0.0274 < \mu_l = 0.392 \longrightarrow A' = 0 \quad \text{section simplement armée.}$$

$$\mu_{bu} = 0.0274 < 0.392 \longrightarrow \text{On utilise la méthode simplifiée.}$$

$$A_l = \frac{M_u}{\beta d \sigma_s}$$

$$\beta = (1 - 0.4 \alpha) \quad \text{tel que: } \alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2(0.0274)}) = 0.865$$

$$\text{Donc : } \beta = 0.654$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_l = \frac{27.45 \times 10^6}{0.654 \times 135 \times 348} = 685.08 \text{ mm}^2$$

$$A_l = 6.85 \text{ cm}^2$$

On adopte : $A_l = 7T12 = 7.92 \text{ cm}^2$, avec un espacement de 14cm.

-Armature de répartition :

$$A_t = \frac{A_l}{4} = \frac{7.92}{4} = 1.98 \text{ cm}^2$$

On adopte : $A_t = 7T10 = 5.50 \text{ cm}^2$, avec un espacement de 14 cm.

III-3.4.3~Vérification :

-Condition de non fragilité :

$$\left\{ \begin{array}{l} A_l \geq A_{\min} \\ A_t \geq A_{\min} \end{array} \right.$$

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

-En travée :

$$A_l = 7.92 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 1.63 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{C.V}$$

$$A_l = 7.92 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 1.63 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{C.V}$$

-Aux appuis :

$$A_t = 5.50 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 1.63 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{C.V}$$

$$A_t = 5.50 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 1.63 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{C.V}$$

III-3.4.4~Vérification des espacements des barres :✓ **Armature principale :**

$$S_p = 14 \text{ cm} \leq \text{Min}(3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \quad \text{Condition vérifiée}$$

✓ **Armature transversal :**

$$S_s = 14 \text{ cm} \leq \text{Min}(4h, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} \quad \text{Condition vérifiée}$$

III-3.5~Vérification de l'influence de l'effort tranchant au niveau des appuis :**III-3.5.1~Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis :****-Influence sur le béton :**

On doit avoir que :

$$V_{u \max} < \bar{V}_u = 0.4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} b \times a \quad (\text{Art A.5.1.3.21.BAEL91 /99})$$

$$a = 0.9 \times d = (0.9) \times (13.5) = \mathbf{12.15 \text{ cm}}$$
 (longueur de l'appui).

$$V_{u \max} = \mathbf{29.59 \text{ KN.}}$$

$$\bar{V}_u = 0.4 \times \frac{25}{1.5} \times 1 \times 12.15 \times 10 = \mathbf{810 \text{ KN.}}$$

$$V_u = 29.59 \text{ KN} \leq \bar{V}_u = 810 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

-influence sur les armatures longitudinales inférieures :

On doit vérifier que :

$$A_s \geq \frac{1.15}{f_e} \left[V_u + \frac{M_{uA}}{0.9 \times d} \right].$$

$$A_s = \mathbf{7.92 \text{ cm}^2}$$

$$V_u = \mathbf{29.59 \text{ KN}}$$

$$M_{uA} = \mathbf{18.3 \text{ KN.m}}$$

$$A_s = \mathbf{7.92 \text{ cm}^2} \geq \frac{1.15 \times 10}{400} \left[29.59 + \frac{18.3}{0.9 \times 0.135} \right] = \mathbf{5.18 \text{ cm}^2}$$

$$A_s = 7T12 = \mathbf{7.92 \text{ cm}^2} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

La condition est vérifiée, pas de risque de cisaillement (armatures transversales ne sont pas nécessaires).

III-3.6~Vérification de l'adhérence d'appui :

Il faut vérifier que : $\tau_{su} \leq \bar{\tau}_{su} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$

$$V_u^{\max} = 29.59 \text{ KN}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u^{\max}}{0.9 \times d \times \sum U_i}$$

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

$$\sum U_i = n \times \pi \times \phi = 7 \times 3.14 \times 12 = 263.76 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u^{\max}}{0.9 \times d \times \sum U_i} = \frac{29.59 \times 10^3}{0.9 \times 135 \times 263.76} = 0.923 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 0.923 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{La condition est vérifiée}$$

Donc pas de risque d'entraînement des barres.

III-3.7~Vérfications à ELS :

NB : Les fissurations étant peu nuisible, aucune vérification sur la contrainte d'acier n'est à effectuer (pas de limite sur la contrainte d'acier).

III-3.7.1~Vérification des contraintes maximales dans le béton :

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

σ_{bc} : Contrainte maximale dans le béton comprimé ($\sigma_{bc} = KY$)

Avec :

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

III-3.7.2~Position de l'axe neutre:

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

III-3.7.3~Moment d'inertie I:

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

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau (III.6) Vérifications de la contrainte de compression dans le béton de l'escalier.

Position	M_{ser} KN.m	A_s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	K (N/ mm ³)	σ_{bc} (MPa)	Obs
travée	19.79	7.92	4.59	12654.73	0.156	7.16	C.V
Appui	13.19	7.72	4.59	12654.73	0.104	4.77	C.V

Conclusion :

La section et le nombre d'armature choisie sont acceptables

Tableau (III.7) Les armatures de l'escalier obtenu.

	A_s (cm ²)	$A_{adoptée}$ (cm ²)	A_{min} (cm ²)	Choix	$A_{répartition}$ (cm ²)	Choix
Appuis	6.08	7.92	1.63	7T12	5.5	7T10
Travée	6.85	7.92	1.63	7T12	5.5	7T10

III-3.8~Vérification de la flèche :

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\left(\frac{h_t}{L}\right) \geq \left(\frac{1}{16}\right) \Rightarrow (0.0828 > 0.0625) \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\left(\frac{h_t}{L}\right) \geq \left(\frac{M_{ser, travée}}{10 M_{0, ser}}\right) \Rightarrow (0.0828 > 0.0749) \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\left(\frac{A_s}{b \times d}\right) \leq \left(\frac{4.2}{f_e}\right) \Rightarrow (0.0058 < 0.0105) \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Avec :

$$h_t = 15 \text{ cm} ; b = 100 \text{ cm} ; d = 13.5 \text{ cm} ; L = 1.81 \text{ cm} ; A_s = 7.92 \text{ cm}^2$$

$$M_{ser, travée} = 19.79 \text{ KN.m} ; M_{0, ser} = 26.38 \text{ KN.m} ; f_e = 400 \text{ MPa}$$

Les trois conditions sont vérifiées, alors on va pas procéder au calcul de la flèche.

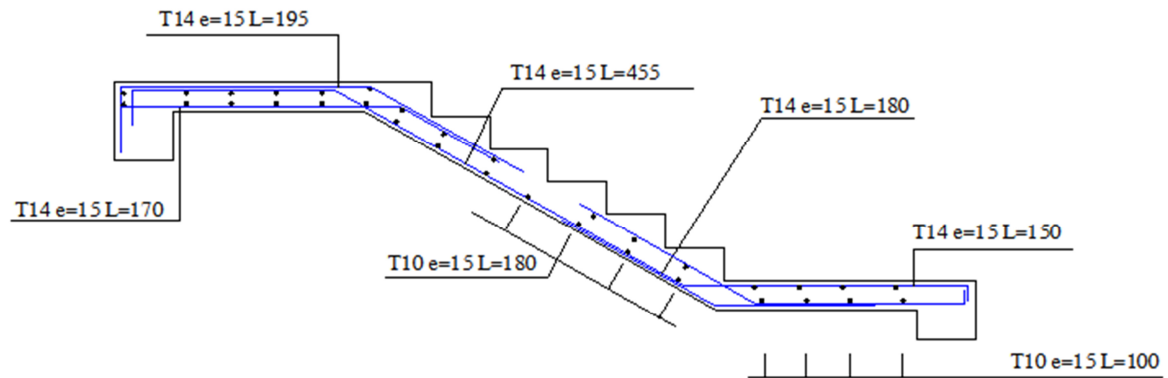


Figure (III.12) Schéma de ferrailage des escaliers

III- 4~Etude de la poutre palière :

III- 4.1~Pré-dimensionnement :

D'après BAEL 91 modifié 99, on a : $L/15 \leq h \leq L/10$

$$462/15 \leq h \leq 462/10$$

$$30,8 \leq h \leq 46,2$$

On prend:

$$\left\{ \begin{array}{l} h = 35 \text{ cm} \\ b = 25 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Vérification du RPA99 V 2003

-D'après le R.P.A99 version 2003 :

$$b \geq 20 \text{ cm} \Rightarrow 25 \text{ cm} > 20 \text{ cm}$$

$$h \geq 30 \text{ cm} \Rightarrow 35 \text{ cm} = 30 \text{ cm C.V}$$

$$h/b \Rightarrow 1,4 < 4$$

La poutre palière a une dimension de $(35 \times 25) \text{ cm}^2$.

III- 4.1~Descente des charges :

III- 4.1.1~Charge permanente :

Dans notre cas, on a une poutre brisée, alors on aura deux types de charge permanente :

-La partie horizontale :

$$G_1 = \text{Poids propre de la poutre palière} + G_{\text{voile}} \cdot h$$

$$G_1 = (0,35 \times 0,25 \times 25) + 0,20 \times 25 \times [(3,06) - (5,0,17) - (0,4)]$$

$$G_1 = 11,24 \text{ KN/ml.}$$

-La partie inclinée :

$G_2 = \text{Poids propre de la poutre palière} + G_{\text{voile}} \cdot h$

$$G_2 = (0,35 \times 0,25 \times 25) / (\cos 34,21) + 5 \cdot [1,81]$$

$$G_2 = 11,69 \text{ KN/ml.}$$

III- 4.1.2~Charge d'exploitation:

La charge d'exploitation dans la poutre palière est nulle : $Q=0$.

III- 4.2~Réaction des escaliers:

$$T_{U_{\max}} = R_B / (L/2) \quad \text{Avec : } L : \text{La longueur de la poutre palière } T_{U_{\max}} = 35,60 /$$

$$(4.62/2) = 15.41 \text{ KN.}$$

$$T_{S_{\max}} = 26.37 / (L/2) = 26.37 / (4.62/2) = 11.41 \text{ KN}$$

III-4.3~Calcul des efforts internes:

$$\text{ELU : } Q_{u1} = 1,35G_1 + T_{U_{\max}} = 30.59 \text{ KN/ml.}$$

$$Q_{u2} = 1,35G_2 + T_{U_{\max}} = 31.19 \text{ KN/ml.}$$

$$\text{ELS : } Q_{S1} = G_1 + T_{S_{\max}} = 22.65 \text{ KN/ml.}$$

$$Q_{S2} = G_2 + T_{S_{\max}} = 23.1 \text{ KN/ml.}$$

Après avoir utilisé le RDM6, on a trouvé les efforts internes suivants :

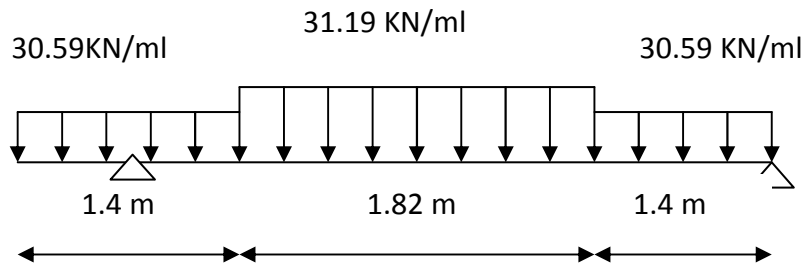


Figure (III.13) Schéma statique de la poutre palière (ELU).

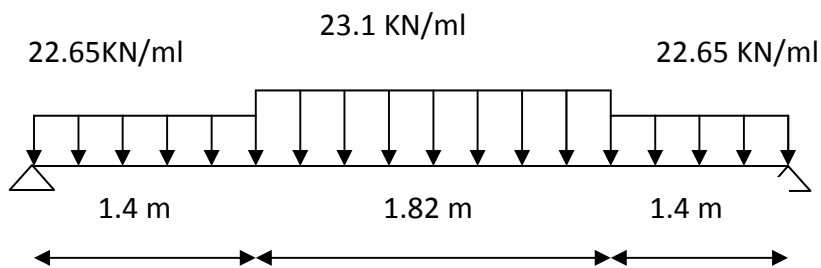


Figure (III.14) Schéma statique de la poutre palière (ELS).

$$M_{U_{\max}} = 87.1 \text{ KN.m} \quad ; \quad T_{U_{\max}} = 81.9 \text{ KN.}$$

$$M_{S_{\max}} = 61.19 \text{ KN.m} \quad ; \quad T_{S_{\max}} = 52.73 \text{ KN.}$$

III-4.4-Calcul du ferrailage:

$h=0,35\text{m}$; $b=0,25\text{m}$; $d= 0,9* h= 0,32\text{m}$ $f_{c28}=25\text{MPa}$; $f_{t28}=2,1\text{MPa}$; $f_{bc}=14,2\text{MPa}$

$\sigma_s=347,83\text{MPa}$

III-4.4.1~Calcul du ferrailage à L'ELU:**III-4.4.1.1~En travée:**

$M_{ut} = 0,85 M_u = 0,85 \times 87,1 = 74,03 \cdot 10^{-3} \text{MN.m}$

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{b \cdot d^2 f_{bc}} = \frac{75,03 \times 10^{-3}}{0,25 \times 0,32^2 \times 0,14} = 0,206$$

$\mu_u = 0,206 < \mu = 0,392$

⇒ La section est de simple armature, les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

$$\alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2(0,206)})$$

$\alpha = 0,292$.

$$Z = d \cdot (1 - 0,4\alpha)$$

$$Z = 0,27 \cdot (1 - 0,4 \times 0,292)$$

$Z = 0,238 \text{ m}$.

$$A_s = \frac{M_u}{Z \sigma_s} = \frac{74,03 \cdot 10^{-3}}{0,238 \times 347,83}$$

$A_{st} = 8,94 \text{ cm}^2$

On choisit : **6T14** de section **9,24** cm²/ml

-Condition de non fragilité :

$$A_{min} > \frac{0,23b d f_{t28}}{f_e} = 0,97 \text{ cm}^2$$

$A_s > A_{min}$: condition vérifiée

-Armature de répartition:

$$A_r = A_{st} / 4 = 9,24 / 4 = 2,31 \text{ cm}^2$$

On choisit : **3T12** de section **3,39** cm²/ml.

III-4.4.1.2~En appuis:

$M_{uapp} = 0,5 M_u = 0,5 \times 87,1 = 43,55 \times 10^{-3} \text{MN.m}$

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{b \cdot d^2 f_{bc}} = \frac{43,55 \times 10^{-3}}{0,25 \times 0,32^2 \times 0,14} = 0,119$$

$$\mu_u = 0,119 < \mu = 0,392$$

⇒ La section est de simple armature, les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

$$\alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2(0,119)})$$

$$\alpha = 0,158.$$

$$Z = d \cdot (1 - 0,4\alpha)$$

$$Z = d \cdot (1 - 0,4\alpha)$$

$$Z = 0,27(1 - 0,4 \times 0,158)$$

$$Z = 0,252m.$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z\sigma_s} = \frac{43,55 \times 10^{-3}}{0,252 \times 347,83} = 4,9 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 4,9 \text{ cm}^2$$

On choisit : **3T14** et **3T12** de section **8,01** cm²/ml.

-Condition de non fragilité :

$$A_{min} > \frac{0,23b d f_{r28}}{f_e} = 0,97 \text{ cm}^2$$

$A_s > A_{min}$: condition vérifier

-Armature de répartition:

$$A_r = A_{st}/4 = 8,01/4 = 4,01 \text{ cm}^2$$

On choisit : **3T14** de section **4,62** cm²/ml.

-Condition du RPA99 version 2003 :

$$A_{min} = 0,5\% \cdot b \cdot h = 5 \cdot 10^{-3} \cdot 25 \cdot 35 = 4,37 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots [CV]$$

Car on a choisi : 3T14+3T12=8,01cm²/ml.

III-4.5~Vérifications à ELS :

NB : Les fissurations étant peu nuisible, aucune vérification sur la contrainte d'acier n'est à effectuer (pas de limite sur la contrainte d'acier).

III-4.5.1~Vérification des contraintes maximales dans le béton :

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

σ_{bc} : Contrainte maximale dans le béton comprimé ($\sigma_{bc} = KY$)

Avec :

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

III-4.5.2~Position de l'axe neutre:

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

III-4.5.3~Moment d'inertie I:

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

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau (III.8). Vérifications de la contrainte de compression dans le béton de la poutre.

Position	M_{ser} (KN.m)	A_s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	K (Mpa)	σ_{bc} (MPa)	Obs
travée	52.01	9.24	14.09	67769	76746	10.81	C.V
Appui	30.6	8.01	13.38	61618	49661	6.64	C.V

III-4.6~Vérification de la flèche :

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$e \geq \max \left(\frac{1}{16}, \frac{M_{ser, travée}}{10 M_{0, ser}} \right) Lx \Rightarrow \max((0.0625, 0.0849)402 = 34 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\left(\frac{A_s}{b \times d} \right) \leq \left(\frac{4.2}{f_e} \right) \Rightarrow (0.011 < 0.011) \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Avec : $e = 35 \text{ cm}$; $b = 25 \text{ cm}$; $d = 31.5 \text{ cm}$; $L = 4.02 \text{ m}$; $A_s = 9.24 \text{ cm}^2$

$M_{ser, travée} = 52.01 \text{ KN.m}$; $M_{0, ser} = 61.19 \text{ KN.m}$; $f_e = 400 \text{ MPa}$

Les deux conditions sont vérifiées, alors on va pas procéder au calcul de la flèche.

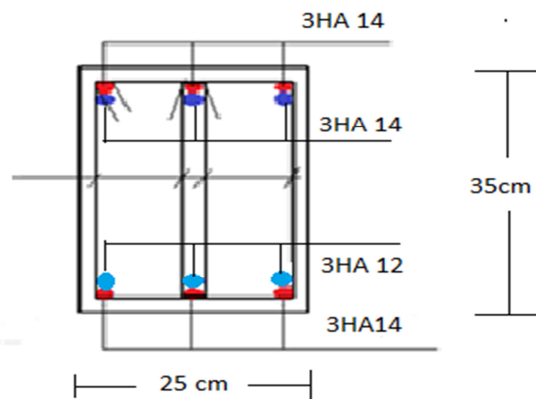


Figure (III.1 5) schéma de ferrailage de la poutre palière

III- 5~ Etude des balcons :

Le balcon est assimilé à une console en béton armée de portée $L=1.35\text{m}$ et d'épaisseur $e=15\text{cm}$, encastré à son extrémité.

III-5.1~ Evaluation des charges:

Les balcons sont sollicités par les actions suivantes :

- ✓ Charge permanentes : $G_1 = 5.25 \text{ KN/m}^2$.
- ✓ Surcharges sur le balcon : $Q_1 = 3.5 \text{ KN/m}^2$.
- ✓ Charge de garde-corps : $G_2 = 1\text{KN/ml}$.

III- 5.2~ Calcule des sollicitations :

Le calcul se fera pour une bande de 1 m linéaire.

III- 5.2.1~ Combinaison fondamentale :

-L'ELU :

$$q_u = 1.35 G_1 + 1.5 Q_1 = 1.35 \times 5.25 + 1.5 \times 3.5 = 12.34 \text{ KN/ml}$$

$$q_u = 12.34 \text{ KN/ml.}$$

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

$$\longrightarrow P_u = 1.35 \text{ KN/ml.}$$

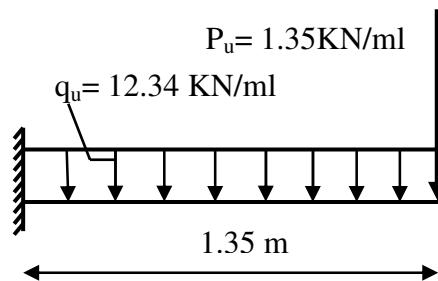


Figure (III.16) Schéma statique de la dalle pleine à l'ELU du balcon.

-L'ELS :

$$q_s = G + Q = 5.25 + 3.5 = 8.75 \text{ KN/ml.}$$

$$\longrightarrow q_s = 8.75 \text{ KN/ml.}$$

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

$$\longrightarrow P_s = 1 \text{ KN/ml.}$$

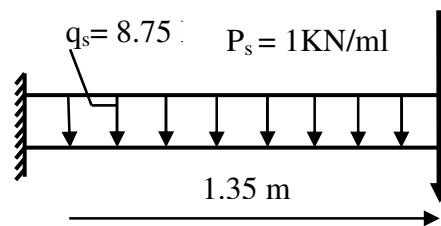


Figure (III.17) Schéma statique de la dalle pleine à l'ELS du balcon.

III- 5.2.2~ Moment d'encastrement :

$$M_u = \frac{qu \times l^2}{2} + pu \cdot l = \frac{12.34 \times 1.35^2}{2} + 1.35 \times 1.35 = 13.07 \text{ KN.m}$$

$$M_{\text{ser}} = \frac{qs \times l^2}{2} + ps \cdot l = \frac{8.75 \times 1.35^2}{2} + 1 \times 1.35 = 9.32 \text{ KN.m}$$

III- 5.3~ Calcul des armatures longitudinales à L'ELU :

Le calcul du ferrailage se fait en flexion simple avec :

$$b = 100 \text{ cm} ; h = 15 \text{ cm} ; d = 0.9 h = 13.5 \text{ cm} ; d' = C' = 2 \text{ cm}$$

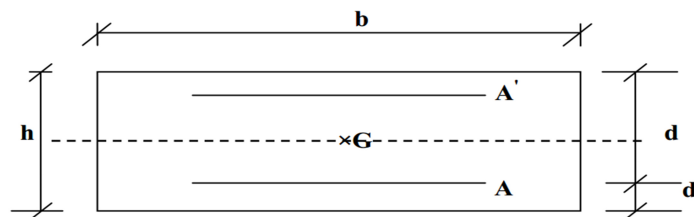


Figure (III.18) Section du calcul du balcon.

III- 5.3.1~ Moments ultime réduit :

$$\mu_u = \frac{Mu}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{13.07 \cdot 10^{-3}}{1 \cdot (0.135)^2 \cdot 14.17} = 0.051$$

$$\mu_l = 0.8 \cdot \alpha_l (1 - 0.4 \alpha_l)$$

$$\alpha_l = \frac{3.5}{\xi_s + 3.5} \longrightarrow \xi_s = \frac{\sigma_s}{E} = \frac{1.15}{200000} \cdot 1000 \longrightarrow \xi_s = 1.74 \text{ ‰}$$

$$\alpha_l = \frac{3.5}{1.74 + 3.5} = 0.668$$

$$\mu_l = 0.8 \cdot 0.668 (1 - 0.4 \cdot 0.668) = 0.392$$

$\mu_{bu} = 0.051 < \mu_u = 0.392$, donc la section est simplement armée, les armatures comprimées

ne sont pas nécessaires.

III- 5.3.2~ Section d'armature :

$$A_s = \frac{M_u}{\beta d \sigma_s}$$

$$\beta = (1 - 0.4 \alpha) \text{ tel que } : \alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2(0.051)}) = 0.065$$

$$\text{Donc : } \beta = 0.974$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{13.07 \times 10^6}{0.974 \times 135 \times 348} = 285.63 \text{ mm}^2$$

$$A_s = 2.85 \text{ cm}^2$$

On adopte : $A_s = 5T10 = 3.93 \text{ cm}^2$, avec espacement de 20 cm

-Condition de non fragilité :

La section minimale est :

$$A_{\min} \geq 0.23 b d \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.63 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte $A_s = 5T10 = 3.93 \text{ cm}^2/\text{ml}$, avec espacement de 20 cm.

III-5.4~ Vérification à l'ELU :**III-5.4.1~ Contrainte de cisaillement :**

On doit vérifier l'équation suivante : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

Telle que le balcon est exposé aux intempéries, donc la fissuration est préjudiciable.

$$\text{Donc : } \bar{\tau}_u = \text{Min} \left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right) = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\text{Et : } \tau_u = \frac{V_u}{bd}$$

V_u : L'effort tranchant à l'ELU

$$V_u = q_u l + p_u = 17.98 \text{ KN}$$

$$\text{Donc : } \tau_u = \frac{17.98}{1 \times 135} = 0.13 \text{ MPa}$$

D'où $\tau_u = 0.13 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ Condition vérifié}$

Donc il n y a pas de risque de cisaillement.

III-5.4.2~ Contrainte d'adhérence :

On doit vérifier l'équation suivante : $\tau_{su} \leq \bar{\tau}_{su}$

$$\text{On a : } \bar{\tau}_{su} = \bar{\Psi}_s f_{t28}$$

$$\bar{\Psi}_s \geq 1.5 \text{ on prend } \bar{\Psi}_s = 1.5$$

$$\text{D'où : } \bar{\tau}_{su} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

et on a :

$$\tau_{su} = \frac{V_u}{0.9d \sum U_i}$$

Avec :

$\sum u_i = n\pi\emptyset$: Somme du périmètre utile des barres

n: Nombre des barres.

\emptyset : Diamètre des barres

$$\sum u_i = 5 \times 3.14 \times 10 = 157 \text{ mm}$$

D'où : $\tau_{su} = 0.94 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{su} = 3.15 \text{ MPa} \dots \dots \dots$ **Condition vérifié**

Pas de risque d'entraînement des barres longitudinales.

III-5.5~ Calcul des armatures de répartition :

D'après les vérifications à l'ELU les armatures de répartition ne sont pas nécessaires donc on prévoit des armatures de répartition ayant un rôle constructif.

$$A_t \geq \frac{A_s}{4} = \frac{3.93}{4} = 0.98 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte **A = 4T8 = 2.01 cm²/ml**, avec espacement de 25 cm.

III-5.5.1~ Vérification des espacements des barres :

✓ **Armature principale :**

$$S_p = 20 \text{ cm} \leq \text{Min}(3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \dots \dots \dots$$
 Condition vérifiée

✓ **Armature transversal :**

$$S_s = 25 \text{ cm} \leq \text{Min}(4h, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} \dots \dots \dots$$
 Condition vérifiée

III-5.6~ Vérification à L'ELS :

III-5.6.1~ Contrainte de compression dans le béton :

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Contrainte maximale dans le béton comprimé : $\sigma_{bc} = K.Y$

Avant la vérification de la contrainte dans le béton et l'acier on calcul la position de l'axe neutre et le moment d'inertie

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

$$I = \frac{b \cdot y^3}{3} + \eta A (d - y)^2 + \eta A' (y - d')^2 \quad \eta = 15$$

$$\frac{b \cdot y^2}{2} + \eta(A + A')y - \eta(Ad - A'd) = 0$$

$$\frac{100 \cdot y^2}{2} + 15(3,93)y - 15(3,93 \times 13,5) = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 403,29$$

$$y = 3,44 \text{ cm}$$

$$I = \frac{100 \cdot (3,44)^3}{3} + 15 \cdot 3,93(13,5 - 3,44)^2 = 7322,87 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{9,32 \times 10^6}{7322,87 \times 10^4} = 0,13 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = K \cdot y = 0,13 \times 34,4 = 4,47 \text{ Mpa} \leq \bar{\sigma} = 15 \text{ Mpa C.V}$$

III-5.6.2~ Vérification des contraintes maximales dans l'acier :

On doit vérifier que : $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta^* f_{t28}} \right\} = \min \left\{ 266,67 \text{ MPa}; 202 \text{ MPa} \right\}$$

$$\bar{\sigma}_s = 202 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \eta \cdot K \cdot (d - y) = 15 \times 0,13(135 - 34,4) = 196,17 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s = 196,17 \text{ Mpa} \leq \bar{\sigma}_s = 202 \text{ Mpa} \quad \text{C.V}$$

III-5.7~ Vérification de la flèche :

$$\frac{h}{L} = \frac{150}{135} = 1,11 > \frac{1}{16} = 0,0625 \dots \dots \dots \text{CV}$$

$$f = \frac{pl^4}{8EI} \leq \bar{f} = \frac{l}{250}$$

$$f = \frac{0,875 \times (1,35)^4}{8(10818,87) \times 7322,87 \times 10^{-6}} = 0,0046 \text{ m}$$

$$f = 0,46 \text{ cm} < \bar{f} = \frac{135}{250} = 0,54 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{CV}$$

III-5.8~ Calcul de l'ancrage :

$$L_s = \frac{\phi}{4} \cdot \frac{f_e}{\tau_{su}} \Rightarrow \tau_{su} = 0,6 \cdot \phi_s^2 \times f_{t28} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 \Rightarrow \tau_{su} = 2,83 \text{ MPa}$$

$L_s = \frac{1}{4} \cdot \frac{400}{2.83} = 35.33 \text{ cm} > b = 30 \text{ cm} \Rightarrow$ donc il est nécessaire de prévoir des crochets à la fin de chaque armature longitudinale.

Conclusion :

La section et le nombre d'armature choisie sont acceptables.

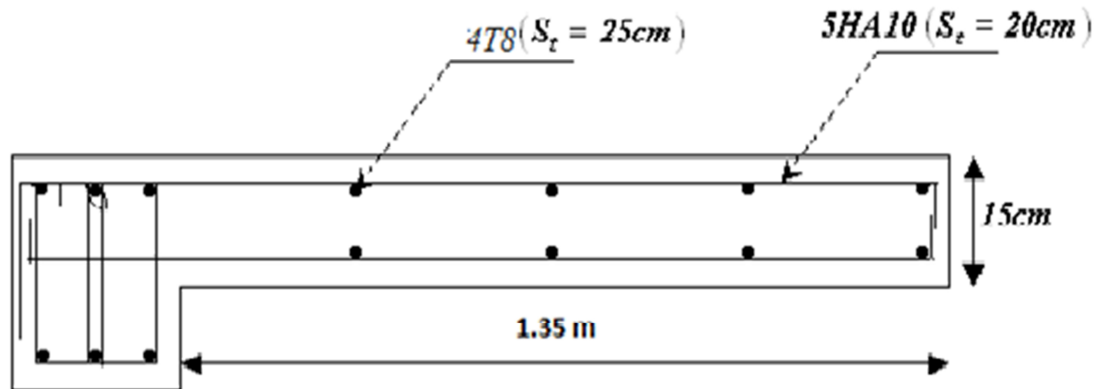


Figure (III.14) schéma de ferrailage du balcon.

III- 6~ PLANCHERS :

III- 6.1~ Introduction :

Les planchers sont des éléments plans horizontaux, supposés infiniment rigides dans leur plan. Ils ont pour rôle :

- ✓ Cheminement des charges aux éléments porteurs.
- ✓ Assurer l'isolation des différents étages du point de vue thermique et acoustique.
- ✓ Assurer la compatibilité des déplacements horizontaux

III- 6.2~plancher à corps creux :

Ce type de plancher est constitué par des éléments porteurs (poutrelle), et par des éléments de remplissage (corps creux) de dimensions $(16 \times 20 \times 65) \text{ cm}^3$, avec une dalle de compression de 4 cm d'épaisseur.

III- 6.3~ étude des poutrelles :

Les poutrelles sont des éléments préfabriqués, leur calcul est associé à celui d'une poutre continue semi encastrée aux poutres de rives. et leurs rôle dans le plancher est de transmettre les charges verticales appliquée sur ce dernier aux poutres principales.

Les poutrelles sont calculées en deux phases :

- ✓ 1^{ère} phase de calcul avant le coulage de la dalle de compression.
- ✓ 2^{ème} phase de calcul après le coulage de la dalle de compression.

III- 6.4~ Pré dimensionnement des poutrelles :

$$\text{Poutrelle : } \begin{cases} b_0 : \text{largeur} \\ h : \text{hauteur} \end{cases}$$

$$\begin{cases} ht : \text{Hauteur totale du plancher} \\ b : \text{Largeur de la table de compression} \end{cases}$$

$$h_t \geq \frac{ht}{22,5} \quad \text{Ou : } l_t : \text{ portée maximale dans le sens porteur prise entre nu d'appuis}$$

$$\Rightarrow h_t \geq \frac{452 - 30}{22,5} = \frac{422}{22,5} = 18,75 \text{ cm} \quad \text{On prend } ht=20\text{cm}$$

$$0,3 h_t \leq b_0 \leq 0,7 h_t$$

$$5,62 \text{ cm} \leq b_0 \leq 13,12 \text{ cm} \text{ donc on à } b_0=12\text{cm}$$

III- 6.5~ Calcul des poutrelles de plancher :**III- 6.5.1~ Avant le coulage :**

Avant le coulage de la dalle de compression la poutrelle est considérée comme reposante sur deux appuis, elle supporte son poids propre, le poids de corps creux et la surcharge due à la main d'œuvre qui est pris égal à 1KN/ml (d'après **DTR B.C.2.2**).

III- 6.5.2~Charge permanente :

$$\text{poids propre de la poutrelle : } 0,12 \times 0,04 \times 25 = 0,12 \text{ KN/m.}$$

$$\text{poids propre du corps creux : } 0,60 \times 0,95 = 0,57 \text{ KN/m.}$$

$$\mathbf{G=0,69 \text{ KN/m}}$$

III- 6.5.3~Charge d'exploitation :

$$Q=0,65 \times 1 = 0,65 \text{ KN/m}$$

III- 6.5.4~Sollicitation :

$$ELS: q_s = G + Q$$

$$ELU: q_u = 1,35G + 1,5Q$$

$$q_u = 1,35 \times 0,69 + 1,5 \times 0,65 = 1,91 \text{ KN/m}$$

$$q_s = 0,69 + 0,65 = 1,34 \text{ KN/m}$$

$$L_x = 4,52 \text{ m}$$

$$M_u = 1,91 * \frac{(4,52)^2}{8} = 4,88 \text{ KN.m}$$

$$M_s = 1,34 * \frac{(4,52)^2}{8} = 3,42 \text{ KN.m}$$

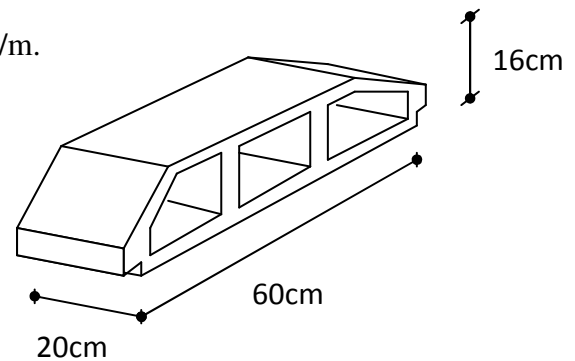


Figure (III.20) schéma Corps Creux

III- 6.6~ Ferrailage:

La poutrelle travaille en flexion simple à l'ELU.

$b = 12 \text{ cm}$; $d = 0,9 \cdot h = 3,6 \text{ cm}$; $h = 4 \text{ cm}$; $f_{bu} = 14,17 \text{ MPa}$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = 2.21$$

$$\mu_{lu} = (3440\gamma + 49 \cdot f_{c28} - 3050) \cdot 10^{-4}$$

$$\gamma = \frac{M_f}{M_s} = \frac{4.88}{3.42} = 1.426$$

$$\mu_{lu} = 0,30598$$

Donc : $\mu_{bu} > \mu_{lu} \Rightarrow \mathbf{A}' \neq \mathbf{0}$

$$\frac{M_u}{0,12 \times (0,036)^2 \times 14.17} < \mu_c$$

$$M_u < 0,12 \times (0,036)^2 \times 14.17 \times 10^3 \cdot \mu_c$$

$$M_u = \frac{ql^2}{8} < 0.674$$

$$L < \sqrt{\frac{8 \times 0.674}{q_u}}$$

$$L < 1.654 \text{ m}$$

Donc on prévoit des étais espacés de 1.4 m

Les aciers comprimés sont nécessaires afin d'équilibrer le moment de la section d'armatures mais on est limité par la section du béton (12x4). Il faut donc soulager la poutrelle par des étaitements verticaux pour supporter les charges avant et lors du coulage sans qu'elle fléchisse.

III- 6.6.1~ Après le coulage :

Après le coulage et durcissement du béton de la dalle de compression, la poutrelle travaillera comme une poutre en «Té »

$b = 65 \text{ cm}$; $b_0 = 12 \text{ cm}$; $h_0 = 4 \text{ cm}$; $h_t = 20 \text{ cm}$; $d = 0,9 h_t = 18 \text{ cm}$.

Type	Schéma statique
Type 1	
Type 2	
Type 3	

Figure (III.21) Les différents types des poutrelles.

III- 6.7~ Méthodes de calcul des poutrelles :

Les poutrelles sont calculées à la flexion simple sous G et Q comme des poutres continues sur plusieurs appuis. Pour ce faire, nous disposons de deux méthodes ;

- ✓ Méthode forfaitaire
- ✓ Méthode de Caquot

III- 6.7.1~ Méthode forfaitaire:

On applique la méthode forfaitaire pour le calcul des planchers à surcharges modérées (ne pas très élevé) lorsque les conditions suivantes sont satisfaites :

Plancher à surcharges modérées : $Q \leq \min(2 \times G ; 5) KN / m^2$

Le rapport entre deux travées successives : $0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1.25$

Le moment d’inertie est constant sur tout le long de la travée.

Fissuration peu nuisible.

III- 6.7.2~ Vérification des conditions de BAEL :

- ✓ 1^{ere} condition :

Plancher terrasse inaccessible :

$G = 6.44 KN / m^2$

$Q = 1.00 KN / m^2 \Rightarrow 1.00 \leq \min(2 \times 6.44; 5) KN / m^2 \dots\dots\dots$ vérifiée.

Plancher étage courant :

$G = 5.28 KN / m^2$

$$Q = 1.5 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow 1.5 \leq \min(2 \times 5.28; 5) \text{ KN/m}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

Plancher étage commercial :

$$G = 5.28 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 2.5 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow 2.5 \leq \min(2 \times 5.28; 5) \text{ KN/m}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

✓ 2^{ème} condition :

$$\text{-Type 1 : } 0.8 \leq \frac{4.34}{4.52}; \frac{4.52}{4.52}; \frac{4.52}{4.15} \leq 1.25 \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

$$\text{-Type 2 : } 0.8 \leq \frac{4.52}{4.52}; \frac{4.52}{4.15} \leq 1.25 \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

La 3^{ème} et la 4^{ème} condition sont vérifiées.

III- 6.7.3~ Principe de la méthode forfaitaire : d'après le [BAEL 91].

-Les moments fléchissant :

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

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 vérifier sont :

$$M_t + \frac{M_g + M_d}{2} \geq \max \begin{cases} (1 + 0.3 \times \alpha) \times M_0 \\ 1.05 M_0 \end{cases}$$

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

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

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.

III- 6.7.4~ La méthode de Caquot :

Elle est applicable essentiellement pour les planchers à surcharges élevées.

Pour les planchers à surcharges modérées si l'une des 3 dernières conditions n'est pas vérifiée on utilise la méthode de Caquot minorée.

Donc on peut appliquer dans notre cas la méthode forfaitaire pour les types (3.4.5) et La méthode de Caquot minorée pour les types (1 et 2) pour la détermination des sollicitations

III- 6.7.5~Evaluation des charges :

Tableau (III.9) Evaluation des charges

Plancher	G (KN/ml)	Q (KN/ml)	P _u (KN/ml)	P _{ser} (KN/ml)
Terrasse inaccessible	4.186	0.65	6.63	4.84
Etage courant	3.432	0.975	6.09	4.41
RDC	3.432	1.625	7.07	5.06

Notre poutrelle sera sollicitée par une charge uniformément répartie

Le cas le plus défavorable c'est le cas de terrasse inaccessible.

Donc on prend :

$$P_u = 7.07 \text{ KN/ml}$$

$$P_s = 5.06 \text{ KN/ml}$$

-Calcul des moments :

Pour le plancher étage courants :

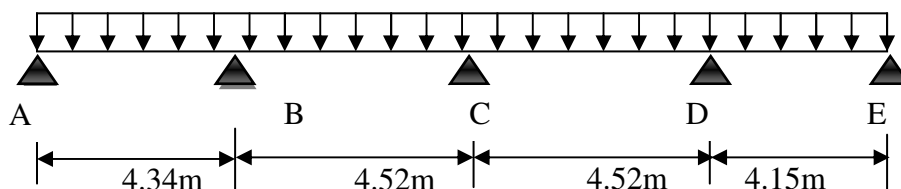
-Poutrelle type 1:

Figure (III. 22) Poutrelle type 1

-Moments isostatiques :**-À l'ELU :**

$$\text{Travée A-B : } M_0^{AB} = \frac{P_U l^2}{8} = \frac{7.07 \times 4.34^2}{8} = 16.65 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée B-C : } M_0^{BC} = \frac{7.07 \times 4.52^2}{8} = 18.06 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée C-D : } M_0^{CD} = \frac{7.07 \times 4.52^2}{8} = 18.06 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée D-E : } M_0^{DE} = \frac{7.07 \times 4.15^2}{8} = 15.22 \text{ KN.m}$$

-À l'ELS :

$$\text{-Travée A-B : } M_0^{AB} = \frac{P_S l^2}{8} = \frac{5.06 \times 4.34^2}{8} = 11.91 \text{ KN.m}$$

$$\text{-Travée B-C : } M_0^{BC} = \frac{5.06 \times 4.52^2}{8} = 12.93 \text{ KN.m}$$

$$\text{-Travée C-D : } M_0^{CD} = \frac{5.06 \times 4.52^2}{8} = 12.93 \text{ KN.m}$$

$$\text{-Travée D-E : } M_0^{DE} = \frac{5.06 \times 4.15^2}{8} = 10.9 \text{ KN.m}$$

-Moments sur les appuis :**-À l'ELU :****-Appuis de rive :**

$$M_A = M_E = 0$$

-Appuis intermédiaires :

$$M_B = -0.5 \times \max(M_0^{AB}, M_0^{BC}) = -0.5 \times 18.06 = -9.03 \text{ KN.m}$$

$$M_C = -0.4 \times \max(M_0^{BC}, M_0^{CD}) = -0.4 \times 18.06 = -7.22 \text{ KN.m}$$

$$M_D = -0.5 \times \max(M_0^{CD}, M_0^{DE}) = -0.5 \times 18.06 = -9.03 \text{ KN.m}$$

-À l'ELS :**-Appuis de rive :**

$$M_A = M_E = 0$$

-Appuis intermédiaires :

$$M_B = -0.5 \times \max(M_0^{AB}, M_0^{BC}) = -0.5 \times 12.93 = -6.47 \text{ KN.m}$$

$$M_C = -0.4 \times \max(M_0^{BC}, M_0^{CD}) = -0.4 \times 12.93 = -5.17 \text{ KN.m}$$

$$M_D = -0.5 \times \max(M_0^{CD}, M_0^{DE}) = -0.5 \times 12.93 = -6.47 \text{ KN.m}$$

-Moments en travée :

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{2.5}{2.5+5.28} = 0.321$$

$$\alpha = 0.321 \Rightarrow \begin{cases} 1 + 0.3\alpha = 1.0963 \\ 1.2 + 0.3\alpha = 1.2963 \end{cases}$$

-À l'ELU :

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

-Travée A-B :

$$\begin{cases} M_t \geq 13.73 \text{ KN.m} \\ M_t \geq \frac{1.2963}{2} \times 16.65 = 10.79 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_{tu}^{AB} = 13.73 \text{ KN.m}$$

-Travée B-C :

$$\begin{cases} M_t \geq 1.0963 \times 18.06 - \frac{9.03 + 7.22}{2} = 11.67 \text{ KN.m} \\ M_t \geq \frac{1.0963}{2} \times 18.06 = 9.90 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_{tu}^{BC} = 11.67 \text{ KN.m}$$

-Travée C-D :

$$\begin{cases} M_t \geq 1.0963 \times 18.06 - \frac{7.22 + 9.03}{2} = 11.67 \text{ KN.m} \\ M_t \geq \frac{1.0963}{2} \times 18.06 = 9.90 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_{tu}^{CD} = 11.67 \text{ KN.m}$$

-Travée D-E :

$$\begin{cases} M_t \geq 1.0765 \times 8.02 - \frac{9.03 + 0}{2} = 12.165 \text{ KN.m} \\ M_t \geq \frac{1.0963}{2} \times 15.22 = 9.87 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_{tu}^{DE} = 12.165 \text{ KN.m}$$

-À l'ELS :

-Travée A-B :

$$\begin{cases} M_t \geq 1.0963 \times 11.91 - \frac{6.47}{2} = 9.825 \text{ KN.m} \\ M_t \geq \frac{1.2963}{2} \times 11.91 = 7.72 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_{tu}^{AB} = 9.825 \text{ KN.m}$$

-Travée B-C :

$$\begin{cases} M_t \geq 1.0963 \times 12.93 - \frac{6.47 + 5.17}{2} = 8.36 \text{ KN.m} \\ M_t \geq \frac{1.0963}{2} \times 12.93 = 7.08 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_{tu}^{BC} = 8.36 \text{ KN.m}$$

-Travée C-D :

$$\begin{cases} M_t \geq 1.0963 \times 12.93 - \frac{5.17 + 6.47}{2} = 8.36 \text{ KN.m} \\ M_t \geq \frac{1.0963}{2} \times 12.93 = 7.08 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_{tu}^{CD} = 8.36 \text{ KN.m}$$

-Travée D-E :

$$\begin{cases} M_t \geq 1.0963 \times 10.9 - \frac{6.47}{2} = 7.83 \text{ KN.m} \\ M_t \geq \frac{1.0963}{2} \times 10.9 = 7.06 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_{tu}^{DE} = 7.83 \text{ KN.m}$$

Diagramme des moments fléchissant :

MOMENT FLECHISSANT [kN.m]

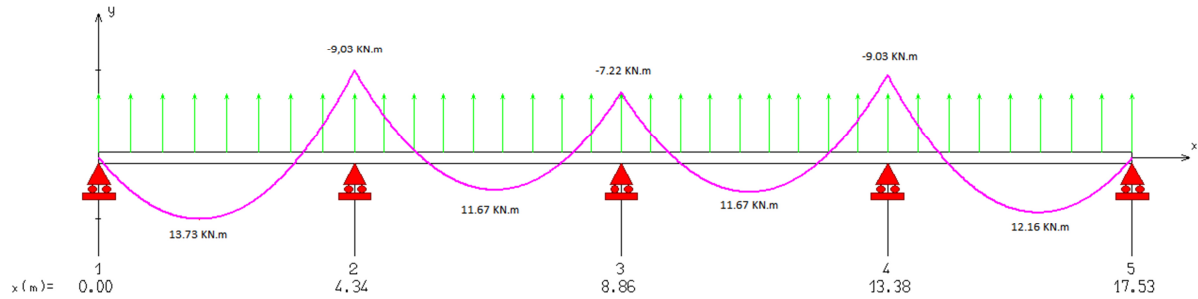


Figure (III.23)moments fléchissant de poutrelle 1 a L'ELU.

MOMENT FLECHISSANT [kN.m]

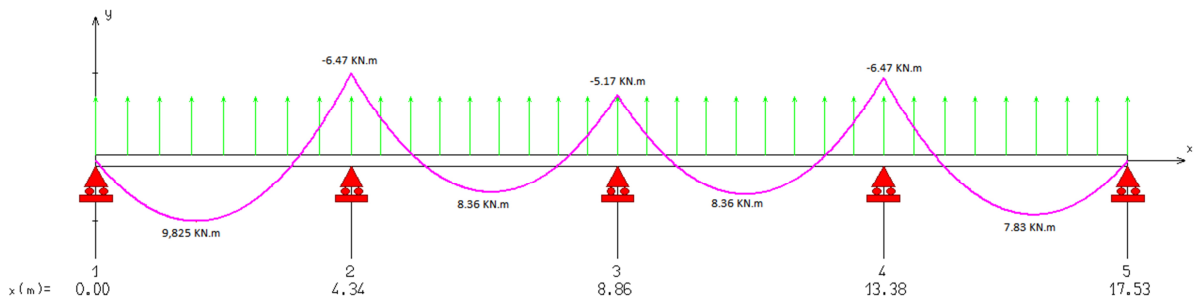


Figure (III.24)moments fléchissant de poutrelle 1 a L'ELS.

-Evaluation des efforts tranchants :

-À L'ELU :

-Travée A-B :

$$V(x) = \pm \frac{q \cdot L}{2} + \Delta T$$

$$\Delta T = \frac{M_b - M_a}{L} = \frac{-9.03 - (-0)}{4.34} = -2.08 \text{ KN}$$

$$V(x) = \frac{7.07 \cdot 4.34}{2} + (-2.08) = 13.26 \text{ KN}$$

$$V(x) = -\frac{7.07 \cdot 4.34}{2} + (-2.08) = -17.42 \text{ KN}$$

-Travée B-C :

$$V(x) = \pm \frac{q \cdot L}{2} + \Delta T$$

$$\Delta T = \frac{M_c - M_b}{L} = \frac{-7.22 - (-9.03)}{4.52} = 0.40 \text{ KN}$$

$$V(x) = \frac{7.07 \cdot 4.52}{2} + 0.40 = 16.38 \text{ KN}$$

$$V(x) = -\frac{7.07 \cdot 4.52}{2} + 0.40 = -15.58 \text{ KN}$$

-Travée C-D :

$$V(x) = \pm \frac{q \cdot L}{2} + \Delta T$$

$$\Delta T = \frac{Md - Mc}{L} = \frac{-9.03 - (-7.22)}{4.52} = -0.40 \text{ KN}$$

$$V(x) = \frac{7.07 \cdot 4.52}{2} + (-0.40) = 15.58 \text{ KN}$$

$$V(x) = -\frac{7.07 \cdot 4.52}{2} + (-0.40) = -16.38 \text{ KN}$$

-Travée D-E :

$$V(x) = \pm \frac{q \cdot L}{2} + \Delta T$$

$$\Delta T = \frac{Me - Md}{L} = \frac{0 - (-9.03)}{4.15} = 2.18 \text{ KN}$$

$$V(x) = \frac{7.07 \cdot 4.15}{2} + 2.18 = 16.85 \text{ KN}$$

$$V(x) = -\frac{7.07 \cdot 4.15}{2} + 2.18 = -12.49 \text{ KN}$$

-À l'ELS :**-Travée A-B :**

$$V(x) = \pm \frac{q \cdot L}{2} + \Delta T$$

$$\Delta T = \frac{Mb - Ma}{L} = \frac{-6.47 - (-0)}{4.34} = -1.49 \text{ KN}$$

$$V(x) = \frac{5.06 \cdot 4.34}{2} + (-1.49) = 9.49 \text{ KN}$$

$$V(x) = -\frac{5.06 \cdot 4.34}{2} + (-1.49) = -12.47 \text{ KN}$$

-Travée B-C :

$$V(x) = \pm \frac{q \cdot L}{2} + \Delta T$$

$$\Delta T = \frac{Mc - Mb}{L} = \frac{-5.17 - (-6.47)}{4.52} = -2.57 \text{ KN}$$

$$V(x) = \frac{5.06 \cdot 4.52}{2} + (-2.57) = 8.87 \text{ KN}$$

$$V(x) = -\frac{5.06 \cdot 4.52}{2} + (-2.57) = -14 \text{ KN}$$

-Travée C-D :

$$V(x) = \pm \frac{q \cdot L}{2} + \Delta T$$

$$\Delta T = \frac{Md - Mc}{L} = \frac{-6.47 - (-5.17)}{4.52} = -0.29 \text{ KN}$$

$$V(x) = \frac{5.06 \cdot 4.52}{2} + (-0.29) = 11.14 \text{ KN}$$

$$V(x) = -\frac{5.06 \cdot 4.52}{2} + (-0.29) = -11.72 \text{ KN}$$

-Travée D-E :

$$V(x) = \pm \frac{q \cdot L}{2} + \Delta T$$

$$\Delta T = \frac{Me - Md}{L} = \frac{0 - (-6.47)}{4.15} = 1.56 \text{ KN}$$

$$V(x) = \frac{5.06 \cdot 4.15}{2} + 1.56 = 12.06 \text{ KN}$$

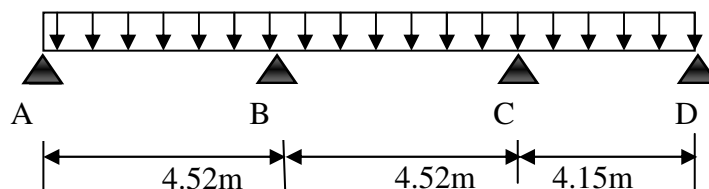
$$V(x) = -\frac{5.06 \cdot 4.15}{2} + 1.56 = -8.94 \text{ KN}$$

Tableau (III.10) Calculs des efforts tranchants et des moments de la poutrelle type 1 à l'ELU.

Travée	AB		BC	CD	DE
L(m)	4.34		4.52	4.52	4.15
V _W (KN)	9.49		8.87	11.14	12.06
V _E (KN)	-12.47		-14	-11.72	-8.94
M _T (KN.m)	13.73		11.67	11.67	12.165
Appuis	A	B	C	D	E
M (KN.m)	0	-9.03	-7.22	-9.03	0

Tableau (III.11) Calculs des efforts tranchants et des moments de la poutrelle type 1 à l'ELS.

Travée	AB		BC	CD	DE
L(m)	4.34		4.52	4.52	4.15
V _W (KN)	-11.42		-10.10	-19.52	-14.48
V _E (KN)	16.34		9.13	4.26	3.10
M _T (KN.m)	9.825		8.36	8.36	7.83
Appuis	A	B	C	D	E
M (KN.m)	0	-6.47	-5.17	-6.47	0

Poutrelle type 2 :**Figure (III.25)** Poutrelle type 2.

-Moments isostatiques :**-À l'ELU :**

$$\text{-Travée A-B : } M_0^{AB} = \frac{P_U l^2}{8} = \frac{7.07 \times 4.52^2}{8} = 18.06 \text{ KN.m}$$

$$\text{-Travée B-C : } M_0^{BC} = \frac{7.07 \times 4.52^2}{8} = 18.06 \text{ KN.m}$$

$$\text{-Travée C-D : } M_0^{CD} = \frac{7.07 \times 4.15^2}{8} = 15.22 \text{ KN.m}$$

-À l'ELS :

$$\text{-Travée A-B : } M_0^{AB} = \frac{P_S l^2}{8} = \frac{5.06 \times 4.52^2}{8} = 12.93 \text{ KN.m}$$

$$\text{-Travée B-C : } M_0^{BC} = \frac{5.06 \times 4.52^2}{8} = 12.93 \text{ KN.m}$$

$$\text{-Travée C-D : } M_0^{CD} = \frac{5.06 \times 4.15^2}{8} = 10.9 \text{ KN.m}$$

-Moments sur les appuis :**-À l'ELU :****-Appuis de rive :**

$$M_A = M_D = 0$$

-Appuis intermédiaires :

$$M_B = -0.5 \times \max(M_0^{AB}, M_0^{BC}) = -0.5 \times 18.06 = -9.03 \text{ KN.m}$$

$$M_C = -0.5 \times \max(M_0^{BC}, M_0^{CD}) = -0.5 \times 18.06 = -9.03 \text{ KN.m}$$

-À l'ELS :**Appuis de rive :**

$$M_A = M_D = 0$$

Appuis intermédiaires :

$$M_B = -0.5 \times \max(M_0^{AB}, M_0^{BC}) = -0.5 \times 12.93 = -6.47 \text{ KN.m}$$

$$M_C = -0.5 \times \max(M_0^{BC}, M_0^{CD}) = -0.5 \times 12.93 = -6.47 \text{ KN.m}$$

-Moments en travée :

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{2.5}{2.5+5.28} = 0.321$$

$$\alpha = 0.321 \Rightarrow \begin{cases} 1) 0,3\alpha = 1.0963 \\ 2) 1,2 + 0.3\alpha = 1.2963 \end{cases}$$

-À l'ELU :

$$\begin{cases} M_t + \frac{M_g + M_d}{2} \geq \max[(1 + 0,3\alpha)M_0; 1,05M_0] \\ M_t \geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} M_0 \rightarrow \text{pour une travée de rive.} \\ M_t \geq \frac{1 + 0,3\alpha}{2} M_0 \rightarrow \text{pour une travée intermédiaire.} \end{cases}$$

-Travée A-B :

$$\begin{cases} M_t \geq 15.29 \text{ KN.m} \\ M_t \geq \frac{1.2963}{2} \times 18.06 = 11.71 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_{tu}^{AB} = 15.29 \text{ KN.m}$$

-Travée B-C :

$$\begin{cases} M_t \geq 1.0963 \times 18.06 - \frac{9.03 + 9.03}{2} = 10.77 \text{ KN.m} \\ M_t \geq \frac{1.0963}{2} \times 18.06 = 9.90 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_{tu}^{BC} = 10.77 \text{ KN.m}$$

-Travée C-D :

$$\begin{cases} M_t \geq 1.0963 \times 15.22 - \frac{9.03 + 0}{2} = 12.175 \text{ KN.m} \\ M_t \geq \frac{1.2963}{2} \times 15.22 = 9.87 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_{tu}^{CD} = 12.175 \text{ KN.m}$$

-À l'ELS :

-Travée A-B :

$$\begin{cases} M_t \geq 1.0963 \times 12.93 - \frac{6.47}{2} = 10.95 \text{ KN.m} \\ M_t \geq \frac{1.2963}{2} \times 12.93 = 8.38 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_{tu}^{AB} = 10.95 \text{ KN.m}$$

-Travée B-C :

$$\begin{cases} M_t \geq 1.0963 \times 12.93 - \frac{6.47 + 6.47}{2} = 7.71 \text{ KN.m} \\ M_t \geq \frac{1.0963}{2} \times 12.93 = 7.08 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_{tu}^{BC} = 7.71 \text{ KN.m}$$

-Travée C-D :

$$\begin{cases} M_t \geq 1.0963 \times 10.9 - \frac{6.47 + 0}{2} = 8.715 \text{ KN.m} \\ M_t \geq \frac{1.2963}{2} \times 10.09 = 7.06 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_{tu}^{CD} = 8.715 \text{ KN.m}$$

- Diagramme des moments fléchissant :

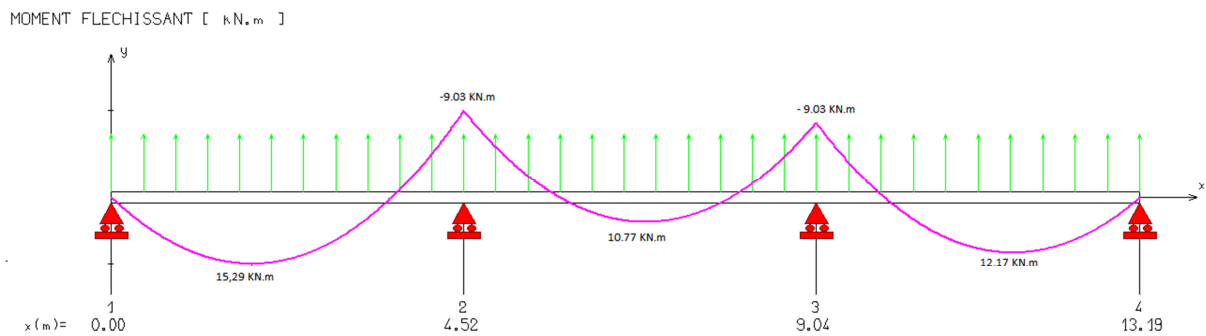


Figure (III.26)moments fléchissant de poutrelle 2 a L'ELU.

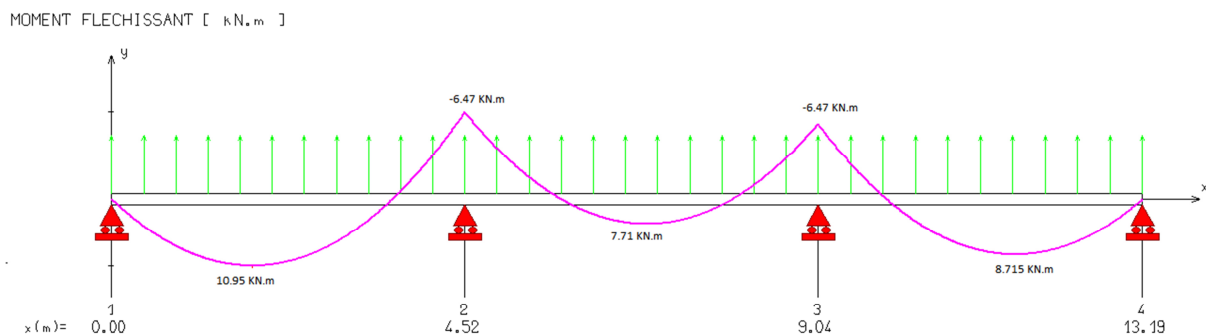


Figure (III.27)moments fléchissant de poutrelle 2 a L'ELS.

-Evaluation des efforts tranchants :**-À L'ELU :****-Travée A-B :**

$$V(x) = \pm \frac{q \cdot L}{2} + \Delta T$$

$$\Delta T = \frac{M_b - M_a}{L} = \frac{-9.03 - (-0)}{4.52} = -2 \text{ KN}$$

$$V(x) = \frac{7.07 \cdot 4.52}{2} + (-2) = 13.98 \text{ KN}$$

$$V(x) = -\frac{7.07 \cdot 4.52}{2} + (-2) = -17.98 \text{ KN}$$

-Travée B-C :

$$V(x) = \pm \frac{q \cdot L}{2} + \Delta T$$

$$\Delta T = \frac{M_c - M_b}{L} = \frac{-9.03 - (-9.03)}{4.52} = 0 \text{ KN}$$

$$V(x) = \frac{7.07 \cdot 4.52}{2} = 15.98 \text{ KN}$$

$$V(x) = -\frac{7.07 \cdot 4.52}{2} = -15.98 \text{ KN}$$

Travée C-D :

$$V(x) = \pm \frac{q \cdot L}{2} + \Delta T$$

$$\Delta T = \frac{M_d - M_c}{L} = \frac{0 - (-9.03)}{4.15} = 2.18 \text{ KN}$$

$$V(x) = \frac{7.07 \cdot 4.15}{2} - 2.18 = 12.49 \text{ KN}$$

$$V(x) = -\frac{7.07 \cdot 4.15}{2} - 2.18 = -16.85 \text{ KN}$$

-À L'ELS :**-Travée A-B :**

$$V(x) = \pm \frac{q \cdot L}{2} + \Delta T$$

$$\Delta T = \frac{M_b - M_a}{L} = \frac{-6.47 - (-0)}{4.52} = -1.43 \text{ KN}$$

$$V(x) = -\frac{5.06 \cdot 4.52}{2} + (-1.43) = -12.87 \text{ KN}$$

-Travée B-C :

$$V(x) = \pm \frac{q \cdot L}{2} + \Delta T$$

$$\Delta T = \frac{M_c - M_b}{L} = \frac{-6.47 - (-6.47)}{4.52} = 0 \text{ KN}$$

$$V(x) = \frac{5.06 \cdot 4.52}{2} = 11.44 \text{ KN}$$

$$V(x) = -\frac{5.06 \cdot 4.52}{2} = -11.44 \text{ KN}$$

-Travée C-D :

$$V(x) = \pm \frac{q \cdot L}{2} + \Delta T$$

$$\Delta T = \frac{M_d - M_c}{L} = \frac{0 - (-6.47)}{4.15} = 1.56 \text{ KN}$$

$$V(x) = \frac{5.06 \cdot 4.15}{2} - 1.56 = 8.94 \text{ KN}$$

$$V(x) = -\frac{5.06 \cdot 4.15}{2} - 1.56 = -12.06 \text{ KN}$$

Tableau (III.12) Calculs des efforts tranchants et des moments de la poutrelle type 2 à l'ELU.

Travée	AB		BC	CD
L(m)	4.52		4.52	4.15
V _w (KN)	10		11.44	8.94
V _E (KN)	-12.87		-11.44	-12.06
M _T (KN.m)	15.29		10.77	12.175
Appuis	A	B	C	D
M (KN.m)	0	-9.03	-9.03	0

Tableau (III.13) Calculs des efforts tranchants et des moments de la poutrelle type 2 à l'ELS.

Travée	AB		BC	CD
L(m)	4.34		4.52	4.52
V _w (KN)	-11.42		-10.10	-19.52
V _E (KN)	16.34		9.13	4.26
M _T (KN.m)	10.95		7.71	8.715
Appuis	A	B	C	D
M(KN.m)	0	-6.47	-6.47	0

-Poutrelle type 3 :

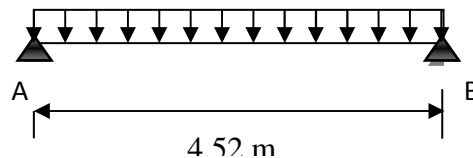


Figure (III.28) Schéma statique de poutrelle type 3.

-A L'ELU :**-Le moment en travée :**

$$M_u = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{7.07(4.52)^2}{8} = 18.06 \text{ KN.m}$$

-L'effort tranchant :

$$R_A = R_B = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{7.07 \times 4.52}{2} = 15.97 \text{ KN}$$

-Diagramme des efforts internes :

Par l'utilisation de logiciel RDM6 on trouve :

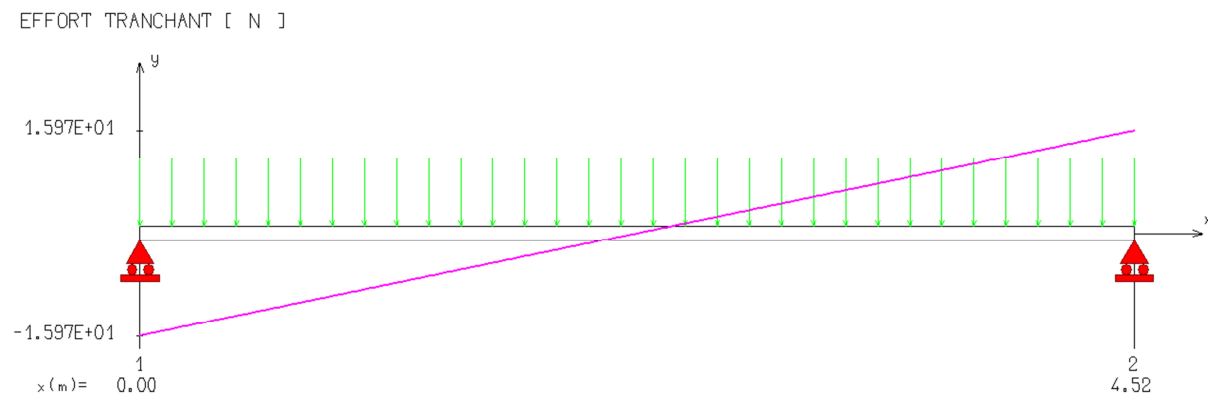
- L'effort tranchant :

Figure (III.29) Diagramme des efforts tranchants de la poutrelle type 3 à L'ELU.

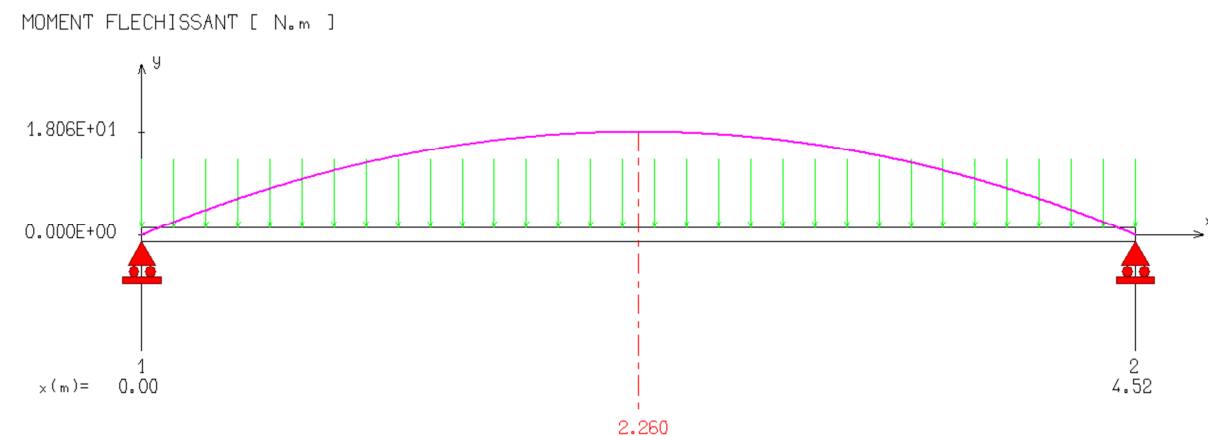
-Moment fléchissant :

Figure (III.30) Diagramme des moments fléchissant de la poutrelle type 3 à L'ELU

-A L'ELS :

-Lemoment en travée :

$$M_u = \frac{qs \times l^2}{8} = \frac{5.06(4.52)^2}{8} = 12.92 \text{ KN.m}$$

-L'effort tranchant :

$$R_A = R_B = \frac{qs \times l}{2} = \frac{5.06 \times 4.52}{2} = 11.43 \text{ KN}$$

-Diagramme des efforts internes :

Par l'utilisation de logiciel RDM6 on trouve :

- L'effort tranchant :

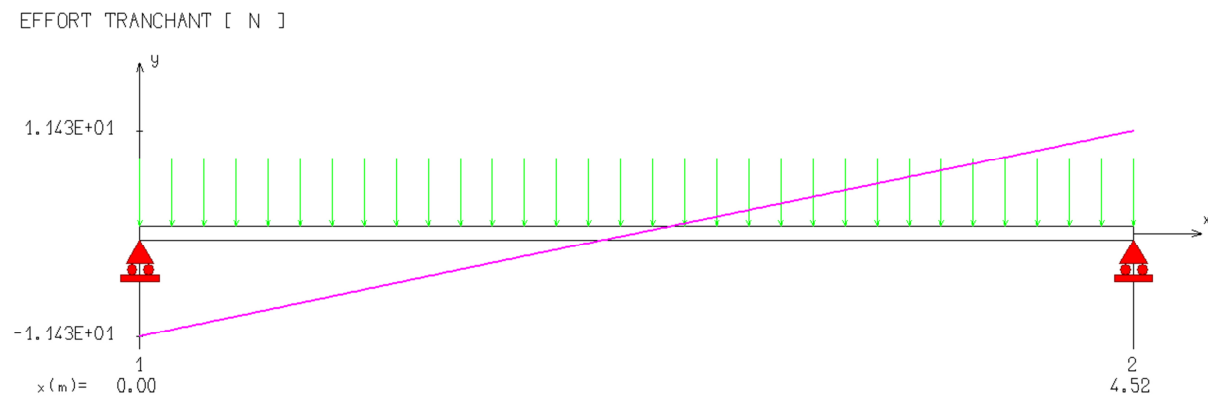


Figure (III.31) Diagramme des efforts tranchants de la poutrelle type 3 à L'ELS

-Moment fléchissant :

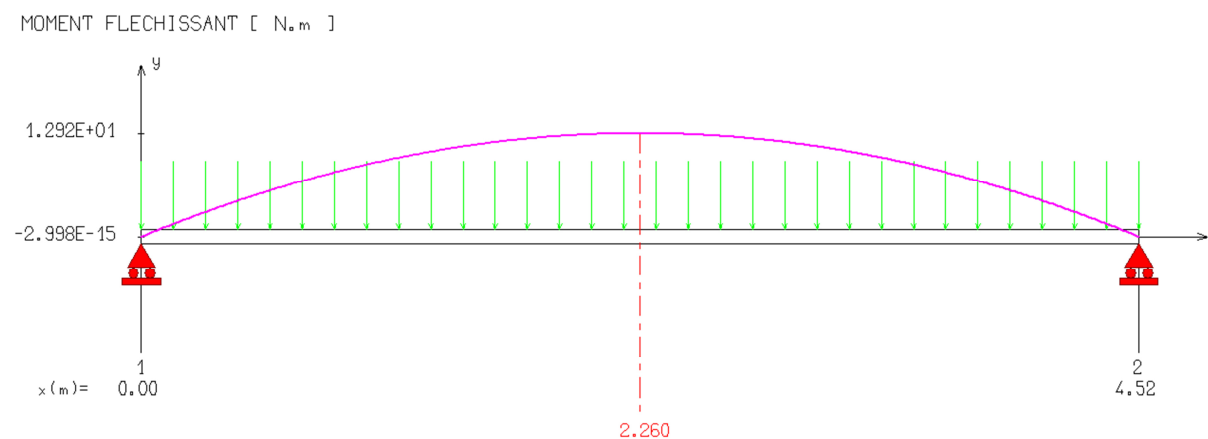


Figure (III.32) Diagramme des moments fléchissant de la poutrelle type 3 à L'ELS

III- 6.8~ Ferrailage :

III- 6.8.1~ Calcul de ferrailage à L'ELU:

Le calcul se fera pour la travée la plus défavorable

-A L'ELU:

$$M_t = 18.06 \text{ KN.m}$$

$$M_a = 9.03 \text{ KN.m}$$

$$V_{\max} = 15.97 \text{ KN}$$

-A L'ELS :

$$M_t = 12.92 \text{ KN.m}$$

$$M_a = 6.47 \text{ KN.m}$$

$$V_{\max} = 11.43 \text{ KN.}$$

-Calcul des armatures longitudinales :**-En travée :**

Le calcul des armatures s'effectue comme une poutre de section en T, en considérant le moment en travée max : $M_{t \max} = 18.06 \text{ KN.m}$

-Moment de référence:

$$M_{Tu} = F_{bc} \times Z_b$$

$$\text{Avec : } \left\{ \begin{array}{l} F_{bc} = b \times h_0 \times f_{bu} = 0.65 \times 0.04 \times 14.20 = 0.369 \\ Z_b = d - \frac{h_0}{2} = 0.18 - \frac{0.04}{2} = 0.16 \text{ m} \end{array} \right\}$$

$$M_{Tu} = F_{bc} Z_b = 0.05907 \text{ N.m} = 59.07 \text{ KN.m}$$

$M_{Tu} = 59.07 \text{ KN.m} > 18.06 \text{ KN.m}$ L'axe neutre dans la table, une seule partie de la table est comprimée, et comme le béton tendu n'intervient pas dans les calculs, la section en T sera calculée comme une section rectangulaire de dimensions (b*h), b = 65cm et h = 20cm

-Calcul A_s :**-Calcul de μ_{bu} :**

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b d^2 f_{bc}}$$

$$\mu_{bu} = \frac{18.06 \times 10^{-3}}{0.65 \times 0.18^2 \times 14.2} = 0.060$$

$$A_s = \beta_u \times b \times d \times \frac{f_{bc}}{\sigma_{su}}$$

-Calcul de β_u :

$$\beta_u = 1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} = 1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.060}$$

$$\beta_u = 0.062$$

$$A_s = 0.062 \times 65 \times 18 \times \frac{14.2}{348} = 2.96 \text{ cm}^2$$

$$\mu_{bu} = 0.060 < \mu_l = 0.392$$

(Pas d'armatures comprimées $A'_s=0$)

Donc : on adopte **3HA12=3.39cm²**

Tableau (III.14) Les armatures longitudinales choisie(en travée)

Type	M_u^t (max) (KN.m)	μ_{bu}	A'_s (cm ²)	A_{cal} (cm ²)	Choix	A_s adopté (cm ²)
Resultats	18.06	0.060	0	2.96	3T12	3.39

-Aux appuis:

$$M_a = 9.03 \text{ KN.m}$$

Le béton tendu se trouve dans la partie supérieure, donc le ferrillage se fait en flexion simple à l'état limite ultime pour une section rectangulaire (b×h) = (12×20) cm².

-Calcul le moment réduit :

$$\mu_{bu} = \frac{Ma}{b d^2 f_{bc}}$$

$$\mu_{bu} = \frac{9.03 \times 10^{-3}}{0.12 \times 0.18^2 \times 14.2} = 0.16$$

$$A_s = \beta_u \times b \times d \times \frac{f_{bc}}{\sigma_{su}}$$

-Calcul de β_u :

$$\beta_u = 1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} = 1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.16}$$

$$\beta_u = 0.175$$

$$A_s = 0.175 \times 12 \times 18 \times \frac{14.2}{348} = 1.54 \text{ cm}^2$$

Donc : on adopte **2T12 = 2.26 cm²**

Tableau (III.15) Les armatures longitudinales choisie (aux appuis).

Type	M_u^a (max) (KN.m)	μ_{bu}	A'_s (cm ²)	A_{cal} (cm ²)	Choix	A_s adopté (cm ²)
Résultats	9.03	0.16	0	1.54	2T12	2.26

-Calcul des armatures transversales :**-Le diamètre minimal des armatures transversales :**

Le diamètre minimal des armatures transversales est donné par (BAEL91/99 Art. A.7.2.12)

$$\phi_t \leq \text{Min} \left\{ \frac{b_0}{10}; \frac{h}{35}; \phi_l \right\} = 5.72 \text{ mm}$$

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

-La section d'armatures transversales :

On choisira un cadre de $\phi 8$, donc $A_t = 2T8 = 1.01 \text{ cm}^2$

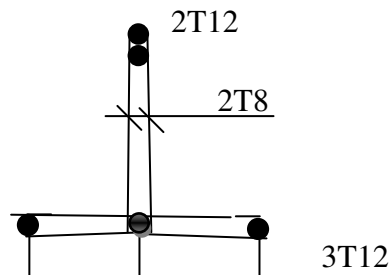


Figure (III.33) Schéma de ferrailage de la poutrelle

-L'espace entre les cadres (BAEL91/99.Art. A.5.1.22) :

$$S_{t1} \leq \text{Min} \{0.9.d; 40 \text{ cm}\} = 18 \text{ cm}$$

on prend : $S_t = 20 \text{ cm}$

III- 6.8.2-Vérification à l'ELU :**-Vérification de la condition de non fragilité :****-Aux appuis :**

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 12 \times 18 \times 2.1}{400} = 0.26 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0.26 \text{ cm}^2 < A_s = 2.26 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots CV$$

-En travée :

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 65 \times 18 \times 2.1}{400} = 1.41 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 1.41 \text{ cm}^2 < A_s = 3.39 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots CV$$

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

$$V_{u \max} = 15.97 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{15.97 \times 10^3}{120 \times 180} = 0.74 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left[\frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b} = 3.33 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa} \right] = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.74 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 3.33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{CV}$$

-Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement :

$$\tau_u = \frac{V_{u \max}}{0.9 d \Sigma U_i} \text{ avec } : \Sigma U_i : \text{ La somme des perimetre utiles des barres}$$

$$\Sigma U_i = n \times \pi \times \phi = 3 \times 3.14 \times 12 = 113.04 \text{ mm}$$

$$\tau_u = \frac{V_{u \max}}{0.9 d \Sigma U_i} = \frac{15.97 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 113.04} = 0.87 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \times f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.87 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa}$$

-La longueur de scellement :

Elle correspond à la longueur d'acier adhérent un béton, nécessaire pour que l'effort de traction ou de compression demandé à la barre puisse être mobilisée.

$$L_s = \left(\frac{\phi}{4} \right) \times \left(\frac{f_e}{\tau_{su}} \right)$$

Avec:

τ_{su} : Contrainte limite d'adhérence.

$$\tau_{su} = 0.6 \times \psi_s^2 \times f_{tj}$$

ψ_s^2 : Coefficient de scellement des barres égale a 1,5 en général pour les aciers H. A.

$$\tau_{su} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.83 \text{ MPa}$$

$$L_s = \left(\frac{\phi}{4} \right) \times \left(\frac{f_e}{\tau_{su}} \right) = \left(\frac{1}{4} \right) \times \left(\frac{400}{2.83} \right) = 35.33 \text{ cm}$$

$L_s = 35.33 \text{ cm} > L_a = 30 \text{ cm}$ (la largeur de la poutre).

On utilisera donc un ancrage courbe (crochet à 45°).

Les règles de **BAEL91/99 (Art. A.6.1)** admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la longueur de la portée ancrée mesurée hors crochet est au moins égale à $0.4.l_s$ pour les aciers HA.

$L_c = 0.4 \times l_s = 14.33 \text{ cm} \Rightarrow$ On peut utiliser l'ancrage courbe (crochet à 45°).

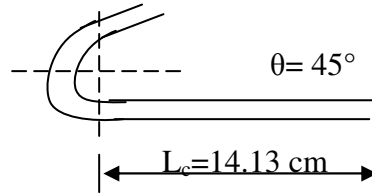


Figure (III.34) L'ancrage des barres.

III- 6.8.3-Vérification à l'ELS :

NB : Les fissurations étant peu nuisible, aucune vérification sur la contrainte d'acier n'est à effectuer (pas de limite sur la contrainte d'acier).

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

-En travée :

-Position de l'axe neutre :

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

$$A' = 0 \Rightarrow H = \frac{b \times h_0^2}{2} - 15 \times A \times (d - h_0) \Rightarrow H = \frac{0.65 \times 0.04^2}{2} - 15 \times 3.39 \times 10^{-4} \times (0.18 - 0.04)$$

$$\Rightarrow H = -1.92 \times 10^{-4} < 0 \Rightarrow \text{calcul de d'une section en T.}$$

-Calcul de y :

$$\frac{b \cdot y^2}{2} + \eta(A + A')y - \eta(Ad - A'd) = 0 \quad \eta = 15$$

$$\frac{65 \cdot y^2}{2} + 15(3.39)y - 15(3.39 \times 18) = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 348.68$$

$$y = 4.58 \text{ cm}$$

Calcul de I :

$$I = \frac{b \cdot y^3}{3} + \eta A (d - y)^2 + \eta A' (y - d')^2$$

$$I = \frac{65 \cdot (4.58)^3}{3} + 15 \times 3.39 \times (18 - 4.58)^2 = 11239.49 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = \frac{12.92 \times 4.58 \times 10^3}{11239.49} = 5.26 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{c'est vérifié.}$$

-Aux appuis :

-Appuis intermédiaires :

-Calcul de y :

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

$$\frac{12 \times y^2}{2} + (15 \times 2.26) \times y - 15 \times 2.26 \times 18 = 0 \Rightarrow y = 7.65 \text{ cm}$$

-Calcul de I :

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

$$I = \frac{12 \times 7.65^3}{3} + 15 \times 2.26 \times (18 - 7.65)^2 \Rightarrow I = 5422.24 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = \frac{6.47 \times 7.65 \times 10^3}{5422.24} = 9.13 \leq 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{c'est vérifiée}$$

III- 6.9~Vérification de la flèche :

D'après les règles BAEL91/99, nous montrons qu'il n'est pas nécessaire de calculer la flèche d'une poutre ou d'une poutrelle si cette dernière est associée à un hourdis et si toutes les inégalités suivantes sont vérifiées :

$$\left(\frac{h_t}{L}\right) \geq \left(\frac{1}{16}\right) \Rightarrow (0.045 < 0.0625) \Rightarrow \text{Condition non vérifiée}$$

$$\left(\frac{h_t}{L}\right) \geq \left(\frac{M_{ser, travée}}{10 M_{0, ser}}\right) \Rightarrow (0.045 < 0.2) \Rightarrow \text{Condition non vérifiée}$$

$$\left(\frac{A_s}{b \times d}\right) \leq \left(\frac{4.2}{f_e}\right) \Rightarrow (0.0029 < 0.0105) \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Avec :

$$h_t = 20 \text{ cm} ; b = 65 \text{ cm} ; d = 18 \text{ cm} ; L = 452 \text{ cm} ; A_s = 3.39 \text{ cm}^2$$

$$M_{ser, travée} = 12.92 \text{ KN.m} ; M_{0, ser} = 6.47 \text{ KN.m} ; f_e = 400 \text{ MPa}$$

Deux conditions ne sont pas vérifiées, alors on va procéder au calcul de la flèche.

III- 6.9.1~Calcul de la flèche :

Le calcul de la flèche se fait à l'aide des formules indiquées par le règlement CBA93, la flèche

On doit vérifier cette égalité :

$$\Delta F = f_v - f_i < \bar{f} = \frac{L}{500}$$

$$\bar{f} = \frac{452}{500} = 0.904 \text{ cm}$$

$$f_i = \frac{M_{ser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i I_{fi}}; f_v = \frac{M_{ser} \cdot L^2}{10 \cdot E_v I_{fv}}$$

Avec :

f_i : La flèche sous charge de faible durée d'application.

f_v : La flèche sous charge de longue durée d'application.

E_i : Module de déformation instantanée du béton.

E_v : Module de déformation différée du béton.

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

I_{fi}, I_{fv} : Module d'élasticité fictif.

Le moment d'inertie fictif :

$$I_{fi} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i u}$$

$$I_{fv} = \frac{I_0}{1 + \lambda_v u}$$

Coefficient :

$$\lambda_i = \frac{0.05 f_{t28}}{\rho \left[2 + \frac{3b_0}{b} \right]}; \lambda_v = \frac{0.02 f_{t28}}{\rho \left[2 + \frac{3b_0}{b} \right]}; \rho = \frac{A_s}{b \times d}$$

-Calcul du moment d'inertie I_0 :

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15 \left[A_s \left(\frac{h}{2} - d \right)^2 + A_s' \left(\frac{h}{2} - d' \right)^2 \right]$$

Les modules de déformation :

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164.2 \text{ MPa}; E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.87 \text{ MPa}$$

Tableau (III.16) Les résultats obtenues.

I_0	ρ	λ_i	λ_v
46587.73	0.016	2.56	1.024

-Evaluation des moments en travée :

$q_{jser} = 0.65 \times G$ La charge permanente qui revient à la poutrelle sans la charge de revêtement.

$q_{gser} = 0.65 \times G$ La charge permanente qui revient à la poutrelle.

$q_{pser} = 0.65 \times (G + Q)$ La charge permanente et la surcharge d'exploitation.

$$q_{jser} = 0.65 \times 2.80 = 1.82 \text{ KN / m}$$

$$q_{gser} = 0.65 \times 5.28 = 3.43 \text{ KN / m}$$

$$q_{pser} = 0.65 \times (5.28 + 2.5) = 5.057 \text{ KN / m}$$

$$M_{gser} = 0.845 \times \frac{q_g \times L^2}{8} \Rightarrow M_{gser} = 0.845 \times \frac{3.43 \times 4.52^2}{8} = 7.40 \text{ KN.m}$$

$$M_{jser} = 0.845 \times \frac{q_j \times L^2}{8} \Rightarrow M_{jser} = 0.845 \times \frac{1.82 \times 4.52^2}{8} = 3.93 \text{ KN.m}$$

$$M_{pser} = 0.845 \times \frac{q_p \times L^2}{8} \Rightarrow M_{pser} = 0.845 \times \frac{5.057 \times 4.52^2}{8} = 10.91 \text{ KN.m}$$

-Contraintes (σ_s):

$$\sigma_{js} = 15 \times \frac{M_{jser} \times (d - y)}{I} \quad ; \quad \sigma_{gs} = 15 \times \frac{M_{gser} \times (d - y)}{I} \quad ; \quad \sigma_{ps} = 15 \times \frac{M_{pser} \times (d - y)}{I}$$

$$\sigma_{js} = 15 \times \frac{3.93 \times (0.18 - 0.0458) \times 10^5}{8139.03} \Rightarrow \sigma_{js} = 97.20 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{gs} = 15 \times \frac{7.40 \times (0.18 - 0.0458) \times 10^5}{8139.03} \Rightarrow \sigma_{gs} = 183.02 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{ps} = 15 \times \frac{10.91 \times (0.18 - 0.0458) \times 10^5}{8139.03} \Rightarrow \sigma_{ps} = 269.83 \text{ MPa}$$

-Calcul de μ :

$$\mu = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_s + f_{t28}} \quad \text{Si } \mu \leq 0 \Rightarrow \mu = 0$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.016 \times 183.02 + 2.1} = 0.74$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.016 \times 97.20 + 2.1} = 0.56$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.016 \times 269.83 + 2.1} = 0.81$$

Si $\mu \leq 0 \Rightarrow \mu = 0$

-Calcul des inerties fictives (I_f) :

$$I_{fij} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} \Rightarrow I_{fij} = \frac{1.1 \times 46587.73}{1 + 2.56 \times 0.56} = 21057.90 \text{ cm}^4$$

$$I_{fig} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} \Rightarrow I_{fig} = \frac{1.1 \times 46587.73}{1 + 2.56 \times 0.74} = 17705.40 \text{ cm}^4$$

$$I_{fip} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} \Rightarrow I_{fip} = \frac{1.1 \times 46587.73}{1 + 2.56 \times 0.81} = 16673.12 \text{ cm}^4$$

$$I_{fv_g} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} \Rightarrow I_{fv_g} = \frac{1.1 \times 46587.73}{1 + 1.024 \times 0.74} = 29154.44 \text{ cm}^4$$

-Evaluation des flèches :

$$f_{ijser} = \frac{M_{jser} \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fij}} \Rightarrow f_{ijser} = \frac{3.93 \times 4.52^2}{10 \times 32164.2 \times 21057.90} \times 10^4 = 0.00018 \text{ cm}$$

$$f_{igser} = \frac{M_{gser} \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fig}} \Rightarrow f_{igser} = \frac{7.40 \times 4.52^2}{10 \times 32164.2 \times 17705.40} \times 10^4 = 0.00026 \text{ cm}$$

$$f_{vgser} = \frac{M_{gser} \times L^2}{10 \times E_v \times I_{fv_g}} \Rightarrow f_{vgser} = \frac{7.40 \times 4.52^2}{10 \times 10818.87 \times 29154.44} \times 10^4 = 0.00048 \text{ cm}$$

$$f_{ipser} = \frac{M_{pser} \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fip}} \Rightarrow f_{ipser} = \frac{10.91 \times 4.52^2}{10 \times 32164.2 \times 16673.12} \times 10^4 = 0.00042 \text{ cm}$$

-La flèche totale Δf :

$$\Delta f = f_{gv} + f_{pi} - f_{gi} - f_{ij}$$

$$\Delta f = 0.00042 + 0.00048 - 0.00026 - 0.00018 = 0.00046 \text{ cm} < f_{adm} = \frac{452}{500} = 0.904 \text{ cm}$$

⇒ Donc la condition de la flèche est vérifiée.

III- 6.10~Étude de la dalle de compression :

La dalle de compression doit avoir une épaisseur minimale de 4 cm et être armée d'un quadrillage des barres dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

-20 cm : Pour les armatures perpendiculaires aux nervures (A_{\perp}).

-30 cm : Pour les armatures parallèles aux nervures ($A_{//}$).

La section minimale des armatures doit être :

-Pour l'écartement des axes des nervures L_n inférieure ou égal à 50 cm, on a :

$$A_{\perp} \geq 200 f_e ; A_{//} \geq \left(\frac{A_{\perp}}{2} \right)$$

-Pour l'écartement des axes des nervures L_n comprise entre 50 et 80 cm, on a :

$$A_{//} \geq \left(\frac{A_{\perp}}{2} \right)$$

Avec :

L_n : Distance entre axes des nervures en (cm).

f_e : La limite d'élasticité.

La limite d'élasticité de treillis soudés pour un treillis de diamètre $\phi \leq 6 \text{ mm}$ est :

$$f_e = 400 \text{ MPa}.$$

-Armature perpendiculaire aux nervures :

$$50 \text{ cm} \leq L_n = 60 \text{ cm} \leq 80 \text{ cm}$$

$$\text{Donc on a : } A_{\perp} \geq 4 \cdot \left(\frac{L_n}{f_e} \right) \Rightarrow A_{\perp} \geq 4 \cdot \left(\frac{60}{400} \right) \Rightarrow A_{\perp} \geq 0.60 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

$$\text{On prend } 5\phi 6 / \text{ml} \Rightarrow A_{\perp} = 1.41 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

-Armatures parallèles aux nervures :

$$A_{//} \geq \frac{A_{\perp}}{2} \Rightarrow \frac{1.41}{2} \Rightarrow A_{//} \geq 0.70 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

$$\text{On prend : } 5\phi 6 / \text{ml} \Rightarrow A_{//} = 1.41 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

-Conclusion:

Pour le ferrailage de la dalle de compression, on adopte un treillis soudés dont la dimension des mailles est égale à 20cm suivant les deux sens **(20x20)**.

-Schéma de ferrailage :

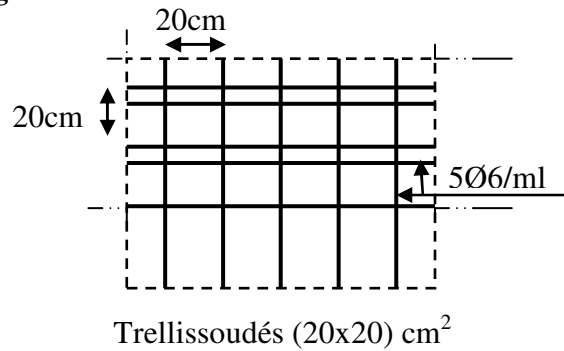
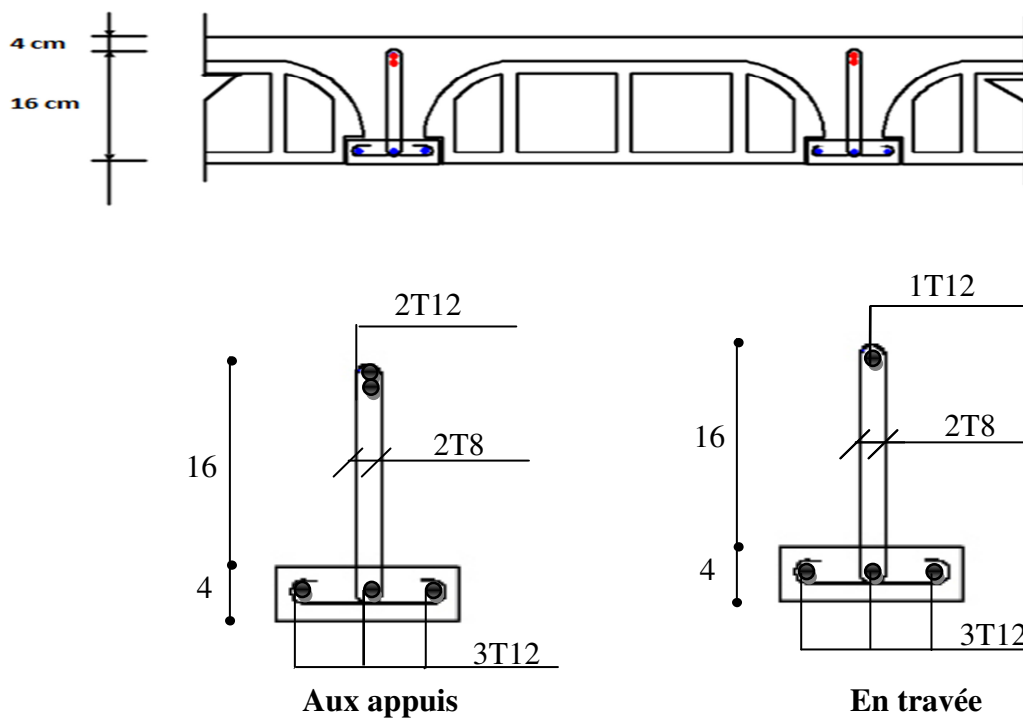


Figure (III.35) Schéma de ferrailage de la dalle de compression



Figure(III.36) Schéma de ferrailage des poutrelles (aux appuis et en travée).

III-7~ Etude de la dalle machine :

La dalle machine est une dalle pleine, qui reprend un chargement important par rapport à celle des dalles de l'étage courant ou terrasse, cela est due au mouvement de l'ascenseur ainsi qu'à son poids, en tenant compte de la variation des efforts de la machine par rapport à la dalle.

Elle est composée de :

- ✓ Le moteur(machine)
- ✓ Dalle supportant la machine
- ✓ Cabine d'ascenseur.

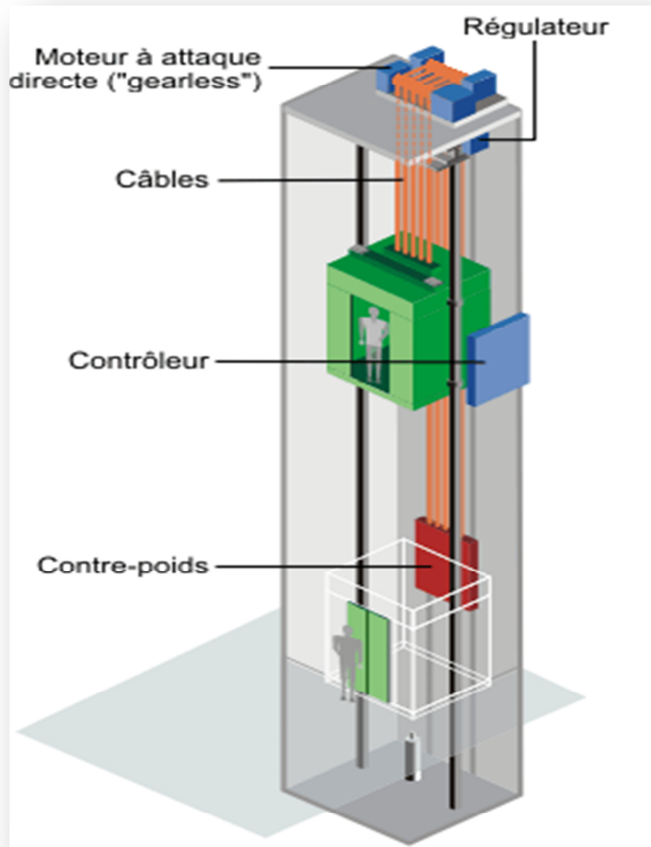


Figure (III.37) Schéma d'un ascenseur mécanique.

III-7.1~ Etude de la dalle machine d'ascenseur :

L'ascenseur est spécialement aménagé en vue du transport des personnes D'après la norme (NFP82-201), la charge nominale qui transmet le système de levage avec la cabine chargé au moyenne de 9 personnes est 60 KN.

III-7.1.1~ Pré dimensionnement de la dalle :

Nous avons deux conditions à vérifier :

-Résistance à la flexion :

Pour une dalle plein repose sur quatre appuis on a :

$$\frac{L_x}{50} \leq e \leq \frac{L_x}{40} \Rightarrow \frac{160}{50} \leq e \leq \frac{160}{40} \Rightarrow 3.2 \text{ cm} \leq e \leq 4 \text{ cm}$$

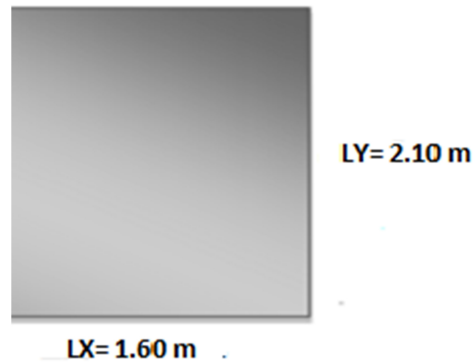


Figure (III.38).Schéma de la dalle machine de l'ascenseur.

-Condition de l'E.N.A :

L'entreprise nationale des ascenseurs (E.N.A) préconise que l'épaisseur de la dalle machine doit être ≥ 25 cm.

Donc on opte pour une dalle machine d'épaisseur $e = 25$ cm.

III-7.1.2~ Evaluation des charges et surcharges :

-Charges permanentes :

le poids de la machine = 60 KN

le poids de la dalle + Revêtement = $0.25 \times 25 + 0.05 \times 22 = 7.35$ KN/m²

-Surcharges

permanentes :On prend comme charge d'exploitation sur la dalle machine: $Q = 1$ KN/m²

-Combinaison de charge :

Tableau (III.17).Combinaison des charges appliquée sur la dalle machine

Combinaison	Charge surfacique (KN/m ²)	Charge ponctuelle (KN)
ELU	11.42	81
ELS	8.35	60

III-7.1.3~ Calcul des sollicitations :

-Calcul des moments sous charge uniformément répartie :

Calcul de α :

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.60}{2.10} = 0.76 \Rightarrow 0.4 < \alpha < 1 \Rightarrow \text{la dalle travail dans les deux sens}$$

On a :

$$M_x = \mu_x q L_x^2$$

$$M_y = \mu_y M_x$$

Tel qu'à l'ELU :

$$\mu_{x,u} = 0.0608 \Rightarrow M_{x,1} = 0.0608 \times 11.42 \times 1.60^2 = 1.78 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{yru} = 0.5274 \Rightarrow M_{y,1} = 0.5274 \times 1.78 = 0.94 \text{ KN.m}$$

Et à l'ELS :

$$\mu_{x,ser} = 0.0672 \Rightarrow M_{x,1} = 0.0672 \times 8.35 \times 1.60^2 = 1.44 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{y,ser} = 0.6580 \Rightarrow M_{y,1} = 0.6580 \times 1.44 = 0.95 \text{ KN.m}$$

-Calcul des moments sous charge localisée :

L'étude des dalles portant sur quatre cotés et soumises à des charges localisées qui s'exercent sur une surface réduite $U \times V$ est entreprise à partir des abaques de PIGEAUD en plaçant la charge au centre.

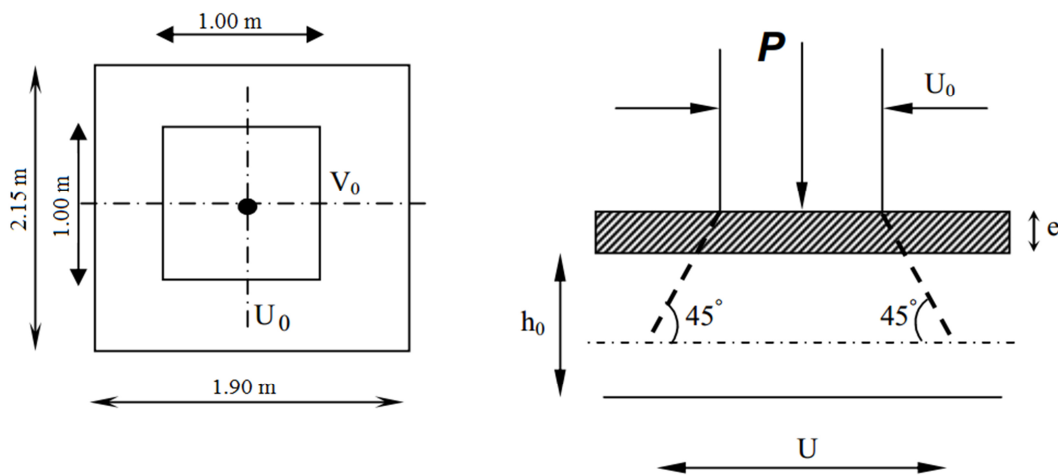


Figure (III.39). Diffusion de charges localisée dans le feuillet moyen.

Avec:

h_0 : épaisseur de la dalle (25cm)

e : épaisseur du revêtement (5cm)

Les abaques donnent les moments par mètre linéaire au centre :

$$M_{x,2} = P(M_1 + \nu M_2)$$

$$M_{y,2} = P(M_2 + \nu M_1)$$

Avec :

ν : Coefficient de poisson

$\nu = 0$ à l'ELU

$\nu = 0.2$ à l'ELS

Et :

$(M_1; M_2)$ sont des coefficients déterminés à partir des rapports $\left(\frac{U}{L_x}\right)$ et $\left(\frac{V}{L_y}\right)$

Tel que :

$$U = U_0 + 2e + h_0 = 100 + 2 \times 5 + 25 = 135 \text{ cm}$$

$$V = V_0 + 2e + h_0 = 100 + 2 \times 5 + 25 = 135 \text{ cm}$$

A partir des abaques on a :

$$\frac{U}{L_x} = \frac{1.35}{1.60} = 0.84$$

$$\frac{V}{L_y} = \frac{1.35}{2.10} = 0.64$$

On prend le tableau pour $\alpha = 0.8$ et par itération on trouve : **(CALCUL DES OUVRAGES EN BETON ARME M BELAZOUGUI) :**

$$M_1 = 0.0716$$

$$M_2 = 0.0463$$

Donc à l'ELU :

$$M_{x,2} = P(M_1 + \nu M_2) = 81 \times 0.0716 = 5.80 \text{ KN.m}$$

$$M_{y,2} = P(M_2 + \nu M_1) = 81 \times 0.0463 = 3.75 \text{ KN.m}$$

Et à l'ELS :

$$M_{x,2} = P(M_1 + \nu M_2) = 60 \times (0.0716 + 0.2 \times 0.0463) = 4.85 \text{ KN.m}$$

$$M_{y,2} = P(M_2 + \nu M_1) = 60 \times (0.0463 + 0.2 \times 0.0716) = 3.64 \text{ KN.m}$$

-Superposition des moments :

-A l'ELU :

$$M_x = M_{x,1} + M_{x,2} = 7.58 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y,1} + M_{y,2} = 4.69 \text{ KN.m}$$

-A l'ELS :

$$M_x = M_{x,1} + M_{x,2} = 6.29 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y,1} + M_{y,2} = 4.59 \text{ KN.m}^2$$

A Cause de la continuité de la dalle les moments en travée et en appuis sont :

Dans le sens de la petite portée :

$$\text{En travée : } M_{tx} = 0.85M_x$$

$$\text{En appuis de rive : } M_{ax} = -0.5M_x$$

Dans le sens de la grande portée :

$$\text{En travée : } M_{ty} = 0.85M_y$$

En appuis de rive : $M_{ay} = -0.5M_x$

Tableau (III.18).Récapitulatif des moments de la dalle machine

	petite portée			grande portée		
	M_x (KN.m)	M_{tx} (KN.m)	M_{ax} (KN.m)	M_y (KN.m)	M_{ty} (KN.m)	M_{ay} (KN.m)
ELU	7.58	6.44	- 3.79	4.69	3.99	- 2.35
ELS	6.29	5.35	- 3.15	4.59	3.9	- 2.29

III-7.1.4~ Etude de la dalle :

-Calcul de ferrailage à l'ELU :

Le calcul du ferrailage se fait en flexion simple pour 1 mètre linéaire avec :

$$b = 1.00 \text{ m} ; h = 0.25 \text{ m} ; d = 0.9h = 0.225 \text{ m} ; d' = C' = 2.5 \text{ cm.}$$

-Moments ultime réduit :

$$\mu_U = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}}$$

-Section d'armature :

$$A_s = \beta_u bd \frac{f_{bc}}{\sigma_s}$$

-Condition de non fragilité :

D'après l'article B.7.4 BAEL91/99, la section minimale pour les dalles dans le sens xx est :

$$A_{min} \geq \rho_0 bh \frac{\left(3 - \frac{L_x}{L_y}\right)}{2}$$

Et dans le sens Y-Y est :

$$A_{min} \geq \rho_0 bh$$

Avec $\rho_0 = 0.0008$ pour $f_e E400$

Les résultats obtenus sont résumé dans le tableau suivant :

Tableau (III.19).Récapitulatif des sections d'armature de la dalle machine.

Position		M_u	μ_U	$\mu_l = 0.392$	B_u	A_s	A_{min}	Choix	$A_{s\text{adopté}}$
Sens XX	Travée	6.44	0.009	SSA	0.009	0.75	2.72	5T10	3.93
	Appuis	-3.79	0.005	SSA	0.005	0.42	2.24	5T10	3.93
Sens YY	Travée	3.99	0.005	SSA	0.005	0.42	2	5T10	3.93
	Appuis	-2.35	0.003	SSA	0.003	0.25	2	5T10	3.93

-Vérification à l'ELU :**-Vérification de la contrainte tangentielle :**

Les efforts tranchants sont maximums au voisinage de la charge ; et on a $U = V$

Donc :

Au milieu de U on a :

$$V_u = \frac{P_u}{(2U + V)} = \frac{81}{2 \times 1.35 + 1.35} = 20 \text{ KN}$$

Au milieu de V on a :

$$V_u = \frac{P_u}{3U} = \frac{81}{3 \times 1.35} = 20 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{20 \times 10^3}{1000 \times 225} = 0.088 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left(0.20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.088 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifié}$$

-Vérification au poinçonnement :

La condition de non poinçonnement est vérifiée si :

$$q_u \leq \frac{0.045 \times \mu_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

q_u : Charge de calcul à l'ELU

μ_c : Périmètre du contour

h : Épaisseur de la dalle

$$\mu_c = 2(U + V) = 2(135 + 135) = 5.40 \text{ m}$$

$$q_u \leq \frac{0.045 \times 5.40 \times 0.25 \times 25 \times 10^3}{1.5} = 1012.5 \text{ KN}$$

$$q_u = 1012.5 \text{ KN} < 1417.5 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

- Vérification de l'écartement minimal des barres :

D'après l'article A-8.2.42 BAEL91/99, l'écartement des armatures d'une même nappe soumise à un chargement concentré doit être égal à la :

Direction la plus sollicitée : $St \leq \min(2h; 25\text{cm})$

Direction perpendiculaire : $St \leq \min(3h; 33\text{cm})$

Armatures supérieures : $St = 20 \text{ cm} \leq \min(2h; 25\text{cm}) = 25\text{cm}$.

Armatures inférieures : $St = 20 \text{ cm} \leq \min(3h; 33\text{cm}) = 33\text{cm}$.

-Vérification de l'influence de l'effort tranchant au niveau des appuis :

-Vérification des armatures longitudinales :

$$A_s \geq \frac{1.15}{f_e} \left(V_u + \frac{M_u}{0.9d} \right)$$

$$A_s = 3.39 \text{ cm}^2 > \frac{1.15}{400} \left(20 + \frac{4.04}{0.9 \times 0.225} \right) \times 10 = 1.15 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

-Vérification de la contrainte de compression :

$$V_u \leq 0.4b_0(0.9d) \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$V_u = 20 \text{ KN} < 0.4 \times 100 \times 0.9 \times 22.5 \times \frac{25}{1.5} \times 10^{-1} = 1350 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{CV}$$

-Vérification à l'ELS :

Il faut faire la vérification de la condition suivante :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}y}{I} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

Pour les aciers aucune vérification n'est nécessaire parce que la fissuration est peut préjudiciable (pas de limite sur la contrainte d'acier).

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau (III.20).Récapitulatif des vérifications à l'ELS de la dalle machine.

Position		M_{ser} (KN)	Y (cm)	I (cm^4)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	OBS
Sens X-X	Travée	5.35	4.59	22132.70	1.22	21	C.V
	Appuis	- 3.15	4.59	22132.70	0.72	21	C.V
Sens Y-Y	Travée	3.9	4.59	22132.70	1.04	21	C.V
	Appuis	-2.29	4.59	22132.70	0.72	21	C.V

-Vérification de la flèche :

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées :(**Art**

B.6.5.1 BAEL91/99)

$$\left(\frac{h_t}{L} \right) \geq \left(\frac{1}{16} \right) \Rightarrow (0.13 > 0.0625) \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\left(\frac{h_t}{L} \right) \geq \left(\frac{M_{ser}}{10 M_{ser0}} \right) \Rightarrow (0.13 > 0.085) \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\left(\frac{A_s}{b \times d} \right) \leq \left(\frac{4.2}{f_e} \right) \Rightarrow (0.0017 < 0.0105) \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Avec :

$$h_t = 25 \text{ cm} ; b = 100 \text{ cm} ; d = 22.5 \text{ cm} ; L = 1.60 \text{ m} ; A_s = 3.93 \text{ cm}^2$$

$$M_{\text{ser}} = 5.35 \text{ KN.m} ; M_{\text{ser0}} = 3.15 \text{ KN.m} ; f_e = 400 \text{ MPa}$$

Les trois conditions sont vérifiées, donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

NB : On prévoit des chaises entre les deux nappes d'armature pour garder l'espacement entre les nappes, soit 1T10/m².

III-7.1.5~ Schéma de ferrailage de la dalle machine d'ascenseur :

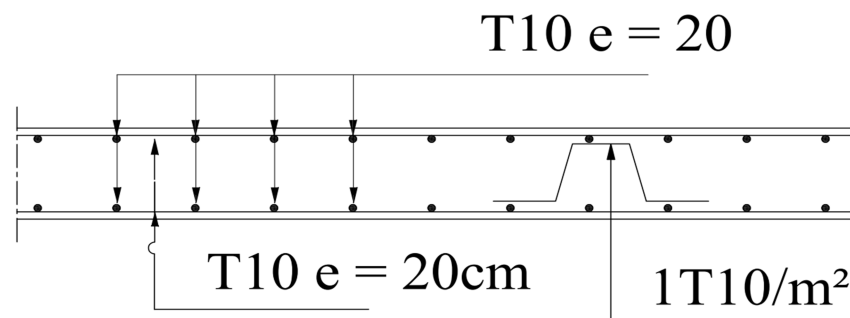


Figure (III.40)..Schéma de ferrailage de la dalle machine d'ascenseur.

IV-1~Introduction:

Le dimensionnement ou la vérification des structures au séisme a généralement pour but d'assurer la protection des vies humaines et de limiter l'étendu des dommages aux ouvrages et aux biens. La réponse d'une structure aux sollicitations dynamiques engendrées par un séisme est un phénomène très complexe qui dépend des nombreux facteurs, tels que l'intensité et la durée des secousses.

Ainsi pour un chargement dynamique on a recours à une étude dynamique de la structure, qui nous permet d'évaluer les résultats les plus défavorables de la réponse et de prendre en considération les calculs faites de l'ouvrage. Pour cela on peut utiliser plusieurs logiciels, dans notre cas on utilise ETABS9.7.1.

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 (VLNA).

L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente, est souvent très complexe. C'est pour cela qu'on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser.

IV-3~Présentation de logiciel du calcul ETABS :

Pour la modélisation de notre bâtiment en utilise logiciel **ETABS**(Extended Analys is of **B**uilding **S**ystems, version 9.7.1) pour déterminer :

- Les périodes propres.
- Les coefficients de participation.
- Les déplacements du plancher.

IV-4-Présentation de la vue en 3D :

La modalisation de notre structure à partir de logiciel ETABS 9.7.1 nous à donner la vue en 3D suivante :

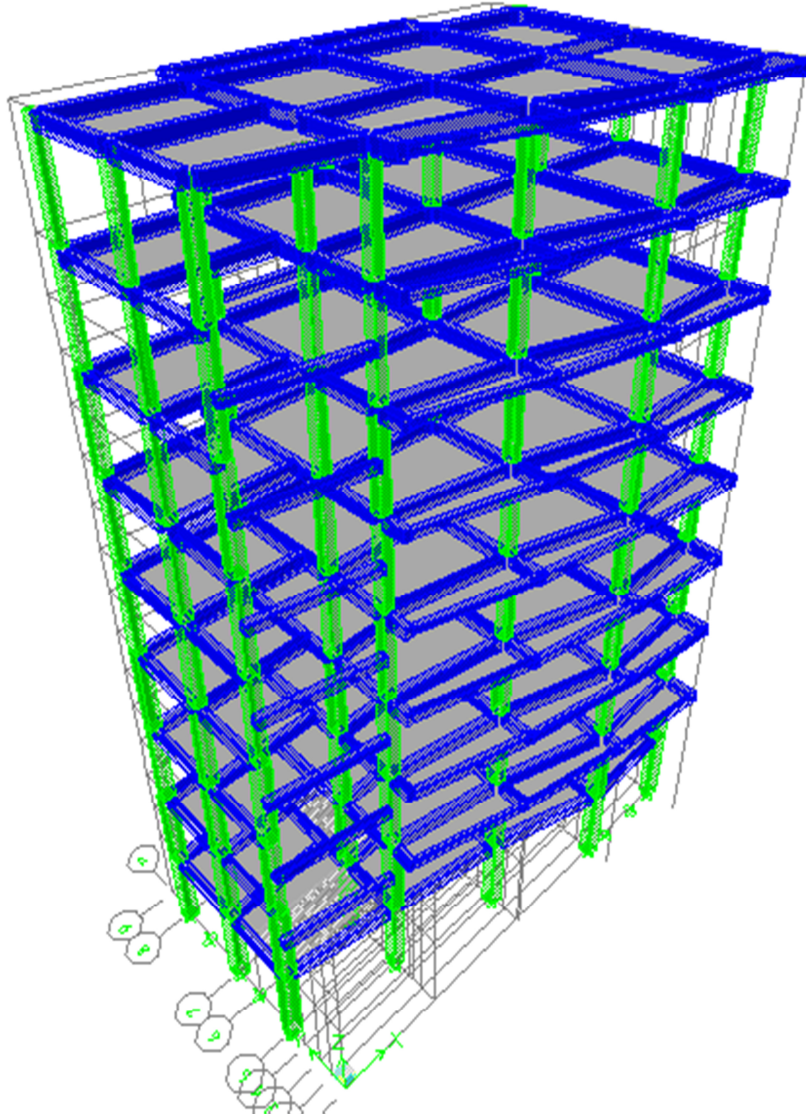


Figure (IV.1) Vue en 3D

IV-5~Présentation des différentes méthodes de calcul :

Le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

- Par la méthode statique équivalente.
- Par la méthode d'analyse modale spectrale.
- Par la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

IV-6~Choix de la méthode du calcul :

Le choix de la méthode de calcul dépend des conditions d'application de chacune d'elle,

Dans notre cas :

La structure est contreventée par une ossature mixte (structures mixtes portiques contreventées par des voiles « portiques -voiles »).

-Régularité en plan :

-Régularité en élévation :

Remarque:

La structure ne répond pas des conditions exigées par le RPA99 /version2003 ; «l'Article 4.1.2 du RPA99/version2003», pour pouvoir utiliser la méthode statique équivalente; alors le calcul sismique se fera par la méthode dynamique modale spectrale.

IV-7~Méthode dynamique modale spectrale :**IV-7.1~Spectre de réponse du calcul :**

Selon le RPA99/version2003 l'action sismique est représentée par le spectre du calcul suivant :

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

A : Coefficient d'accélération de zone.

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

$$\eta = \sqrt{7 / (2 + \xi)} \geq 0.7$$

ξ : Est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

R : Coefficient de comportement de la structure.

T₁, T₂ : Périodes caractéristiques associées à la catégorie du site.

Q : Facteur de qualité.

IV-7.2~Classification du site :

Selon le rapport du sol, l'ouvrage classé sur le site meuble catégorie S3.

IV-7.3~Calcul du facteur d'amplification dynamique moyen D :

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & \text{Si } 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & \text{Si } T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ Seconde} \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3.0}\right)^{2/3} \left(\frac{3.0}{T}\right)^{5/3} & \text{Si } T > 3.0 \text{ Seconde} \end{cases}$$

T₂ : Période caractéristique dépendant du site.

$$\begin{cases} T_1 = 0.15 \text{ sec} \\ T_2 = 0.50 \text{ sec} \dots\dots\dots (\text{Tableau 4.7 du RPA99/ version2003}). \end{cases}$$

IV-7.4~Facteur de correction d'amortissement η :

Le facteur de correction d'amortissement donné par la formule suivante : $\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+\xi)}}$

Où $\xi(\%)$ est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages, dans notre cas d'après le tableau (4.2)

RPA99/version2003 donc : $\xi(\%) = 7 \%$.

Alors : $\eta = \sqrt{\frac{7}{2+7}} = 0.882$

IV-7.5~Estimation de la période fondamentale :

D'après l'article 4.2.4 du RPA99/version2003, la formule empirique égale :

T=C_T h_N^{3/4}

Avec :

C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donnée par le tableau (4.6 du RPA99/version2003).

$$\Rightarrow C_T = 0.05.$$

h_N : Hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).

$$\Rightarrow h_N = 27.54 \text{ m.}$$

$$\text{D'où : } T = 0.05(27.54)^{\frac{3}{4}} = 0.600 \text{ sec.}$$

$$\Rightarrow T = 0.600 \text{ sec.}$$

Dans le cas où la structure est contreventée par des voiles en béton armé, on peut également

utiliser la formule suivante: $T = \frac{0,09h_N}{\sqrt{D}}$

D : Est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction du calcul.

- Sens longitudinale : $D_x = 17.52 \text{ m.}$

- Sens transversale : $D_y = 9.18 \text{ m.}$

Dans notre cas (structure mixte), la période fondamentale correspond à la plus petite valeur obtenue par les formules 4-6 et 4-7 du RPA99/ version2003, Donc :

$$T = \text{Min} \left\{ C_T h_N^{3/4} \quad \frac{0.09 \times h_n}{\sqrt{D}} \right\}$$

-Pour le sens longitudinal :

$$T_x = \text{Min} (0.600 \text{ sec} , 0.539 \text{ sec}).$$

$$\text{Donc : } T_x = 0.539 \text{ sec.}$$

-Pour le sens transversal :

$$T_y = \text{Min} (0.600 \text{ sec} , 0.744 \text{ sec}).$$

$$\text{Donc : } T_y = 0.600 \text{ sec.}$$

$$\text{On a : } T_2 = 0.50 \text{ sec.}$$

$$T_2 = 0.50 \text{ sec} < T_x < 3.0 \text{ sec} \quad \text{donc : } D_x = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3}$$

$$T_2 = 0.50 \text{ sec} < T_y < 3.0 \text{ sec} \quad \text{donc : } D_y = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3}$$

D'où:

$$\begin{cases} D_x = 2.5 \times 0.882 \times \left(\frac{0.50}{0.539}\right)^{\frac{2}{3}} \Rightarrow D_x = 2.097 \\ D_y = 2.5 \times 0.882 \times \left(\frac{0.50}{0.600}\right)^{\frac{2}{3}} \Rightarrow D_y = 1.81 \end{cases}$$

IV-7.6~Coefficient d'accélération de zone « A » :

Il est donné par le tableau (4.1 du RPA99/version2003) suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment. Pour la **zone IIa** et groupe d'usage **2** $\Rightarrow A = 0.15$.

IV-7.7~Coefficient de comportement global de la structure R :

La valeur de coefficient de comportement globale de la structure est donnée par le tableau (4.3) RPA99/version2003 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 $R = 3.5$.

IV-7.8~Facteur de qualité Q :

Le facteur de qualité de la structure est en fonction de :

- Conditions minimal sur les files de contreventement.
- La redondance et la géométrie des éléments qui la constituent.
- La régularité en plan et en élévation.
- La qualité du contrôle et l'exécution de la construction.

La valeur de Q est déterminée par la formule suivante :

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

P_q : Est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité(q) est satisfait ou non sa valeur est donnée au tableau (4.4 RPA99/ version2003).

Tableau (IV.1) Pénalités en fonction de critère de qualité.

Critère	P _q (S. long)	
	Observé	N/Observé
1. Condition minimale sur les files de contreventement	0	/
2. Redondance en plan	/	0.05
3. Régularité en plan	0	/
4. Régularité en élévation	0	/
5. Contrôle de la qualité des matériaux	/	0.05
6. Contrôle de la qualité d'exécution	/	0.10
Q (totale)	1.2	

IV-7.9~Poids total de la structure W :

Pour chaque niveau « i » on aura : $W_i = W_{gi} + 0.2W_{Qi}$

β : Coefficient de pondération fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le tableau 4-5 du RPA99/version2003 ($\beta = 0.20$)

W_{gi} : Poids dû aux charges permanentes.

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

Tableau (IV.2) Les valeurs obtenues.

A	D _x	D _y	Q	R	T (S)	W (KN)
0.15	2.097	1.81	1.2	3.5	0.600	15735,22

IV-8~Modélisation de la structure :

La structure que nous nous proposons de modéliser est un bâtiment qui se distingue par sa forme irrégulière en plan et régulière en élévation, contreventée par un système mixte (portique voiles).

le choix du positionnement des voiles. En effet le choix du positionnement des voiles doit satisfaire un certain nombre des conditions :

-Le nombre doit être suffisamment important pour assurer une rigidité suffisante tout en restant dans le domaine économique et facilement réalisable.

-La position de ces voiles doit éviter des efforts de torsion préjudiciable pour la structure.

-En respectant l'architecture et en suivant les critères ci-dessus on a opté pour la distribution suivante.

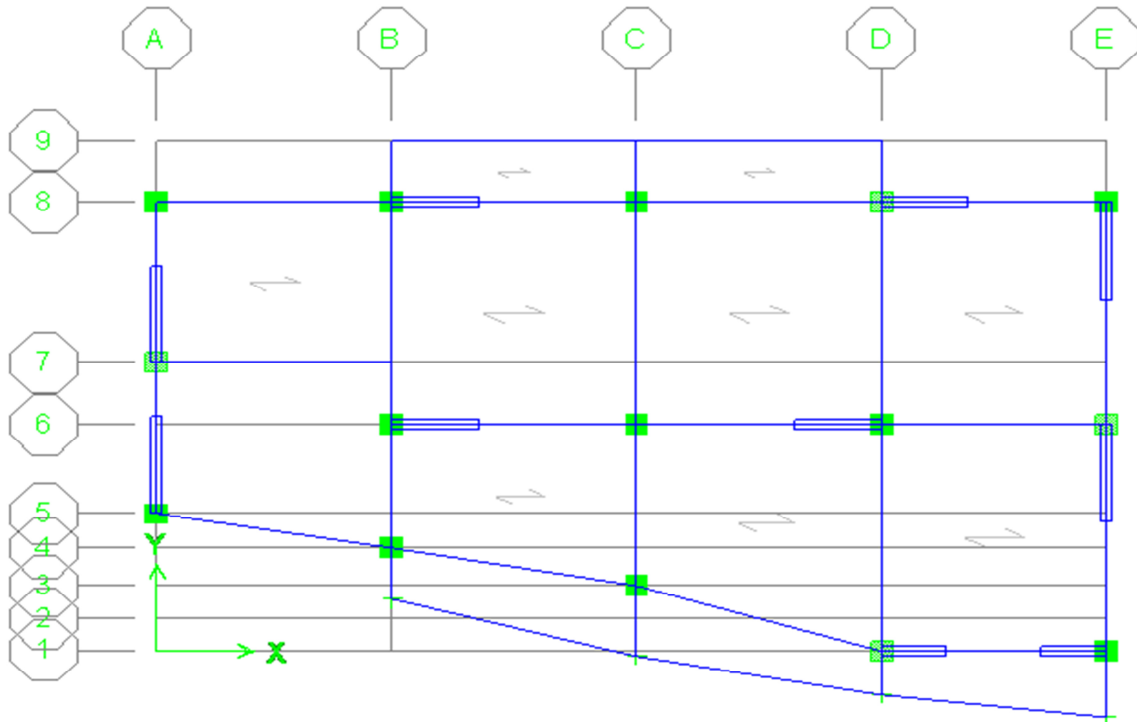


Figure (IV.2) Disposition des voiles.

IV-8.1~Caractéristiques géométriques et massique de la structure :

IV-8.1.1~Détermination des masses et centre de masse par étages :

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 :

$$X_G = \frac{\sum M_i X_i}{\sum M_i} \quad \text{et} \quad Y_G = \frac{\sum M_i Y_i}{\sum M_i}$$

Avec :

M_i : La masse de l'élément i.

X_i, Y_i : Coordonnées du CDG de l'élément i par rapport au repère global.

-Caractéristiques massiques :

Tableau (IV.3) Centre de masse et inertie des niveaux.

Plancher	Position de centre de masse			Position de centre de torsion		excentricité	
	Masse(t)	X _G (m)	Y _G (m)	X _{CR} (m)	Y _{CR} (m)	e _x (m)	e _y (m)
RDC	175,6684	9,266	5,252	8,152	5,142	1,114	0,11
E1	191,4856	9,659	5,136	7,474	5,083	2,185	0,053
E2	171,3877	9,552	4,853	7,138	4,98	2,414	-0,127
E3	167,0806	9,545	4,802	7,029	4,909	2,516	-0,107
E4	182,0138	9,715	5,087	7,083	4,874	2,632	0,213
E5	182,0138	9,715	5,087	7,249	4,876	2,466	0,211
E6	177,5085	9,773	5,126	7,718	4,923	2,055	0,203
E7	179,8198	9,726	5,086	7,476	4,897	2,25	0,189
E8	177,02	9,44	5,077	7,914	4,94	1,526	0,137
M.Total	1603,998	/	/	/	/	/	/

(X_{CR}, Y_{CR}) : Coordonnées de centre de torsion (ou de rigidité).

e_x: excentricité théorique suivent x.

e_y: excentricité théorique suivent y.

-Excentricité accidentelle :

L'excentricité accidentelle est donnée par la formule suivante : $e_{acc} = 0.05L$

L : La plus grande dimension de bâtiment

L : La plus grande dimension de bâtiment

Sens X-X : $e_{acc\ x} = 0.05 \times 17,52 = 0.88\text{m}$.

Sens Y-Y : $e_{acc\ y} = 0.05 \times 9.18 = 0.46\text{m}$.

Donc : $e_x = \text{Max}(e_{acc\ x}; e_{acc\ y}) = \text{Max}(0.88; 0.46) = 0.88\text{ m}$.

$$\left\{ \begin{array}{l} e_x = 0.88\text{ m}. \\ W_t = M_t \times g = 1603.998 \times 9.81 = 15735.22\text{ KN}. \end{array} \right.$$

-Nombre des modes à considérer :

Selon le RPA 99 / version 2003 (Art 4.3.4) 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.

IV-8.2~Présentations des résultats de la méthode dynamique spectrale et commentaires :**IV-8.2.1~Mode des vibrations et taux de participation des masses :**

Après l'analyse automatique par le logiciel ETABS 9.7.1, on a tiré les résultats qui sont illustrés dans le tableau suivant :

Tableau(IV.4) Périodes, modes et facteurs de participation massique.

Modes	Période (Sec)	UX	UY	ΣUX	ΣUY	RZ	ΣRZ	Nature
1	0,75314	72,983	0,0408	72,983	0,0408	0,0419	0,0554	Translation X-X
2	0,70930	0,0697	66,942	73,053	66,9828	5,7213	92,0147	Translation Y-Y
3	0,46670	0,0269	4,759	73,08	71,7418	66,0887	99,2423	Rotation Z
4	0,21671	13,312	0,0042	86,392	71,746	0,0016	99,2424	Translation X-X
5	0,19644	0,0043	13,115	86,396	84,8617	0,7767	99,5371	Translation Y-Y
6	0,12808	0,0106	1,982	86,407	86,8437	14,2522	99,6481	Rotation Z
7	0,10315	5,8783	0,0088	92,285	86,8525	0,023	99,6487	Translation X-X
8	0,09176	0,0058	5,3297	92,291	92,1822	0,697	99,9049	Translation Y-Y

IV-8.2.2~Modes des vibrations obtenus :

IV-8.2.2.1~Premier mode de vibration : « Translation suivant X » :

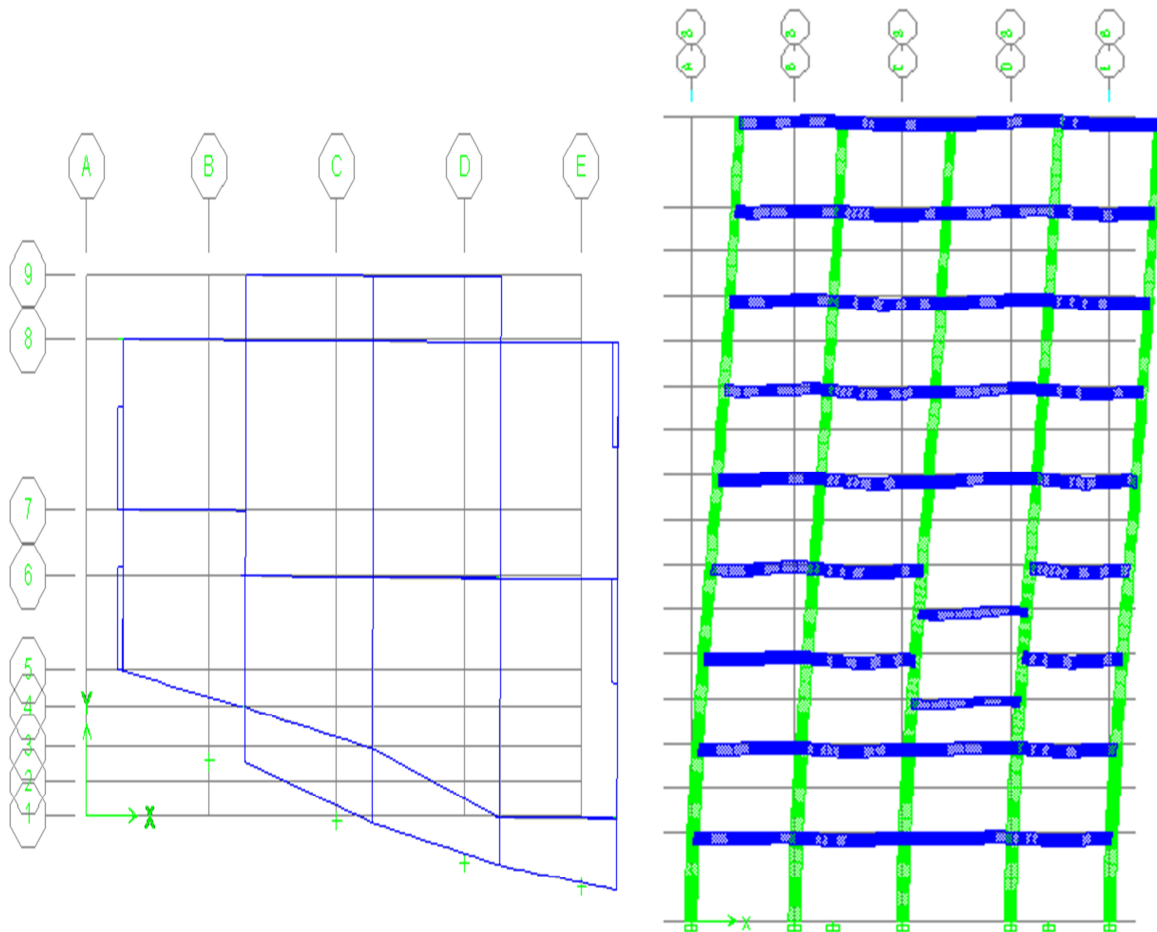


Figure (IV.3) 1^{er} Mode de translation suivant le sens X-X de periode $T = 0.75$ sec

IV-8.2.2.2~Deuxième mode de vibration : « Translation suivant Y » :

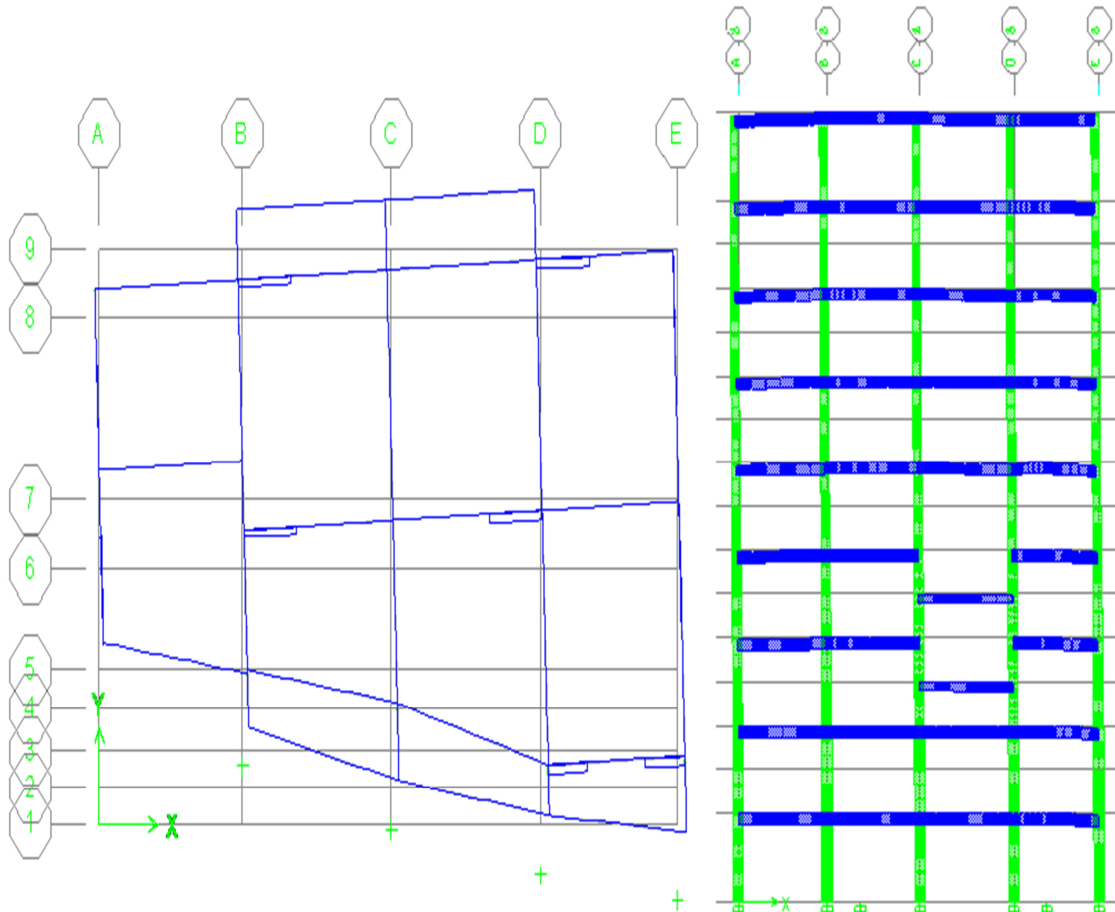


Figure (IV.4) 2^{ème} Mode de translation suivant le sens Y-Y de periode $T = 0.70$ sec.

IV-8.2.2. 3-Troisième mode de vibration : « Rotation suivant Z »

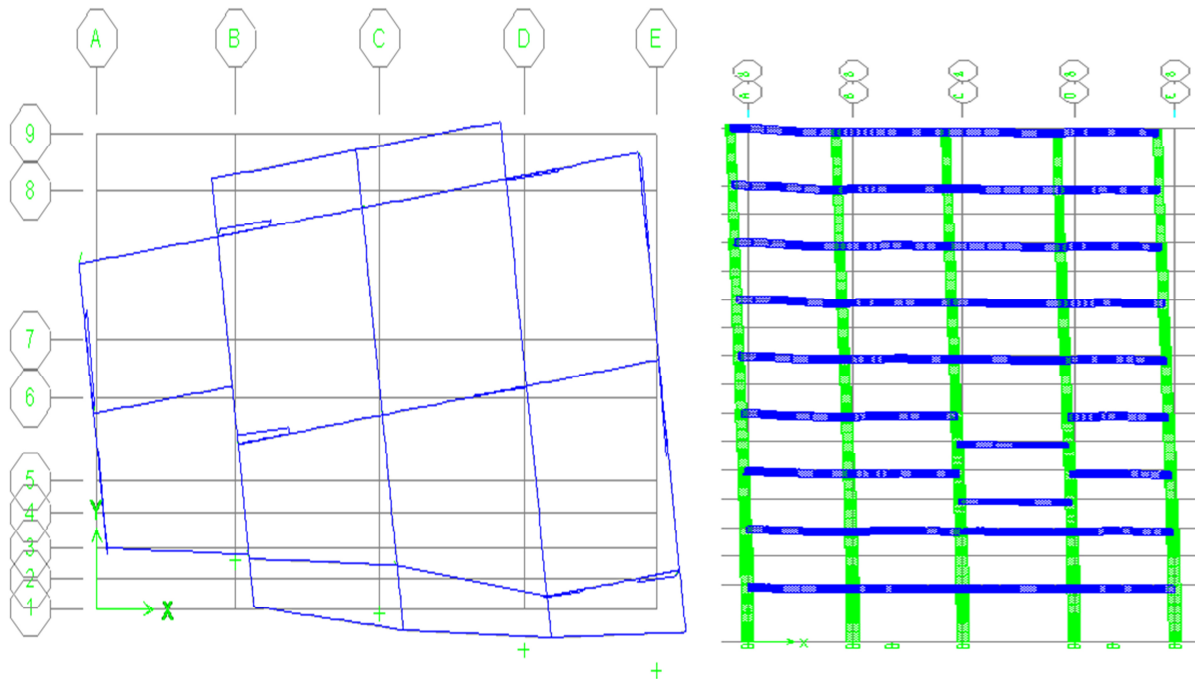


Figure (IV.5) 3^{ème} Mode de rotation autour de l'axe Z de période $T = 0.467$ sec.

-Commentaire :

D'après les résultats du tableau, on constate que :

T_{dyn} : La période obtenue par ETABS ($T_{dyn} = 0.75$ sec)

T : La période fondamentale calculée par les méthodes empiriques ($T_{RPA} = 0.567$ sec)

-La période fondamentale $T_{dyn} = 0.75$ sec

-La période donnée par ETABS ne doit pas dépasser celle estimée à partir de la formule empirique de plus de 30%, $T_{dyn} < 1.3T_{RPA}$

$T_{dyn} = 0.75$ sec $< 1.3 (0.600) = 0.78$ sec.....Condition vérifiée.

-Le premier et deuxième mode sont des modes de translation suivant les sens (X-X) et (Y-Y) successivement.

-Le troisième mode c'est un mode de torsion de faible participation massique (mode parasite) parce que la participation massique est inférieure à 5%.

-La somme des masses modales effectives atteindre 90% de la masse totale de la structure dans le huitièmes modes donc le nombre de mode à considérer est 8 modes.

IV-9~Vérification des exigences de RPA99/version2003 :

IV-9.1~Vérification de la force sismique :

D'après l'article 4.3.6 du RPA99/version2003, la résultante des forces sismiques à la base obtenue par la méthode de l'analyse modale **F** ne doit pas être inférieure à **80%** de la résultante des forces sismique déterminée par la méthode statique équivalente **V**.

Si $V_t < 0.8V$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport $r = 0.8V/V_t$

IV-9.2~Calcul de la force sismique totale :

La force sismique totale (V) appliquée à la base de la structure est donnée selon le RPA99/version2003 par la formule suivante :

$$V = \frac{ADQ}{R} W \quad \text{Donc :}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} V_x = \frac{A \times D_x \times Q \times W}{R} = \frac{0.15 \times 2.097 \times 1.2}{3.5} \times 15735.22 \Rightarrow V_{x,stat} = 1696.97 \text{ KN.} \\ V_y = \frac{A \times D_y \times Q \times W}{R} = \frac{0.15 \times 1.81 \times 1.2}{3.5} \times 15735.22 \Rightarrow V_{y,stat} = 1468.43 \text{ KN.} \end{array} \right.$$

Tableau (IV.5) Vérification de la force sismique (statique et dynamique).

	V_{statique} (KN)	V_{dynamique} (KN)	0.8 V_{statique}	0.8V_{stat}<V_{dyn}
Sens X-X	1696.97	1495.97	1357.57	Vérifiée
Sens Y-Y	1468.43	1437.76	1174.74	Vérifiée

La résultante des forces obtenues à la base par la combinaison des valeurs modales est supérieure à 80% des résultantes des forces sismique déterminée par la méthode statique équivalente dans le sens X-X donc il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse par un coefficient de majoration dans la direction considérée qui égale à :

$$\frac{0.8V_{x,sta}}{V_{x,dyn}} = \frac{0.8 \times 1696.97}{1495.97} = 0.91$$

IV-9.3~Justification du système de contreventement :

Pour le choix du système de contreventement, selon les définitions données par le RPA99 /version 2003.On doit calculer le pourcentage des charges verticales et charges horizontales reprisent par les portiques et les voiles, comme présente les tableaux ci-dessous :

-Sous charges horizontales :

Tableau (IV.6) Reprise des charges horizontales par les voiles et les portiques.

NIVEAU	VOILE		PORTIQUE		VOILE(%)		PORTIQUE(%)	
	F1	F2	F1	F2	F1	F2	F1	F2
Niveau 2	971,5	936,98	176,66	144,31	50.90 %	49.09	55.03 %	44.96%

-Sous charges verticales :

Tableau (IV.7) Reprise des charges verticales par les voiles et les portiques.

NIVEAU	VOILE	PORTIQUE	VOILE(%)	PORTIQUE(%)
	F3	F3	F3	F3
Niveau 2	10638,59	14026,53	43.13 %	56.86 %

Avec :

F3 : La charge verticale reprise par l'élément.

F1 : La charge horizontale suivant X.

F2 : La charge horizontale suivant Y.

-Conclusion :

D'après les résultats on remarque que les voiles reprennent plus de 20% des sollicitations dues au charges verticales, on considère que la sollicitation horizontale est reprise uniquement par les voiles ce qui nous conduit à avoir un système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton arme selon le RPA99/version 2003. Donc un coefficient de comportement de **R=3.5**

-Spectre de réponse :

Pour le calcul du spectre de réponse on utilise le logiciel Spectre 99Version 2003.

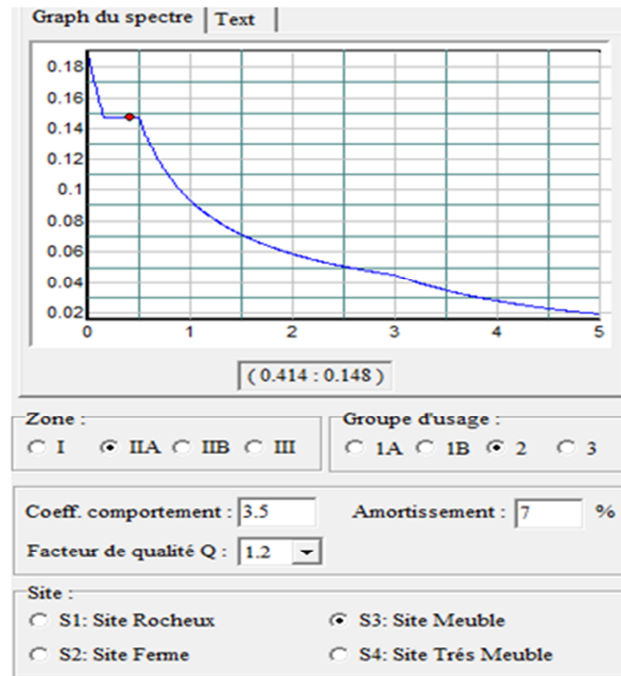


Figure (IV.6) Spectre de réponse.

IV-10-Distribution des forces sismique selon la hauteur :

D’après l’article 4.2.5. du RPA99/version2003, la résultante des forces sismiques à la base **V** doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules suivantes :

$$V = F_t + \sum F_i$$

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.

La partie restante de V soit $(V - F_t)$ doit être distribuée sur la hauteur de la structure suivant la formule :

$$F_i = \frac{(V - F_t) \times W h_i}{\sum_{j=1}^n W_j h_j}$$

-Sens X-X :

$V_x=1495.97\text{KN}$

Tableau (IV.8) La distribution de la résultante des forces sismique selon la hauteur sens X-X .

Niveau	W (KN)	h _i (m)	W*h _i	∑ W*h _i	F _t	(V - F _t)	F _i (KN)
RDC	1603,998	3.06	4908,234	90011.27	78,5384	1417,43	77,29
Niveau 1	1428,33	6.12	8741,378	90011.27	78,5384	1417,43	137,65
Niveau 2	1236,844	9.19	11366,6	90011.27	78,5384	1417,43	178,99
Niveau 3	1065,457	12.24	13041,19	90011.27	78,5384	1417,43	205,36
Niveau 4	898,3759	15.3	13745,15	90011.27	78,5384	1417,43	216,44
Niveau 5	716,3621	18.36	13152,41	90011.27	78,5384	1417,43	207,11
Niveau 6	534,3483	21.42	11445,74	90011.27	78,5384	1417,43	180,23
Niveau 7	356,8398	24.48	8735,438	90011.27	78,5384	1417,43	137,55
Niveau 8	177,02	27.54	4875,131	90011.27	78,5384	1417,43	76,76

$V = F_t + \sum F_i = 1495.97\text{KN}$

-Sens Y-Y :

$V_y=1437.76\text{KN}$.

Tableau (IV.9) La distribution de la résultante des forces sismique selon la hauteur.

Niveau	W (KN)	h _i (m)	W*h _i	∑ W*h _i	F _t	(V - F _t)	F _i (KN)
RDC	1603,99	3,06	4908,234	90011.27	75,4824	1362,2776	74,28
Niveau1	1428,33	6,12	8741,378	90011.27	75,4824	1362,2776	132,29
Niveau 2	1236,84	9,19	11366,6	90011.27	75,48	1362,27	172,026
Niveau 3	1065,45	12,24	13041,19	90011.27	75,48	1362,27	197,37
Niveau 4	898,37	15,3	13745,15	90011.27	75,48	1362,27	208,02
Niveau 5	716,36	18,36	13152,41	90011.27	75,48	1362,27	199,05
Niveau 6	534,34	21,42	11445,74	90011.27	75,48	1362,27	173,22
Niveau 7	356,83	24,48	8735,438	90011.27	75,48	1362,27	132,20
Niveau 8	177,02	27,54	4875,131	90011.27	75,48	1362,27	73,78

$$V = F_t + \sum F_i = 1437,76 \text{KN}$$

IV-11~Vérification des déplacements inter-étage :

L'une des vérifications préconise par l'RPA99/version2003, concernant les déplacements latéraux inter-étages. En effet, selon l'article (5.10) du l'RPA99/version2003, l'inégalité ci-dessous doit nécessairement être vérifiée : $\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} < \Delta_{k adm} = 1\% h_{\text{étage}}$

$$\text{Avec : } \delta_k = R \delta_{ek}$$

Et :

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces sismiques

R : Coefficient de comportement

Les résultats obtenus sont résumée dans les tableaux suivants :

Nb : les déplacements sont majorés car l'effort tranchant à la basse obtenue par la combinaison des réponses modale est inférieur à 80% de la résultante des forces sismiques déterminé par la méthode statique équivalente. $\delta_{ek, maj} = 1.19 \delta_{ek}$

-Sens longitudinal :

Tableau (IV.10) Le déplacement inter-étage dans le sens X-X.

SENS X-X								
Niv	δ_{ek} (m)	R	δ_k (m)	δ_{k-1}	Δ_k (x)	h_0 (m)	Δ_{kadm}	Observation
Niv 8	0,0243	3,5	0,08505	0,07735	0,0077	3.06	0.0306	C.V
Niv 7	0,0221	3,5	0,07735	0,06825	0,0091	3.06	0.0306	C.V
Niv 6	0,0195	3,5	0,06825	0,0581	0,01015	3.06	0.0306	C.V
Niv 5	0,0166	3,5	0,0581	0,0469	0,0112	3.06	0.0306	C.V
Niv 4	0,0134	3,5	0,0469	0,03465	0,01225	3.06	0.0306	C.V
Niv 3	0,0099	3,5	0,03465	0,02275	0,0119	3.06	0.0306	C.V
Niv 2	0,0065	3, 5	0,02275	0,0119	0,01085	3.06	0.0306	C.V
Niv 1	0,0034	3, 5	0,0119	0,0035	0,0084	3.06	0.0306	C.V
RDC	0,001	3,5	0,0035	0	0,0035	3,06	0.0306	C.V

-Sens transversal :

Tableau (IV.11) Le déplacement inter-étage dans le sens Y-Y.

SENS Y-Y								
Niv	δ_{ek} (m)	R	δ_k (m)	δ_{k-1}	Δ_k (x)	h_0 (m)	Δ_{kadm}	Observation
Niv 8	0,0007	3,5	0,00245	0,06825	-0,0658	3.06	0.0306	C.V
Niv 7	0,0195	3,5	0,06825	0,05985	0,0084	3.06	0.0306	C.V
Niv 6	0,0171	3,5	0,05985	0,0504	0,00945	3.06	0.0306	C.V
Niv 5	0,0144	3,5	0,0504	0,04025	0,01015	3.06	0.0306	C.V
Niv 4	0,0115	3,5	0,04025	0,0294	0,01085	3.06	0.0306	C.V
Niv 3	0,0084	3,5	0,0294	0,01925	0,01015	3.06	0.0306	C.V
Niv 2	0,0055	3, 5	0,01925	0,01015	0,0091	3.06	0.0306	C.V
Niv 1	0,0029	3, 5	0,01015	0,00315	0,007	3.06	0.0306	C.V
RDC	0,0009	3,5	0,00315	0	0,00315	3,06	0.0306	C.V

-Conclusion:

Les déplacements inter étage ne dépassent pas le déplacement admissible qui égale à 1% de la hauteur d'étage donc la condition de l'art 5.10 du l'RPA99/version2003 est vérifiée.

IV-12~Vérification vis-à-vis de l'effet P-Δ :

Selon l'article 5.9 du RPA99/version2003, les effets du 2^{ème} ordre ou (effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments ou la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux.

$$\theta_K = \frac{P_k \times \Delta_K}{V_K \times h_K} \leq 0.1$$

Avec :

P_K : Le poids total de la structure et des charges d'exploitation associés au-dessus du niveau (K).

Tel que :

$$P_k = \sum_{i=k}^N (W_{gi} + \beta W_{li})$$

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.

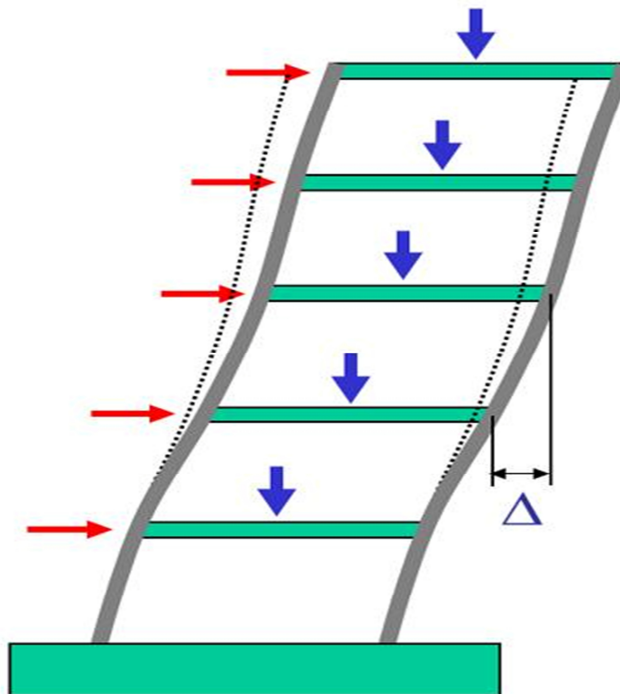


Figure (IV.7) Présentation de l'effet P- Δ sur la structure .

Si $0.10 < \theta \leq 0.20$ les effets P- Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1^o ordre par le facteur $1/(1 - \theta)$.

Si $\theta > 0.20$ la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Les résultats obtenus sont résumée dans les tableaux suivants :

-Sens longitudinal :

Tableau (IV.12) Vérification de l'effet P- Δ sens X-X.

Niv	P_k (KN)	V_x (KN)	h_k (m)	Δ_k (m)	θ_{Kx}	< 0.1
Niv 8	177,02	76,76	3.06	0,0077	0,0058	Vérifier
Niv 7	356,83	214,31	3.06	0,0091	0,0049	Vérifier
Niv 6	534,34	394,54	3.06	0,01015	0,0044	Vérifier
Niv 5	716,36	601,65	3.06	0,0112	0,0043	Vérifier
Niv 4	898,37	8018,09	3.06	0,01225	0,0004	Vérifier
Niv 3	1065,45	1023,45	3.06	0,0119	0,0040	Vérifier
NiV2	1236,84	1202,44	3,06	0,01085	0,0036	Vérifier
NiV1	1428,33	1340,09	3.06	0,0084	0,0029	Vérifier
RDC	1603,99	1417,38	3,06	0,0035	0,0012	Vérifier

-Sens transversal :

Tableau (IV.13) Vérification de l'effet P- Δ sens Y-Y.

Niv	P_k	V_y	h_k (m)	Δ_k	θ_{Kx}	< 0.1
Niv 8	177,02	73,78	3,06	-0,0658	-0,05159	Vérifier
Niv 7	356,83	205,98	3,06	0,0084	0,0047	Vérifier
Niv 6	534,34	379,92	3,06	0,00945	0,0043	Vérifier
Niv 5	716,36	578,25	3,06	0,01015	0,0041	Vérifier
Niv 4	898,37	786,27	3,06	0,01085	0,0040	Vérifier
Niv 3	1065,45	983,64	3,06	0,01015	0,0035	Vérifier
Niv 2	1236,84	1155,66	3,06	0,0091	0,0031	Vérifier
Niv 1	1428,33	1287,95	3,06	0,007	0,002536	Vérifier
RDC	1603,99	1362,24	3,06	0,00315	0,0012	Vérifier

-Conclusion:

On constate que θ_{KX} et θ_{KY} sont inférieure à 0.1, donc l'effet P- Δ est négligeable.

IV-13~Justification vis à vis de l'équilibre d'ensemble :

IV-13.1~Vérification au renversement :

D'après l'article 5.5 du RPA99/version2003, le moment de renversement qui peut être causé par l'action sismique doit être calculé par rapport au niveau de contact du sol fondation.

Le moment de stabilisation sera calculé en prenant en compte le poids total équivalent au poids de la construction ($M_s > M_r$) avec :

M_s : Moment stabilisant.

M_r : Moment de renversement.

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.

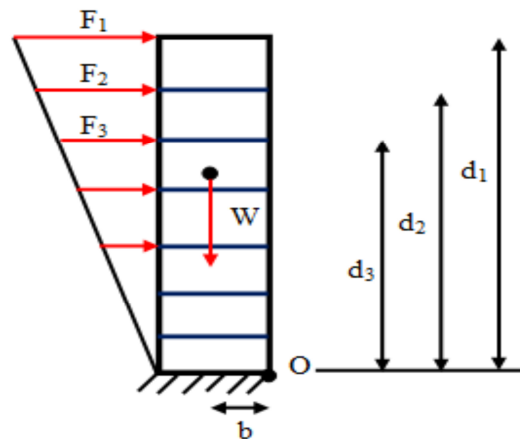


Figure (IV.8) Moment de renversement.

$$M_{Re} = M_{F_i/O} = \sum_{i=1}^n F_i \times d_i$$

$$M_{stab} = M_{W/O} = W \times b$$

Il faut vérifier que : $\frac{\text{Moment stabilisateur}}{\text{Moment de renversement}} \geq 1.5$

-Sens X-X:

Tableau (IV.14) : Calcul le moment de renversement sens X-X.

Niveau	d_i (m)	F_{xi} (KN)	$F_{xi} * d_i$ (KN.m)
RDC	3,06	77,29	236,507
Niveau 1	6,12	137,65	842,418
Niveau 2	9,19	178,99	1644,92
Niveau 3	12,24	205,36	2513,61
Niveau 4	15,3	216,44	3311,53
Niveau 5	18,36	207,11	3802,54
Niveau 6	21,42	180,23	3860,53
Niveau 7	24,48	137,55	3367,22
Niveau 8	27,54	76,76	2113,97
			$\Sigma = 21693,24$

-Sens Y-Y:

Tableau (IV.15) Calcul le moment de renversement sens Y-Y.

Niveau	d_i (m)	F_{xi} (KN)	$F_{xi} * d_i$ (KN.m)
RDC	3,06	74,28	227,297
Niveau 1	6,12	132,29	809,615
Niveau 2	9,19	172,026	1580,92
Niveau 3	12,24	197,37	2415,81
Niveau 4	15,3	208,02	3182,71
Niveau 5	18,36	199,05	3654,56
Niveau 6	21,42	173,22	3710,37
Niveau 7	24,48	132,20	3236,26
Niveau 8	27,54	73,78	2031,9
			$\Sigma=20849,43$

IV-13.2~Calcul de centre de gravité de la structure :

Tableau (IV.16) Centre de gravité et de torsion.

Niveau	X_i (m)	Y_i (m)
RDC	9,266	5,252
E 1	9,659	5,136
E 2	9,552	4,853
E 3	9,545	4,802
E 4	9,715	5,087
E 5	9,715	5,087
E 6	9,773	5,126
E 7	9,726	5,086
E 8	9,44	5,077
Σ	86,391	45,506

$$\begin{cases} X_G = 9.59 \text{ m} \\ Y_G = 5.05 \text{ m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} b_x = L_x - X_G ; b_x = 17.52 - 9.59 = 7.93 \text{ m.} \\ b_y = L_y - Y_G ; b_y = 9.18 - 5.05 = 4.13 \text{ m.} \end{cases}$$

b : Les point les plus éloigner par apport au centre de gravite pour les deux direction.

Tableau (IV.17) Vérification de renversement.

	W (KN)	B (m)	M_s (KN.m)	M_r (KN.m)	$\frac{M_s}{M_r}$	$\frac{M_{sta}}{M_{Ren}} \geq 1.5$
Sens longitudinal	15735,22	7.93	124780.29	21693,24	5.75	CV
Sens transversal	15735,22	4.13	64986.45	20849,43	3.12	CV

-Conclusion:

L'ouvrage est donc stable au renversement, de plus le poids des fondations et la butée par les terres le rendent encore plus stable.

IV-14~Vérification de l'effort normal réduit :

L'article (7.4.3.1) du RPA99/version 2003 exige la vérification de l'effort normal réduit pour éviter la rupture fragile de la section de béton.et comme cette vérification est vérifiée sous charges statiques donc on doit refaire la vérification sous charge dynamique, La vérification s'effectue par la formule suivante :

$$N_{rd} = \frac{N}{B \cdot f_{c28}} \leq 0.3$$

Où : **N** : L'effort normal maximal.

B : Section du poteau.

f_{c28} : Résistance caractéristique du béton.

Tableau (IV.18) Vérification de l'effort normal réduit.

Niveau	Poteau	Section (cm²)	N (KN)	N_{rd} (KN)	Observation
E 7 et E 8	C14	(35x35)	264.43	0.10	Condition vérifiée
E 4 et E 5 et E 6	C14	(40x40)	667.59	0.16	Condition vérifiée
E3 et E2	C3	(45x45)	861.02	0.17	Condition vérifiée
RDC et E1	C14	(50x50)	1206.59	0.19	Condition vérifiée

V-1~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 :

-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 :

$$\left\{ \begin{array}{l} \theta = 1 \quad : \quad T \\ \theta = 0.9 \quad : \quad 1h \leq T \leq 24h \\ \theta = 0.85 \quad : \quad T < 1h \end{array} \right.$$

-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 :

$$\gamma_s = 1 f_e = 400MPa \quad \sigma_s = 400MPa$$

V-1.1~Combinaison des charges :

En fonction du type de sollicitation, on distingue les différentes combinaisons suivantes :

-Selon BAEL 91 (situation durable)

$$ELU \dots\dots\dots 1,35G + 1,5Q$$

$$ELS \dots\dots\dots G + Q$$

-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} ; $M_{\text{correspondant}}$

N_{\min} ; $M_{\text{correspondant}}$

M_{\max} ; $N_{\text{correspondant}}$

V-1.2~Calcul des armatures :

Le calcul des armatures sera effectuer par zone, elles seront définies comme suite :

-Zone 01 : RDC et 1^{ère} étage (50x50).

-Zone 02 : 2^{ème} et 3^{ème} étages (45x45).

-Zone 03 : 4^{ème} et 5^{ème} et 6^{ème} étages (40x40).

-Zone 04 : 7^{ème} et 8^{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.1) Ferrailage des poteaux sous combinaisons sismique.

Zones	N, M	Section (cm ²)	N (KN)	M (KN.m)	A _s (cm ²)	Choix des barres
Zone1	N _{max} M _{corr}	50X50	1572,64	-36,786	00	4HA20+8HA16
	N _{min} M _{corr}		-886,71	16.75	12,04	
	M _{max} N _{corr}		953,77	-83,702	00	
Zone2	N _{max} M _{corr}	45X45	1082,9	-9.87	00	4HA16+8HA14
	N _{min} M _{corr}		-298,48	-1,43	3,82	
	M _{max} N _{corr}		698,09	-94,947	3,82	
Zone3	N _{max} M _{corr}	40X40	745,17	8.22	00	12HA14
	N _{min} M _{corr}		-145,55	19.40	00	
	M _{max} N _{corr}		470,81	-77,63	00	
Zone4	N _{max} M _{corr}	35X35	284,36	-5,439	00	8HA14
	N _{min} M _{corr}		-90,02	-3.34	1,41	
	M _{max} N _{corr}		120,79	-50,696	2.63	

-Situation durable :

Tableau (V.2) Ferrailage des poteaux sous combinaisons sismique.

Zones	N, M	Section (cm ²)	N (KN)	M (KN.m)	A _s (cm ²)	Choix des barres
Zone1	N _{max} M _{corr}	50X50	1654,39	-41.32	00	8HA20
	N _{min} M _{corr}		240,09	-3,227	00	
	M _{max} N _{corr}		944.9	-41.32	00	
Zone2	N _{max} M _{corr}	45X45	1313,32	-17.90	00	8HA20
	N _{min} M _{corr}		156,31	-3,897	00	
	M _{max} N _{corr}		1313,32	-17.90	00	
Zone3	N _{max} M _{corr}	40X40	915,07	-12.98	00	12HA16
	N _{min} M _{corr}		61,78	-3,695	00	
	M _{max} N _{corr}		383,68	-22.22	00	
Zone4	N _{max} M _{corr}	35X35	362,57	-12.30	00	8HA14
	N _{min} M _{corr}		16,36	-5,132	0.21	
	M _{max} N _{corr}		131,66	-22.94	0.17	

Nb : pour le choix des barres on utilise les valeurs maximales de A_s dans chaque zone

V-1.2.1~Calcul des armatures longitudinales :**-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» :

$$\begin{cases} A_{\min} = \max\left(4cm^2 / ml, \frac{2B}{1000}\right) \\ A_{\max} = \frac{5B}{100} \end{cases}$$

B : section du béton= $b \times h$. ($b = h =$ côtes du poteau, $d = 0,9h$)**-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).

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60cm\right)$$

- Le diamètre minimum est de 12 mm

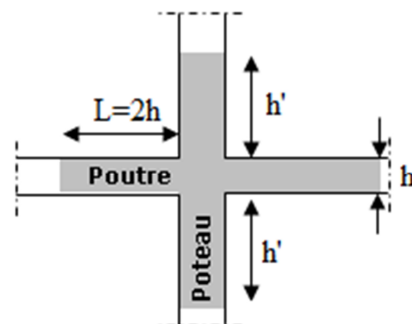
**Figure (V.1)** zone nodale

Tableau (V.3) Armatures maximales et minimales pour chaque zone.

Zones	Section (cm ²)	BAEL 91		CBA93	RPA99/V2003		
		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	50×50	5	125	2.72	20	75	150
Zone 2	45×45	4.05	101.25	2.20	16.20	60.75	121.50
Zone 3	40×40	4	80	1.74	12.80	48	96
Zone 4	35×35	4	61.25	1.33	9.8	36.75	73.5

V-2~Exemple de calcul :

V-2.1~Ferrailage longitudinal :

Soient un poteau de (50X50) cm² (Situation durable) :

C=C'=3cm.

L=3,06m.

f_{bu}=14,2Mpa.

M_{max}=41.32KN.m

N_{corr} = 1654,39KN

La position du centre de pression est :

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{41.32}{1654.39} = 0.025m$$

$$\lambda = \frac{L_f \sqrt{12}}{h} = \frac{7.42}{0.50} = 14.85$$

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{14.85}{35}\right)^2} = 0.82$$

$$B_r = (h - 2)(b - 2) = (0.50 - 0.02)^2 = 0.2304 m^2$$

$$A_s \geq \left[\frac{N}{\alpha} - Br \frac{f_{c28}}{0.9\gamma_b} \right]_{f_e} \gamma_s = \left[\frac{1654.39}{0.82} - 0.2304 \frac{25}{0.9 \times 1.15} \right] \frac{1}{400} = -88.7 cm^2$$

donc : A_s= 0 cm²

-Conclusion :

$$A_{adopté} = \max(A_{CAL}, A_{CNF}, A_{min(RPA)})$$

Les résultats du ferrailage longitudinal sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau (V.4) Ferrailage longitudinal adopté pour les poteaux.

Zones	Section (cm ²)	combinaison	A _{CAL} A _s (cm ²)	A _{CNF} (cm ²)	A _{min(RPA)} (cm ²)	Aadoptée (cm ²)
Zone 1	50x50	durable	0	2.72	20	4HA20+8HA16 = 28.65
		accidentelle	12.04			
Zone 2	45x45	durable	0	2.20	16.20	4HA16+8HA14 = 20.36
		accidentelle	3.82			
Zone 3	40x40	durable	0	1.74	12.80	12HA14 = 18.48
		accidentelle	0			
Zone 4	35x35	durable	0.21	1.33	9.8	8HA14 = 12.32
		accidentelle	2.63			

V-2.2~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 : $S_t \leq \text{Min}(10\phi_t ; 15\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq \text{Min}(14 ; 15\text{cm}) \dots$ en zone IIa.

-Dans la zone courante : $S_t \leq 15\phi_t = 21\text{cm} \dots$ 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:

$$\left\{ \begin{array}{l} \rho_a = 2.5 \text{ si l'élanement géométrique } \lambda_g \geq 5. \\ \rho_a = 3.75 \text{ si l'élanement géométrique } \lambda_g < 5. \end{array} \right.$$

On a :

$$\left\{ \begin{array}{l} V_{u \max} = 21.83 \text{ KN.} \\ h_t = 0.50 - C - C' = 0.44 \text{ m.} \\ f_e = 400 \text{ MPa.} \\ \lambda_g = \frac{L_f}{a} = \frac{2.142}{0.50} = 4.28 < 5 \longrightarrow \rho_a = 3.75 \end{array} \right.$$

-Vérification dans la zone courante :

$$A_t = \frac{\rho_a \cdot V_u \cdot S_t}{h_t \cdot f_e} = \frac{3.75 * 21.83 * 10^4 * 0.10}{0.44 * 400000} = 0.47 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 4T10 = 3.14 \text{ cm}^2$$

-Vérification dans la zone nodale :

$$A_t = \frac{\rho_a \cdot V_u \cdot S_t}{h_t \cdot f_e} = \frac{3.75 * 21.83 * 10^4 * 0.08}{0.44 * 400000} = 0.38 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 4T10 = 3.14 \text{ cm}^2$$

-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 :

$$\text{Si } \lambda_g \geq 5 \quad \left\{ \begin{array}{ll} 0.3\% & \\ \text{Si } \lambda_g \leq 3 & 0.8\% \\ \text{Si } 3 < \lambda_g < 5 & \text{interpoler entre les valeurs limites précédentes} \end{array} \right.$$

λ_g : Est l'élanement 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 : $3 < \lambda_g < 5$ on obtient : $\frac{A_t}{S_t \cdot b} (\%) \geq 0.48\%$

-Dans la zone courante : $S_t = 10 \text{ cm}$

$$\frac{314}{10 \times 50} = 0.63\% > 0.48\% \dots \dots \dots CV.$$

-Dans la zone nodale : $S_t = 8 \text{ cm}$

$$\frac{314}{8 \times 50} = 0.79\% > 0.48\% \dots \dots \dots CV.$$

Les résultats du ferrailage transversal sont résumés dans le tableau suivant :

- Zone courante :

Tableau (V.5) 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
(50x50)	21.83	10	0.47	4.28	3.75	4T10	3.14	0.63	0.48	CV
(45x45)	12.41	10	0.30	4.76	3.75	4T8	2.01	0.45	0.44	CV
(40x40)	15.37	10	0.28	5.36	2.5	4T8	2.01	0.50	0.3	CV
(35x35)	15.98	10	0.35	6.12	2.5	4T8	2.01	0.57	0.3	CV

- Zone nodale :

Tableau (V.6).Armature transversale (Zone nodale).

Poteaux	V (KN)	S _t (cm)	A _t (cm ²)	λ _g	ρ _a	Choix	A _{ado} (cm ²)	% Cal	% Min	OBS
(50x50)	21.83	8	0.38	4.28	3.75	4T10	3.14	0.79	0.48	CV
(45x45)	12.41	8	0.24	4.76	3.75	4T8	2.01	0.56	0.44	CV
(40x40)	15.37	8	0.23	5.36	2.5	4T8	2.01	0.63	0.3	CV
(35x35)	15.98	8	0.28	6.12	2.5	4T8	2.01	0.71	0.3	CV

V-2.3~Vérification du poteau à l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bxd} < \bar{\tau}_u = \text{Min} \left\{ 0.20 f_{cj} / \gamma_b ; 5MPa \right\} = 3.33MPa$$

On a : V_{u max} = 21.83 KN.

$$\tau_u = \frac{V_u}{bxd} = \frac{21.83 \times 10^{-3}}{0.50 \times 0.45} = 0.097 MPa.$$

Donc : τ_u = 0.097MPa < τ_u = 3.33 MPa.....Condition Vérifiée.

V-2.4~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 :

$$\text{Avec : } \rho_s = \begin{cases} 0.075 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

$$\lambda_{og} = \text{Min} \left\{ \frac{L_f}{a}; \frac{L_f}{b} \right\} = \left\{ \frac{2.142}{0.50}; \frac{2.142}{0.50} \right\} = 4.28$$

$$\lambda_{og} = 4.28 < 5 \Rightarrow \rho_d = 0.04$$

$$\tau_{bu} = \rho_d \times f_{c28} = 0.04 \times 25 = 1 \text{ Mpa}$$

Donc : $\tau_u = 0.097 \text{ Mpa} < \tau_{bu} = 1 \text{ Mpa}$**Condition Vérifiée.**

Les autres résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau (V.7) 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)	τ̄ _u (MPa)	τ _u < τ̄ _u	τ _u < τ _{bu}
(50x50)	21.83	0.1	4.28	0.04	1	3.33	CV	CV
(45x45)	12.41	0.07	4.76	0.04	1	3.33	CV	CV
(40x40)	15.37	0.11	5.36	0.075	1.875	3.33	CV	CV
(35x35)	15.98	0.15	6.12	0.075	1.875	3.33	CV	CV

V-2.5~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.

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

σ_{bc} : Contrainte maximale dans le béton comprimé. (σ_{bc} = KxY)

Avec :

Y : Position de l'axe neutre.

$$\text{Et : } K = \frac{M_{ser}}{I}$$

-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:

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

Les résultats obtenus sont résumé dans le tableau suivant :

Tableau (V.8) 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)	σ̄ _{bc} (MPa)	Observation
ZONE 1	29.7	28.65	20.52	401543	0.07	1.52	15	Vérifier
ZONE2	13.22	20.36	19.86	300575	0.04	0.87	15	Vérifier
ZONE3	16.26	18.48	16.46	165299	0.10	1.62	15	Vérifier
ZONE4	16.73	12.32	13.85	91873	0.18	2.52	15	Vérifier

V-2.6~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:

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0.85}{1 + 0.20 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} \dots \dots \dots si \lambda \leq 50 \\ \frac{1500}{\lambda^2} \dots \dots \dots si 50 < \lambda \leq 70 \end{cases}$$

-Calcul de λ:

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \quad , \quad i = \sqrt{\frac{I}{B}}$$

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.9) 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	(50x50)	16.90	0.812	0.2304	28.65	4274.11	1654,39	CV
ZONE2	(45x45)	17.58	0.809	0.1849	20.36	3343.28	1313.32	CV
ZONE 3	(40x40)	21.07	0.792	0.1444	18.48	2627.21	915,07	CV
ZONE 4	(35x35)	24.73	0.773	0.1089	12.32	1890.30	362.57	CV

-Conclusion :

Le ferrailage choisit satisfait tous les vérifications.

-Schéma de ferrailage:

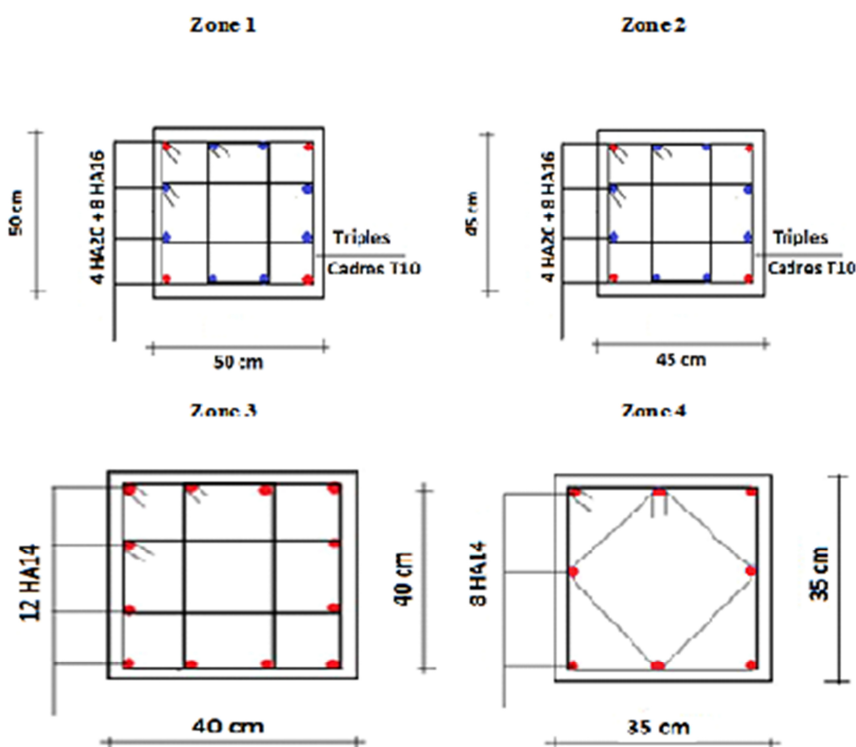


Figure (V.2) Schémas de ferrailage des sections des poteaux.

V-2~Ferrailage des poutres :

Les poutres sont des éléments structuraux qui transmettent les efforts du plancher vers les poteaux. Elles sont sollicitées par un moment fléchissant et un effort tranchant. Leur ferrailage donc sera déterminé en flexion simple à l'état limite ultime (ELU), puis vérifiées à l'état limite de service (ELS), suivant les recommandations du RPA 99/version 2003.

Les poutres seront étudiées en tenant compte des efforts donnés par l'ETABS 9.7, qui résultent des combinaisons les plus défavorables, présenté par le RPA et le BAEL 91 :

$$1,35G+1,5Q$$

$$G+Q$$

$$G+Q\pm E$$

$$0,8G\pm E$$

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.

V-2.1~Poutres porteuses (poutres principales) : On va prendre comme exemple de calcul la poutre (B)

- Calcul des armatures longitudinales :

a/ Ferrailage sous la combinaison 1.35G+1.5Q :

✓ **En travée :**

$$M_{u \max} = 70.1 \text{ Kn.m}$$

$$\mu_{lu} = [3440 (1.39) + 49(25) - 3050] \cdot 10^{-4} = 0.2956$$

$$\mu = \frac{M_{\max}^T}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{70.1 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.36^2 \times 14.2} = 0.12070 \rightarrow u_{bu} = 0.12070 < u_l = 0.2956 \text{ pas d'armatures} \rightarrow$$

comprimé $\hat{A}_s = 0$

$u_{bu} = 0.1207 < 0.275 \rightarrow$ méthode simplifier

$$A_t = \frac{M_{\max}^T}{Z_b \cdot \sigma_s}$$

Avec :

$$Z_b = d(1 - 0.4\alpha)$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 0.1207}) = 0.078$$

$$Z_b = 36(1 - 0.4 * 0.078) = 34.88 \text{ cm}$$

$$A_t = \frac{70.1 \times 10^{-3}}{0.348 \times 348} = 5.79 \text{ cm}^2$$

On adopte : $3T16 = 6.03 \text{ cm}^2$

✓ En appuis :

$$(M_{max}^A = 187.4 \text{ KN.m})$$

$$\mu = \frac{M_{max}^A}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{187.4 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.36^2 \times 18.5} = 0.26$$

$$u_{bu} = 0.155 < u_l = 0.2956 \rightarrow \text{pas d'armature comprimé } A_s = 0$$

$$u_{bu} = 0.155 < 0.2956 \quad \text{méthode simplifié.}$$

$$A_a = \frac{M_{max}^T}{Z_b \cdot \sigma_s}$$

Avec :

$$Z_b = d(1 - 0.4\alpha)$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 0.272}) = 0.38$$

$$Z_b = 36(1 - 0.4 * 0.38) = 30.53 \text{ cm}$$

$$A_a = \frac{187.4 \times 10^{-3}}{0.3053 \times 400} = 15.34 \text{ cm}^2$$

On adopte : $A_a = 15.45 \text{ cm}^2$

-Condition de non fragilité BAEL91/99 :

$$A_{min} = 1.30 \text{ cm}^2$$

-Pourcentage exigé par RPA99/version 2003 :

$$A_{s \text{ RPAmin}} = 0.005 \times 30 \times 40 = 6 \text{ cm}^2 > A_s \text{ calculée}$$

$$A_{s \text{ RPAmax}} = 0.04 \times 30 \times 40 = 48 \text{ cm}^2 \quad (\text{Zone courante})$$

$$A_{s \text{ RPAmax}} = 0.06 \times 30 \times 40 = 72 \text{ cm}^2 \quad (\text{Zone de recouvrement})$$

-Longueur de recouvrement :

La longueur minimale de recouvrement est de :

$$L_r = 40\Phi = 40 \times 2 = 80 \text{ cm}$$

V-2.1.1~Ferrailage des poutres principales :

Le ferrailage des poutres principales et secondaires et résumé dans les tableaux suivants :

Tableau (V.10) Ferrailage poutres principales.

Poutre	M (KN.m)	As (cm ²)	Choix des barres	A _{min} (cm ²)	A _{max} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)	
PP (30x40)	Sur appuis	187,4	15.34	3HA16+3HA20	6	48	15.45
	En travée	70.01	5.79	3HA16	6	48	6.03

V-2.2~Ferrailage des poutres secondaires :

Tableau (V.11) Ferrailage poutres secondaires

Poutre	M (KN.m)	As (cm ²)	Choix des barres	A _{min} (cm ²)	A _{max} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)	
PS (30x40)	Sur appuis	164,52	12,74	6 HA14 +2HA16	6	48	13.26
	En travée	66.132	2,36	3HA14	6	48	4.62

V-2.3~Calcul des armatures transversales :

-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 = 20cm**

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 :

$\phi_t \leq \min\left\{\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_{l \min}\right\} \phi_t \leq \min\left\{\frac{40}{35}; \frac{30}{10}; 1,2\right\} = 1,14 \text{ cm} \text{ . Soit : } \phi_t = 8 \text{ mm.}$

-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 : $St \leq h/2$; $St = 20\text{cm}$

On adopte les espacements suivants :

- En zone nodale :**St = 10cm** ;

- En zone courante :**St = 20cm**

On aura alors :

$$At = 0.003 \times St \times b = 1,8 \text{ cm}^2 > 0.6 \text{ cm}^2$$

Le choix des barres est le suivant : **4Φ8** :..... **At = 2.01cm²**

St (adopté) =Min { $S_{IB,A,E,L}$ · $S_{IR,P,A}$ }**St = 20cm**

On aura un cadre et un étrier de diamètre «Φ8 ».

V-2.4~Vérification D'ABOUT :

-Vérification des contraintes tangentielles conventionnelles :

$$V_{u \max} = 216.61\text{Kn} \rightarrow \tau_u = \frac{V_u}{bd} = 2\text{Mpa}$$

$$\overline{\tau_u} = \text{Min} \left(\frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b}, 5\text{MPa} \right) = 3.33\text{MPa} \rightarrow \tau_u < \overline{\tau_u}$$

-Armature inferieure tendu sur appui d'ABOUT :

$$A \geq \frac{1.15V_{u\max}}{f_e} = 6.23 \cdot 10^{-4} \text{m}^2 \rightarrow A_s = 15.45 \text{ cm}^2 > 6.23 \text{ cm}^2$$

-Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis :

$$V_{u \max} \leq 0.4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} * b * a$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} a = b - c - 2 \text{ cm} = 25 \text{ cm} \\ \gamma_b = 1.5 \end{cases}$$

$$V_{u \max} \leq 0.267 * f_{c28} * b * a = 500.63 \text{ Kn} \rightarrow V_{u \max} = 216.61 \text{ Kn} < 500.63 \text{ Kn}$$

V-2.5~Vérification de l'état limite de déformation (la flèche):

On doit vérifier que:

$$1) \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \quad 2) \frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \frac{M_t}{M_0} \quad 3) \frac{A}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \text{Mpa}$$

La vérification de la flèche est inutile sauf si l'une des trois conditions n'est pas vérifiée

Avec:

L : La portée de la travée entre nus d'appui (L=462cm)

h_t : La hauteur totale de la section droite ($h_t = 40$ cm)

d : La hauteur utile de la section droite (d = 36 cm)

b: La largeur de la poutre (b = 30 cm)

$M_{travée}$: Le moment en travée maximal à E.L.S ($M_{ser, travée} = 33.35$ KN.m)

$M_{a,service}$: Le moment en appui maximal à E.L.S ($M_{0,ser} = 73.18$ KN.m)

A: La section des armatures tendue ($A_s = 6.03$ cm²)

f_e : La limite élastique de l'acier utilisé ($f_e = 400$ MPa)

V-2.5.1~Poutre principale :

$$\left(\frac{h_t}{L}\right) \geq \left(\frac{1}{16}\right) \Rightarrow (0.088 > 0.0625) \Rightarrow \text{Condition vérifiée} \quad \square$$

$$\left(\frac{h_t}{L}\right) \geq \left(\frac{M_{ser,travée}}{10 M_{0,ser}}\right) \Rightarrow (0.088 > 0.056) \Rightarrow \text{Condition vérifiée} \quad \square$$

$$\left(\frac{A_s}{b \times d}\right) \leq \left(\frac{4.2}{f_e}\right) \Rightarrow (0.0056 < 0.0105) \Rightarrow \text{Condition vérifiée} \quad \square$$

Les trois conditions sont vérifiées donc la vérification de la flèche est inutile.

V-2.5.2~Poutre secondaire :

$$\left(\frac{h_t}{L}\right) \geq \left(\frac{1}{16}\right) \Rightarrow (0.0818 > 0.0625) \Rightarrow \text{Condition vérifiée} \quad \square.$$

$$\left(\frac{h_t}{L}\right) \geq \left(\frac{M_{ser,travée}}{10 M_{0,ser}}\right) \Rightarrow (0.086 > 0.041) \Rightarrow \text{Condition vérifiée} \quad \square$$

$$\left(\frac{A_s}{b \times d}\right) \leq \left(\frac{4.2}{f_e}\right) \Rightarrow (0.0042 < 0.0105) \Rightarrow \text{Condition vérifiée} \quad \square$$

Les trois conditions sont vérifiées donc la vérification de la flèche est inutile.

V-2.6~Vérification des contraintes à l'ELS :

La vérification des poutres à l'ELS est effectuée comme suit:

-Calcul de la position de l'axe neutre :

$$b \cdot \frac{y^2}{2} + 15(A_s + A'_s) \cdot y - 15(A_s \cdot d + A'_s \cdot d') = 0$$

-Calcul du moment d'inertie :

$$I = b \cdot \frac{y^3}{3} + 15 \cdot [A_s (d - y)^2 + A'_s (y - d')^2]$$

Où : A_s : section d'armatures tendue.

A'_s : section d'armatures comprimées.

n : 15 coefficient d'équivalence.

-Vérification des contraintes :

Il faut que les contraintes compression du béton vérifiées :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa} ; \quad \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y$$

Les résultats de calculs sont indiquée dans les tableaux suivants :

-Poutres principales :

Tableau (V.12) Vérification des poutres principales à l'ELS

Poutre	M_{ser} (KN.m)	A_s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	
PP RDC	Sur appuis	51.31	15.45	17.09	132785	6.60
	En travée	33.35	6.03	12.02	69379	5.78

-Poutres secondaires :

Tableau (V.13) Vérification des poutres secondaires à l'ELS

Poutre	M_{ser} (KN.m)	A_s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	
PS RDC	Sur appuis	21.29	13.26	16.20	120492	2.86
	En travée	8.55	4.62	10.79	56605	1.63

-Conclusion :

On constate que tous les valeurs de la contrainte dans le béton sont inférieures à la valeur admissible.

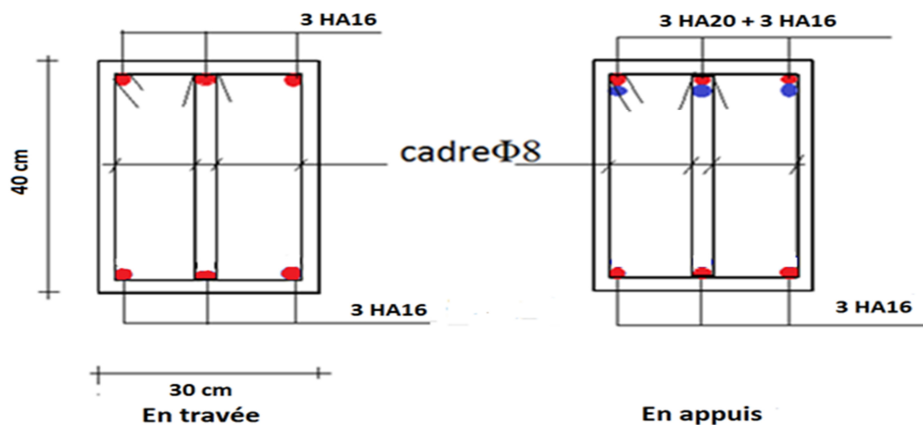


Figure (V.3) schéma de ferrailage des poutres principales

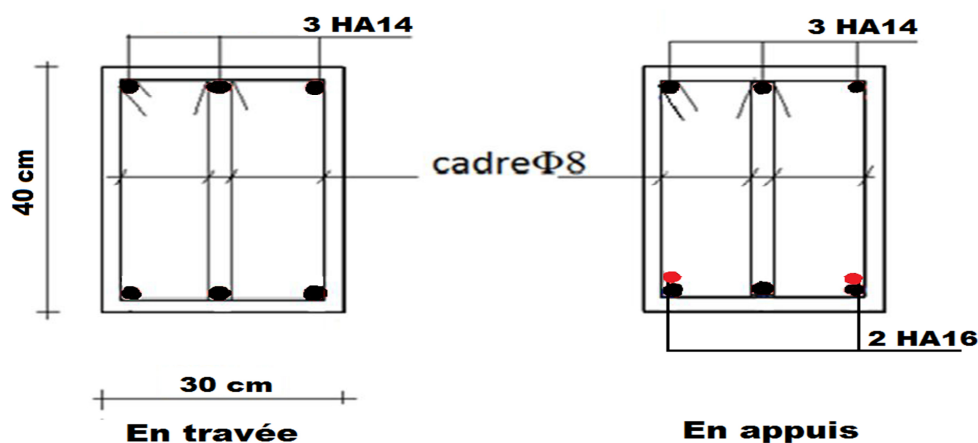


Figure (V.4) schéma de ferrailage des poutres secondaires

V-3.1-Ferrailage des voiles :

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 supérieures 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 dû à la combinaison des charges permanentes, d'exploitations et la charge sismique.

Notre ouvrage comprend trois (3) types des voiles : type 1 : $L = 2\text{m}$ (selon l'axe Y),

type 2 : $L = 1.6\text{m}$, type 3: $L = 1.2\text{m}$ (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: RDC et 1^{ère} étage
- Zone 2: 2^{ème} étage et «3^{ème} étage
- Zone 3 : 4 et 5 et 6^{ème} étage.
- Zone 4 : 7 et 8^{ème} étage.

V-3.2~Recommandations du RPA99/version2003 :

-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.

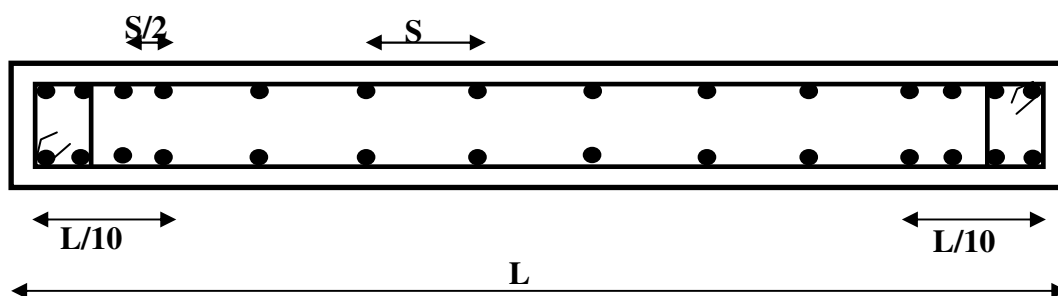


Figure (V.5) Disposition des armatures verticales dans le voile.

-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 munies de crochets à (135°) ayant une longueur de 10Φ .

Ces armatures reprennent les sollicitations de l'effort tranchant.

-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 épingles 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.

-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 :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{\bar{V}}{f_e} A_{vT} = 1.4 V_u$$

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.

-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 :

$$\begin{array}{l} \text{Selon le BAEL91/99} \\ \text{Selon le RPA99/version} \end{array} \left\{ \begin{array}{l} 1.35 G + 1.5 Q \\ G + Q \\ G + Q + E \\ 0.8G + E \end{array} \right.$$

V-3.4~Calcul du ferrailage des voiles :

Le calcul des armatures sera fait par la méthode des contraintes et vérifiée, selon RPA99/version 2003 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~Exemple du calcul:

Nous proposons le calcul détaillé en prenant le voile (Type1 (y-y) ; Zone I) de ($L = 2 \text{ m}$; $e = 0.2 \text{ m}$).

$$N=1669.87\text{KN}; \quad M=2245.83\text{KN.m}; \quad V=2.57\text{KN}; \quad B=L \times e=2 \times 0.20=0.4\text{m}^2$$

$$I = \frac{e \times L^3}{12} = \frac{0,2 \times 2^3}{12} = 0,13 \text{ m}^4$$

$$V = \frac{L}{2} = \frac{2}{2} = 1 \text{ m}$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{B} + \frac{M \times V}{I} = \frac{1669,87}{0,4} + \frac{2245 \times 1}{0,13} = 22982,36 \text{ KN / m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{B} - \frac{M \times V}{I} = \frac{1669,87}{0,4} - \frac{2245 \times 1}{0,13} = -13094,55 \text{ KN / m}^2$$

⇒ La section est partiellement tendue.

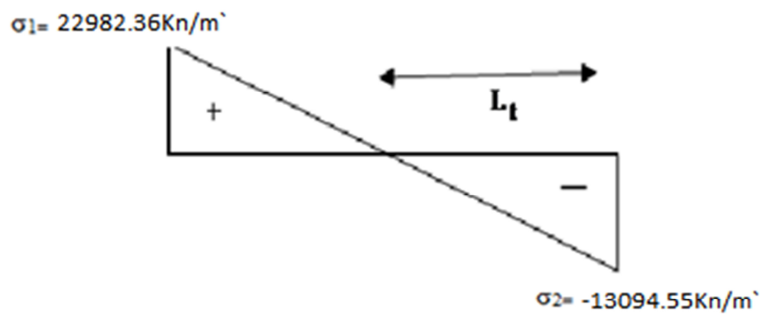


Figure (V.6): Diagramme des contraintes d'une section partiellement tendue

$$L_T = \frac{\sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2} \times L = \frac{13094,55}{22982,36 + 13094,55} \times 2 = 0,73 \text{ m}$$

$$F = \frac{\sigma_2}{2} \times e \times L_T = \frac{13094,55}{2} \times 0,20 \times 0,73 = 968,77 \text{ KN}$$

V-3.5.1~Armature verticale :

$$A_v = \frac{F}{f_e} = \frac{968,77}{40} = 24,27 \text{ cm}^2$$

$$(A_v / \text{ml}) / \text{Face} = (24,27/2)/2 = 6,06 \text{ cm}^2$$

V-3.5.2~Armature minimale :

$$A_{\min} = \text{Max}\left(0.2\% \cdot L_T, \frac{Bf_{t28}}{f_e}\right)$$

e : Epaisseur du voile.

L_T : Longueur de la section tendue.

$$A_{\min} = \text{Max}(2.92; 21) = 21 \text{ cm}^2$$

V-3.5.3~ Armatures de coutures :

$$A_{vj} = 1.1 \times \frac{1.4V}{f_e} = 1.1 \times \frac{1.4 \times 4.41 \times 10}{400} = 0.15 \text{ cm}^2$$

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.

$$\text{Donc } A_{sV} = \text{Max}(A_{vj}; A_{\min}) = 24.27 \text{ cm}^2$$

Le ferrailage adopté :

En zone d'about : **Soit 8T14 ($A_s = 12.32 \text{ cm}^2$)**

En zone courante : **Soit 22T14 ($A_s = 33.86 \text{ cm}^2$)**

Donc A_s adopté : **$A_s = 46.18 \text{ cm}^2$**

V-3.5.4~Espacement :

En zone courante : $S_t \leq \text{Min}(1.5l; 30) = 30 \text{ cm}$

$$\text{Soit } S_t = 15 \text{ cm}$$

En zone d'about : $S_{ta} = \frac{S_t}{2} = 10 \text{ cm}$

V-3.5.5~Armatures horizontales :

D'après l'article BAEL91/99 : $A_H = \frac{A_v}{4} = \frac{46.18}{4} = 11.54 \text{ cm}^2$

D'après l'article RPA99/version 2003 : $A_H = 0.15 \% B = 0.0015 \times 20 \times 200 = 6 \text{ cm}^2$

$$A_H = \text{Max}\left(\frac{A_v}{4}; 0.15 \% B\right) = 11.54 \text{ cm}^2$$

Soit 20T10 = 15.71 cm² ; avec $S_h = 15 \text{ cm}$

V-3.5.6~Armatures transversales :

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au minimum par (04) épingle au mètre carré, soit : 4φ8

V-3.5.7~Vérification des contraintes de cisaillement :**-Selon le RPA99/version2003 :**

La contrainte de cisaillement dans le béton est limitée comme suit :

$$\tau_b = \frac{1.4V}{\ell d} \leq \bar{\tau}_b = 0.2 \times f_{c28} = 0.2 \times 25 = 5 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = \frac{1.4 \times 4.41 \times 10^{-3}}{0.20 \times 0.9 \times 2} = 0.017 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_b = 5 \text{ MPa}$$

$$\tau_b < \bar{\tau}_b \quad \text{Condition vérifiée}$$

-Selon le BAEL91/99 :

$$\tau_u = \frac{V_u}{e.d} = \frac{4.41 \times 10^{-3}}{0.20 \times 0.9 \times 2} = 0.012 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right) = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \quad \text{Condition vérifiée}$$

V-3.5.8~Vérification à l'ELS :

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15.A_s} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2685.87 \times 10^{-3}}{0.20 \times 2 + (15 \times 46.18 \times 10^{-4})} = 5.72 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \quad \text{Condition vérifiée}$$

Les résultats de calcul pour tous les voiles sont regroupés dans les tableaux ci-après :

Tableau (V.14) Ferrailage verticale du voile YY 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)	A _v (cm ²)
Zone 1	N ^{max}	-2832,3	-3847,49	-35937	21775,5	SPC	1,25	0,75	1643,2	41,08
	N ^{min}	-1669,9	-2245,83	-22982	13094,55	SPC	1,27	0,73	968,99	24,27
	M ^{max}	-2667,1	-3848,77	-35533	22198,2	SPC	1,23	0,77	1707,1	42,68
Zone 2	N ^{max}	-3596,9	-3040,08	-31792	13808,4	SPC	1,39	0,61	836,3	20,91
	N ^{min}	-1497,9	-1286,59	-13394	590,47	SPC	1,39	0,61	361,3	9,03
	M ^{max}	-2845,9	-3853,42	-36756	22526,91	SPC	1,25	0,75	1689,5	42,23
Zone 3	N ^{max}	-2283,2	-2110,84	-2153,9	1012,3	SPC	1,36	0,64	647,3	16,18
	N ^{min}	-638,74	-644,94	-6433,9	3240,2	SPC		0,67	217,1	5,43
	M ^{max}	-2086,9	-2386,82	-23118	12683,9	SPC	1,29	0,71	898,7	22,47
Zone 4	N ^{max}	-1005,9	-546,51	-6613,8	1583,9	SPC	1,61	0,39	61,2	1,53
	N ^{min}	-188,96	-53,052	880,49	64,31	SEC	2	/	188,96	4,69
	M ^{max}	-807,25	-842,89	-8339,8	4303,6	SPC	1,32	0,68	293,0	7,32

NB : Concernant le choix des barres La section à prendre est celle correspondante au maximum des valeurs calculées avec N^{max} ; N^{min} ; M^{max}.

Tableau (V.15) Choix des barres du voile YY type 1

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	42,68	21	42,68	46.18	11T14	15	4T14	10	11.54	15.71	20T10	15
2	42.23	21	42.23	46.18	11T14	15	4T14	10	11.54	15.71	20T10	15
3	16,18	21	21	33.93	11T12	15	4T12	10	11.54	15.71	20T10	15
4	7,32	21	21	33.93	11T12	15	4T12	10	11.54	15.71	20T10	15

Tableau (V.16) Ferrailage verticale du voile 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}	5103,7	698,76	24169,9	7728,51	SEC	1,6	0	5103	13,99
	N^{min}	2276,8	212,702	9617,53	4612,77	SEC	1,6	0	2276	00
	M^{max}	4971,5	708,706	23873,8	7198,37	SEC	1,6	0	4971	10,68
Zone 2	N^{max}	4279,7	522,47	21057,6	5690,86	SEC	1,6	0	4279	00
	N^{min}	1866,7	231,07	8552,12	3115,18	SEC	1,6	0	1866,7	00
	M^{max}	4120,8	585,53	19766,2	5989	SEC	1,6	0	4120	00
Zone 3	N^{max}	3459,6	466,68	16301,7	5321,02	SEC	1,6	0	3459	00
	N^{min}	1032,1	150,03	4490,43	1460,32	SEC	1,6	0	1032	00
	M^{max}	3327,4	472,92	15962	4834,51	SEC	1,6	0	3327	00
Zone 4	N^{max}	1561,3	280,64	8180,88	1577,69	SEC	1,6	0	1561,3	00
	N^{min}	338,21	120,91	2479,37	-365,56	SPC	0,2	1.4	7,67	0,20
	M^{max}	1429,1	286,34	7834,92	1097,51	SEC	1.6	0	1429	00

Tableau (V.17) Choix des barres du voile XX type 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	13,99	16.8	16.8	33.92	11T12	15	4T12	10	4.24	11.78	15T10	20
2	00	16.8	16.8	33.92	11T12	15	4T12	10	4.24	11.78	15T10	20
3	00	16.8	16.8	33.92	11T12	15	4T12	10	4.24	11.78	15T10	20
4	0,2	16,8	16.8	33.92	11T12	15	4T12	10	4.24	11.78	15T10	20

Tableau (V.18) Ferrailage verticale du voile XX type 3

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}	1693,2	428,341	15979,02	-1868,52	SPC	1.07	0,13	23,47	0.587
	N^{min}	428,43	200,422	5960,58	-2390,33	SPC	0.86	0,34	82,10	2,05
	M^{max}	1643,6	450,237	16228,65	-2531,23	SPC	1.04	0,16	4971	1.025
Zone 2	N^{max}	1487,1	361,506	13727,63	-1335,13	SPC	1.09	0,11	14,20	0.35
	N^{min}	646,21	181,23	6468,33	-1083,25	SPC	1.03	0,17	18,65	0,466
	M^{max}	1437,5	410,367	14539,0	-2559,60	SPC	1.02	0,18	45,98	1,14
Zone 3	N^{max}	1167,8	259,837	10279,48	-547,06	SPC	1.14	0,06	3,32	0,083
	N^{min}	336,78	119,696	3896,92	-1090,42	SPC	0.94	0,26	28,61	0.7
	M^{max}	1118,3	345,026	11847,71	-2528,38	SPC	0.99	0,21	53,36	1.33
Zone 4	N^{max}	519.67	94.959	4143.61	186.97	SET	/	1.2	72.18	00
	N^{min}	96,8	72,096	1905,33	-1098,67	SPC	0.76	0,44	48,22	1.205
	M^{max}	470,1	189,1	5898,44	-1980,94	SPC	0.9	0,30	59,76	1.94

Tableau (V.19). Choix des barres du voile XX type 3

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	2.05	12.6	12.6	33.92	11T12	10	4T12	10	3.15	11.78	15T10	20
2	1.14	12.6	12.6	33.92	11T12	10	4T12	10	3.15	11.78	15T10	20
3	1.33	12.6	12.6	33.92	11T12	10	4T12	10	3.15	11.78	15T10	20
4	1.205	12.6	12.6	33.92	11T12	10	4T12	10	3.15	11.78	15T10	20

Tableau (V.20) Les vérifications à ELS et de contrainte de cisaillement.

		Vérification des contraintes de cisaillement							Vérification à l'ELS	
Voile	Zone	V (KN)	τ_b (MPa)	OBS	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	OBS	Ns	σ_{bc} (MPa)	OBS
Type 1	1	4.41	0.017	CV	0.012	2.5	CV	2685.87	5.72	CV
	2	31.53	0.122	CV	0.087	2.5	CV	1921.47	4.05	CV
	3	19.66	0.076	CV	0.054	2.5	CV	1674.37	3.71	CV
	4	25.59	0.099	CV	0.069	2.5	CV	737.43	1.63	CV
Type 2	1	13.38	0.065	CV	0.046	2.5	CV	3629.9	9.71	CV
	2	10.99	0.053	CV	0.038	2.5	CV	3128.2	7.61	CV
	3	7.23	0.035	CV	0.025	2.5	CV	2528.4	6.15	CV
	4	4.91	0.04	CV	0.017	2.5	CV	1044.21	2.54	CV
Type 3	1	8.95	0.058	CV	0.041	2.5	CV	1149.97	3.95	CV
	2	24.98	0.162	CV	0.115	2.5	CV	1087.95	3.74	CV
	3	37.03	0.24	CV	0.17	2.5	CV	854.27	2.93	CV
	4	50.54	0.327	CV	0.23	2.5	CV	379.86	1.30	CV

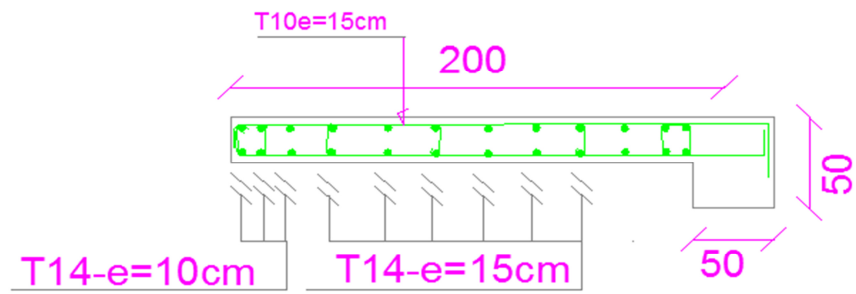


Figure (V.7) : Schéma de ferailage du voile type 1.

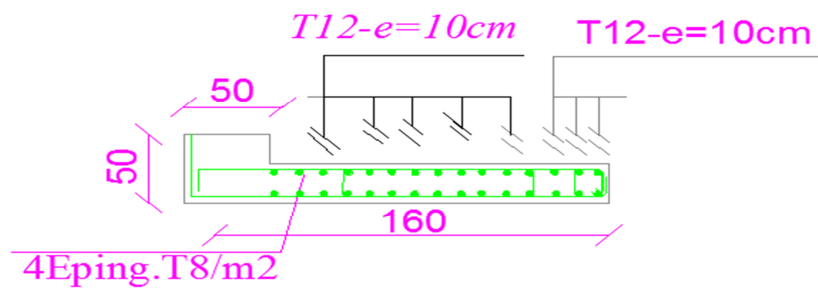


Figure (V.8) : Schéma de ferailage du voile type 2.

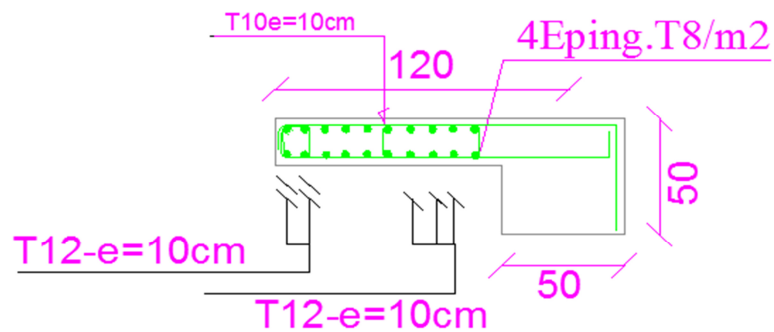


Figure (V.9) : Schéma de ferailage du voile type 3.

VI-1~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.

On distingue deux types des fondations :

✓ Fondation superficielles :

elles sont utilisables dans le cas où le bon sol n'est pas situé à une grande profondeur, elles permettent la transmission directe des efforts au sol, cas des semelles isolées, semelles filantes et radiers.

✓ Fondations profondes : elles sont utilisées lorsque le bon sol est situé à des profondeurs importantes, la transmission des efforts est assurée par d'autres éléments : cas des semelles sur pieux ou puits.**VI-2~Etude de sol :**

La valeur de la contrainte du sol est donnée par l'expérience, en raison de la connaissance que l'on peut avoir du terrain sur lequel des ouvrages ont déjà été réalisés, soit à partir des résultats de sondages effectués au laboratoire de mécanique des sols. Une étude préalable du sol a donné la valeur de la contrainte admissible du sol $\bar{\sigma}_{sol}=0.2\text{MPa}$.

VI-3~Choix du type de fondation :

Pour le choix du type de fondation à prévoir ; on est amenée à prendre en considération :

La nature de l'ouvrage à fonder : pont, bâtiment habitation, bâtiment industriel et soutènement.

- ✓ La nature du terrain : connaissance du terrain par sondages et définition des caractéristiques.
- ✓ Le site : urbain, campagne, bord de mer.
- ✓ La mise en œuvre des fondations : terrain sec, présence d'eau.
- ✓ Le type d'entreprise : matériel disponible et compétences.
- ✓ Le coût des fondations : facteur important mais non décisif.

En ce qui concerne notre ouvrage, nous avons le choix entre :

- ✓ Semelles isolé ou filantes.
- ✓ Radier général.

-La surface totale des semelles dépasse 50% de la surface d'emprise du bâtiment, ce qui induit le chevauchement de ces semelles.

En effet, cela nous conduit à opter pour un mode de fondation dont la modalité d'exécution du coffrage et du ferrailage est facile à réaliser : c'est le radier général.

Ce type de fondation Présent plus 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-4~Etude du radier :

Un radier est une dalle plane, éventuellement nervurée, constituant l'ensemble des fondations d'un bâtiment, il s'étend sur toute la surface de l'ouvrage .Elle comporte parfois des débords (consoles extérieures)

VI-4.1~Pré dimensionnement du radier :

VI-4.1.1~L'épaisseur de radier :

-Condition forfaitaire :

L'épaisseur du radier doit satisfaire la condition suivante :

$$\frac{L_{\max}}{8} < h_r < \frac{L_{\max}}{5}$$

$L_{\max} = 4.62 \text{ m}$: c'est la plus grande distance entre deux points d'appuis.

D'où : $57.75 \text{ cm} < h_r < 92.4 \text{ cm}$

VI-4.1.2~Condition de la raideur :

Pour étudier la raideur de la dalle du radier, on utilise la notion de la largeur définie par l'expression suivante :

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} L_e \quad \text{Avec : } L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{bK}}$$

Avec :

$E = 32164.195 \text{ KN/m}^2. \text{MPa.}$

K : Coefficient de raideur du sol pour un sol de densité moyenne = 40000 KN/m^3 .

b : Largeur de la semelle, les calcul sont faite pour une bande de 1 mètre.

I : Inertie de la section transversale du radier.

$$I = \frac{bh^3}{12}$$

Donc on aura:

$$h_r \geq \sqrt[3]{\frac{48KL_{\max}^4}{E\pi^4}} \Rightarrow h_r \geq 64 \text{ cm}$$

On adopte $h_r = 90 \text{ cm}$

VI-4.1.3~Epaisseur de la dalle du radier :

$$h_{\text{dalle}} \geq \frac{L_{\max}}{20} = \frac{462}{20}$$

$$h_{\text{dalle}} \geq 23.1 \text{ cm}$$

$$h_{\text{dalle}} = 40 \text{ cm}$$

VI-4.1.4~Condition de non poinçonnement :

Le poinçonnement se fait par expulsion d'un bloc de béton de forme tronconique à 45°, la vérification se fait par la formule suivante :

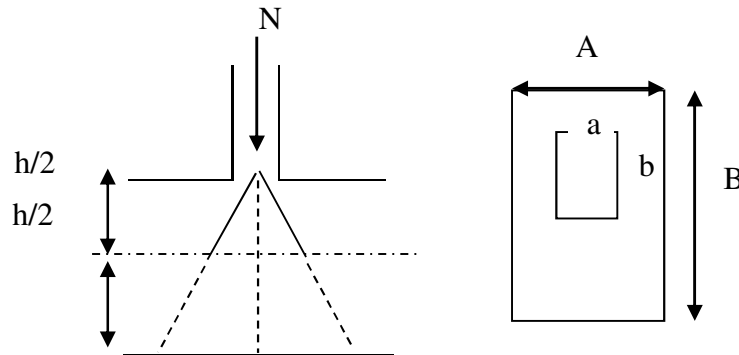


Figure (VI.1).Présentation de zone d'impact de la charge concentrée.

$$N_u \leq \frac{0.045 \times \mu_c \times h_r \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

μ_c : Périmètre du contour

✓ **Sous voiles :**

$N_{u,voil}$ 5103.75 KN : Effort normal ultime de voile le plus sollicité

$$\mu_c = 2(e + L + 2h_r) = 2(0.2 + 2 + 2h_r) = 4.4 + 4h_r \text{ m}$$

$$N_u \leq \frac{0.045 \times (4.4 + 4h_r) \times h_r \times 25}{1.5}$$

$$N_u \leq 0.75(7.84 + 4h_r) \times h_r$$

On obtient : $4.55h_r^2 + 4.95h_r - 7655.63 = 0$

D'où: $h_r \geq 41 \text{ cm}$

$h_r = 41 \text{ cm} < 90 \text{ cm} \Rightarrow \text{CV}$

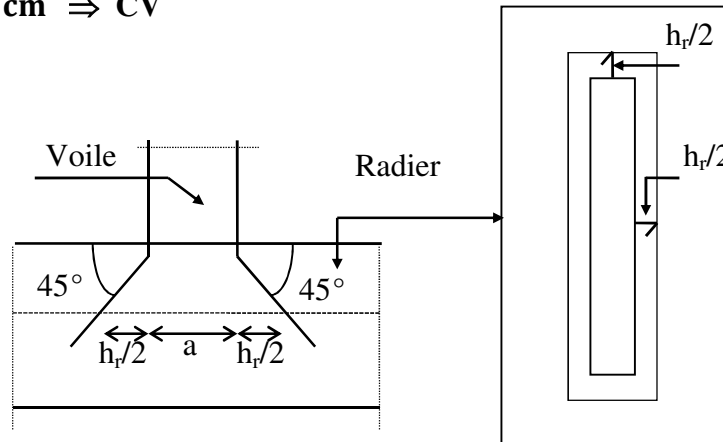


Figure (VI.2). Schéma de transmission des charges.

✓ **Sous Poteaux :**

$N_{u,pot} = 2187.78 \text{ KN}$: Effort normal ultime de poteau le plus sollicité

$$\mu_c = 4(a + h_r) = 4(0.50 + h_r) = (2 + 4h_r) \text{ m}$$

$$N_u \leq \frac{0.045 \times (2.2 + 4h_r) \times h_r \times 25}{1.5}$$

$$N_u \leq 3(0.5 + 4h_r)h_r$$

On obtient : $3h_r^2 + 1.5h_r - 1809.84 = 0$

D'où : $h_r \geq 25 \text{ cm}$

$h_r = 25 \text{ cm} < 90 \text{ cm} \Rightarrow \text{CV}$

A partir des deux conditions on prend :

$h_t = 90 \text{ cm}$ Pour les nervures.

$h_r = 40 \text{ cm}$ Pour la dalle du radier

VI-4.1.5~Calcul du D (débordement) :

$$D \geq \text{Max} \left\{ \frac{h}{2}; 30 \text{ cm} \right\} = \text{Max} \{45; 30 \text{ cm} \}$$

On prend : **D = 50 cm.**

-Condition de 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) :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \leq 0.06f_{cj} / \gamma_b \dots\dots\dots (\text{CBA93 Art 5.1.1 page 38})$$

V_u : Valeur de calcul de l'effort tranchant vis-à-vis l'ELU.

b : Désigne la largeur.

$$\gamma_b = 1.5 \quad ; \quad d = 0.9h \quad b = 1m$$

VI-4.1.6~Détermination des charges et des surcharges :

-Superstructure:

$$G = 15829.24 \text{ KN} \quad ; \quad Q = 2197.1 \text{ KN}$$

-Infrastructure :

La surface totale du radier :

$$S_{\text{radier}} = S_{\text{bloc}} + S_{\text{débord}}$$

$$S_{\text{radier}} = 139.931 + 26.50 = 160.975$$

$$S_{\text{radier}} = 166.44 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poids de la dalle du radier : } G_{\text{dalle}} = 166.44 * 0.40 * 25 = 1664.4 \text{ KN.}$$

Poids de la nervure :

$$G_{\text{nervure}} = 0.50 * 0.50 * 25 * (9.2 * 2 + 7.88 + 7.1 + 6.4 + 17.53 * 2 + 17.85)$$

$$G_{\text{nervure}} = 579.31 \text{ KN}$$

Donc :

$$G_{\text{totale}} = 18072.95 \text{ KN} \quad Q_{\text{totale}} = 2613.2 \text{ KN}$$

VI-4.1.7~Détermination des efforts :

-Sollicitations :

-ELU :

$$N_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$N_u = 1.35(18072.95) + 1.5(2613.2)$$

$$N_u = 28318.28 \text{ KN}$$

-ELS :

$$N_s = G + Q$$

$$N_s = 18072.95 + 2613.2$$

$$N_s = 20686.15 \text{ KN}$$

Donc :

$$V_u = \frac{q_u * L_{\text{max}}}{2} = \frac{N_u}{S_{\text{radier}}} \times \frac{L_{\text{max}}}{2}$$

$$h_r \geq \frac{N_u * L_{\text{max}} * \gamma_b}{0.9 * 2 S_{\text{rad}} * 0.06 f_{cj}}$$

$$h_r \geq \frac{28318.28 * 4.62 * 1.5}{0.9 * 332.88 * 0.06 * 25 * 10^3}$$

$$h_r = 0.44 \text{ m} < 0.90 \text{ m}$$

⇒ L'épaisseur du radier vérifie la condition de cisaillement

L'épaisseur du radier qui vérifie toutes les conditions précitées est :

$$h_{\text{dalle}} = 40 \text{ cm}$$

$$h_{\text{nervure}} = 90 \text{ cm}$$

VI-4.1.8~Caractéristiques géométriques du radier :

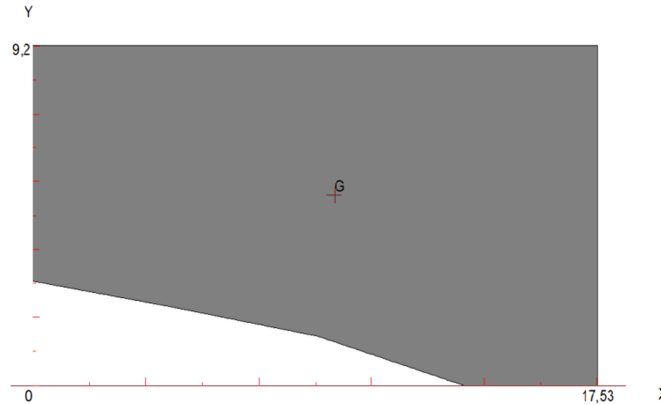


Figure (VI.3). Caractéristiques géométriques du radier.

-La surface du radier : $S=166.44 \text{ m}^2$

-Centre de masse du radier :

$$(X_r, Y_r) = (9.37, 5.15) \text{ m}$$

-Inertie du radier :

$$I_x = 807.53 \text{ m}^4$$

$$I_y = 3519.16 \text{ m}^4$$

-Centre de masse de la structure :

$$(X_s, Y_s) = (9.59, 5.05) \text{ m}$$

-L'excentricité :

$$e_x = |X_s - X_r| = 0.22 \text{ m}$$

$$e_y = |Y_s - Y_r| = 0.1 \text{ m}$$

VI-4.1.9~Vérification du renversement :

Sous l'effet des charges horizontales (forces sismiques), il y a développement d'un moment renversant, ce dernier engendre des contraintes de compression et de traction sous le radier, leurs contraintes moyennes doivent être inférieures à la contrainte admissible.

La valeur de la contrainte moyenne est donnée par la formule suivante :

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} < 1.5\sigma_{\text{adm}}$$

Avec :

$$\sigma_{1;2} = \frac{N}{B} \pm \frac{MV}{I}$$

N: Effort normal appliqué à la surface de radier.

M: Moment fléchissant appliqué à la surface de radier.

B: Surface total du radier.

V: Distance entre le centre de gravité du radier et l'extrémité de la structure.

I: Moment d'inertie du radier.

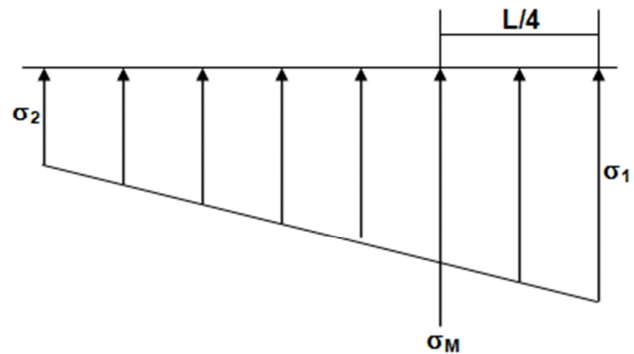


Figure (VI.4).schéma des contraintes

A cet effet les extrémités du radier doivent être vérifiées :

Aux contraintes de traction (soulèvement) avec la combinaison $0.8G \pm E$.

Aux contraintes de compression (tassement) avec la combinaison $G + Q + E$.

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau (VI.1). Vérification des contraintes de sol sous le radier

	0.8G+E		0.8G-E		G+Q+E	
	Sens X-X	Sens Y-Y	Sens X-X	Sens Y-Y	Sens X-X	Sens Y-Y
N (KN)	12663.39	12663.39	12663.39	12663.39	18026.34	18026.34
M_{rad} (KN. m)	20431.95	20838.89	- 23272.31	- 21068.29	-24072.39	-21393.83
V(m)	9.37	5.15	9.37	5.15	9.37	5.15
I (m⁴)	807.53	3519.16	807.53	3519.16	807.53	3519.16
S (m²)	166.44	166.44	166.44	166.44	166.44	166.44
σ₁(Mpa)	0.313	0.107	-0.194	0.045	-0.171	0.076
σ₂(Mpa)	-0.161	0.046	0.346	0.107	0.387	0.139
σ_{moy}(Mpa)	0.194	0.092	-0.059	0.061	-0.032	0.092
σ_{adm}(Mpa)	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3
Vérification	vérifier	vérifier	vérifier	vérifier	vérifier	vérifier

VI-4.1.10~Vérification sous l'effet de la pression hydrostatique :

La vérification d'un radier sous l'effet de la pression hydrostatique est nécessaire afin d'assurer le non soulèvement du bâtiment sous l'effet de cette dernière. Elle se fait en vérifiant que

$$W \geq F_s \times Z \times S$$

Avec :

W : Poids total du bâtiment à la base du radier.

$$W = W_{\text{radier}} + W_{\text{bat}} = 33808.17 \text{ KN}$$

F_s: Coefficient de sécurité vis-à-vis au soulèvement F_s=1.5

γ: Poids volumique de l'eau (γ = 10KN/m³)

Z : Profondeur de l'infrastructure (Z = 1.5 m)

S : Surface du radier (S_{rad} = 166.44 m²)

$$F_s \times \gamma \times Z \times S = 3744.9 \text{ KN} \implies \text{Condition vérifiée (pas de risque de soulèvement)}$$

-Vérification selon le RPA :

D'après le RPA VERSION 2003 (art 10.1.5) le radier reste stable si :

$$e = \frac{M}{N} \leq \frac{L}{4} \quad (e : \text{l'excentricité de la résultante des charges verticales})$$

Tableau (VI.2). Vérification de la stabilité au renversement du radier.

	0.8G+E		0.8G-E		G+Q+E	
	Sens X-X	Sens Y-Y	Sens X-X	Sens Y-Y	Sens X-X	Sens Y-Y
N (KN)	12663.39	12663.39	12663.39	12663.39	18026.34	18026.34
M_{rad} (KN. m)	20431.95	20838.89	- 23272.31	- 21068.29	-24072.39	-21393.83
e (m)	1.61	1.64	-1.84	-1.66	-1.34	-1.19
l/4 (m)	3.38	2.3	3.38	2.3	3.38	2.3
Vérification	<i>e < l/4</i>	<i>e < l/4</i>	<i>e < l/4</i>	<i>e < l/4</i>	<i>e < l/4</i>	<i>e < l/4</i>

VI.2.10. Evaluation et vérification des contraintes sous le radier:

Tableau (VI.3). Vérification des contraintes de sol sous le radier

	ELS		ELU	
	Sens X-X	Sens Y-Y	Sens X-X	Sens Y-Y
N (KN)	20686.15	20686.15	28318.28	28318.28
M_{rad} (KN.m)	4550.95	2068.61	6230.02	2831.83
V(m)	9.37	5.15	9.37	5.15
I (m⁴)	807.53	3519.16	807.53	3519.16
S (m²)	166.44	166.44	166.44	166.44
σ_1 (Mpa)	0.177	0.127	0.242	0.174
σ_2 (Mpa)	0.071	0.121	0.098	0.166
σ_{moy} (Mpa)	0.15	0.12	0.21	0.17
σ_{adm} (Mpa)	0.2	0.2	0.266	0.266
Vérification	vérifier	vérifier	vérifier	vérifier

-Surfaces minmale du radier:

Il faut que la surface du radier doive verifier la condition suivante:

$$\text{-A L'ELS : } S_{rad} \geq \frac{N_s}{\sigma_{adm}} = \frac{20686.15}{200} = 103.43 \text{ m}^2$$

$$\text{-A L'ELU : } S_{rad} \geq \frac{N_u}{1.33\sigma_{adm}} = \frac{28318.28}{1.33*200} = 106.46 \text{ m}^2$$

On remarque que la surface du radier $S_{rad} = 160.975 \text{ m}^2$ est supérieur à la surface minimale

Donc les moments en travée et en appuis sont :

VI-5~Ferrailage du radier :

Le radier fonctionne comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux et les nervures 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-5.1~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 contacte avec l'eau.

Les moments isostatiques seront déterminés à partir de la méthode proposée par les règles de BAEL 91.

-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 $\alpha = \frac{L_x}{L_y}$

$0.4 \leq \alpha \leq 1 \Rightarrow$ la dalle 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 : $(M_{tx}=0,75.M_x ; M_{ty}=0,75.M_y)$

Moment sur appuis: $(M_{ax}=0,5.M_x ; M_{ay}=0,5.M_x)$

si le panneau considéré est un panneau de rive

Moment en travée : $(M_{tx}=0,85.M_x ; M_{ty}=0,85.M_y)$

Moment sur appuis: $(M_x=0,3.M_x ; M_{ay}=0,3.M_x)$

Le calcul se fera pour le panneau le plus sollicité uniquement, où 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:

$$M_t + \frac{M_e + M_w}{2} \geq 1.25 M_0 \dots\dots\dots\text{BAEL 91}$$

VI-5.2~ Evaluation des charges et surcharges

Pour un exemple de calcul on choisi un panneau de rive avec les dimensions représentés dans la figure à coté ;

-ELU :

$N_u = 28318.28 \text{ Kn/ m}^2$

-ELS :

$N_{ser} = 20686.15 \text{ Kn/ m}^2$

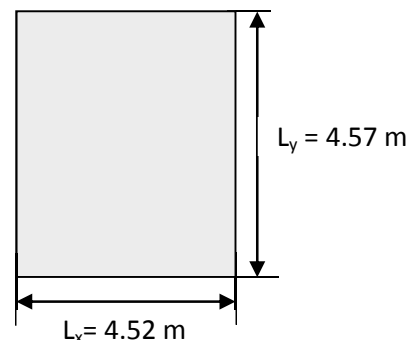


Figure (VI.5). Le panneau le plus sollicité

-Les valeurs des charges :

$$q_u = \frac{N_u}{S_{radier}} = \frac{28318.28}{166.44} = 170.14 \text{ KN/m}^2$$

$$q_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{radier}} = \frac{20686.15}{166.44} = 124.29 \text{ KN/m}^2$$

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4.52}{4.57} = 0.99 \Rightarrow \alpha > 0.4$$

-Calcul des efforts :

$$M_x = \mu_x q_u L_x^2$$

$$M_y = \mu_y M_x$$

Tableau (VI.4). Tableau donnant les moments.

ELU (v=0)		ELS (v=0.2)		ELU		ELS	
μ_x	μ_y	μ_x	μ_y	M_x (Kn. m)	M_y (Kn. m)	M_x (Kn. m)	M_y (Kn. m)
0.0376	0.9771	0.0449	0.9847	130.70	127.71	114.01	112.27

Tableau (VI.5). Tableau donnant les moments ventilés.

Sens	ELU			ELS		
	Travée	App .rive	App.int	Travée	App .rive	App.int
X-X	111.01	39.21	65.35	96.91	34.20	57.01
Y-Y	108.55	38.31	63.86	95.43	33.68	56.13

VI-5.3~ Calcul des armatures à L'ELU :

VI-5.3.1~ Pourcentage minimal :

Suivant le petit coté : $A_{x\min} \geq 8h = 3.2 \text{ cm}^2$

Suivant le grand coté : $A_{y\min} \geq 8h[(3- \alpha)/2] = 3.22\text{cm}^2 \dots\dots\dots\text{BAEL 91 Page (359)}$

Condition de non fragilité :

$$: A_{\min} = 0.23.b.d.f_{t28}/f_e = 4.347 \text{ cm}^2$$

VI-5.3.2~ Espacement maximal :

$$S_{tx} \leq \min (33 \text{ cm}, 3hr) \Rightarrow S_{tx} = 15 \text{ cm}$$

$$S_{ty} \leq \min (45 \text{ cm}, 4hr) \Rightarrow S_{ty} = 15 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{BAEL 91 Pages (360)}$$

Les résultats obtenus sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau (VI.6). Détermination des armatures à L'ELU : fissuration préjudiciable

	Sens longitudinal			Sens transversal		
	En travée	Ap.int	Ap.riv	En travée	Ap.int	Ap.riv
M_u (Kn.m)	111.01	65.35	39.21	108.55	63.86	38.31
μ	0.107	0.063	0.037	0.105	0.061	0.037
$\mu < 0.169$	oui	oui	oui	oui	oui	Oui
A_s (cm ² /ml)	12.55	7.20	4.26	12.26	7.03	4.16
A_{smin} (cm ² /ml)	3.2	3.2	3.2	3.2	3.2	3.2
Choix des Ø	7T16	7T12	7T12	7T12	7T12	7T12
A_s adopté (cm ²)	14.07	7.92	7.92	7.92	7.92	7.92

Tableau (VI.7). Détermination des armatures à L'ELS : fissuration préjudiciable

	Sens longitudinal			Sens transversal		
	En travée	Ap.int	Ap.riv	En travée	Ap.int	Ap.riv
M_{ser} (Kn.m)	96.91	57.01	34.20	95.43	56.13	33.68
α_1	0.527	0.527	0.527	0.527	0.527	0.527
\overline{M}_{rb}	422.17	422.17	422.17	422.17	422.17	422.17
$\overline{M}_{rb} > M_{ser}$	oui	oui	oui	oui	oui	oui
Z	29.67	29.67	29.67	29.67	29.67	29.67
A_s (cm ² /ml)	16.20	9.53	5.72	15.95	9.38	5.63
A_{smin} (cm ² /ml)	2.4	2.4	2.4	2.4	2.4	2.4
Choix des Ø	5T16+2T2	7T16	7T16	5T16+2T20	7T16	7T16
A_s adopté (cm ²)	16.33	14.07	14.07	16.33	14.07	14.07

Conclusion :

Le ferrailage à adopté est celui à L'ELS

VI-5.4~ Vérification des moments :

$$M_t + \frac{M_e + M_w}{2} \geq 1.25 M_0$$

Tableau (VI.8). Vérification des moments A L'ELU.

		ELU			
			Mt+ (Me+Mw)/2	1.25M ₀	Vérification
sens x-x	M ₀	130.70	163.39	163.37	CV
	Me	65.35			
	Mw	39.21			
	Mt	111.01			
sens y-y	M ₀	127.71	159.63	159.63	CV
	Me	63.86			
	Mw	38.31			
	Mt	108.55			
		ELS			
sens x-x	M ₀	114.01	142.52	142.52	CV
	Me	57.01			
	Mw	34.20			
	Mt	96.91			
sens y-y	M ₀	112.27	140.34	140.33	CV
	Me	56.13			
	Mw	33.68			
	Mt	95.43			

VI-5.4~ Etude du débord :

Le débord du radier est assimilé à un consol de largeur $l=0.5m$; le calcul de ferrailage se fera pour une bande de largeur $b=1m$

$b = 1 m$

$h = 40 \text{ cm}$

$d = 36 \text{ cm}$

$L = 0.5 m$

$q_u = 170.14 \text{ Kn/m}^2 \times 1m$

$q_{ser} = 124.29 \text{ Kn/m}^2 \times 1m$

$f_{bc} = 14,2 \text{ MPa}$

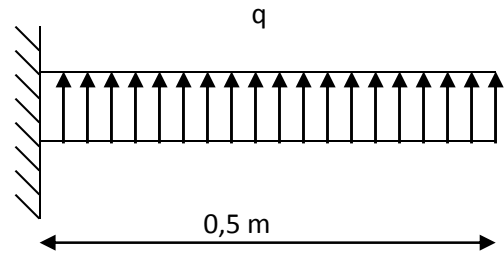


Figure (VI.6). Schéma statique

VI-5.4.1~ Ferrailage du débord :

-Calcul à L'ELU :

Calcul le ferrailage du débord à L'ELU

$$M_u = \frac{q_u L^2}{2}$$

Tableau (VI.9) Ferrailage A L'ELU.

$M_u(\text{Kn.m})$	$d(\text{cm})$	μ	β	$A_s(\text{cm}^2)$
21.27	36	0.0116	26.8	1.71

-Calcul à L'ELS :

$$M_{ser} = \frac{q_{ser} L^2}{2}$$

Tableau (VI.10). Ferrailage A L'ELS.

$M_s(\text{Kn.m})$	$d(\text{cm})$	\overline{M}_{rb}	$Z(\text{cm})$	$A_s(\text{cm}^2)$
15.54	36	422.17	29.67	2.60

-Condition de non fragilité :

$A_{min} = 0.23.b.d.f_{t28}/f_e = 4.347 \text{ cm}^2$

-Choix des barres du débord :

Tableau (VI.11) Choix des barres du débord.

$A_s(\text{ELU})$ (cm^2)	$A_s(\text{ELS})$ (cm^2)	A_{smin} (cm^2)	Choix des barres	$A_s(\text{adoptée})$ (cm^2)
1.71	2.60	4.347	7T12	7.92 cm^2

NB : Le ferrailage du débord sera fait par prolongement des armatures adoptées pour les panneaux de rives jusqu'à l'extrémité du débord pour avoir un bon accrochage des armatures.

VI-5.4.2~ Vérification des contraintes de la dalle a l'ELS :

-Vérification de la contrainte de compression dans le béton :

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15\text{Mpa}$$

$$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s} = 201.63\text{Mpa}$$

-Sens x-x :

Tableau (VI.12). Tableau récapitulatif de vérification de débords.

	M_{ser} (Kn.m)	A_s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (Mpa)	σ_s (Mpa)	Obs
Travée	96.11	16.20	11.02	196241	5.39	183.52	CV
Appui	57.01	9.53	8.82	128476	3.91	180.94	CV

Sens y-y:

Tableau (VI.13). Tableau récapitulatif de vérification de débords.

	M_{ser} (Kn.m)	A_s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (Mpa)	σ_s (Mpa)	Obs
Travée	95.43	15.95	10.95	193894	5.39	184.94	CV
Appui	56.23	9.38	8.76	126809	3.88	181.21	CV

VI-5.5~ Ferrailage de la nervure :

Les nervures sont calculées comme une poutre continue repose sur plusieurs appuis, pour faire les calculs on prend les nervures les plus sollicitant donc on a deux types (nervure 1-1) et (nervure 2-2).

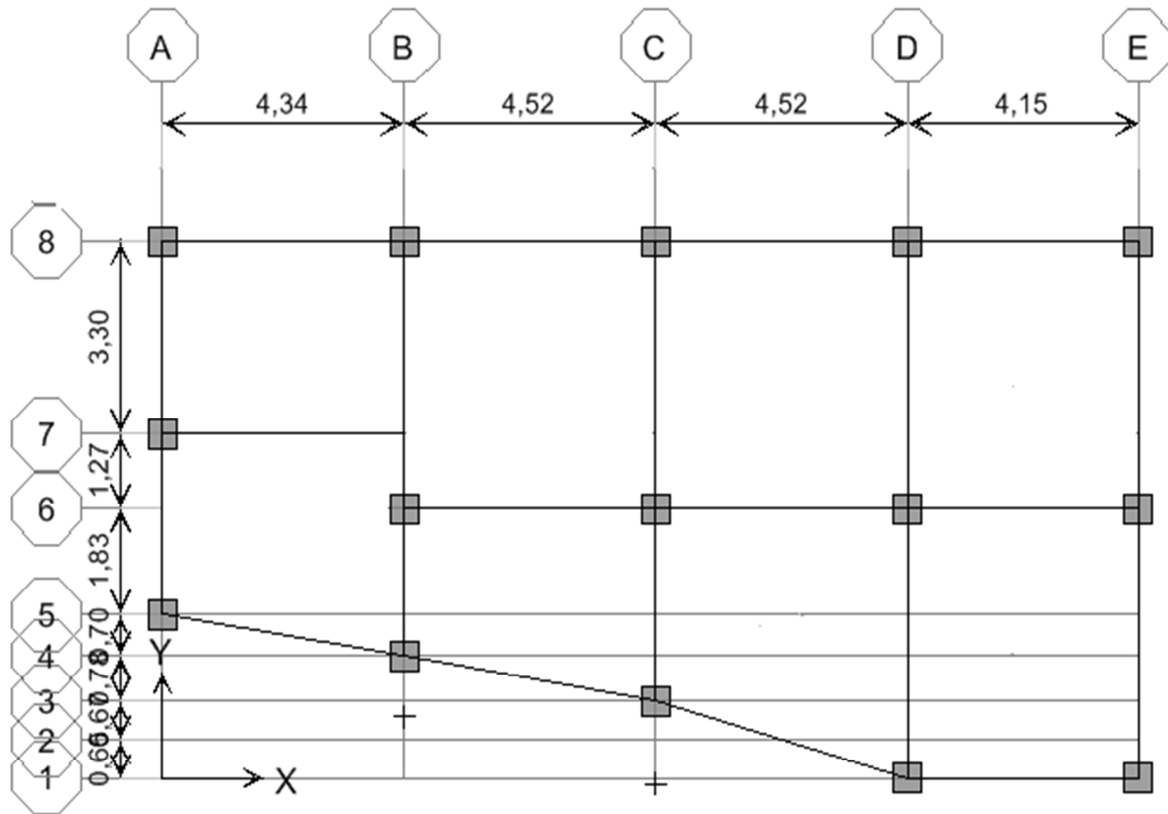


Figure (VI.7). Plan de coffrage de radier nervurée

VI-5.5.1~ Evaluation des charges et surcharges :

On a : $G = 108.58 \text{ kN/m}^2$

Et : $Q = 15.70 \text{ kN/m}^2$

à l'ELU : $Q_u = 1.35G + 1.5Q = 170.14 \text{ kN/m}^2$

à l'ELS : $Q_{ser} = G + Q = 124.29 \text{ kN/m}^2$

-Calcul des sollicitations de la nervure :

On a la charge uniformément répartie équivalent à la charge trapézoïdale égale à :

$$P = \frac{L_x Q}{2} \left(1 - \frac{L_x}{2L_y} \right)$$

Et la charge uniformément répartie équivalent à la charge triangulaire égale à :

$$P = \frac{L_x Q}{4}$$

Avec :

Q : la charge surfacique de la dalle

L_y : la grande portée de panneau

L_x : la petite portée de panneau

Tableau (VI.14): Charge uniformément répartie équivalente de la nervure .

	Travée 1	Travée 2
ELU (kN/ml)	387.10	390.90
ELS (kN/ml)	282.79	285.56

A partir de logiciel RDM 6 on tire les valeurs des moments et des efforts tranchants maximaux en travée et sur appuis :

$$M_{a,u} = 1029 \text{ kN.m}$$

$$M_{t,u} = 596.1 \text{ kN.m}$$

$$M_{a,ser} = 751.8 \text{ kN.m}$$

$$M_{t,ser} = 435.4 \text{ kN.m}$$

$$T_u = 1127 \text{ kN}$$

On a la charge uniformément répartie équivalent à la charge trapézoïdale égale à :

$$P = \frac{L_x Q}{2} \left(1 - \frac{L_x}{2L_y} \right)$$

Et la charge uniformément répartie équivalent à la charge triangulaire égale à :

$$P = \frac{L_x Q}{4}$$

Tableau (VI.15). Charge uniformément répartie équivalente de la nervure.

	Travée 1	Travée 2	Travée 3
ELU (kN/ml)	370.74	384.42	353.04
ELS (kN/ml)	270.83	280.83	257.90

partir de logiciel RDM 6 on tire les valeurs des moments et des efforts tranchants maximaux en travée et sur appuis :

$$M_{a,u} = 797.3 \text{ kN.m}$$

$$M_{t,u} = 590.1 \text{ kN.m}$$

$$M_{a,ser} = 582.5 \text{ kN.m}$$

$$M_{t,ser} = 431.1 \text{ kN.m}$$

$$T_u = 1014 \text{ kN}$$

VI-5.5.2~ Calcul de ferrailage des nervures :

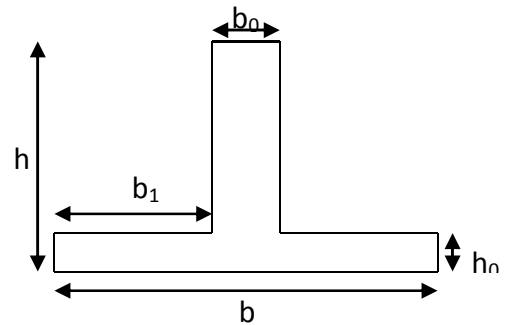
Ce sont des poutres disposées le long de radier de section (100 x 65) cm, le calcul de ferrailage s'effectue en travée et sur appuis à la flexion simple en considérant les sollicitations les plus défavorables dans les deux types :

-Dimensionnement des nervures :

La section de la nervures est considérée comme une section en T avec :

$$b_1 \leq \left(\frac{L_y}{10}; \frac{L_x}{2}\right) \rightarrow b_1 \leq \left(\frac{4.57}{10}; \frac{4.52}{2}\right) \rightarrow b_1 = 0,45m \rightarrow b = 2b_1 + b_0 = 1.40 m$$

$$h = 90 \text{ cm} ; h_0 = 40 \text{ cm} ; b_0 = 50 \text{ cm} ; C = 3 \text{ cm} ; d = 0,9h = 81 \text{ cm}$$



-Condition de non fragilité :

$$A_{min} = \frac{0,23b \cdot d \cdot f_{tj}}{f_e} = 13.69 \text{ cm}^2$$

Calcul du ferrailage :

Armatures longitudinales :

Figure (VI.8).schéma de la nervures

Les résultats de calcul de ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau (VI.16): Tableau récapitulatif de calcul des armatures de la nervure.

	M_u	μ_U	$\mu_l=0.371$	β_u	A_s (cm^2)	A_{min} (cm^2)	choix	$A_{s,adp}$ (cm^2)
Appuis	1029	0.079	$\mu_U < \mu_l$	0.96	38.03	13.69	5HA25+10HA20	55.96
Travée	596.1	0.046	$\mu_U < \mu_l$	0.98	21.58	13.69	5HA25+2HA20 +3HA16	36.85

NB : 4HA20+2HA16 en appuis en chapeau de longueur $\frac{L}{4} = \frac{4.62}{4} = 1.15m$.

Vue la grand importance de la hauteur des nervure on prévoit des armatures de peau :

$$A_p = 3\text{cm}^2 \times \text{périmètre de la retombée en mètre} = 3 \times (0.5 + 0.50 + 0.5) = 4.5 \text{ cm}^2$$

Donc on prend $A_p = 4HA14$

VI-5.5.3~ Vérification à l'ELU :

$$\tau = \text{MIN} \left\{ \begin{array}{l} 0.2 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} \\ 5 \text{ Mpa} \end{array} \right\}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd}$$

Tableau (VI.17).Tableau récapitulatif de vérification de la nervure à l'ELU

	Contrainte de cisaillement				Contrainte d'adhérence			
	V_u (kN)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	OBS	ΣU_i (mm)	τ_{su} (MPa)	$\bar{\tau}_{su}$ (MPa)	OBS
Travée	0	0	3.33	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	668.82	0	3.15	$\tau_{su} < \bar{\tau}_{su}$
Appui	1127	0.99	3.33	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	1020.5	1.51	3.15	$\tau_{su} < \bar{\tau}_{su}$

VI-5.5.4~Vérification à l'ELS:

Il faut faire la vérification des contraintes suivantes :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}y}{I} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = n \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa} \text{ Fissuration préjudiciable}$$

-Position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2}y^2 + 15A'_s(y - c') - 15A_s(d - y) = 0$$

La solution de cette équation est donnée par la formule suivante :

$$y = \frac{n(A_s + A'_s)}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{b(dA_s + C'A'_s)}{7.5(A_s + A'_s)^2}} - 1 \right]$$

$$I = \frac{by^3}{3} + nA_s(d - y)^2 + nA'_s(y - C')^2$$

Tableau (VI.18).Tableau récapitulatif de vérification des nervures du radier à l'ELS

	$M_{ser}(kN.m)$	$y(cm)$	$I(cm^4)$	$\sigma_{bc}(MPa)$	σ_{st}	Observation
Appuis	751.8	25.74	3359101	5.76	185.51	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$ et $\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st}$
Travée	435.4	21.65	2420585	3.89	160.13	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$ et $\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st}$

VI-5.5.5~Calcul des armatures transversales dans les nervures :

Selon le BAEL 91/99 :

En flexion simple en utilise souvent la formule simplifiée suivante :

$$\frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0.3f_{t28}^*}{0.9d\sigma_s} \quad (\text{Art 5.1.2.3})\text{BAEL91/99}$$

$$f_{t28}^* = \text{Min}\{f_{t28}; 3.3 \text{ MPa}\}$$

$$S_t \leq \text{Min}\{0.9d; 40 \text{ cm}\} \quad (\text{Art 5.1.2.2})\text{BAEL91/99}$$

$$S_t \leq \frac{A_t f_e}{0.4b_0} \quad (\text{Art 5.1.2.2})\text{BAEL91/99}$$

Selon RPA (Art 7.5.2.2) RPA 99/2003 :

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 0.003b_0$$

$$S_t \leq \text{Min} \left\{ \frac{h}{4}; 12\phi_l \right\} \text{ en zone nodale}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} \text{ en zone courante}$$

Avec :

A_t : Section des armatures transversales

S_t : Espacement entre les armatures transversales

Donc :

$$S_t \leq \text{Min}\{85.5 \text{ cm}; 40 \text{ cm}\} = 40 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \text{Min} \left\{ \frac{100}{4}; 12 \times 1.6 \right\} = 19.20 \text{ cm en zone nodale}$$

$$S_t \leq \frac{90}{2} = 45 \text{ cm en zone courante}$$

Donc on prend :

$$S_t = 10 \text{ cm en zone nodale}$$

$$S_t = 15 \text{ cm en zone courante}$$

Et :

$$A_t \geq \frac{2.8 - 0.3 \times 2.7}{0.9 \times 348} \times 50 \times 10 = 3.05 \text{ cm}^2$$

$$A_t \geq 0.003b_0S_t = 1.5 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc on prend } A_t = 6\text{HA}10 = 4.71 \text{ cm}^2$$

VI-5.5.7~Vérification La flèche :

(Art B.6.5,1) BAEL91/99

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées :

On fait la vérification pour la travée la plus défavorable.

$$\left(\frac{h_t}{L} \right) \geq \left(\frac{1}{16} \right) \Rightarrow (0.19 > 0.0625) \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\left(\frac{h_t}{L} \right) \geq \left(\frac{M_{\text{ser, travée}}}{10 M_{0\text{ser}}} \right) \Rightarrow (0.19 > 0.020) \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\left(\frac{A_s}{b \times d} \right) \leq \left(\frac{4.2}{f_e} \right) \Rightarrow (0.0014 < 0.0105) \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Avec :

$$h_t=90 \text{ cm} ; b = 50 \text{ cm}; d = 81 \text{ cm}; L = 4.62 \text{ m}; A_s = 55.96 \text{ cm}^2$$

$M_{ser, travée} = 596.1 \text{ kN.m}$; $M_{0ser} = 285.56 \text{ kN.m}$; $f_e = 400 \text{ MPa}$

Les trois conditions sont vérifiées donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

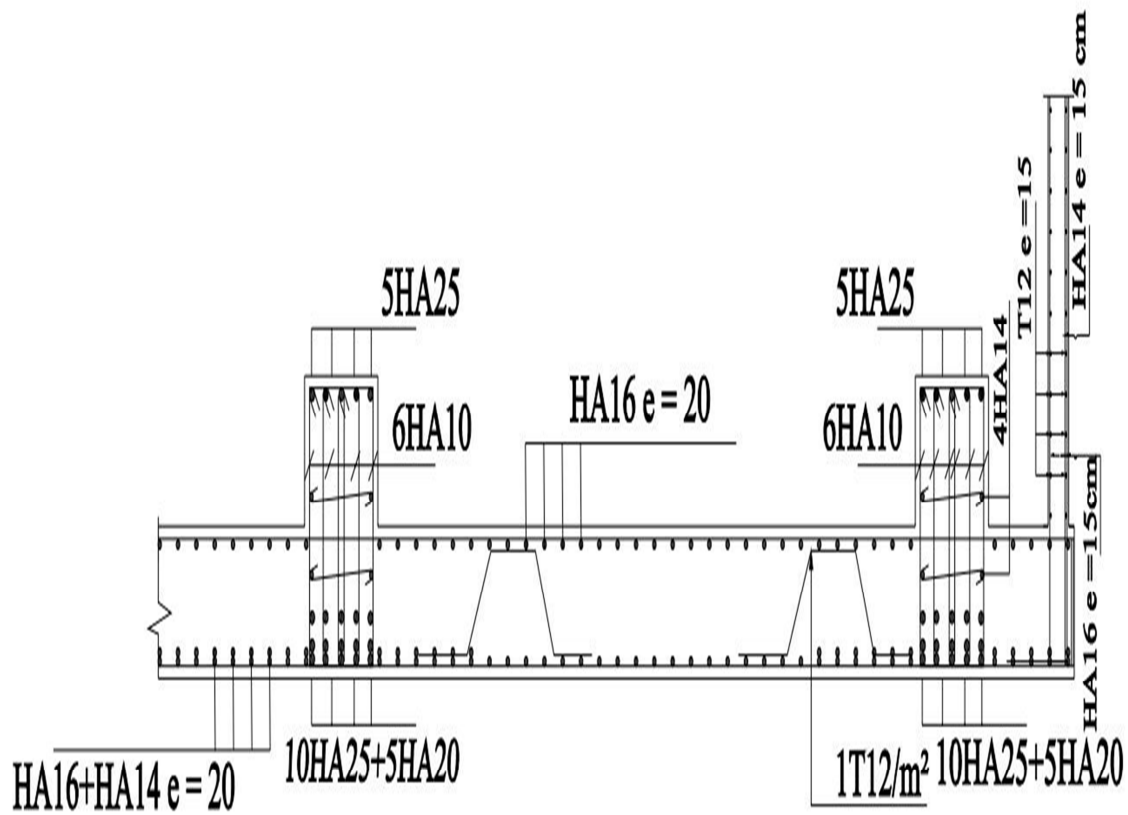


Figure (VI.9). Schéma de ferrailage du radier en travée sens X-X et Y-Y.

Conclusion

Ce projet de fin d'étude nous a permis de concrétiser l'apprentissage théorique de notre formation d'ingénieur et surtout d'apprendre les différentes méthodes de calcul, les concepts et les règlements régissant le domaine du génie civil d'une part, et d'autre part d'acquérir des connaissances sur l'utilisation des logiciels.

La compréhension des facteurs influant sur le comportement dynamique d'une structure nécessite l'analyse de plusieurs configurations des dispositions du système de contreventement, pour avoir une bonne distribution des voiles qui peut réduire les effets des modes de torsion, et améliorer le comportement de la structure durant le séisme.

Notons qu'enfin, ce projet qui constitue pour nous une première expérience, nous a été très bénéfique puisque l'utilisation de l'outil informatique nous a permis d'économiser beaucoup de temps, mais la maîtrise du logiciel reste une étape très importante qui demande la connaissance de certaines notions de base.

Bibliographies

Les Règlements :

- ❖ **RPA99/2003:** Règlement parasismique algérienne.
- ❖ **CBA93:** Règles de conception et de calcul des structures en béton armé.
- ❖ **BAEL91/99:** Béton armé aux états limites.
- ❖ Béton armé (BAEL91/modifier99).
- ❖ **DTR B.C.2.2:** Document technique réglementaire (charges et surcharges).

Les livres :

- ❖ Belazougui. M, Calcul Des Ouvrages En Béton Armé, office des publications universitaires,Alger 2004.
- ❖ Henry.Thonier,Conception Et Calcul Des Structures De Batiment (Tome1)Editions Press De l'école Nationale Des Ponts Et Chaussées,PARIS1992.
- ❖ ALAIN CAPRA, Calcul Dynamique Des Structures En Zones Sismiques.

Les mémoires de fin d'étude :

- ❖ Etude d'un bâtiment R+7 à usage d'habitation et commercial, ALGER 2008.
- ❖ Les mémoires de l'année passée,Bouira 2016 et 2017.
- ❖ Conception et étude d'un bâtiment R+8 contreventé par des voiles porteur Media 2009