



Université Mouloud Mammeri Tizi Ouzou
Faculté de Génie de la Construction
Département de Génie civil



Mémoire de Fin d'Etude

**Thème : Etude d'un Immeuble Multifonctionnel
Haute Standing En R+5 & Sous-Sol.**



Etablie par:

- Mr. Amara Yanis.**
- Mr. Ait Saadi Toufik.**

Encadreur :

- Mme. Baidi Fouzia.**

2021/2022

Dédicaces :

Amara Yanis

Aucune dédicace ne saurait être assez éloquente pour exprimer ce que vous méritez pour tous les sacrifices que vous n'avez cessé de me donner depuis ma naissance. Affable, honorable, aimable : vous représentez pour moi le symbole de la bonté par excellence, la source de tendresse et l'exemple du dévouement qui n'a pas cessé de m'encourager et de prier pour moi.

*Pour vous ma **chère mère paix a votre âme**, Je dédie ce travail en témoignage de ma profonde vénération. Puisse Dieu, le tout puissant, vous accueillir dans son vaste paradis.*

*Pour vous mon **cher père**. Puisse Dieu, le tout puissant, vous préserver et vous accorder santé, longue vie et bonheur.*

*Les mots ne suffisent guère pour exprimer l'attachement, l'amour que je porte pour vous. Mes anges gardiens et mes fidèles accompagnantes dans les moments les plus délicats Je vous dédie ce travail mes chères sœurs **Kahina** et **Sylia** avec tous mes vœux de Bonheur, de santé et de réussite.*

*A mes amies **Aimene Koceila, Farez Mohamed, Dehbi Fouzia, Chermak Sarah et Oued Said Kamel** En témoignage de l'attachement, de L'estime que je porte pour vous. Je vous remercie pour votre aide sans égal.*

En témoignage de l'amitié qui nous uni et des souvenirs de tous les moments que nous avons passés ensemble, je vous dédie ce travail et je vous souhaite une vie pleine de santé et de bonheur.

Dédicaces :

Ait Saadi Joufik

Aucune dédicace ne saurait être assez éloquente pour exprimer ce que vous méritez pour tous les sacrifices que vous n'avez cessé de me donner depuis ma naissance. Affable, honorable, aimable : vous représentez pour moi le symbole de la bonté par excellence, la source de tendresse et l'exemple du dévouement qui n'a pas cessé de m'encourager et de prier pour moi.

*Pour vous ma **chère mère** et mon **cher père**, Je dédie ce travail en témoignage de ma profonde vénération. Puisse Dieu, le tout puissant, vous préserve et vous accorde santé, longue vie et bonheur.*

*A mes **frères** et **sœurs** En témoignage de l'attachement, de L'estime que je porte pour vous. Je vous remercie pour votre aide sans égal.*

A mes amies en témoignage de l'amitié qui nous uni et des souvenirs de tous les moments que nous avons passés ensemble, je vous dédie ce travail et je vous souhaite une vie pleine de santé et de bonheur.

REMERCIEMENTS

Arrivé au terme de la rédaction de ce mémoire, il m'est particulièrement agréable d'exprimer ma gratitude et mes remerciements à tous ceux qui, par leur enseignement, leur soutien et leurs conseils, m'ont aidé à sa réalisation.

Pour commencer je remercie Dieu le tout puissant et miséricordieux, qui m'a donné la force et la patience d'accomplir ce travail.

Ma gratitude va à Mme **Baidi Fouzia** ma promotrice pour les précieux conseils au cours de cette année et qui s'est toujours montrée à l'écoute et très disponible tout au long de la réalisation de ce travail, ainsi pour l'inspiration, l'aide et le temps qu'il a bien voulu me consacrer et sans lequel ce mémoire n'aurait jamais vu le jour.

Mes vifs remerciements vont également aux membres du jury pour l'intérêt qu'ils ont porté à mon travail en acceptant de l'examiner Et de l'enrichir par leurs propositions.



Sommaire

Introduction Générale.....	01
----------------------------	----

Chapitre I : Présentation De L'ouvrage

I.1 Présentation Du Projet	03
I.2 Description De L'ouvrage	03
I.3 Réglementations Utilisées.....	03
I.4 Eléments Constituants L'ouvrage.....	04
I.5.Caractéristiques Mécaniques Des Matériaux Utilisés.....	06
I.6 Hypothèse De Calcul	12
I.7 Protection D'armatures (Enrobage).....	13
I.8 Conclusion.....	13

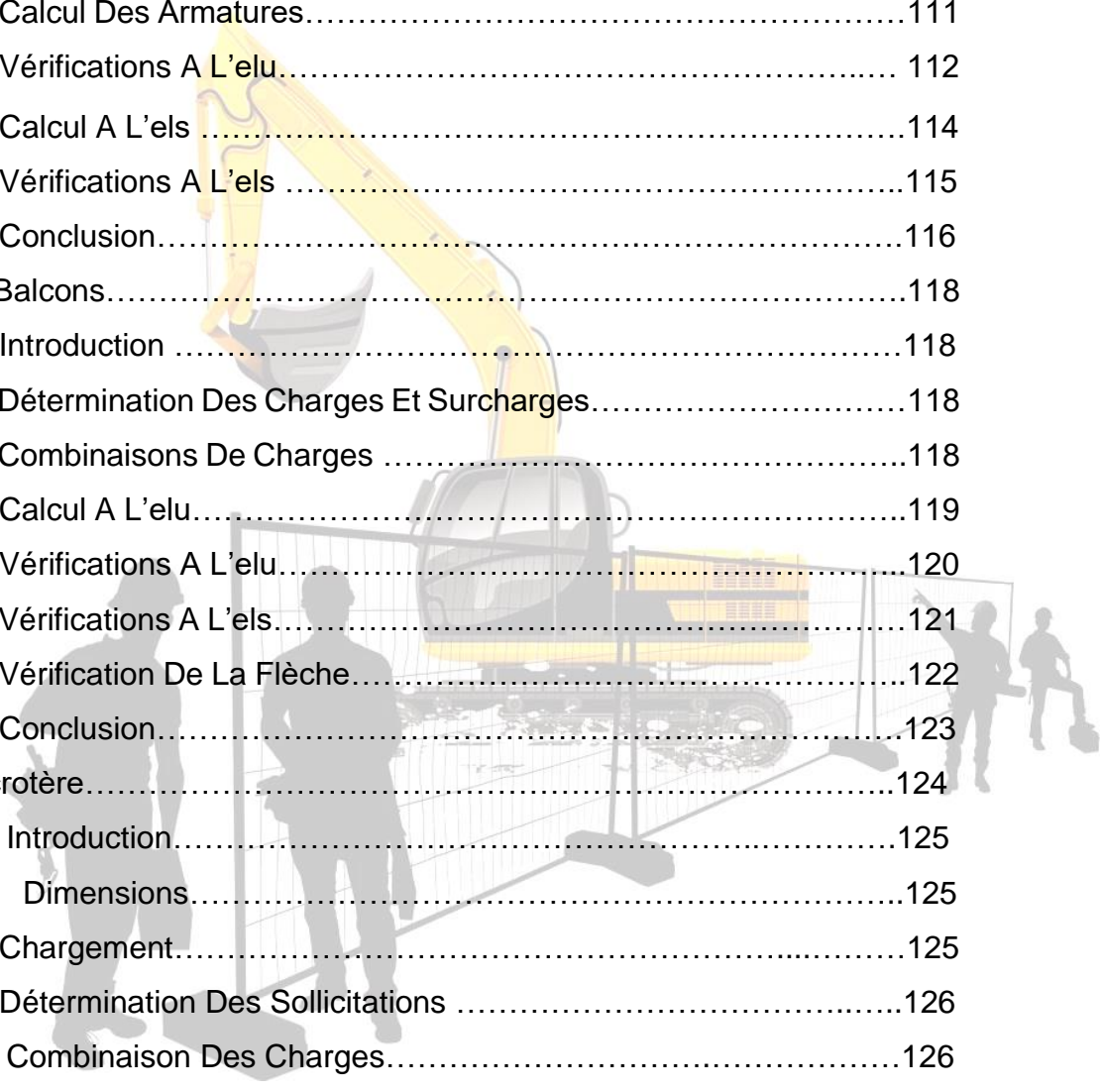
Chapitre II : Prédimensionnement Des Eléments

II.1 Les Planchers.....	14
II.1.1 Planchers En Corps Creux	14
II.1.2 Plancher En Dalle Pleine.....	15
II.2 Les Poutres	16
II.2.1 Les Poutres Principales	17
II.2.2 Les Poutres Secondaires	17
II.2.3 Poutre Palière.....	18
II.3 Les Voiles.....	18
II.4 Les Poteaux.....	20
II.5 Détermination Des Charges Et Surcharges.....	20
II.6 Descente De Charges.....	24

Chapitre III : Calcul Des Eléments

III.1 Les Planchers	31
III.1.1 Introduction.....	31
III.1.2 Plancher En Corps Creux.....	31
III.1.3 Détermination Des Sollicitations Et Combinaisons De Charge.....	34
III.1.4 Détermination Des Efforts Internes.....	35
III.1.5 Ferrailage.....	69
III.1.6 Conclusion.....	81
III.2 Les Escaliers.....	84
III.2.1 Introduction.....	84
III.2.2. Caractéristiques Dimensionnelles.....	84
III.2.3 Calcul De L'escalier.....	84
III.2.3.1 Détermination Des Charges Et Surcharges.....	86
III.2.3.2 Calcul A L'elu.....	87
III.2.3.3 Calcul Des Armatures.....	90
III.2.3.4 Vérifications A L'elu.....	90
III.2.3.5 Calcul A L'els.....	92
III.2.3.6 Vérifications A L'ELS.....	94
III.2.4 Calcul De La Flèche.....	95
III.2.5 Conclusion	96
III.2.6. Escalier De L'étage Courant.....	97
III.2.6.1. Détermination Des Charges Et Surcharges	98
III.2.6.2. Calcul A L'elu.....	99
III.2.6.3. Calcul Des Armatures.....	101
III.2.6.4. Vérifications A L'elu.....	101
III.2.6.5. Calcul A L'els.....	103
III.2.6.7. Vérifications A L'ELS.....	105

III.2.7 Calcul De La Flèche	107
III.2.8 Conclusion	108
III 3 La Poutre Palière.....	109
III.3.1 Introduction.....	109
III.3.2 Détermination Des Charges Et Surcharges	109
III.3.3 Calcul A L'elu.....	110
III.3.4 Calcul Des Armatures.....	111
III.3.5 Vérifications A L'elu.....	112
III.3.6 Calcul A L'els	114
III.3.7 Vérifications A L'els	115
III.3.8 Conclusion.....	116
III.4 Les Balcons.....	118
III.4.1 Introduction	118
III.4.2 Détermination Des Charges Et Surcharges.....	118
III.4.3 Combinaisons De Charges	118
III.4.4 Calcul A L'elu.....	119
III.4.5 Vérifications A L'elu.....	120
III.4.6 Vérifications A L'els.....	121
III.4.7 Vérification De La Flèche.....	122
III.4.8 Conclusion.....	123
III.5 L'acrotère.....	124
III.5. 1 Introduction.....	125
III.5. 2 Dimensions.....	125
III.5.3 Chargement.....	125
III.5.4 Détermination Des Sollicitations	126
III.5. 5 Combinaison Des Charges.....	126
III.5. 6 Calcul A L'ELU.....	127
III.5.7 Vérifications A L'ELU.....	128
III.5.8 Vérification Des Contraintes A L'ELS.....	130
III.5.9 Conclusion.....	131
III.6 La Dalle Salle Machine.....	133
III.6.1 Introduction.....	133
III.6.2 Dimensionnement.....	134



III.6.3 Détermination Des Sollicitations.....	134
III.6.3.1. Moments Engendrés Par Le Système De Levage	134
III.6.4 Vérifications A L'elu.....	138
III.6.5 Vérifications A L'els.....	140
III.6.6 Conclusion.....	142

Chapitre IV : Modélisation Et Vérification

Selon RPA

IV.1 Généralités Sur Le Logiciel.....	143
IV.2 Etapes De Modélisation.....	143
IV.3 Vérification Des Résultats Du Logiciel Selon Le RPA (2003).....	161
IV.3.1 Estimation De La Période Fondamentale De La Structure.....	161
IV.3.2 Nombre De Modes A Considérer.....	162
IV.3.3 Justification Du Système De Contreventement.....	165
IV.3.4 Résultante Des Forces Sismiques De Calcul.....	173
IV.3.5 Justification Vis-A-Vis Des Déformations.....	176
IV.3.6 Justification Vis-A-Vis De L'effet P- Δ	179
IV.3.7 Vérification Vis-A-Vis Des Sollicitations Normales.....	180
IV.3.8 Vérification De L'excentricité	180
IV.4 Conclusion.....	182

Chapitre V : Ferrailage Des Eléments

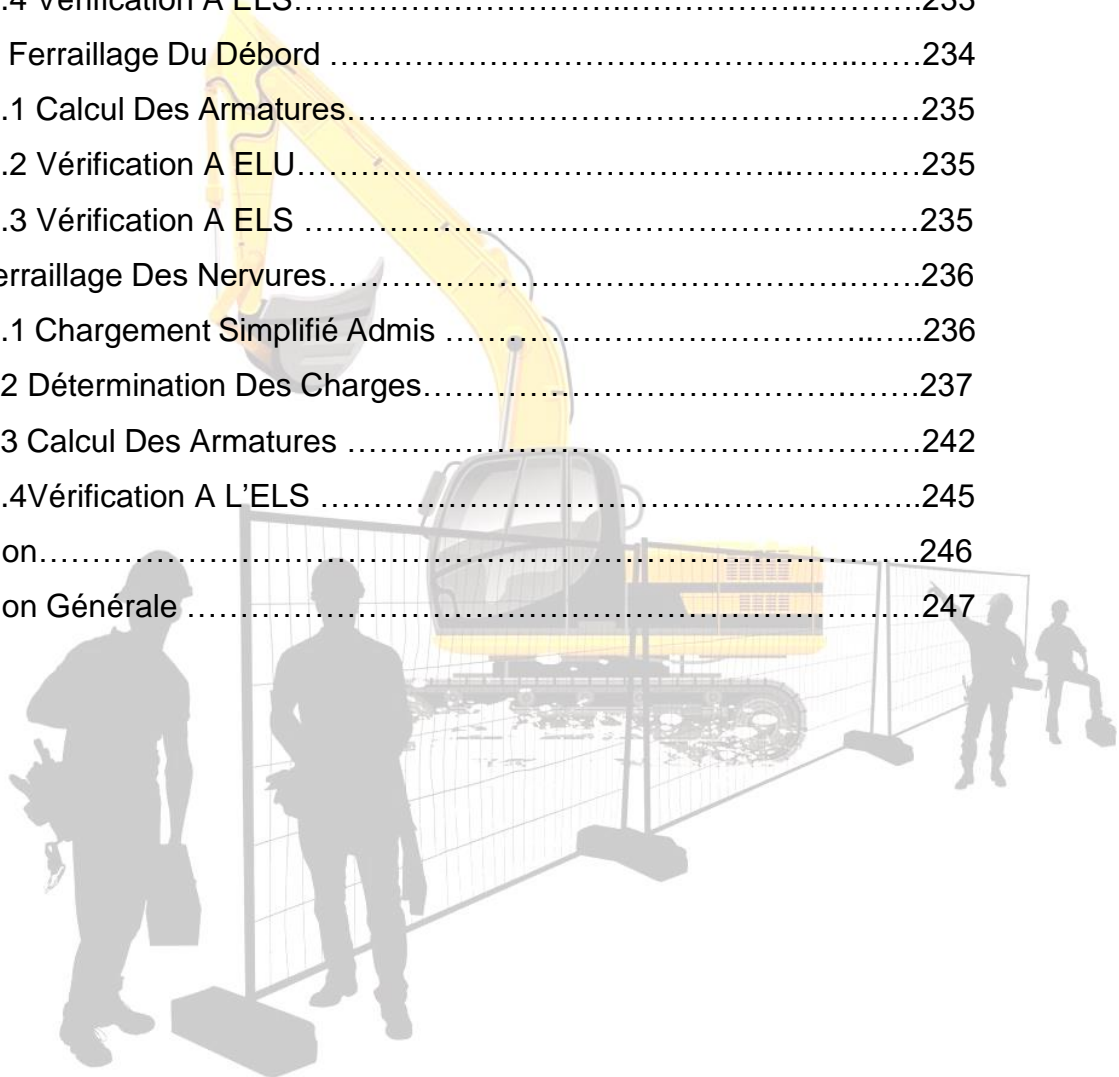
V.1 Ferrailage Des Poteaux.....	183
V.1.1 Combinaisons De Calcul.....	183
V.1.2 La Méthode De Calcul.....	184
V.1.3 Calcul Des Armatures Longitudinales A L'elu.....	186
V.1.4 Armatures Transversales.....	189
V.1.5 Vérification Des Contraintes Tangentielles	191

V.1.6 Vérification A L'els	191
V.1.7 Conclusion	193
V.2 Ferrailage Des Poutres.....	194
V.2.1 Introduction.....	194
V.2.2 Recommandations Du RPA.....	194
V.2.3 Ferrailages Des Poutres	196
V.2.4 Vérifications A L'elu	197
V.2.5 Vérification A L'ELU.....	199
V.2.6 Vérification A L'ELS.....	200
V2.7 Conclusion.....	202
V.3 Les Voiles.....	204
V.3.1 Introduction.....	204
V.3.2 Exposé De La Méthode.....	204
V.3.3 Détermination Des Diagrammes De Contraintes.....	204
V.3.4 Calcul Des Armatures.....	205
V.3.5 Les Vérifications.....	207
V.3.6 Calcule De Ferrailage	207

Chapitre VI : Etude De L'infrastructure

VI.1 Introduction.....	219
VI.2 Les Combinaisons De Charges	219
VI.3 Choix Du Type De Fondation	219
VI.4 Étude Du Sol.....	219
VI.5 Dimensionnement	220
VI.5.1 Semelles Isolées Sous Poteaux	220
VI.5.2 Semelles Filantes	220
VI.5.3 Radier Général.....	223
VI.5.3.1 Prédimensionnement.....	223

VI.5.3.2_Détermination De La Surface Nécessaire Du Radier.....	224
VI.5.3.3_Calcul Des Sollicitations A La Base De Radier	225
VI.5.3.4 Vérifications	226
VI.5.4 Ferrailage Du Radier	229
VI.5.4.1 Ferrailage De La Dalle Du Radier.....	229
VI.5.4.2 Calcul Des Armatures.....	231
VI.5.4.3 Vérifications A L'elu	232
VI.5.4.4 Vérification A ELS.....	233
VI.5.5 Ferrailage Du Débord	234
VI.5.5.1 Calcul Des Armatures.....	235
VI.5.5.2 Vérification A ELU.....	235
VI.5.5.3 Vérification A ELS	235
VI.5.6 Ferrailage Des Nervures.....	236
VI.5.6.1 Chargement Simplifié Admis	236
VI5.6.2 Détermination Des Charges.....	237
VI5.6.3 Calcul Des Armatures	242
VI 5.6.4Vérification A L'ELS	245
Conclusion.....	246
Conclusion Générale	247



LISTE DES FIGURES

Chapitre I : Présentation De L'ouvrage

Figure I.4.1.1: Coupe d'un plancher en corps creux (16+4)

Figure I.4.1.2 : Plancher en dalle pleine.

Figure I.5.2 : Evolution de la résistance f_{cj} en fonction de l'âge du béton.

Figure I.5.3.1: Diagramme contrainte-déformation du béton (ELU).

Figure I.5.3.2 : Diagramme contrainte – déformation du béton (ELS).

Figure I.5.5 : Diagramme Contrainte - Déformation de l'acier

Chapitre II : Prédimensionnement Des Eléments

Figure II.1 : Coupe d'un plancher eu corps creux

Figure II.2.1 : Dimensions de la poutre principale

Figure II.2.2 Dimensions de la poutre secondaire

Figure II.2.3 Dimensions de la poutre palière

Figure II.3.1 : Coupe de voile en élévation

Figure II.3.2: Coupe de différents types de voile en plan

Figure II.5.1.1.1 : Coupe verticale du plancher terrasse inaccessible

Figure II.5.1.1.2 : Coupe verticale du plancher étage courant

Figure II.5.1.2.1 : Coupe d'un plancher en dalle pleine (inaccessible)

Figure II.5.1.2.2 : Coupe verticale d'une dalle plein (balcons)

Figure II.5.1.3.1 : Coupe transversale du mur en simple cloison

Figure II.5.1.3.2: Coupe transversale du mur en simple cloison

Figure II.5.1.5: Coupe verticale l'acrotère

Figure II.6.1: Surface d'influence du poteau (B.3)

Figure II.6.2 : Dégression vertical des surcharges d'exploitation

Chapitre III : Calcul Des Eléments

Figure III.1.2.1 : Coupe transversale d'un plancher en corps creux.

Figure III.1.2.2 : Corps creux et un Treillis soudé de 200x200 TLE520.

Figure III.1.2.3: Schéma statique de la poutrelle.

Figure III.2.4 : Dimensions de la section en T

Figure III.1.4 : diagramme des moments (principe de la méthode forfaitaire)

Figure 1.4.2.1 : Schéma statique d'une poutre reposant sur 8 appuis à l'ELU

Figure III.1.4.2.2 : Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELU (1^{er} cas).

Figure III.1.4.2.3 : Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELS (1^{er} cas).

Figure 1.4.2.4 : Schéma statique d'une poutre reposant sur 6 appuis à l'ELU

Figure III.1.4.2.5 : Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELU (2^{eme} cas).

Figure III.1.4.2.6 : Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELS (2^{eme} cas).

Figure III.1.4.3.1 : Schéma statique d'une poutre reposant sur 8 appuis à l'ELU.

Figure III.1.4.3.2 : Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELU (1^{er} cas).

Figure III.1.4.3.3 : Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELS (1^{er} cas).

Figure III.1.4.3.4 : Schéma statique d'une poutre reposant sur 8 appuis à l'ELU.

Figure III.1.4.3.5 : Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELU (2^{eme} cas).

Figure III.1.4.3.6 : Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELS (2^{eme} cas).

Figure III.1.5.1: Section de calcul de la poutrelle après coulage de la dalle de compression .

Figure III.1.6.1 : Ferrailage du plancher Etages courants.

Figure III.1.6.2 : Ferrailage du plancher RDC ET 1^{er} étage.

Figure III.2.1 : Terminologie d'un escalier.

Figure 2.3.1 : vue en plan de l'escalier SS et RDC.

Figure 2.3.2 : vue en plan de l'escalier 1^{er} aux 5^{ème} étage.

Figure III.2.3.3 : Schéma statique d'escalier (ss-rdc).

Figure III.2.3.2.1 : schéma statique de calcul de l'escalier à l'ELU(RDC.)

Figure III.2.3.2.2: Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELU.

Figure III.2.3.5.1 : schéma statique de calcul d'escalier à l'ELS (RDC).

Figure III.2.3.5.2.: Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELS.

Figure III 2.4. : schéma statique de calcul.

Figure III.2.6. : Schéma statique d'escalier (étage courant).

Figure III.2.6.2.1 : Schéma statique de calcul d'escalier à l'ELU (étage courant).

Figure III.2.6.2.2: Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELU.

Figure III.2.6.5.1 : schéma statique de calcul d'escalier à l'ELS.

Figure III.2.6.5.2: Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELS.

Figure III.2.7 : schéma statique de calcul .

Figure III.3.1 : schéma statique de la poutre palière.

Figure III.3.3.1 : Schéma statique de la poutre palière a ELU.

Figure III.3.3.2 : Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELU.

Figure III.3.6.1 : Schéma statique de la poutre palière a ELS.

Figure III.3.6.2 : Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELS.

Figure III.3.6 : Plan de ferrailage du la poutre palière.

Figure III.4.1 : Coupe transversale d'un balcon.

Figure III.4.4 : Schéma statique de calcul du balcon à l'ELU.

Figure III.4.6 : Schéma statique de calcul du balcon à l'ELS.

Figure III.4.8 : Plan de ferrailage du balcon.

Figure III.5.2: Coupe verticale de l'acrotère.

Figure III.5.4: Schémas statiques de l'acrotère.

Figure III.5.6 : Schéma de calcul de l'acrotère.

Figure III.5.9 : Plan de ferrailage de l'acrotère.

Figure III.6.1 : Schéma d'Ascenseur.

Figure III.6.3.1 : Diffusion de charge dans le feuillet moyen de la dalle de la salle machine

Fig.III.6.3.2 : Correction des moments.

Figure III.6.6 : Plan de ferrailage de la dalle salle machine.

Chapitre IV : Modélisation Et Vérification Selon RPA

Figure IV.2.1.1 Icône des unités dans ETABS.

Figure IV.2.1.2 : Modification des longueurs des trames suivant X-X et Y-Y.

Figure IV.2.1.3 : Modification des hauteurs d'étages.

Figure IV.2.1.4 : structure en 2D et en 3D.

Figure IV.2.2.1 : Définition des propriétés mécanique de béton.

Figure IV.2.2.2 : Définition des propriétés mécanique de matériau Other (autre).

Figure IV.2.3.1 : Définition des propriétés géométrique des poteaux

Figure IV.2.3.2 : Propriétés des barres d'armatures (poteaux).

Figure IV.2.3.3 : Définition des propriétés géométrique des poutres.

Figure IV.2.3.4 : Propriétés des barres d'armatures (poutre).

Figure IV.2.3.5 : Dimensionnement des planchers des étages courants et terrasse.

Figure IV.2.3.6 : Dimensionnement des dalles pleines.

Figure IV.2.3.7 : Dimensionnement des voiles.

Figure IV.2.3.8 : Dimensionnement des paliers et volées

Figure IV.2.4.1 : Définition des charges G et Q

Figure IV.2.4.2 : Encastremets des appuis.

Figure IV.2.4.3 : Combinaison du poids ($G+0.2Q$).

Figure IV.2.4.4: Diaphragmes.

Figure IV.2.5.1 : Le spectre de réponse.

Figure IV.2.5.2 : Introduction du spectre de réponse.

Figure IV.2.6 : Définition du chargement EX et EY (séisme).

Figure IV.2.7 : Introduction des combinaisons d'actions.

Figure IV.2.8 : Chargement des planchers.

Figure IV.2.9 : Vue en 3D de la structure.

Figure IV.3.2.1 : Comportement modale de la structure.

Figure IV.3.2.2 : (Translation suivant OX) .

Figure IV.3.2.3 : (Translation suivant OY) .

Figure IV.3.2.4: (Rotation suivant OZ).

Figure IV.3.3.1 : organigramme de la classification des systèmes de contreventement.

Figure IV.3.3.2 : Extraction du poids de la structure sur ETABS.

Figure IV.3.3.3 : Valeurs du coefficient de comportement R.

Figure IV.3.4.1 : Méthode d'affichage des valeurs de l'effort sismique sur le logiciel .

Chapitre V : Ferrailage Des Eléments

Figure V.1.3 : Caractéristiques et sollicitation de la section.

Figure V.1.4 : Zone nodale.

Figure V.1.7.1 : Ferrailage Poteau 35x35.

Figure V.1.7.2: Ferrailage Poteau 30x30.

Figure V.2.2.1 : Disposition des armatures tendus S.S.A.

Figure V.2.2.2 : Disposition des armatures S.D.A.

Figure V2.7.1 : Ferrailage de la poutre principale.

Figure V2.7.2 : Ferrailage de la poutre secondaire.

Figure V.3.4: Disposition des armatures verticales dans les voiles.

Figure V.3.6 : La disposition des voiles.

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure

Figure VI.5.1 : Semelle isolée.

Figure VI.5.3.4.1: Diagramme des contraintes sous le radier.

Figure VI.5.3.4.2 : Périmètre utile des voiles et des poteaux.

Figure VII. 5 : Schéma statique du débord.

Figure VI.5.6.1.1 : Chargement simplifié.

Figure VI5.6.1.2 : Charge trapézoïdale .

Figure VI 5.6.2.1: Diagramme des moments fléchissant à l'ELU.

Figure VI 5.6.2.2: Diagramme des efforts tranchants à l'ELU.

Figure VI 5.6.2.3 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS.

Figure VI 5.6.2.4: Diagramme des efforts tranchants à l'ELS.

Figure VI 5.6.2.5 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU.

Figure VI 5.6.2.6 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU.

Figure VI 5.6.2.7 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS.

Figure VI 5.6.2.8 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELS.

Liste Des Tableaux

Chapitre I : Présentation De L'ouvrage

Tableau I.5.4 : Caractéristiques des aciers utilisés.

Chapitre II : Prédimensionnement Des Eléments

Tableau II.5.1.1.1 : Poids propre du plancher terrasse inaccessible.

Tableau II.5.1.1.2 : Poids propre du plancher d'étage courant.

Tableau II.5.1.2.1 : Poids propre du plancher dalle salle machine (dalle pleine).

Tableau II.5.1.2.2 : Poids propre de la dalle pleine.

Tableau II.5.1.3.1 : Charges revenant au mur extérieur.

Tableau II.5.1.3.2: Charges revenant au mur intérieur.

Tableau II.5.1.4 : Charges revenant aux voiles.

Tableau II.5.2: Charges d'exploitation des différents éléments (DTR-BC-22).

Tableau II.6.2.1 : Coefficient de dégression de charges.

Tableau II.6.2.2 : Dégression des charges d'exploitation.

Tableau II.6.2.3 : Section des poteaux adoptés.

Tableau II.6.3 : Vérification des sections des poteaux recommandation du RPA.

Chapitre III : Calcul Des Eléments

Tableau III.1.3.1: Evaluation des charges et surcharges.

Tableau III.1.3.2 : Combinaison des charges.

Tableau2.3.1.1: Poids propre du paillasse.

Tableau2.3.1.2: Poids propre du palier.

Tableau2.6.1.1: Poids propre du paillasse.

Tableau2.6.1.2: Poids propre du palier.

Tableau III.6.3 : Résultats du calcul des armatures du panneau de dalle de la salle machine.

Chapitre IV : Modélisation et Vérification Selon RPA

Tableau IV.3.1 : Tableau récapitulatif des périodes en fonction des modes.

Tableau IV.3.3.1 Valeur du poids total de la structure.

Tableau IV.3.4.1 : Efforts tranchants à la base donnés par ETABS.

Tableau IV.3.4.2 : Comparaison des résultats des forces sismiques.

Tableau IV.3.5.1 : Les résultats du calcul avec la combinaison E_x .

Tableau IV.3.5.2 : Les résultats du calcul avec la combinaison E_y .

Tableau IV.3.6: Justification vis-à-vis de l'effet $P-\Delta$.

Tableau IV.3.7: Vérifications sous sollicitations normales (Effort normal réduit).

Tableau IV.3.8: Vérification de l'excentricité.

Chapitre V : Ferrailage Des Eléments

Tableau V. 1.1 : Caractéristiques mécaniques des matériaux.

Tableau V.1.2 : Récapitulatif des sections d'acier recommandées par RPA.

Tableau V.1.3.1 : Efforts internes dans les poteaux.

Tableau V.1.3.2 : Calcul des armatures pour les poteaux.

Tableau V.1.4 : Vérification de la quantité d'armatures transversales.

Tableau V.1.5 : Vérification des contraintes tangentielle.

Tableau V.1.6.1 : Vérification de la condition de non fragilité pour les poteaux.

Tableau V.1.6.2 : vérifications de contraintes.

Tableau V.1.7 : Le ferrailage final adopté pour les poteaux.

Tableau V.2.2.1 : Section des armatures longitudinales.

Tableau V.2.2.2 : les différentes caractéristiques de béton et l'acier.

Tableau V.2.3.1 : Ferrailage des poutres principales.

Tableau V.2.3.2 : Ferrailage des poutres secondaires.

Tableau V.2.4.1 : Condition de non fragilité du béton de la section minimale.

Tableau V.2.4.2: Vérifications armatures longitudinales à l'ELU.

Tableau V2.4.3 : Armatures transversales.

Tableau V2.5.1: Vérification au cisaillement.

Tableau V2.5.2 : Influence de l'effort tranchant sur le béton.

Tableau V2.5.3 : Vérification de l'adhérence et de l'entraînement des barres.

Tableau V2.6.1 : Vérification condition de non fragilité.

Tableau V2.6.2 : vérification des contraintes à L'ELS.

Tableau V.3.3 : des efforts normaux.

Tableau V.3.4 : Tableau des armatures verticales.

Tableau V.3.6.1 : Caractéristiques géométriques.

Tableau V3.6.2 : Ferrailage adopté.

Chapitre VI : Etude De L'infrastructure

Tableau VI.5.2.1 : Semelles filantes sous voiles (sens longitudinal).

Tableau VI.5.2.2 : Semelles filantes sous voiles (sens transversal).

Tableau VI.5.2.3 : Résultante des charges sous poteaux.

Tableau VI.5.3.4: Calcul du moment de renversement.

Tableau VI 5.6.2.1: Calcul des charges selon le sens (X-X).

Tableau VI 5.6.2.2 : Calcul des charges selon le sens (Y-Y).

Tableau VI 5.6.2.3 : Moments fléchissant sens x-x.

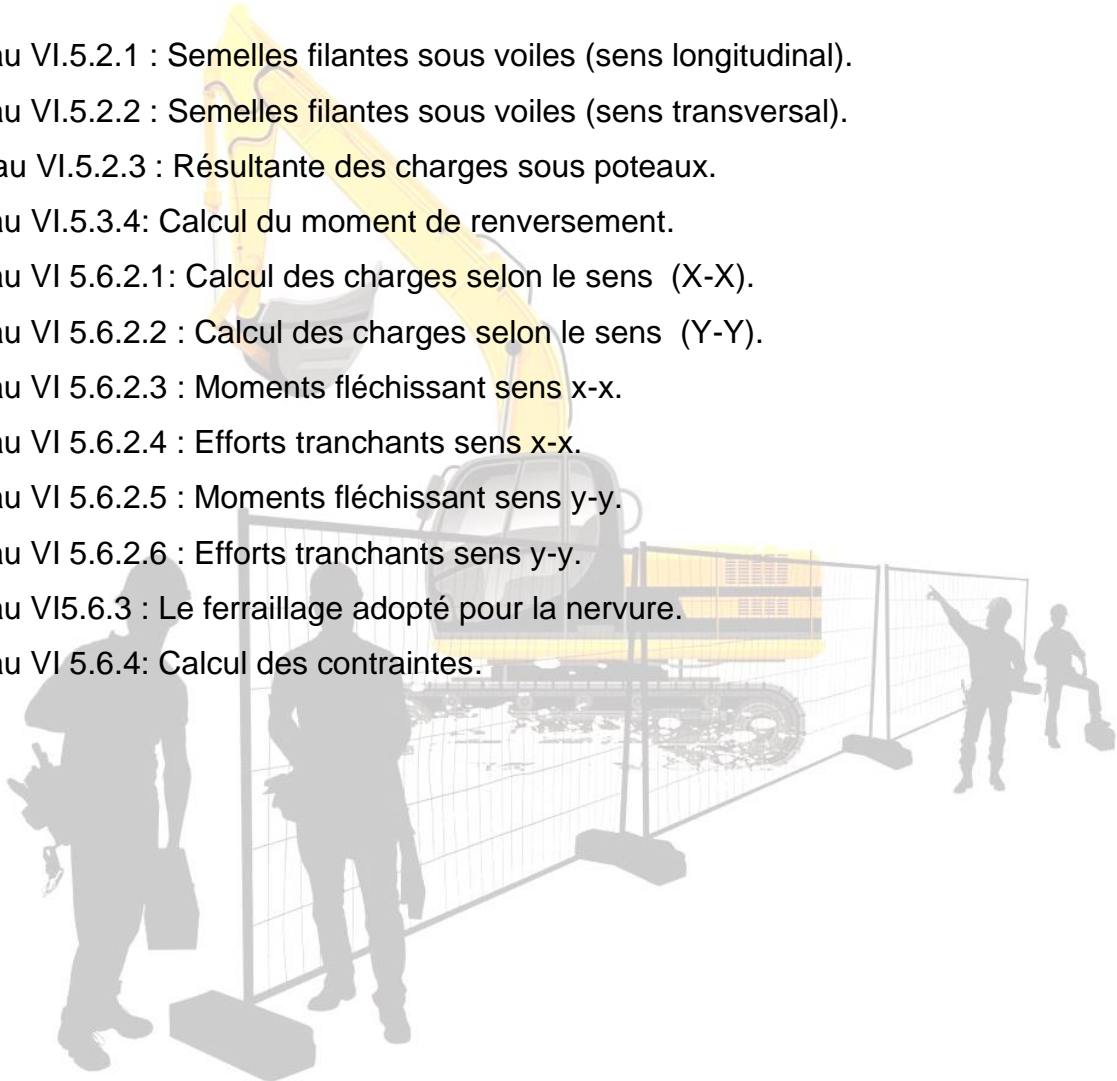
Tableau VI 5.6.2.4 : Efforts tranchants sens x-x.

Tableau VI 5.6.2.5 : Moments fléchissant sens y-y.

Tableau VI 5.6.2.6 : Efforts tranchants sens y-y.

Tableau VI5.6.3 : Le ferrailage adopté pour la nervure.

Tableau VI 5.6.4: Calcul des contraintes.





Introduction Générale.

Introduction Générale :

Le Génie Civil est l'ensemble des techniques concernant tous les types de constructions. 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.

Malheureusement ces ouvrages et ces constructions sont toujours endommagés par des risques des aléas naturels, Les séismes sont parmi les catastrophes naturelles les plus dévastateurs, ils induisent des destructions importantes et occasionnent des pertes considérables en vies humaines et d'importants dégâts matériels.

A cet effet, et à travers le monde, on a créé et imposé des règlements visant à cadrer les constructions en zones sismiques et à les classer, afin de mieux les concevoir et les réaliser. Dont le but est d'offrir un seuil de sécurité qui permettra de protéger les vies humaines et de limiter les dommages lors des secousses sismiques.

L'analyse approfondie des ouvrages touchés par le séisme nous renvoie souvent aux mêmes causes, dont les principales sont dues à de mauvaises dispositions constructives ou des malfaçons d'exécutions généralement criardes. Pour cela nous ne devons pas appliquer uniquement les règlements, mais nous devons impérativement comprendre les facteurs déterminant le comportement dynamique de la structure afin de mieux prévoir sa réponse sismique.

Les différentes études et règlements préconisent divers systèmes de contreventement visant à minimiser les déplacements et à limiter les risques de torsion tout en assurant une bonne dissipation des efforts.

L'Algérie, présente une vulnérabilité élevée au séisme, c'est pourquoi elle a de temps été soumise à une activité sismique intense. L'expérience a montré que la plupart des bâtiments endommagés au tremblement de terre de *BOUMERDES* du **21 mai 2003** n'étaient pas de conception parasismique, à cet effet elle a fait appel à une série d'exigences réglementaires et la maîtrise de leur prise en compte connue par la :

- Recommandation parasismique Algérienne **RPA99 version 2003** pour la mise en œuvre des ouvrages.

Les matériaux de la structure jouent incontestablement un rôle très important dans la résistance des constructions, par conséquent, la stabilité de l'ouvrage et le calcul des éléments qui le constitue, sont en fonction du type de ces matériaux. Pour cela on a à suivre des règlements mais aussi des méthodes basées sur la connaissance des matériaux (béton-acier) qui sont :

- Le **(BAEL 91)** modifié **99** a pour but de dimensionner, et ferrailer les éléments résistants de la structure.
- Charges et surcharges d'exploitations **(DTR)**.

- Conception et calcul des ouvrages en béton armé (**CBA93**).

Dans notre cas d'étude l'analyse et le dimensionnement du projet **R+5+ sous-sol** à ossature mixte en béton armé, ce fera à l'aide de deux logiciels " **SOCOTEC** et **ETABS 9.1.4**" qui s'avèrent assez performant pour la modélisation de différentes structures et ce sur plusieurs chapitres :

- Le Premier Chapitre, portera sur une Description générale du projet avec une présentation des différentes propriétés des matériaux.
- Le Deuxième Chapitre, Pré dimensionnement des éléments structuraux.
- Le Troisième Chapitre, Calcul des éléments non structuraux (Escaliers, Dalles pleines, Ascenseur et Acrotère).
- Le Quatrième Chapitre, Modélisation de la structure et vérifications RPA.
- Le Cinquième Chapitre, Ferrailage des éléments structuraux.
- Le Sixième Chapitre, Etude de l'infrastructure.

Et on termine par une conclusion générale qui synthétise notre travail.





Chapitre 01 : **Présentation du Projet.**

Introduction :

L'objectif de ce chapitre est la présentation globale de l'ouvrage étudié, concernant le type de structure, la zone d'implantation, les différentes caractéristiques géométriques, les éléments structurant (la superstructure et L'infrastructure), et les propriétés des matériaux.

I.1 Présentation du projet :

Le projet consiste à étudier un bâtiment en **(R+5 &1 Sous-sol)**, constitué d'un sous-sol réservé pour les dépôts, le rez-de-chaussée et 1^{er} étage Commercial et 4 niveaux à usage d'habitation dont le lieu d'implantation est à **Tizi Ouzou**, zone classée selon règlement parasismique Algérien (**RPA 99/version2003**) comme étant une zone de moyenne sismicité (**zone IIa**).

I.2 Description de l'ouvrage :

I.2.1 Caractéristiques géométriques de l'ouvrage :

a- En plan :

- Largeur totale : 17.40 m.
- Longueur totale : 25 m.

b- En élévation :

- Hauteur du RDC : 4.42 m.
- Hauteur des niveaux supérieurs : 3.06 m.
- Hauteur du sous-sol : 4.42 m.
- Hauteur du bâtiment y compris l'acrotère : 24.74 m.

I.2.2 Présentation de l'ouvrage :

Le bâtiment est multifonctionnel à usage d'habitation et commerce, répartis comme suit :

- Sous-sol a usage de dépôt.
- Rez-de-chaussée commercial.
- 01étage commercial.
- 4 étages à usage d'habitation
- Une cage d'escalier plus ascenseur.
- Une terrasse inaccessible.

Cet ouvrage est de moyenne importance groupe 2 (ne dépassant pas les 48m de hauteur), Article 3.2 du RPA 99/ version2003 [1].

I.3 Réglementations utilisées :

L'étude sera menée conformément à la réglementation en vigueur à savoir :

- Règles Parasismiques Algériennes « RPA 99 version 2003 ».
- Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en bétonarmé suivant la méthode des états limites « BAEL 91 révisé 99 ».
- Document Technique Réglementaire « DTR B.C. 2.2 » : Charges permanentes et surcharges d'exploitation
- Document Technique Réglementaire « DTR B.C. 2-41 » : Règles de conception et decalcul des structures en béton armé « C.B.A. 93 ».

I.4 Eléments Constituants L'ouvrage :

I.4.1 LA SUPERSTRUCTURE :

C'est la partie de la construction située au-dessus du sol, elle contient plusieurs éléments qui sont :

I.4.1.1 OSSATURE : L'immeuble est à ossature mixte, composé de :

- Poteaux et poutres : Formant un système de portiques dans les deux sens (transversal et longitudinale) destinés à reprendre la totalité des charges et surcharges verticales.
- D'un ensemble de voiles en béton armé qui sont disposés dans les 02 sens, assurant la rigidité et la stabilité de l'ouvrage sous l'action des charges horizontales, et reprenant une partie de charges verticales. Les portiques et les voiles ont pour mission de transmettre les efforts aux fondations.

I.4.1.2 PLANCHERS :

Les planchers sont des aires planes limitant les étages d'un bâtiment et supportant les revêtements et les surcharges.

Vu la forme géométrique du bâtiment et en fonction du type de coffrage, nous avons opté pour deux types de plancher :

- Planchers en corps creux : pour les parties régulières du plancher.
- Planchers en dalle pleine : pour les zones irrégulières du plancher.

🏗️ Planchers en corps creux :

Ils sont réalisés en corps creux et une dalle de compression coulée sur place, reposant sur des poutrelles préfabriquées.

a) **Nervures** : appelées poutrelles. Elles reposent à leurs extrémités sur les poutres principales et reprennent la totalité des charges permanente et les surcharges.

b) **Remplissage en corps creux** : Il est disposé entre les poutrelles, il est utilisé comme coffrage perdu et isolant phonique.

c) **Dalle de compression en béton armé** : dalle en béton de 4cm à 5cm, armée d'un quadrillage d'armatures pour limiter les risque de fissuration.

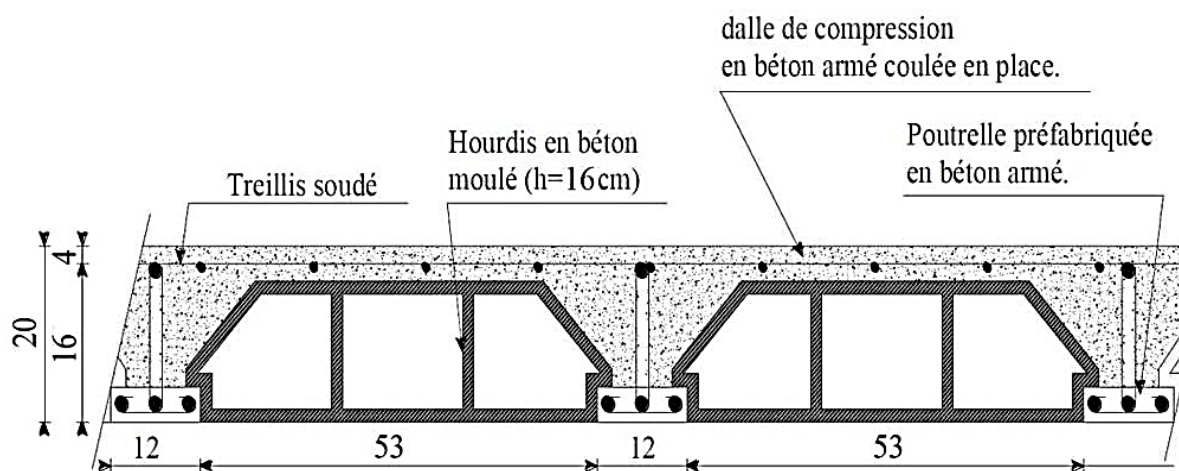


Figure I.4.1.1: Coupe d'un plancher en corps creux (16+4)

🔧 Dalle pleine en béton armé :

La dalle pleine est une plaque porteuse en béton armé coulée sur un coffrage plat, reposant sur des appuis. Le diamètre des armatures et leur nombre varient suivant les dimensions de la dalle et l'importance des charges qu'elle supporte. Dans notre structure, on a utilisé ce type de plancher au niveau :

- Balcon.
- Le plancher entourant la cage d'ascenseur
- Toit de la salle machine

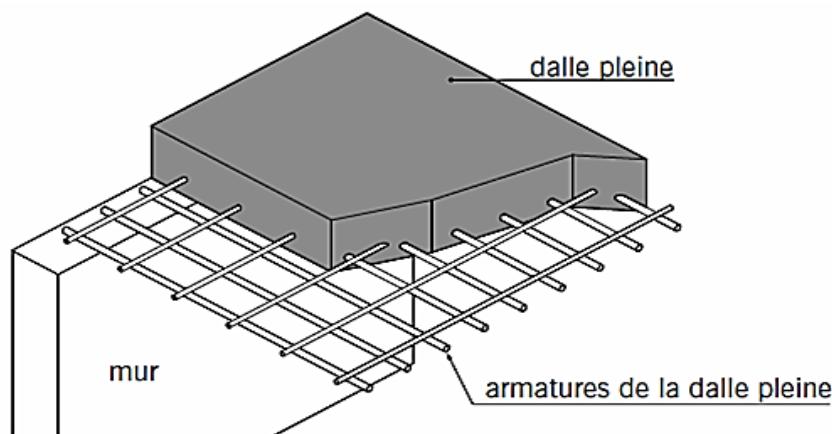


Figure I.4.1.2 : Plancher en dalle pleine.

I.4.1.3 ESCALIER ET ASCENSEUR :

a- escalier : L'accès aux étages supérieurs s'effectue au moyen d'une cage d'escalier comportant deux volées et seront constitués de paliers et paillasses en béton armé coulés sur place. du sous-sol au 5^{ème} étage

b- L'ascenseur : est un appareil élévateur permettant le déplacement vertical et l'accès aux différents niveaux du bâtiment, il est composé essentiellement de la cabine et de sa machinerie.

Vu la hauteur importante de ce bâtiment, la conception d'un ascenseur est indispensable pour faciliter le déplacement entre les différents étages.

Notre bâtiment est muni d'une cage d'ascenseur qui sera réalisée en voiles coulés sur place.

I.4.1.4 MAÇONNERIE :

La maçonnerie du bâtiment est réalisée en briques creuses :

- Les murs extérieurs sont en double cloisons composés de deux murs en briques creuses de 15cm et 10cm et d'une lame d'air de 5 cm, ce qui fait 30cm d'épaisseur.
- Murs intérieurs constitués par une seule paroi de brique de 10 cm d'épaisseur

I.4.1.5 LE REVETEMENT :

Les revêtements utilisés sont comme suit :

- Carrelage pour les planchers et les escaliers.
- Céramique pour les salles d'eaux et cuisines.
- Enduit plâtre pour les cloisons intérieures et les plafonds.
- Enduit ciment pour les murs de façade, la cage d'escaliers et les plafonds des salles d'eaux et les locaux humides.
- Le plancher terrasse sera recouvert d'une étanchéité multicouche imperméable évitant la pénétration des eaux pluviales.

I.4.1.6 L'ACROTERE :

Comme la terrasse est inaccessible, le dernier niveau du bâtiment est entouré d'un acrotère en béton armé de 60 cm de hauteur et de 10 cm d'épaisseur. L'acrotère a pour buts d'assurer la sécurité et d'empêcher l'écoulement des eaux pluviales stagnées dans la terrasse sur la façade.

I.4.1.7 LES VOILES :

Les voiles sont des éléments rigides en béton armé coulé sur place. Ils sont destinés d'une part à reprendre une partie des charges verticales et d'autre part à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des chargements horizontaux dus au séisme.

I.4.1.8 BALCON :

Plate-forme en saillie sur la façade d'un bâtiment et qui communique avec une pièce.

On distingue deux types :

- Balcon en corps creux
- Balcon en dalle plein

I.4.1.9 TERRASSE INACCESSIBLE :

Notre bâtiment sera muni d'une terrasse inaccessible sauf pour entretien, réalisée en corps creux.

I.4.2 L'INFRASTRUCTURE :

C'est la partie de la construction située au –dessous du sol, elle contient :

I.4.2.1 LES FONDATIONS :

La fondation est l'élément qui est situé à la base de la structure, elle constitue une partie importante de l'ouvrage. Elle assure la transmission des charges et surcharges au sol.

Leur choix dépend du type du sol d'implantation et de l'importance de l'ouvrage.

Différents types de fondation :

- Fondation superficielle.
- Fondation semi- profonde.
- Fondation profonde.

Remarque :

Le choix du type de fondations dépend du type d'ouvrage à fonder (Donc des charges appliquées à la fondation) et de la résistance du sol (contrainte admissible) déterminée par le rapport de sol après une étude géotechnique.

I.5. Caractéristiques Mécaniques Des Matériaux Utilisés :

Les caractéristiques des matériaux utilisés dans la construction du bâtiment doivent être conformes aux règles techniques de construction et de calcul des ouvrages en béton armé (BAEL91) [1] et tous les règlements applicables en Algérie (**RPA 99 version 2003**[2] et **CBA93** [6]).

I.5.1 Définition des états limites : (BAEL 91, Art. A-12) :

Un état limite est celui pour lequel une condition requise d'une construction (ou d'un de ses éléments) est strictement satisfaite et cesserait de l'être en cas de modification défavorable d'une action.

On distingue deux catégories d'états limites :

a- Les états limites ultimes « ELU » :

L'état limite ultime est le seuil de résistance mécanique dont le dépassement entraînerait la ruine et la perte de la structure, il doit être justifié vis-à-vis de

- L'équilibre statique (non-renversement).
- La stabilité de la forme (non-flambement).
- La résistance de l'un des matériaux (non-rupture).

b- Les états limites de service « ELS » :

C'est la limite au-delà duquel, les conditions normales d'exploitation et de durabilité des structures ne sont plus satisfaites (Ouverture des fissures, flèches ou déformations excessives, fatigue des matériaux).

Les vérifications à effectuer dans le cas des états limites de service portent sur :

- La contrainte maximale de compression du béton.
- La fissuration du béton.
- La déformation des éléments

I.5.2 Matériaux :

I.5.2.1 Le Béton : Le béton est un matériau de construction, obtenu par mélange de ciment, granulats, eau et à ces composantes s'ajoutent parfois des adjuvants et des éléments encore plus fins qui améliorent sensiblement sa performance ainsi que sa compacité. Il est dosé d'une manière à obtenir les quantités et les qualités requises pour son utilisation. Le béton est devenu un élément indispensable dans la construction des ouvrages grâce à sa bonne résistance à la compression et sa maniabilité.

Les constituants du béton :

a- Le ciment

C'est un liant hydraulique caractérisé par la propriété de donner avec l'eau une pâte qui se solidifie en passant par un processus chimique.

b- Les granulats

Ce sont des matériaux inertes provenant de l'érosion des roches ou de leurs concassages, On distingue :

- Les granulats naturels utilisés directement sans aucun traitement mécanique préalable.
- Les granulats naturels provenant de concassage des roches.

b.1- Sables : Les sables sont constitués par des grains provenant de la désagrégation des roches. La grosseur de ses grains est généralement inférieure à 5mm. Un bon sable contient des grains de tout calibre, mais doit avoir d'avantage de gros grains que de petits.

b.2- Gravier : Elles sont constituées par des grains rocheux dont la grosseur est généralement comprise entre 5 et 25 à 30mm. Elles doivent être dures, propres et non gélives. Elles peuvent être extraites du lit de rivière (Matériaux roulés) ou obtenues par concassage de roches dures (matériaux concassés).

c- Eau de gâchage : Elle met en réactions le ciment en provoquant son hydratation, elle doit être propre et dépourvue de tout produit pouvant nuire aux caractéristiques mécaniques du béton

d - Les adjuvants : Ce sont des produits qui sont ajoutés à faible proportion au béton dont le but est l'amélioration de certaines de ces propriétés.

I.5.2.2 Résistance Caractéristique Du Béton :

a- Résistance caractéristique du béton à la compression :(BAEI 91 ; Article A.2.1.11) :

Un béton est défini par sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours, notée f_{c28} exprimé en MPa (C.B.A93, A2.1.1.1).

Cette valeur est mesurée par compression axiale d'un cylindre droit de révolution de diamètre 16cm, et de hauteur de 32cm.

La résistance caractéristique à la compression f_{cj} à l'âge de $j \leq 60$ jours, est

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

BAEL91 modifié 99(Art, A.2.1.11)

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

Avec : f_{cj} : résistance du béton à l'âge j .

j : l'âge en jours.

Pour l'évaluation de la déformation, pour des grandes valeurs de j , on a $f_{cj} = 1.1 \times f_{c28}$.

Pour l'étude de notre projet, nous adoptons une valeur de $f_{c28} = 25 \text{MPa}$.

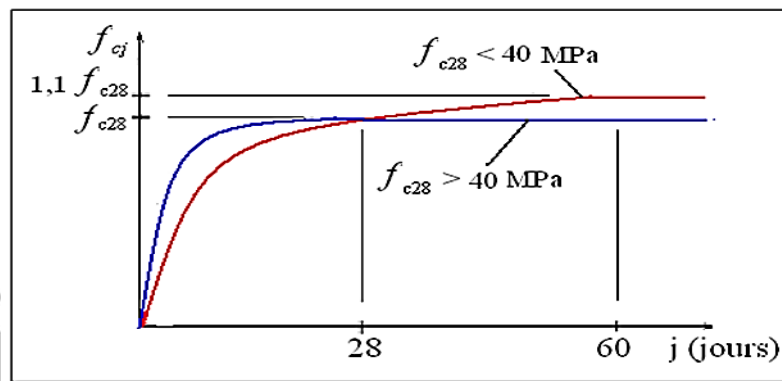


Figure I.5.2 : Evolution de la résistance f_{cj} en fonction de l'âge du béton.

La figure I.5.2 donne l'allure de la variation de la résistance f_{cj} en fonction de l'âge du béton pour les deux types de béton. Sur cette figure, on observe que la montée en résistance des bétons à performances élevées est plus rapide que pour les bétons classiques. Cette propriété rend les bétons à performances élevées très intéressants en phase de construction.

b-Résistance caractéristique à la traction (B.A.E.L91 Art2-1-12/ modifié 99) :

La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours est très faible, notée f_{tj} , est conventionnellement définie par les relations :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06f_{cj} \quad \text{si } f_{c28} \leq 60 \text{Mpa.} \quad \text{BAEL91 modifié 99(Art, A2.1.12).}$$

$$\text{Dans notre cas :} \quad f_{c28} = 25 \text{MPa} \rightarrow f_{tj} = 2.1 \text{MPa}$$

I.5.2.3 Module De Déformation Longitudinale :

Ce module est connu sous le nom de module de "Young ou module de déformation longitudinale", il est défini sous l'action des contraintes normales d'une longue durée ou de courte durée d'application.

a- Module d'élasticité instantanée « E_{ij} » :

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 h, on admet à défaut de mesures, qu'à l'âge « j » jours, le module de déformation longitudinale instantanée du béton E_{ij} est égal à :

$$E_{ij} = 11000 (f_{cj})^{1/3} \quad (f_{cj}; E_{ij} : \text{en MPa})$$

Pour f_{cj}=25 MPa on aura E_{ij} = 32164.19 MPa

b- Module d'élasticité différé « E_{vj} » :

Sous des contraintes de longue durée d'application, et afin de tenir en compte l'effet de retrait et de fluage, on prend un module de déformation égale à :

$$E_{vj} = 3700 (f_{cj})^{1/3}$$

Conclusion :

Pour notre cas: f_{cj} = f_{c28} = 25MPa →
$$\begin{cases} E_{ij} = 32164.19MPa \\ E_{vj} = 10818.86MPa \end{cases}$$

c- Module de déformation transversale :

Le module de déformation transversal noté (G) est donné par la formule suivante :

$$G = \frac{E}{2(1+\mu)} \quad \text{BAEL91 modifié 99(Art, 2.1.1.3)}$$

E : module de Young

μ : coefficient de poisson

d- Coefficient de Poisson :

Le coefficient de Poisson représente la variation relative de dimension transversale d'une pièce soumise à une variation relative de dimension longitudinale.

Coefficient de Poisson :
$$\nu = \frac{\Delta l / l}{\Delta L / L}$$

Avec

- Δl / l : allongement relatif de la section transversale.
- ΔL / L : allongement relatif de la section longitudinale.

➤ **E.L.U** : ν = 0 calcul des sollicitations (béton fissuré)

➤ **E.L.S** : ν = 0,2 calcul des déformations (béton non fissuré)

e- Poids volumique :

On adopte la valeur ρ = 25 kN/m³

I.5.3 Contraintes Limites :

I.5.3.1 ETAT LIMITE ULTIME (ELU)

Il correspond à la perte d'équilibre statique (basculement), à la perte de stabilité de forme (flambement) et surtout à la perte de résistance mécanique (rupture), qui conduisent à la ruine de l'ouvrage. Cette limite correspond à l'état limite de compression du béton. Elle est donnée par la formule suivante :

$$f_{bc} = \frac{0.85}{\theta \gamma_b} f_{c28}$$

Avec :

γ_b : Coefficient de sécurité du béton

γ_b = 1,5 cas des situations durables ou transitoires..... f_{bu} = 14,17 MPa

$\gamma_b = 1,15$ cas des situations accidentelles..... $f_{bu} = 18,48$ MPa
 θ : coefficient dépendant de la durée (t) de l'application des combinaisons d'actions.
 $\theta = 1$t > 24 h
 $\theta = 0.9$1h ≤ t ≤ 24h
 $\theta = 0.85$t ≤ 1h
t: durée probable d'application de la combinaison d'action considérée.

➤ Diagramme Contrainte Déformation

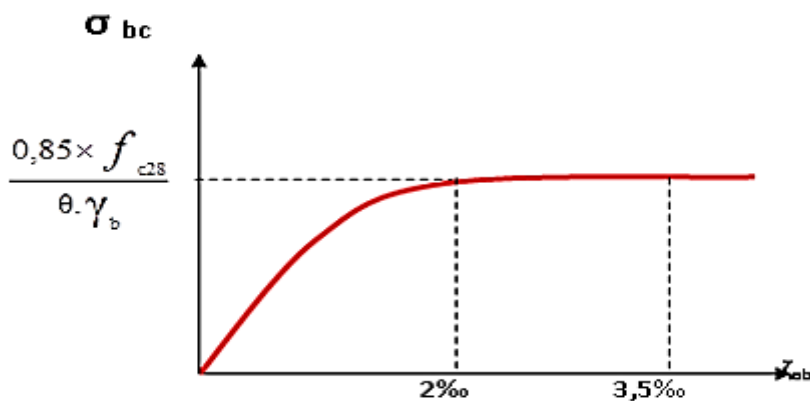


Figure I.5.3.1: Diagramme contrainte-déformation du béton (ELU).

Le diagramme est composé :

- D'une partie parabolique : la déformation relative est limitée à $\epsilon_{bc} \leq 2\text{‰}$ (état élastique).
- D'une partie rectangle (état plastique) $2\text{‰} \leq \epsilon_{bc} \leq 3,5\text{‰}$.

I.5.3.2 Etat Limite De Service (ELS) :

C'est l'état au-delà duquel ne sont plus satisfaites les conditions normales d'exploitation et de durabilité qui comprennent les états limites de fissuration et de déformation.

$\sigma_{bc} = 0.6 \cdot f_{c28}$

A j = 28 jour : $\sigma_{bc} = 0.6 \times 25 = 15$ MPa

Avec : σ_{bc} : contrainte admissible à l'ELS

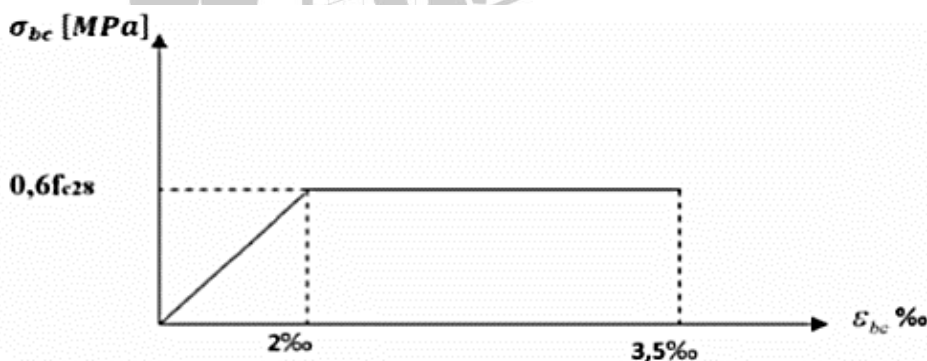


Figure I.5.3.2 : Diagramme contrainte – déformation du béton (ELS).

I.5.3.3 Contrainte limite de cisaillement :

La contrainte ultime du cisaillement du béton est définie par :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 x d} \quad \text{BAEL9 modifié 99 (Art, A.5.1.1)}$$

Avec :

V_u : l'effort tranchant.

b₀ : largeur de la section considérée, (Section cisillée).

d : la hauteur utile (d=h-c)

Cette contrainte ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

BAEL91 modifié 99 (Art, A.5.1.211)

$\tau_u \leq \min(0.20f_{c28}/\gamma_b ; 5\text{Mpa})$ → Pour fissuration non préjudiciable.

$\tau_u \leq \min(0.15f_{c28}/\gamma_b ; 4\text{Mpa})$ → Pour fissuration préjudiciable et très préjudiciable

I.5.4 ACIERS :

L'acier est un matériau caractérisé par sa bonne résistance à la traction qu'en compression. Les aciers sont classés suivant l'état de leurs surfaces et leurs nuances .Dans le présent projet, on utilisera 02 types d'aciers dont les principales caractéristiques sont regroupées dans le tableau suivant :

Caractéristiques des aciers utilisés

Tableau I.5.4 : Caractéristiques des aciers utilisés

Type d'acier	Nomination	Symbole	Limite d'élasticité Fe [MPa]	Résistance à la Rupture	Allongement relatif à la Rupture [‰]	Coefficient de fissuration	Coefficient de [ψ]
Aciers en barre	Haute adhérence FeE400	H A	400	480	14‰	1.6	1.5
Aciers en treillis	Treillis soudé [T S] [φ<6mm]	T S	520	550	8‰	1.3	1

Module d'élasticité longitudinale :

Dans notre cas il est égal à : $E_s = 2,1.10^5 \text{ MPa}$. **BAEL91 modifié 99(Art, A.2.2.1).**

I.5.5 Contraintes Limites :

I.5.5.1 Contrainte Limite Ultime (ELU) :

$$\bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

Avec :

. $\bar{\sigma}_{st}$: Contrainte admissible d'élasticité de l'acier.

. f_e : Limite d'élasticité.

- . γ_s : Coefficient de sécurité :
- . $\gamma_s = 1.15$ Pour les situations durables (courantes).
- . $\gamma_s = 1.0$ Pour les situations accidentelles.

I.5.5.2 Contrainte Limite De Service (ELS) :

Pour limiter les fissurations et l'importance des ouvertures dans le béton, on doit limiter la contrainte dans l'acier en fonction de la fissuration.

Trois cas de fissuration sont possibles :

a- Fissuration peu nuisible : BAEL91 modifié 99(Art, A.4.5.32)

Aucune vérification n'est nécessaire car la contrainte n'est soumise à aucune limitation.

b- Fissuration préjudiciable : BAEL91 modifié 99(Art, A.4.5.33)

La fissuration est considérée comme préjudiciable lorsque les éléments en cause sont exposés aux intempéries ou à des condensations. Dans ce cas, il faut vérifier que la contrainte de traction des armatures est limitée à :

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

c- Fissuration très Préjudiciable : BAEL91 modifié 99(Art, A.4.5.33)

La fissuration est considérée comme très préjudiciable lorsque les éléments en cause sont exposés à un milieu agressif ou doivent assurer une étanchéité. Dans ce cas, la contrainte limite est limitée à :

$$\bar{\sigma}_s = \min (0,5 f_e ; 90 \sqrt{\eta f_{tj}}) \text{ en MPa.}$$

Avec:

η : Coefficient de fissuration tel que :

$\eta = 1$ pour les ronds lisses.

$\eta = 1.3$ pour les aciers de haute adhérence ($\varnothing < 6$ mm).

$\eta = 1.6$ pour les aciers de haute adhérence ($\varnothing > 6$ mm).

Dans le calcul relatif aux états limites on utilisera le diagramme simplifié suivant

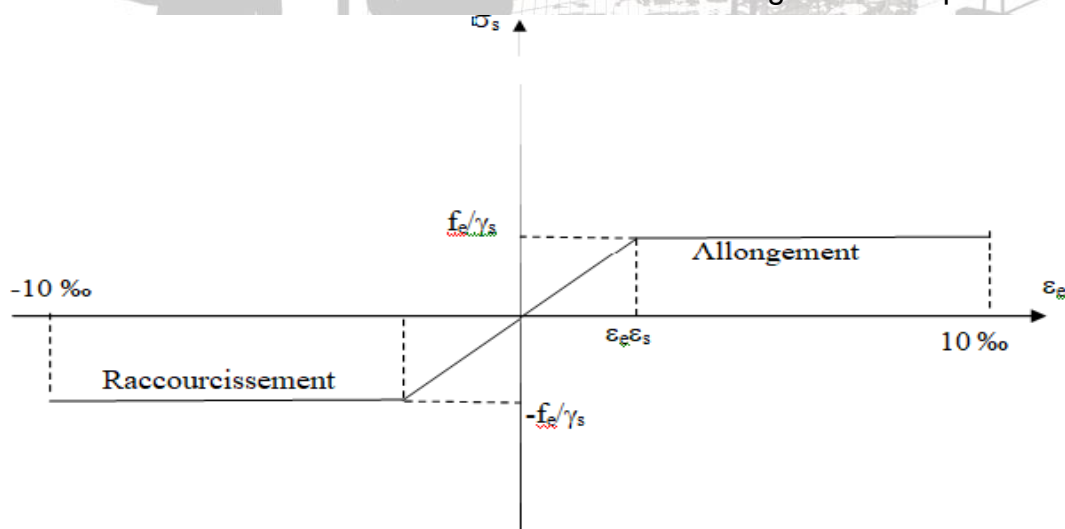


Figure I.5.5 : Diagramme Contrainte - Déformation de l'acier

I.6 Hypothèse de calcul :

Le calcul en béton armé est basé sur les hypothèses suivantes :

Les sections droites restent planes après déformation.

Il n'y a pas de glissement entre les armatures d'acier et le béton.

Le béton tendu est négligé dans le calcul de la résistance à cause de sa faible résistance à la traction.

Le raccourcissement unitaire du béton est limité à 3,5 ‰ en flexion simple ou composée et à 2 ‰ dans la compression simple

L'allongement unitaire dans les aciers est limité à 10‰.

La contrainte de calcul, notée « σ_s » et qui est définie par la relation : $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$ est égale à

:

$$\diamond \text{ haute adhérence } \begin{cases} \sigma_s = 348 \text{ MPa} & \text{Situation durable} \\ \sigma_s = 400 \text{ MPa} & \text{Situation accidentelle} \end{cases}$$

Allongement de rupture : $\varepsilon_s = 10\%$

I.7 Protection d'armatures (enrobage) : BAEL 91 modifié 99 (Art, A.7.2.4)

Afin d'avoir un bétonnage correct et de prémunir les armatures des effets des intempéries et des agents agressifs, on doit veiller à ce que l'enrobage (c) des armatures soit conforme aux prescriptions suivantes :

$C \geq 1$ cm : si l'élément est situé dans un local couvert non soumis aux condensations.

$C \geq 3$ cm : si l'élément est situé dans un local soumis aux condensations.

$C \geq 5$ cm : si l'élément est soumis aux actions agressives (brouillards salins, exposé à la mer...)

I.8 Conclusion :

Dans ce premier chapitre, nous avons défini tous les éléments que contient notre structure, et les caractéristiques mécaniques et massiques des matériaux qui seront utilisés lors de la construction, en respectant les règles du **BAEL 91/modifiées 99**, et les règles parasismiques Algériennes **RPA 99/version 2003**.



Chapitre 02 : Pré Dimensionnement des Eléments Structu- raux.

Introduction :

Après avoir déterminé les différentes caractéristiques de l'ouvrage, ainsi que les matériaux le constituant, nous passons au pré dimensionnement qui permet d'évaluer les dimensions des éléments de la structure, tels que les planchers, les poutres (principales et secondaires), les voiles et les poteaux.

Nos calculs seront basés sur les règles de prédimensionnement RPA 99 Ver 2003 et BAEL 91 Ver 99, CBA93

NB : Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être modifiés après vérifications dans la phase de calcul.

II.1 Les Planchers :

Les planchers sont des aires horizontales qui servent à limiter les étages, leurs fonctions principales est de résister et supporter les charges et surcharges afin de les transmettre aux éléments porteurs, assurant aussi une fonction d'isolation acoustiques et thermique entre étages.

On distingue deux types de planchers :

- **Plancher à corps creux** en parties courantes, composés de corps creux et d'une dalle de compression reposant sur des poutrelles disposées suivant le sens de la petite portée.
- **Dalle pleine** pour les balcons

II.1.1 Planchers En Corps Creux :

Le plancher est composé de corps creux posés des sur des poutrelles préfabriquées en béton armé qui elles-mêmes, reposant sur les poutres principales, le tout surmonté d'une dalle de compression ferraillée par un treillis soudé.

La hauteur du plancher est obtenue à partir de la formule suivante :

$$h_t \geq \frac{L_{max}}{22.5} \quad \text{(BAEL 91/Art .6.8, 424)}$$

Avec :

ht : hauteur totale du plancher

L_{max}: portée libre de la plus longue travée.

Remarque :

Pour le pré dimensionnement des poteaux on se référera dans un premier temps au RPA 99 version 2003, pour la Zone II, la section minimale des poteaux doit être supérieure ou égale à (25x25) cm².

Dans notre cas :

$$L_{max}=425-25=400\text{cm}$$

$$h_t \geq \frac{400}{22.5} = 17.77 \text{ cm} \Rightarrow h_t \geq 17.77 \text{ cm}$$

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

Conclusion :

On a opté pour un plancher de 20 cm d'épaisseur (16+4) composé de corps creux de 16 cm de hauteur et d'une dalle de compression de 4 cm d'épaisseur.



Figure II.1 : Coupe d'un plancher eu corps creux

- 1 : poutrelles
- 2 : corps creux
- 3 : treillis soudé
- 4 : dalle de compression

II.1.2 Plancher En Dalle Pleine :

L'épaisseur des dalles dépend plus souvent des quatre conditions émises par le règlement **BAEL 91**, Cette dernière doit vérifier les conditions suivantes :

- Condition d'isolation acoustique.
- Condition de sécurité à l'incendie.
- Condition de résistance à la flexion.
- Condition de limitation de la flèche.

a. Condition d'isolation acoustique :

○ Contre les bruits aériens :

Selon **CBA93**, l'épaisseur doit être supérieure ou égale à 13 cm pour obtenir une bonne isolation acoustique.

b. Condition de sécurité contre l'incendie :

Pour une heure de coupe-feu : $e = 7\text{cm}$.

Pour deux heures de coupe-feu : $e = 11\text{cm}$.

c. Condition de résistance à la flexion :

L'épaisseur de la dalle est donnée par :

○ Cas d'une dalle qui porte suivant un seul sens :

Une dalle porte dans un seul sens, lorsque les deux conditions suivantes sont vérifiées :

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} < 0.4 \quad \rightarrow \quad \frac{l_x}{35} \leq e \leq \frac{l_x}{30}$$

Avec : $l_x \leq l_y$

○ Cas d'une dalle qui porte suivant deux sens :

Une dalle porte dans un deux sens, lorsque les deux conditions suivantes sont vérifiées :

$$0.4 \leq \alpha \leq 1 \quad \rightarrow \quad \frac{l_x}{45} \leq e \leq \frac{l_x}{40}$$

Avec : $l_x \leq l_y$

Le nombre d'appuis sur lesquels repose la dalle pleine (CBA93)

$e \geq \frac{l_x}{20}$ Pour une dalle sur un seul appui.

$\frac{l_x}{35} \leq e \leq \frac{l_x}{30}$ Pour une dalle sur deux appuis.

$\frac{l_x}{45} \leq e \leq \frac{l_x}{40}$ Pour une dalle sur 3 ou 4 appuis.

l_x : la plus petite portée du panneau de dalle.

❖ l_y : la plus grande portée du panneau de dalle.

❖ **Résistance à la flexion (Salle machine)**

Dans notre cas nous avons :

$\alpha = \frac{l_x=165}{l_y=185} = 0.891 \rightarrow 0.4 \leq \alpha \leq 1$ la dalle travaille dans les deux sens (4 appuis)

$\frac{l_x}{45} \leq e \leq \frac{l_x}{40}$ avec $l_x = 165$ cm.

Ceci engendre : $\frac{165}{45} \leq e \leq \frac{165}{40} \rightarrow 3.66 \text{ cm} \leq e \leq 4.12 \text{ cm}$.

Conclusion :

On tenant compte de toutes ces conditions, nous aboutissons au choix d'une dalle d'épaisseur **e= 15 cm**

❖ **Résistance à la flexion (Balcon)**

Le balcon est constitué d'une dalle pleine faisant suite à la dalle du plancher. Qui repose sur deux appuis et travaille dans un seul sens

$\frac{l_x}{35} \leq e \leq \frac{l_x}{30}$ avec $l_x=1.20$ m.

Ceci engendre : $\frac{120}{35} \leq e \leq \frac{120}{30} \rightarrow 3.42 \text{ cm} \leq e \leq 4 \text{ cm}$

Conclusion

En tenant compte de toutes ces conditions, nous aboutissons au choix d'une dalle d'épaisseur

e= 15 cm

II.2 Les Poutres :

Les poutres sont des éléments en béton armé coulé sur place d'une part, D'autre part des éléments porteurs horizontaux, qui assurent la transmission des charges et surcharges des planchers aux éléments verticaux (poteaux, voiles). On distingue :

- **Les poutres principales** qui constituent des appuis aux poutrelles
- **Les poutres secondaires** qui assurent le chaînage

Le pré dimensionnement des poutres se fait en deux étapes :

- 1- Choix des sections des poutres selon les formules empiriques données par le «**CBA93** »
- 2- Vérification selon « **RPA 99 version 2003** »

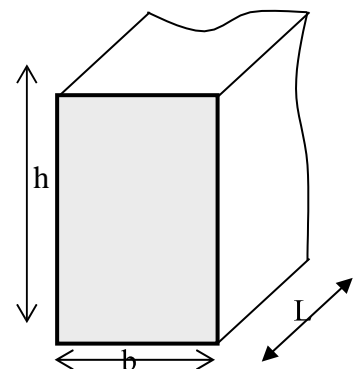
Les dimensions des poutres sont données comme suit :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \\ \text{et} \\ 0.4h \leq b \leq 0.7h \end{array} \right.$$

Condition de RPA 99 "version 2003" :

Les poutres doivent respecter les dimensions ci-après :

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm.} \\ h \geq 30 \text{ cm.} \\ h/b < 4,0 \end{array} \right.$$



Avec :

L : La portée maximale de la poutre.

h: La hauteur de la section.

b: La largeur de la section.

Et on distingue trois types de poutres :

-Les poutres principales.

-Les poutres secondaires.

-Les Poutres palières.

II.2.1 Les Poutres Principales :

Les poutres principales sont disposées perpendiculairement aux poutrelles.

Le pré dimensionnement des poutres de section rectangulaire courante se fait en respectant la condition CBA 93.

✓ **La hauteur :**

$$\frac{l_{max}}{15} \leq h_{pp} \leq \frac{l_{max}}{10}$$

Avec :

h_{pp} : hauteur de la poutre principale.

L_{max} : porté libre maximale entre nus des appuis.

$$L_{max} = 425 - 25 = 400 \text{ cm.}$$

$$\frac{400}{15} \leq h_{poutre\ p} < \frac{400}{10}$$

$$26.66 \text{ cm} \leq h_{poutre\ p} \leq 40 \text{ cm}$$

On opte pour une hauteur : **h_{pp}=35cm.**

✓ **La largeur :**

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

Avec :

b : Largeur des poutres

$$0.4(35) \leq b \leq 0.7(35)$$

$$14 \text{ cm} \leq b \leq 24.5 \text{ cm}$$

On prend : **b=25 cm**

Vérification (RPA99) :

b ≥ 20 cm **condition vérifiée**

h ≥ 30cm **condition vérifiée**

$$\frac{h}{b} = 1.4 < 4 \text{ Condition vérifiée}$$

II.2.2 Les Poutres Secondaires :

Ce sont des poutres parallèles aux poutrelles.

✓ **La hauteur**

$$\frac{l_{max}}{15} \leq h_{ps} \leq \frac{l_{max}}{10}$$

Avec

h_{ps} : hauteur de la poutre secondaire.

$$L_{max} = 400 - 25 = 375 \text{ cm}$$

$$\frac{375}{15} \leq h_{ps} \leq \frac{375}{10}$$

$$25 \text{ cm} \leq h_{ps} \leq 37.5 \text{ cm}$$

On opte pour une hauteur : **h_{ps}=30**



Figure II.2.1 : Dimensions de la poutre principale

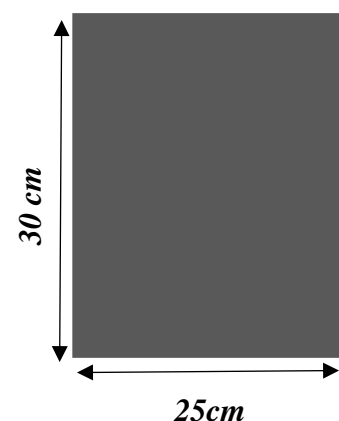


Figure II.2.2 Dimensions de la poutre secondaires

✓ **La largeur**

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

$$0.4(30) \leq b \leq 0.7(30)$$

$$12\text{cm} \leq b \leq 21\text{cm}$$

On prend : **b=25 cm**

Vérification (RPA99)

$$b \geq 20 \text{ cm} \quad \text{condition vérifiée.}$$

$$h \geq 30 \text{ cm} \quad \text{condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{b} = 1.2 < 4 \quad \text{condition vérifiée}$$

II.2.3 Poutre palière :

✓ **La hauteur**

$$\frac{l_{max}}{15} \leq h_{ppal} \leq \frac{l_{max}}{10}$$

Avec h_{ppal} : Hauteur de la poutre palière.

$$L_{max} = 310 - 25 = 285 \text{ cm}$$

$$\frac{285}{15} \leq h_{ppal} \leq \frac{285}{10}$$

$$19 \text{ cm} \leq h_{ppal} \leq 28.5 \text{ cm}$$

On opte pour une hauteur : **h_{ppal} = 30 cm**

✓ **La largeur**

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

$$0.4(30) \leq b \leq 0.7(30)$$

$$12 \text{ cm} \leq b \leq 21\text{cm}$$

On prend : **b=25cm**

Vérification (RPA99) :

$$b \geq 20\text{cm} \quad \text{condition vérifiée}$$

$$h \geq 30 \text{ cm} \quad \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{b} = 1.2 < 4 \quad \text{condition vérifiée}$$

Conclusion :

Les dimensions des poutres retenues sont :

- Poutre principale : 25x35cm².
- Poutre secondaire : 25x30cm².
- Poutre palière : 25x30cm².

II.3 Les Voiles :

Les voiles sont des éléments rigides en béton arme coulés sur place. Ils sont destinés à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des actions horizontales d'une part et à reprendre une partie des charges verticales d'autre part.

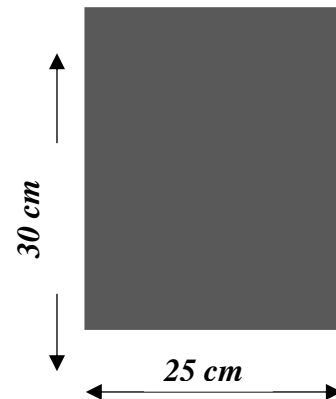


Figure II.2.3 Dimensions de la poutre palière

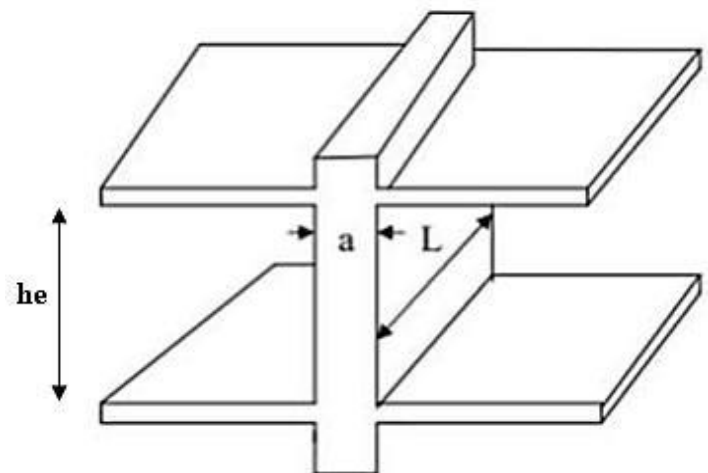
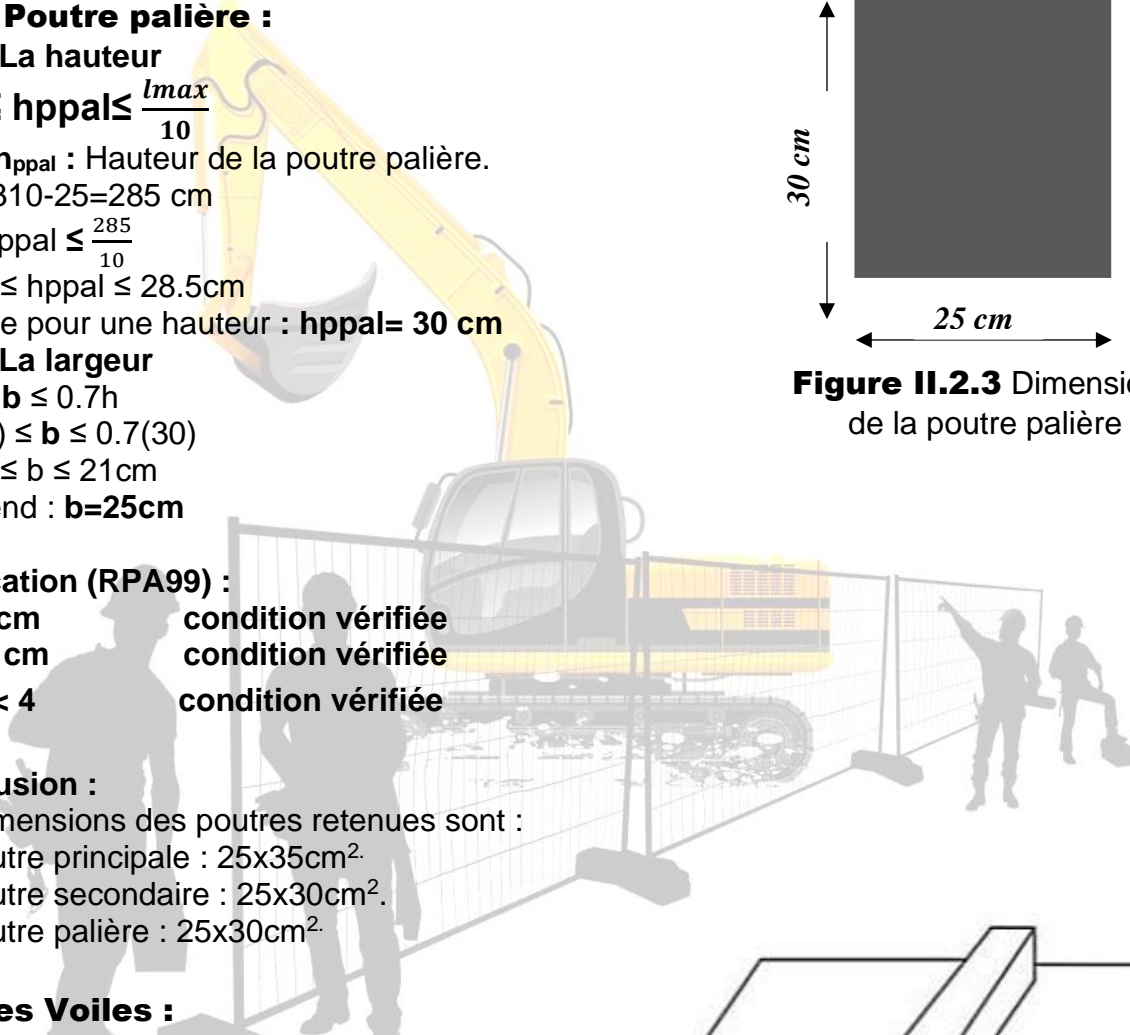


Figure II.3.1 : Coupe de voile en

élévation

II.3.1 Pre Dimensionnement Des Voiles :

L'épaisseur (a) du voile doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités avec une épaisseur minimale de 15 cm.

$$a \geq h_e/20$$

Avec :

$$h_e = h - h_t$$

h : Hauteur d'étage.

h_t : Epaisseur de la dalle

Sont considérés comme voiles les éléments satisfaisant à la condition $L \geq 4a$.

Dans le cas contraire, ces éléments sont considérés comme des éléments linéaires. **RPA99/Version2003 (Art 7.7.1).**

$$L_{min} \geq 4a$$

Avec :

L : portée min des voiles.

a : épaisseur des voiles

1^{ère} type

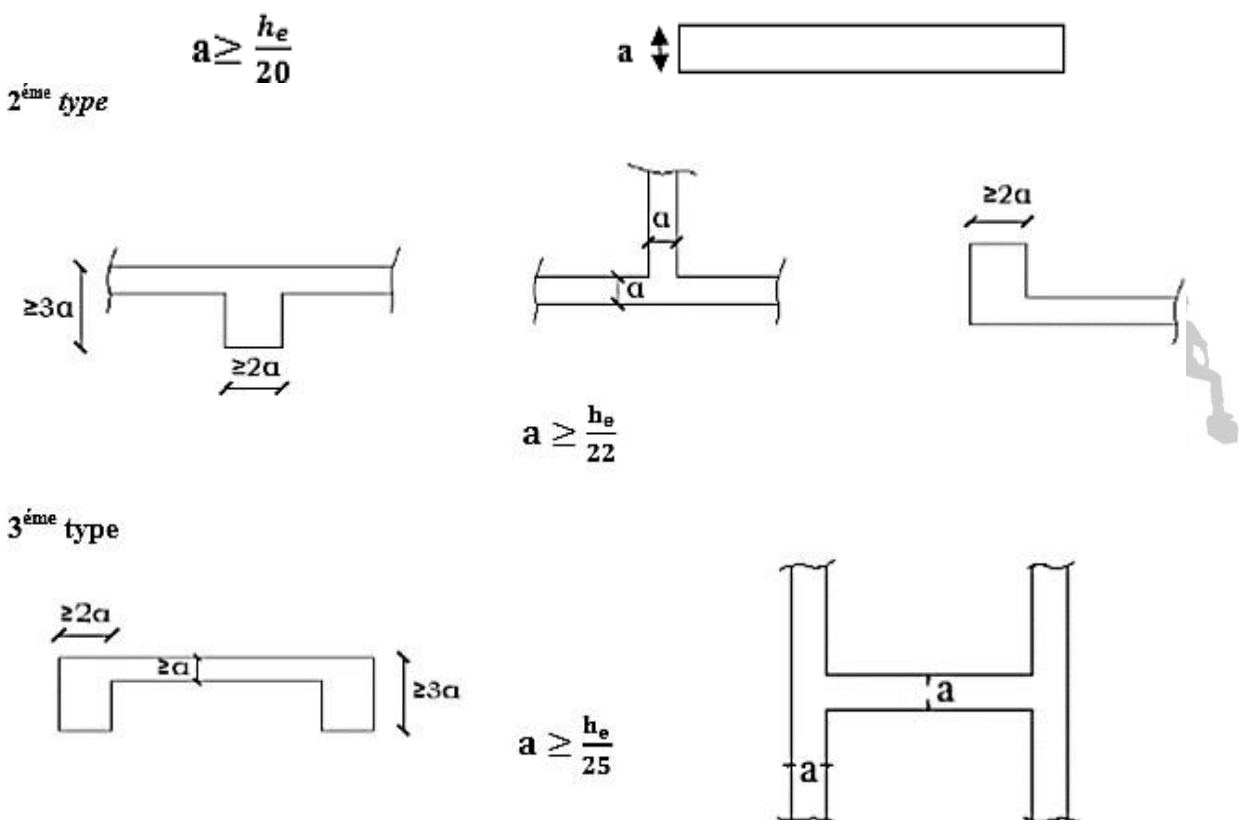


Figure II.3.2: Coupe de différents types de voile en plan

Dans notre cas on a

a)-sous-sol:

$$h_e = 442 - 20 = 422 \text{ cm}$$

$$a \geq \frac{422}{20} = 21.1 \text{ cm}$$

b)-Rez de chaussé:

$$h_e = 442 - 20 = 422 \text{ cm}$$

$$a \geq \frac{422}{20} = 21.1 \text{ cm}$$

c)- étages courants:

$$h_e = 306 - 20 = 286$$

$$a \geq \frac{286}{20} = 14.30 \text{ cm}$$

Donc :

On prend: $a = 25$

Pour que les voiles puissent assurer une fonction de contreventement, sa longueur(L) doit être au moins égale à 4 fois son épaisseur.

$$L_{\min} \geq 4a$$

Avec:

L min : portée min des voiles

$$205 \text{ cm} \geq 4a = 4 \times 25 = 100 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

L'ouvrage sera implanté à TIZI-OUZOU, zone de moyenne sismicité (IIa).

L'épaisseur minimale exigée est de 15 cm.

$$a = 25 \text{ cm} \geq a_{\min} = 15 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

II.4 Les Poteaux :

Les poteaux sont des éléments en béton armé dont la forme est généralement carrée, rectangulaire ou circulaire.

Le prédimensionnement des poteaux se fait en fonction de la descente des charges sur le poteau le plus sollicité, le dimensionnement retenu doit satisfaire les conditions imposées par le **RPA 99 version 2003** et le **BAEL 91 révisé 99**.

Les poteaux sont pré-dimensionnés à l'état limite de service (ELS) en compression simple en supposant que, seul, le béton reprend l'effort normal (N) tel que :

$$N = G + Q \quad (\text{BAEL 91 révisé 99/Art B.8.2 ,11})$$

La section transversale du poteau le plus sollicité est donnée par :

$$S > \frac{N_s}{\sigma_{bc}}$$

N_s : Effort de compression revenant au poteau le plus sollicité.

S : section transversale du poteau.

Avec :

$$S = b \times h$$

σ_{bc} : Contrainte admissible du béton à la compression.

$$\text{Avec : } \sigma_{bc} = 0.6 f_{cj}$$

NB : L'effort normal « N » sera déterminé à partir de la descente de charge en considérant le poteau le plus sollicité. On détermine d'abord les charges et les surcharges du bâtiment.

II.5 Détermination des charges et surcharges :

Pour désigner les valeurs des charges permanentes et charges d'exploitations, on se réfère au document technique réglementaire (DTR B.C.2.2)

II.5.1 Charges permanentes :

II.5.1.1 Plancher en corps creux :

- Plancher terrasse inaccessible.

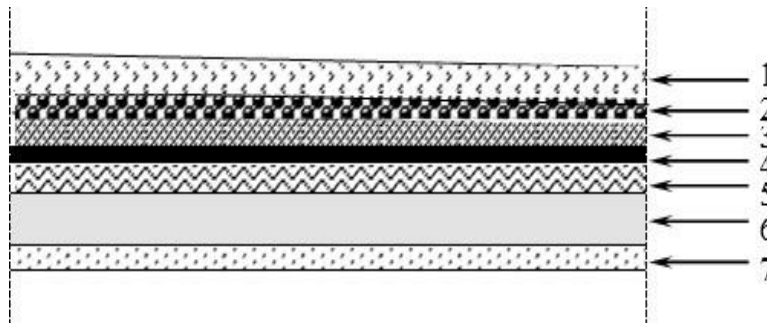


Figure II.5.1.1.1 : Coupe verticale du plancher terrasse inaccessible.

Tableau II.5.1.1.1 : Poids propre du plancher terrasse inaccessible.

N°	Éléments	Épaisseur (m)	P (KN/m ²)	G (KN/m ²)
1	Couche de gravillons	0.05	17	0.85
2	Étanchéité multi couche	0.02	06	0.12
3	Forme de pente en béton	0.07	22	1.54
4	Feuille de polyane	/	0.01	0.01
5	Isolation thermique en liège	0.04	04	0.16
6	Plancher en corps creux	0.20	14	2.80
7	Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
Charges permanente totale Gt				5.68

- Plancher étage courant :

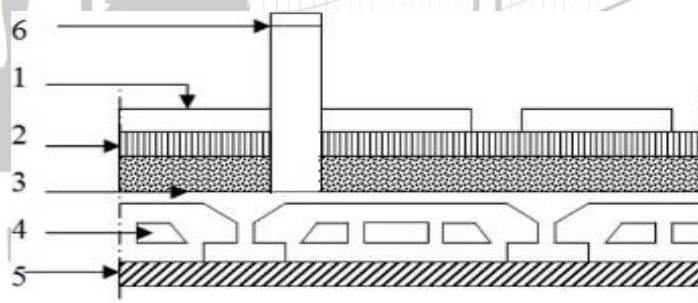


Figure II.5.1.1.2 : Coupe verticale du plancher étage courant.

Tableau II.5.1.1.2 : Poids propre du plancher d'étage courant

N°	Éléments	Épaisseur (m)	ρ (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1	Revêtement en carrelage	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Couche de sable	0.02	18	0.36
4	Plancher en corps creux	0.20	/	2.80

5	Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
6	Cloisons intérieures	/	/	0.90
Charge permanente totale Gt				5.10

II.5.1.2 Planchers En Dalle Pleine:

- Plancher dalle salle machine (inaccessible) :

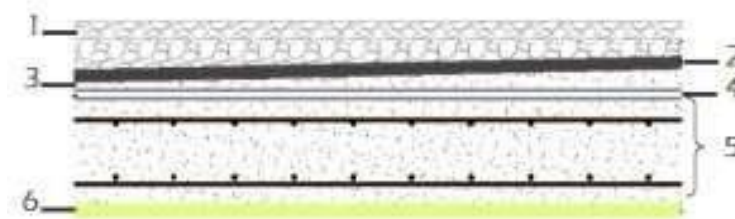


Figure II.5.1.2.1 : Coupe d'un plancher en dalle pleine (inaccessible)

Tableau II.5.1.2.1 : Poids propre du plancher dalle salle machine (dalle pleine)

N°	Eléments	Epaisseur (m)	ρ (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1	Protection en gravillon	0.05	20	1.00
2	Etanchéité multicouche	0.05	6	0.30
3	Forme de pente 2%	0.08	25	2.00
4	Isolation thermique	0.04	04	0.16
5	Dalle pleine	0.15	25	3.75
6	Enduit plâtre	0.02	10	0.20
Charge permanente totale Gt				7.41

- Dalle pleine (balcons)

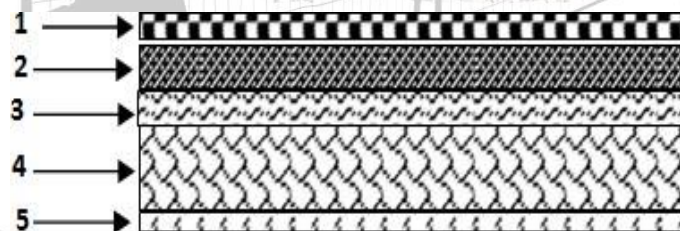


Figure II.5.1.2.2 : Coupe verticale d'une dalle pleine (balcons)

Tableau II.5.1.2.2 : Poids propre de la dalle pleine

N°	Eléments	Epaisseur (m)	ρ (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1	Revêtement encarrelage	0.02	20	0.40
2	Mortier depose	0.02	20	0.40
3	Lit de sable	0.02	18	0.36
4	Dalle en béton armé	0.15	25	3.75
5	Enduit ciment	0.02	18	0.36
Charge permanente totale Gt				5.27

II.5.1.3 Mur extérieur : En double cloisons (avec briques creuses)

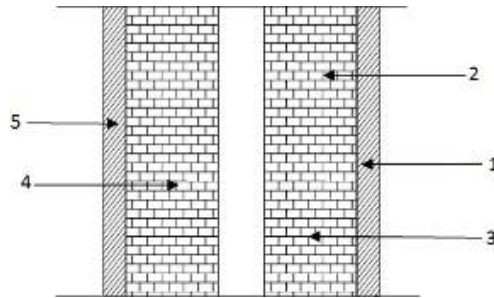


Figure II.5.1.3.1 : Coupe transversale du mur en simple cloison

Tableau II.5.1.3.1 : Charges revenant au mur extérieur

Éléments	Épaisseur (m)	La charge (KN/m ²)
1-Enduit de ciment	0.02	0.36
2-Briques creuses	0.15	1.35
3-lame d'air	0.05	/
4-Briques creuses	0.10	0.90
5-Enduit de plâtre	0.02	0.20
		G_m=2.81

- Mur intérieur :

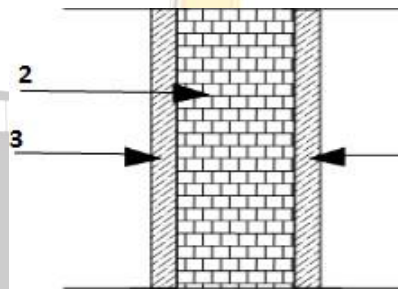


Figure II.5.1.3.2: Coupe transversale du mur en simple cloison

Tableau II.5.1.3.2: Charges revenant au mur intérieur.

Éléments	Épaisseur (m)	La charge (KN/m ²)
1-Enduit plâtre	0.02	0.2
2-Briques creuses	0.10	0.9
3-Enduit plâtre	0.02	0.2
		G_m=1.30

II.5.1.4 Voiles :

Tableau II.5.1.4 : Charges revenant aux voiles

N°	Éléments	Épaisseur (m)	ρ (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1	Voiles on béton armé	0.25	25	1.00
2	Enduit en ciment	0.02	10	0.20
3	Enduit en plâtre	0.02	18	0.36
Charge permanente totale Gt				1.56

II.5.1.5 Acrotère :

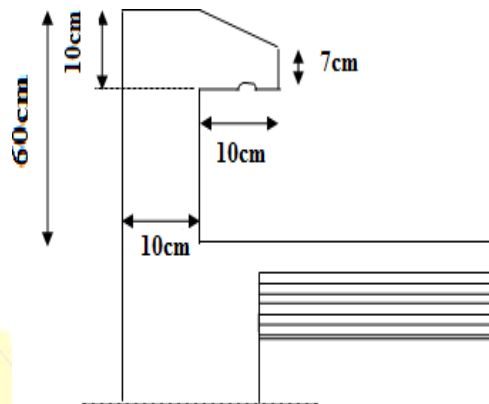


Figure II.5.1.5: Coupe verticale l'acrotère

La charge permanente **G** est :

$$G = \rho \times S \times 1m.$$

$$S = (0.5 \times 0.1) + (0.2 \times 0.07) + (0.2 \times 0.03) / 2 = 0,067m^2$$

$$G = 25 \times 0,067 \times 1 = 1,675 \text{ KN/ml}$$

$$G = 1,675 \text{ KN/ml}$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} \rho : \text{Masse volumique du béton} = 25 \text{ KN/m}^3 \\ S : \text{Section transversale} \end{array} \right.$$

II.5.2 Surcharges d'exploitation **Q** :(DTR B.C.2.2)

De la même manière que pour les charges permanentes, nous déterminerons les surcharges d'exploitation relative aux différents éléments déjà donnés.

Tableau II.5.2: Charges d'exploitation des différents éléments (DTR-BC-22).

Éléments	Surcharges (KN/m ²)
Plancher terrasse inaccessible	1,00
Plancher d'étage courant	1,50
Plancher RDC et 1er étage (commercial)	5,00
Plancher sous-sol	2,50
Escalier	2,50
Balcon	3,50
Acrotère	1,00

II.6 Descente De Charges :

La descente de charges a pour objectif de connaître la répartition et les cheminements des charges due à l'ensemble des éléments porteurs de la structure depuis le haut jusqu'aux fondations. Les valeurs obtenues permettent de dimensionner les poteaux.

II.6.1 Surface D'influence De Poteau :

D'une façon générale, les charges se distribuent en fonction des surfaces attribuées à chaque poteau appelées surface d'influence.

Dans notre cas le poteau le plus sollicité est le poteau (B.3).

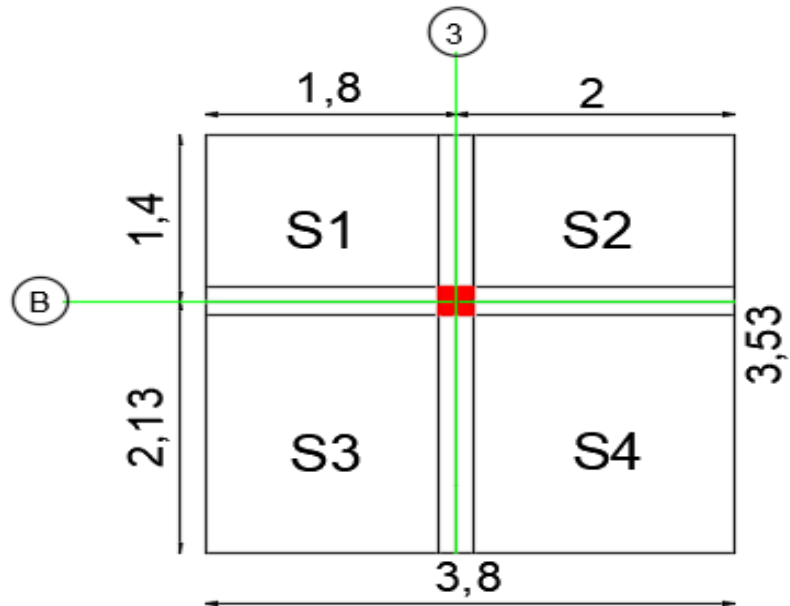


Figure II.6.1: Surface d'influence du poteau (B.3)

Section :

$$S1 = 1.4 \times 1.8 = 2.52 \text{ m}^2$$

$$S2 = 1.4 \times 2 = 1.8 \text{ m}^2$$

$$S3 = 2.125 \times 1.8 = 3.825 \text{ m}^2$$

$$S4 = 2.125 \times 2 = 4.25 \text{ m}^2$$

Section nette :

$$S_n = \sum S = S1 + S2 + S3 + S4$$

$$S_n = 2.52 + 1.8 + 3.825 + 4.25 = 12.40 \text{ m}^2$$

Section brute:

$$S_b = 3.525 \times 3.80$$

$$S_b = 13.40 \text{ m}^2$$

➤ **Calcul les poids revenant à chaque élément:**

Poids du plancher :

On a : $P = G \times S$.

Plancher terrasse :

$$P = 5,68 \times 12,40 = 70,43 \text{ KN}$$

Etage courant :

$$P = 5,10 \times 12,40 = 63,24 \text{ KN}$$

1) Poids des poutres :

$$P_{\text{poutre}} = (b \times h \times \rho) \times L$$

Avec : ρ : poids volumique du béton est de **25 KN/m³**

L : longueur de la poutre.

Poutre principale :

$$P_p = (0.25 \times 0.35 \times 25) \times 4 = 8.75 \text{ KN.}$$

Poutre secondaire :

$$P_s = (0.25 \times 0.30 \times 25) \times 3.75 = 7.03 \text{ KN}$$

$$\text{Poids totale } P_t = (P_p + P_s) = 15.78 \text{ KN}$$

2) Poids des poteaux $P_{\text{poteau}} = (b \times h \times \rho) \times L$

Le dimensionnement des poteaux est le but de ce chapitre, pour calculer leur poids, nous avons fixé les dimensions minimales qui sont donnée par le **RPA Min (b1, h1) ≥ 25 cm** pour la zone IIa. Pour tous les poteaux des niveaux de notre structure : $b=h=25\text{cm}$.

Poids propre de poteaux du sous-sol :

$$P_{\text{pot}} = (0.25 \times 0.25 \times 25) \times 4.42 = 6.90 \text{ KN.}$$

Poids propre de poteaux de RDC :

$$P_{\text{pot}} = (0.25 \times 0.25 \times 25) \times 4.42 = 6.90 \text{ KN.}$$

Poids propre de poteaux des étages courants :

$$P_{\text{pot}} = (0.25 \times 0.25 \times 25) \times 3.06 = 4.78 \text{ KN.}$$

3) Surcharge d'exploitation :

- **Plancher terrasse :**

$$Q_o = 1.00 \times 12.40 = 12.40 \text{ KN/ml}$$

- **Plancher étage courant :**

$$Q_{ec} = 1.50 \times 12.40 = 18.6 \text{ KN/ml}$$

- **Plancher rez de chaussée et 1^{er} étage :**

$$Q_1 = 5 \times 12.4 = 62 \text{ KN/ml}$$

Plancher sous-sol :

- $Q_{ss} = 2,5 \times 12.40 = 31 \text{ KN/ml}$

II.6.2 Dégression des surcharges d'exploitation :

La dégression des surcharges d'exploitation n'est pas obligatoire. Cette dernière s'applique aux bâtiments à grand nombre d'étages ou de niveaux, ou les occupations des divers niveaux peuvent être considérées comme indépendantes. La loi de dégression est :

$$Q_n = Q_o + [(3+n)/2n] \cdot \sum_{i=1}^{n-1} Q_i \text{ Pour } n > 5$$

Avec :

Q₀ : Surcharge d'exploitation à la terrasse.

Q_i : Surcharge d'exploitation de l'étage i.

n : Numéro de l'étage du haut vers le bas.

Q_n : Surcharge d'exploitation à l'étage « n » en tenant compte de la dégression des surcharges.

Q_0	(0)	Q_0
Q_1	(1)	$Q_0 + Q_1$
Q_2	(2)	$Q_0 + 0,95 (Q_1 + Q_2)$
Q_3	(3)	$Q_0 + 0,90 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$
Q_4	(4)	$Q_0 + 0,85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$
Q_5	(5)	$Q_0 + 0,80 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$
Q_6	(6)
Q_7	(7)	étage n : $Q_0 + \left(\frac{3+n}{2n}\right) (Q_1 + Q_2 \dots Q_n)$
Q_8	(8)	
Q_9	(9)	
Q_{10}	(10)	

**TABLEAU DE DÉGRESSION
DES SURCHARGES**

Figure II.6.2 : Dégression vertical des surcharges d'exploitation

Le tableau suivant montre les valeurs des coefficients en fonction des étages :

Tableau II.6.2.1 : Coefficient de dégression de charges

Niveaux	5	4	3	2	1	RDC	SS
coefficient	1	1	0,95	0,90	0,85	0,80	0,75

Les surcharges cumulées Q_n :

Tableau II.6.2.2 : Dégression des charges d'exploitation

Niveaux	Opération	Résultat (KN)
Terrasse	$Q_0 = 1 \times 12.40$	12.40
4	$Q_0 + Q_1 = 12.40 + 18.6$	31
3	$Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2) = 12.4 + 0.95 (18.6 \times 2)$	47.74
2	$Q_0 + 0.90 (Q_1 + Q_2 + Q_3) = 12.4 + 0.90 (18.6 \times 3)$	62.62
1	$Q_0 + 0.85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = 12.4 + 0.85 ((18.6 \times 3) + 62)$	112.53
RDC	$Q_0 + 0.80 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5) = 12.4 + 0.80 ((18.6 \times 3) + (62 \times 2))$	156.24
SS	$Q_0 + 0.75 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6) = 12.4 + 0.75 ((18.6 \times 3) + (62 \times 2) + 31)$	170.5

Tableau II.6.2.3 : Section des poteaux adoptés

Niveaux	Charges permanentes(KN)					Surcharges d'exploitatio n(KN)	Efforts normaux N=G _c +Q _c	Section du poteau $S = \frac{N_s}{\sigma_{bc}} (\text{cm}^2)$	
	Poids Des plancher s	Poids Des poutres	Poids Des poteau x	G _{totale}	G _{cumulée}	Q _{cumulée}		Section Trouvée	Section adoptée
terrass e	70.43	15.78	4,78	90.99	90.99	12.40	103.39	68.92	30x30
4	63.24	15.78	4,78	83.8	174.79	31	205.79	137.19	30x30
3	63.24	15.78	4,78	83.8	258.59	47.74	306.33	204.22	30x30
2	63.24	15.78	4,78	83.8	342.39	62.62	405.01	270.00	30x30
1	63.24	15.78	4,78	83.8	426.19	112.53	538.72	359.14	35x35
RDC	63.24	15.78	6.90	85.92	512.11	156.24	668.35	445.56	35x35
SS	63.24	15.78	6.90	85.92	598.03	170.5	768.53	512.35	35x35

$$\sigma_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 \times 10^{-3} \times 10^2 = 1.5 \text{ KNcm}^2$$

Conclusion : les sections des poteaux adoptées sont :

- Du sous-sol au 1^{er} étage \longrightarrow **(35x35) cm².**
- Du 2^{ème} étage au 5^{ème} étage \longrightarrow **(30x30) cm².**

II.6.3 Vérification des sections selon RPA 99 version 2003 :

Les poteaux doivent être coulés sur toute leur hauteur (he) en une seule fois. Et les décollages sont interdits. Les dimensions de la section transversale des poteaux en zone **Ila** doivent satisfaire les conditions suivantes :

- 1) $\min (b_1, h_1) \geq 25 \text{ [cm]}$
- 2) $\min (b_1, h_1) \geq h_e / 20$
- 3) $\frac{1}{4} \leq \frac{b_1}{h_1} \leq 4$

Avec :

b₁ et h₁ les dimensions des poteaux

h_e : hauteur d'étage

Tableau II.6.3 : Vérification des sections des poteaux recommandation du RPA.

Sections des Poteaux des différents niveaux	Vérifications des conditions	
(30x30) Du 2 ^{ème} au 5 ^{ème}	$\text{Min}(b_1, h_1) = 30 > 25$	Condition vérifiée
	$\text{Min}(b_1, h_1) = 30 \geq 306/20 = 15,3 \text{ cm}$	Condition vérifiée
	$0,25 \leq 1 \leq 4$	Condition vérifiée
(35x35) 1er étage	$\text{Min}(b_1, h_1) = 35 > 25$	Condition vérifiée
	$\text{Min}(b_1, h_1) = 35 \geq 306/20 = 15,3 \text{ cm}$	Condition vérifiée
	$0,25 \leq 1 \leq 4$	Condition vérifiée
(35x35) Sous-sol et RDC	$\text{Min}(b_1, h_1) = 35 > 25$	Condition vérifiée
	$\text{Min}(b_1, h_1) = 35 \geq 442/20 = 22.1 \text{ cm}$	Condition vérifiée
	$0,25 \leq 1 \leq 4$	Condition vérifiée

Vérification des poteaux au flambement :

Les structures élancées doivent être vérifiées en tenant compte de l'amplification des déformations dues à l'effort normal dans les pièces comprimées.

Afin d'éviter le risque de flambement des poteaux, l'élancement λ de ceux-ci devra satisfaire l'inéquation suivante.

$$\lambda = l_f / i \leq 50$$

Avec :

λ : élancement du poteau,
 l_f : longueur de flambement,

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

$I = \frac{bh^3}{12}$: Moment d'inertie du poteau

B : section du poteau.

La longueur de flambement l_f est évaluée en fonction de la longueur libre l_0 des pièces et de leurs liaisons effectives.

Le BAEL91 nous suggère d'adopter $l_f = 0,7 l_0$ lorsque le poteau est encasté à ses extrémités,

- soit encasté dans un massif de fondation,
- soit assemblé à des poutres de plancher ayant au moins la même raideur que le poteau dans le sens considéré, et le traversant de part en part ; ce qui est notre cas.

l_0 : hauteur libre du poteau

Application numérique

$l_f = 0.7 \times 4.12 = 2.884$ m pour le poteau du RDC,

$l_f = 0.7 \times 2.76 = 1.932$ m pour le poteau des étages courants.

Pour le RDC ET SOUS-SOL (35x35) :

$$i = \sqrt{\frac{35 \times 35^3}{12 \times 35 \times 35}} = \sqrt{\frac{35^2}{12}} = 10.10 \text{ cm} \qquad \lambda = \frac{2.884 \cdot 10^2}{10.10} = 28.55 < 35$$

Pour le 1^{er} étages a section (35x35):

$$i = \sqrt{\frac{35 \times 35^3}{12 \times 35 \times 35}} = \sqrt{\frac{35^2}{12}} = 10.10 \text{ cm} \qquad \lambda = \frac{1.932 \cdot 10^2}{10.10} = 19.12 < 35$$

Pour les poteaux d'étages a section (30x30):

$$i = \sqrt{\frac{30 \times 30^3}{12 \times 30 \times 30}} = \sqrt{\frac{30^2}{12}} = 8.66 \text{ cm} \qquad \lambda = \frac{1.932 \cdot 10^2}{8.66} = 22.30 < 35$$

Toutes les valeurs de λ sont inférieures à 35, alors il n'y a aucun risque de flambement

II.7 Conclusion :

Après avoir fait ces calculs en respectant les différents règlements, on a opté pour le pré-dimensionnement des éléments de la structure comme suit :

- Plancher à corps creux : **(16 + 4) cm.**
- Plancher dalle pleine : **15 cm**
- Voiles : épaisseur de **25 cm.**
- Poutres :
 - Poutre principale **(25x35) cm².**
 - Poutre secondaire **(25x30) cm²**
 - Poutre palier **(25x30) cm²**

Poteaux : -De sous-sol au 1^{er} étage → **(35x35) cm².**
 - Du 2^{ème} étage au 5^{ème} étage → **(30x30) cm²**

Les valeurs de section des poteaux sont retenues car elles sont conformes aux exigences du **RPA99 version 2003** et aux conditions de stabilité de forme.



Chapitre 03 : Calcul des Éléments Non Structuraux .

III.1 Les planchers :

III.1.1 Introduction :

Les planchers sont des aires planes limitant les étages et supportant les revêtements du sol ; ils assurent deux fonctions principales :

Fonction de résistance : les planchers supportant leur poids propre et surcharges d'exploitation,

Fonction d'isolation : ils isolent thermiquement et acoustiquement les différents étages

La structure en comporte deux types de planchers :

a- Plancher en corps creux :

Constitués de corps creux, de poutrelles préfabriquées et d'une dalle de compression pour une hauteur totale de 20 cm (16+4).

b- Plancher en dalle pleine :

Pour des difficultés de réalisation d'un plancher en corps creux, les aires triangulaires (par exemple) sont réalisées en dalle pleine d'une épaisseur de 20 cm qui permet d'assurer une bonne isolation acoustique, une résistance à l'incendie de plus de quatre heures (NF P 92-701) et une bonne résistance à la flexion.

III.1.2 Plancher en corps creux :

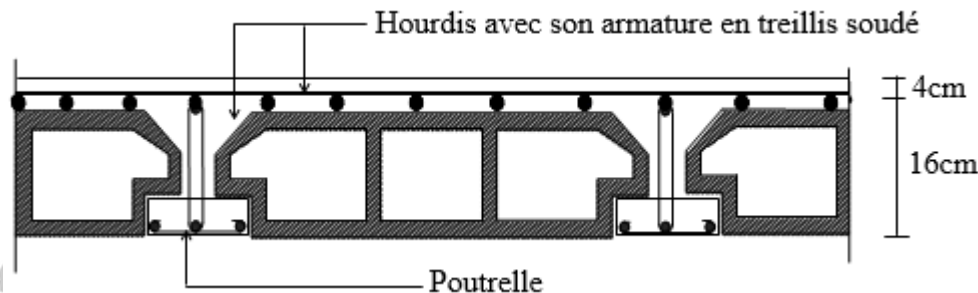


Figure III.1.2.1 : Coupe transversale d'un plancher en corps creux

III.1.2.1 Ferrailage de la dalle de compression :

La dalle de compression est coulée sur place, elle aura une épaisseur de **4 cm** et sera armée d'un treillis soudé de type (TLE 520, $\Phi \leq 6$ mm) ayant pour but de :

Limiter les risques de fissurations par retrait.

Résister aux effets des charges appliquées sur des surfaces réduites.

Répartir les charges localisées entre poutrelles voisines.

Les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser les normes qui sont mentionnées au **BAEL 91 (art B.6.8.423)**.

-**33 cm** pour les armatures parallèles aux nervures.

-**20 cm** pour les armatures perpendiculaires aux nervures.

Soit :

L : l'entraxe des poutrelles (L=65cm)

Le calcul sera effectué pour le plancher le plus sollicité.

Calcul des armatures :

Armatures perpendiculaires aux poutrelles :

$$A_{\perp} \geq \frac{4l}{f_e}$$

Avec :

A_{\perp} = cm² par mètre linéaire.

L : Entre axes des poutrelles en (cm).

f_e : Limite d'élasticité de l'acier utilisé ($f_e = 520$ MPa).

D'où :

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

Soit : $A_{\perp} = 5\phi 5 = 0.98 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

Avec un espacement : $S_t =$

20cm

Armatures parallèles aux poutrelles :

$$A_{//} \geq \frac{A_{\perp}}{2}$$

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

Soit : $A_{//} = 5\phi 5 = 0.98 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

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

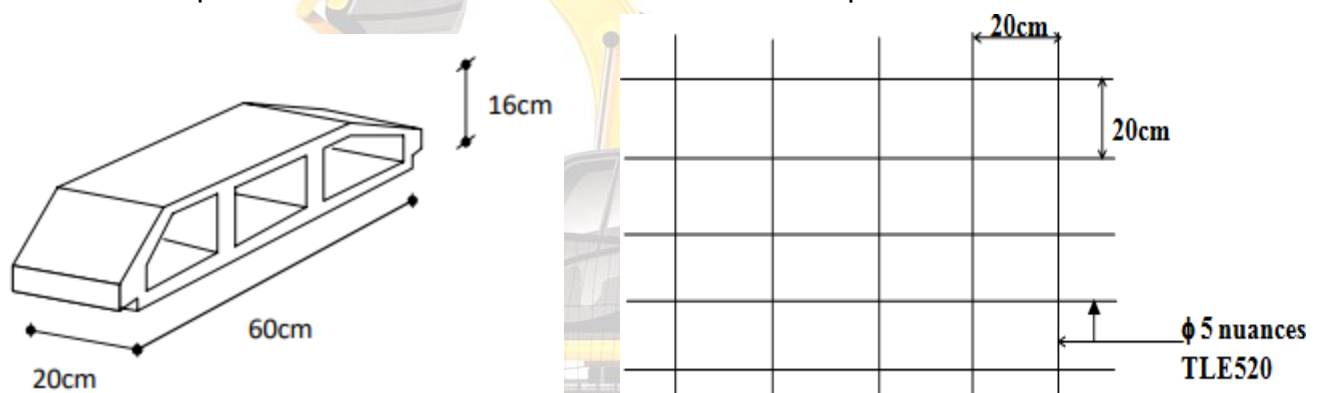


Figure III.1.2.2 : Corps creux et un Treillis soudé de 200x200 TLE520

III.1.2.2 Calcul des poutrelles :

Les poutrelles sont des éléments préfabriqués en béton armé, disposées parallèlement à la petite

Portée mais si les deux sens ont les mêmes dimensions alors les poutrelles sont disposées parallèlement aux sens de plus grand nombre d'appuis

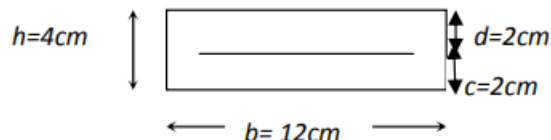
a- Dimensionnement

$b = 12\text{cm}$ largeur de la poutrelle

$h = 4\text{cm}$: hauteur de la poutrelle

$c = 2\text{cm}$: enrobage

$d = 2\text{cm}$: hauteur utile



Les poutrelles sont sollicitées par des charges uniformément réparties, et le calcul se fait en deux étapes :

- Avant le coulage de la dalle de compression.
- Après le coulage de la dalle de compression.

1ère étape : Avant coulage de la dalle de compression

La poutrelle est considérée comme étant simplement appuyée sur les deux poutres principales. Elle supporte son poids propre, le poids du corps creux et celui de l'ouvrier estimé à 100 kg.

b- Charges permanentes :

- . Poids propre de la poutrelle : $G_1 = 0.04 \times 0.12 \times 25 = 0.12$ KN/ml.
- . Poids du corps creux : $G_2 = 0.65 \times 0.95 = 0.617$ KN/ml.
- . $G = G_1 + G_2 = 0.12 + 0.617 = 0.74$ KN/ml.

c- Surcharge d'exploitation :

- . Poids de l'ouvrier : $Q = 1$ KN/ml.

Calcul a L'ELU

Le calcul se fera pour la travée la plus défavorable

Combinaison des charges à l'ELU :

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 0.74 + 1.5 \times 1 = 2.5 \text{ KN/ml}$$

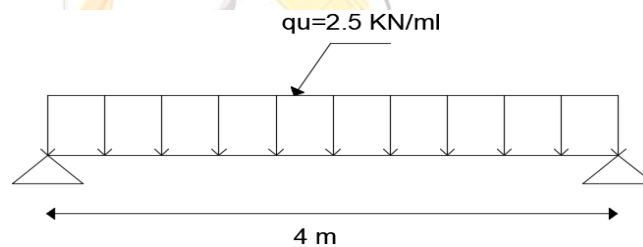


Figure III.1.2.3: Schéma statique de la poutrelle

Moment maximal en travée :

$$M_0 = \frac{q \times L^2}{8} \quad \longrightarrow \quad M_0 = \frac{2.5 \times 4^2}{8} = 5 \text{ KN.m}$$

Effort tranchant maximal :

$$T = \frac{q \times L}{2} \quad \longrightarrow \quad T = \frac{2.5 \times 4}{2} = 5 \text{ KN}$$

Calcul des armatures :

Les dimensions de la section de la poutrelle sont les suivantes :

$$\mu = \frac{M_0}{bd^2 f_{bc}} \quad \text{avec} \quad f_{bc} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{5 \times 10^3}{(12)(2)^2 \times 14.2} = 7.33 \text{ MPa} \gg \mu_l = 0.392$$

$\mu = 7.33 > \mu_l = 0.392$ \longrightarrow **La section est doublement armée.**

Remarque :

Comme la section du béton de la poutrelle est trop faible (12x 4) et pour respecter le pourcentage minimal des aciers dans une section en béton armé, on ne peut pas disposer des armatures comprimées. Cependant, il est nécessaire de prévoir un étais sur lequel reposeront les poutrelles pour éviter la flèche.

2ème étape : Après coulage de la dalle de compression :

La poutrelle est considérée comme étant une poutre continue sur plusieurs appuis de section en T.

Elle supporte son poids propre, le poids du corps creux et de la dalle de compression ainsi que les surcharges revenant aux planchers

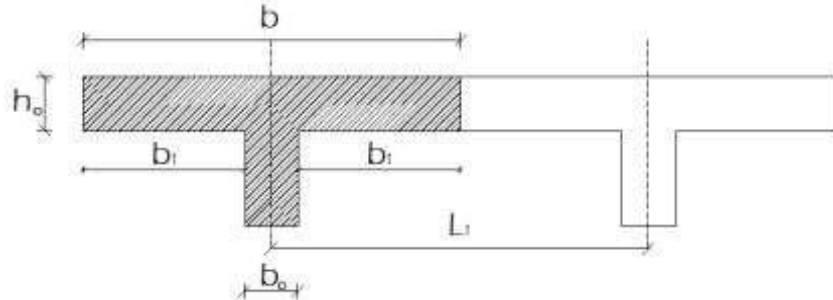


Figure III.2.4 : Dimensions de la section en T.

Où :

- . L_1 : Longueur entre axes des poutrelles ($L_1 = 65$ cm).
 - . b_0 : Largeur de la nervure ($b_0 = 12$ cm).
 - . h_0 : Épaisseur de la dalle de compression ($h_0 = 4$ cm).
 - . b_1 : Largeur des hourdis de chaque côté de la nervure ($b_1 = 26.5$ cm).
- d'où : $b = 2.b_1 + b_0 = 65$ cm.

III.1.3 Détermination des sollicitations et combinaisons de charge :

Tableau III.1.3.1: Evaluation des charges et surcharges

Plancher (RDC et 1er étage)	
Charges permanentes	$5,1 \times 0,65 = 3,32$ KN/ml
Surcharge d'exploitation	$5 \times 0,65 = 3.25$ KN/ml
Plancher étage Courant	
Charges permanentes	$5,1 \times 0,65 = 3,32$ KN/ml
Surcharge d'exploitation	$1,5 \times 0,65 = 0,97$ KN/ml
Plancher terrasse	
Charges permanentes	$5,68 \times 0,65 = 3.69$ KN/ml
Surcharge d'exploitation	$1.00 \times 0,65 = 0,65$ KN/ml

Tableau III.1.3.2 : Combinaison des charges.

Plancher (RDC et 1er étage)	
ELU	$qu = 1,35G + 1,5Q$ $qu = 1,35(3.32) + 1,5(3.25)$ $qu = 9.35$ KN/ml
ELS	$qs = G + Q$ $qs = 3.32 + 3.25$ $qs = 6.57$ KN/ml
Plancher étage Courant	
ELU	$qu = 1,35G + 1,5Q$ $qu = 1,35(3.32) + 1,5(0.97)$ $qu = 5,94$ KN/ml
	$qs = G + Q$

ELS	qs=3.32+0.97 qs = 4,29 KN/ml
Plancher terrasse	
ELU	qu=1,35G+1,5Q qu=1,35(3.69)+1,5(0.65) qu = 5.95 KN/ml
ELS	qs=G+Q qs=3.69+0.65 qs = 4,34 KN/ml

Remarque :

Il n'y a pas de différence significative entre le chargement appliqué aux poutrelles du plancher terrasse et celui appliqué aux poutrelles des planchers courants. Donc, pour simplifier les calculs, l'étude se fera suivant le cas le plus défavorable (Poutrelles du plancher terrasse) et la section d'armatures obtenue sera généralisée pour toutes les autres poutrelles.

III.1.4 Détermination des efforts internes :

Les efforts interne sont déterminés, selon le type de plancher, à l'aide des méthodes suivants

- . Méthode forfaitaire.
- . Méthode de Caquot.
- . Méthode des trois moments

III.1.4.1 Méthode forfaitaire :

Cette méthode consiste à évaluer les valeurs maximales des moments en travées et sur appuis à des fractions, fixées forfaitairement, de la valeur maximale du moment fléchissant M_0 .

Elle n'est applicable que si les quatre conditions suivantes sont satisfaites :

- 1- Planchers à charge d'exploitation modérée, où : $Q \leq (5\text{KN/m}^2 ; 2G)$.
- 2- Le moment d'inertie des sections transversales est le même dans les différentes travées considérées.
- 3- Les portées successives des travées sont dans un rapport compris entr 0,8 et 1,25

$$0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1,25$$

- 4- Cas de fissuration non préjudiciable.

Si l'une des conditions n'est pas vérifiée la méthode forfaitaire n'est pas applicable donc on applique **la méthode de caquot**.

a- Application :

- 1- Les charges et surcharges reprises par les plancher
 - Plancher courant

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

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

$$Q = 1.5\text{KN/m}^2 \leq \max \{2 \times G ; 5 \text{ KN/m}^2\} \implies \text{Condition vérifiée.}$$

➤ Plancher RDC et 1^{er} étage

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

$$Q = 5 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 5 \text{ KN/m}^2 \leq \max \{2 \times G ; 5 \text{ KN/m}^2\} \implies \text{Condition vérifiée.}$$

2- Le moment d'inertie des sections transversales est le même dans les différentes travées considérées. \implies **Condition vérifiée.**

3- Les portées successives des travées sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25

$$0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1.25$$

{	$0.8 \leq \frac{3.20}{4} \leq 1.25$	\implies	$0.8 \leq 0.8 \leq 1.25$
	$0.8 \leq \frac{3.60}{4} \leq 1.25$	\implies	$0.8 \leq 1.11 \leq 1.25$
	$0.8 \leq \frac{3.60}{3.10} \leq 1.25$	\implies	$0.8 \leq 1.16 \leq 1.25$
	$0.8 \leq \frac{3.10}{3.60} \leq 1.25$	\implies	$0.8 \leq 0.86 \leq 1.25$
	$0.8 \leq \frac{3.60}{4} \leq 1.25$	\implies	$0.8 \leq 0.9 \leq 1.25$
	$0.8 \leq \frac{4}{3.20} \leq 1.25$	\implies	$0.8 \leq 1.25 \leq 1.25$

Donc :

$$0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1.25 \implies \text{Condition non vérifiée}$$

4- Cas de fissuration non préjudiciable. \implies **Condition vérifiée**

Remarque :

Les conditions d'application sont vérifiées, la **méthode forfaitaire** est applicable

b- Principe de la méthode forfaitaire : (BAEL 91 révisé 99/Art B.6.2 ,211).

La méthode consiste à évaluer les valeurs maximales des moments en travée et des moments sur appuis à des fractions, fixées forfaitairement, de la valeur maximale du moment fléchissant **M₀** dans la travée de comparaison, c'est -à-dire dans la travée indépendante de même charge

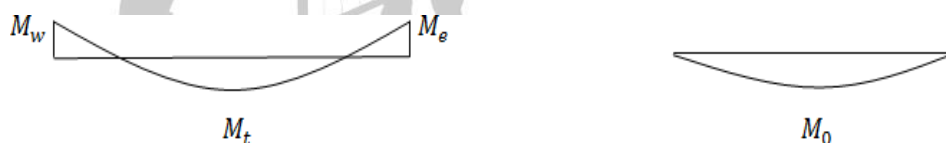


Figure III.1.4 : diagramme des moments (principe de la méthode forfaitaire)

c- Exposé de la méthode :

La valeur M_t doit vérifier les conditions suivantes tel que :

$$\text{Moment en travées : } M_t \geq \max \left\{ 1.05M_0; (1 + 0.3\alpha)M_0 - \frac{M_w + M_e}{2} \right\}$$

$$\text{Moment en travées intermédiaires : } M_t \geq \frac{1+0.3\alpha}{2} M_0$$

$$\text{Moment en travées de rive : } M_t \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_0$$

M_0 : Moment maximale du

moment fléchissant dans la travée comparaison $M_0 = \frac{ql^2}{8}$

L : Longueur de la travée.

M_t : Moment Max en travées pris en compte dans les calculs de la travée considérée.

M_w et M_e : Moments en valeurs absolues sur appuis de gauche et de droite de la travée considérée.

La valeur de chaque moment sur appuis doit être au moins égale à :

Pour les poutres de deux travées $\geq 0.6M_0$.

Pour les poutres plus de deux travées :

Les moments aux appuis de rive au moins égale à $\geq 0.3M_0$.

Les moments aux appuis voisins des appuis de rive au moins égale à $\geq 0.5M_0$.

Les moments aux autres appuis intermédiaires au moins égale à $\geq 0.4M_0$.

NB : Dans notre projet on a 2cas à calculer tel que :

- 1^{er} cas : une poutre reposant sur 8 appuis.
- 2^{eme} cas : une poutre reposant sur 6 appuis.

III.1.4.2 Application de la méthode forfaitaire :

a- Plancher courant

➤ A l'ELU :

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

$$q_u = 5,94 \text{ KN/ml}$$

1^{er} cas : une poutre reposant sur 8 appuis

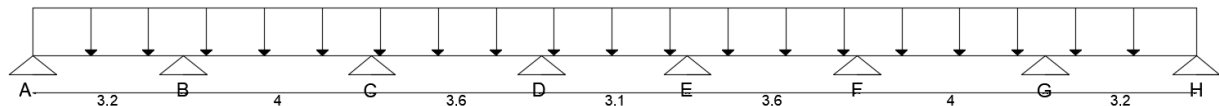


Figure 1.4.2.1 : Schéma statique d'une poutre reposant sur 8 appuis à l'ELU

1. Calcul des moments sur appuis et en travées :

➤ Calcul des moments fléchissant :

✓ Calcul de moment isostatique :

$$M_{01} = M_{07} = \frac{ql^2}{8} = \frac{5,94 \times 3,2^2}{8} = 7,60 \text{ KN.m}$$

$$M_{02} = M_{06} = \frac{ql^2}{8} = \frac{5,94 \times 4^2}{8} = 11,88 \text{ KN.m}$$

$$M_{03} = M_{05} = \frac{ql^2}{8} = \frac{5,94 \times 3,6^2}{8} = 9,62 \text{ KN.m}$$

$$M_{04} = \frac{ql^2}{8} = \frac{5,94 \times 3,1^2}{8} = 7,13 \text{ KN.m}$$

2. Calcul des rapports des charges :

$$\alpha = \frac{Q}{G+Q} \quad \text{avec : } 0 \leq \alpha \leq \frac{2}{3}$$

$$\alpha = \frac{1.5}{5.10+1.5} = 0.227$$

$$1+0.3\alpha = 1+0.3 \times 0.227 = 1.068$$

Travée intermédiaire :

$$\frac{1+0.3\alpha}{2} = \frac{1+0.3(0.227)}{2} = 0.534$$

Travée de rive :

$$\frac{1.2+0.3\alpha}{2} = \frac{1.2+0.3(0.227)}{2} = 0.634$$

3. Calcul des moments sur appuis :



$$M_A = 0,3M_{01} = 0,3 \times 7.60 = 2.28 \text{ KN.m}$$

$$M_B = 0,5 \text{Max} (M_{01}; M_{02}) = 0,5(7.60 ; 11.88) = 0,5 \times 11.88 = 5.94 \text{ KN.m}$$

$$M_C = 0,4 \text{Max} (M_{02}; M_{03}) = 0,4(11.88 ; 9.62) = 0,4 \times 11.88 = 4.75 \text{ KN.m}$$

$$M_D = 0,4 \text{Max} (M_{03}; M_{04}) = 0,4(9.62 ; 7.13) = 0,4 \times 9.62 = 3.84 \text{ KN.m}$$

$$M_E = 0,4 \text{Max} (M_{04}; M_{05}) = 0,4(7.13 ; 9.62) = 0,4 \times 9.62 = 3.84 \text{ KN.m}$$

$$M_F = 0,4 \text{Max} (M_{05}; M_{06}) = 0,4(9.62 ; 11.88) = 0,4 \times 11.88 = 4.75 \text{ KN.m}$$

$$M_G = 0,5 \text{Max} (M_{06}; M_{07}) = 0,5(11.88 ; 7.60) = 0,5 \times 11.88 = 5.94 \text{ KN.m}$$

$$M_H = 0,3M_{07} = 0,3 \times 7.60 = 2.28 \text{ KN.m}$$

On a :

$$\begin{cases} M_A = M_H = 2.28 \text{ KN.m} \\ M_B = M_G = 5.94 \text{ KN.m} \\ M_C = M_F = 4.75 \text{ KN.m} \\ M_D = M_E = 3.84 \text{ KN.m} \end{cases}$$

4. Les moments en travées :

Travée de rive : $M_t \geq (1 + 0.3\alpha)M_0 - \frac{M_w + M_e}{2}$; $M_t \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_0$

Travée intermédiaire : $M_t \geq (1 + 0.3\alpha)M_0 - \frac{M_w + M_e}{2}$; $M_t \geq \frac{1+0.3\alpha}{2} M_0$

➤ Travée de rive AB :

$$M_{AB}^t \geq (1 + 0.3\alpha)M_1 - \frac{M_A + M_B}{2}$$

$$(1 + 0.3\alpha)M_1 - \frac{M_A + M_B}{2} = 1.068 \times 7.60 - \frac{2.28 + 5.94}{2} = 4.00 \text{ KN.m}$$

$$M_{AB}^t \geq 4.00 \text{ KN.m}$$

$$M_{AB}^t \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_1 = 0.634 \times 7.60 = 4.81 \text{ KN.m}$$

$$M_{AB}^t \geq 4.81 \text{ KN.m} \implies \text{On prend : } M_{AB}^t = 4.81 \text{ KN.m}$$

➤ **Travée intermédiaire BC :**

$$M_{BC}^t \geq (1 + 0.3\alpha)M_2 - \frac{M_B + M_C}{2}$$

$$(1 + 0.3\alpha)M_2 - \frac{M_B + M_C}{2} = 1.068 \times 11.88 - \frac{5.94 + 4.75}{2} = 7.34 \text{ KN.m}$$

$$M_{BC}^t \geq 7.34 \text{ KN.m}$$

$$M_{BC}^t \geq \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_2 = 0.534 \times 11.88 = 6.34 \text{ KN.m}$$

$$M_{BC}^t \geq 6.34 \text{ KN.m} \implies \text{On prend : } M_{BC}^t = 7.34 \text{ KN.m}$$

➤ **Travée intermédiaire CD :**

$$M_{CD}^t \geq (1 + 0.3\alpha)M_3 - \frac{M_C + M_D}{2}$$

$$(1 + 0.3\alpha)M_3 - \frac{M_C + M_D}{2} = 1.068 \times 9.62 - \frac{4.75 + 3.84}{2} = 5.97 \text{ KN.m}$$

$$M_{CD}^t \geq 5.97 \text{ KN.m}$$

$$M_{CD}^t \geq \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_3 = 0.534 \times 9.62 = 5.13 \text{ KN.m}$$

$$M_{CD}^t \geq 5.13 \text{ KN.m} \implies \text{On prend : } M_{CD}^t = 5.97 \text{ KN.m}$$

➤ **Travée intermédiaire DE :**

$$M_{DE}^t \geq (1 + 0.3\alpha)M_4 - \frac{M_D + M_E}{2}$$

$$(1 + 0.3\alpha)M_4 - \frac{M_D + M_E}{2} = 1.068 \times 7.13 - \frac{3.84 + 3.84}{2} = 3.77 \text{ KN.m}$$

$$M_{DE}^t \geq 3.77 \text{ KN.m}$$

$$M_{DE}^t \geq \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_4 = 0.534 \times 7.13 = 3.80 \text{ KN.m}$$

$$M_{DE}^t \geq 3.80 \text{ KN.m} \implies \text{On prend : } M_{DE}^t = 3.80 \text{ KN.m}$$

➤ **Travée intermédiaire EF :**

$$M_{EF}^t \geq (1 + 0.3\alpha)M_5 - \frac{M_E + M_F}{2}$$

$$(1 + 0.3\alpha)M_5 - \frac{M_E + M_F}{2} = 1.068 \times 9.62 - \frac{3.84 + 4.75}{2} = 5.97 \text{ KN.m}$$

$$M_{EF}^t \geq 5.97 \text{ KN.m}$$

$$M_{EF}^t \geq \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_5 = 0.534 \times 9.62 = 5.13 \text{ KN.m}$$

$$M_{EF}^t \geq 5.13 \text{ KN.m} \implies \text{On prend : } M_{EF}^t = 5.97 \text{ KN.m}$$

➤ **Travée intermédiaire FG :**

$$M_{FG}^t \geq (1 + 0.3\alpha)M_6 - \frac{M_F + M_G}{2}$$

$$(1 + 0.3\alpha)M_6 - \frac{M_F + M_G}{2} = 1.068 \times 11.88 - \frac{4.75 + 5.94}{2} = 7.34 \text{ KN.m}$$

$$M_{FG}^t \geq 7.34 \text{ KN.m}$$

$$M_{FG}^t \geq \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_6 = 0.534 \times 11.88 = 6.34 \text{ KN.m}$$

$$M_{FG}^t \geq 6.34 \text{ KN.m} \implies \text{On prend : } M_{FG}^t = 7.34 \text{ KN.m}$$

➤ **Travée de rive GH :**

$$M_{GH}^t \geq (1 + 0.3\alpha)M_7 - \frac{M_G + M_H}{2}$$

$$(1 + 0.3\alpha)M_7 - \frac{M_G + M_H}{2} = 1.068 \times 7.60 - \frac{5.94 + 2.28}{2} = 4.00 \text{ KN.m}$$

$$M_{GH}^t \geq 4.00 \text{ KN.m}$$

$$M_{GH}^t \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_7 = 0.634 \times 7.60 = 4.81 \text{ KN.m}$$

$$M_{GH}^t \geq 4.81 \text{ KN.m} \implies \text{On prend : } M_{GH}^t = 4.81 \text{ KN.m}$$

5. Calcul des efforts tranchants :

➤ **Travée AB :**

$$T_A = \frac{q_u \times l_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{l_{AB}}$$

$$T_A = \frac{5.94 \times 3.20}{2} + \frac{(-5.94) - (-2.28)}{3.20} = 8.36 \text{ KN}$$

$$\implies T_A = 8.36 \text{ KN}$$

$$T_B = \frac{(-q_u) \times l_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{l_{AB}}$$

$$T_B = \frac{(-5.94) \times 3.20}{2} + \frac{(-5.94) - (-2.28)}{3.20} = -10.64 \text{ KN}$$

$$\implies T_B = -10.64 \text{ KN}$$

➤ **Travée BC :**

$$T_B = \frac{q_u \times l_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{l_{BC}}$$

$$T_B = \frac{5.94 \times 4}{2} + \frac{(-4.75) - (-5.94)}{4} = 12.17 \text{ KN}$$

$$\implies T_B = 12.17 \text{ KN}$$

$$T_C = \frac{(-q_u) \times l_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{l_{BC}}$$

$$T_C = \frac{(-5.94) \times 4}{2} + \frac{(-4.75) - (-5.94)}{4} = -11.58 \text{ KN}$$

$$\implies T_C = -11.58 \text{ KN}$$

➤ **Travée CD :**

$$T_C = \frac{q_u \times l_{CD}}{2} + \frac{M_D - M_C}{l_{CD}}$$

$$T_C = \frac{5.94 \times 3.6}{2} + \frac{(-3.84) - (-4.75)}{3.6} = 11.04 \text{ KN}$$

$$\implies T_C = 11.04 \text{ KN}$$

$$T_D = \frac{(-q_u) \times l_{CD}}{2} + \frac{M_D - M_C}{l_{CD}}$$

$$T_D = \frac{(-5.94) \times 3.6}{2} + \frac{(-3.84) - (-4.75)}{3.6} = -10.33 \text{ KN}$$

$$\implies T_D = -10.33 \text{ KN}$$

➤ **Travée DE :**

$$T_D = \frac{q_u \times l_{DE}}{2} + \frac{M_E - M_D}{l_{DE}}$$

$$T_D = \frac{5.94 \times 3.1}{2} + \frac{(-3.84) - (-3.84)}{3.1} = 9.20 \text{KN}$$

$$\implies T_D = 9.20 \text{KN}$$

$$T_E = \frac{(-q_u) \times l_{DE}}{2} + \frac{M_E - M_D}{l_{DE}}$$

$$T_E = \frac{(-5.94) \times 3.1}{2} + \frac{(-3.84) - (-3.84)}{3.1} = -9.20 \text{KN}$$

$$\implies T_E = -9.20 \text{KN}$$

➤ **Travée EF :**

$$T_E = \frac{q_u \times l_{EF}}{2} + \frac{M_F - M_E}{l_{EF}}$$

$$T_E = \frac{5.94 \times 3.6}{2} + \frac{(-4.75) - (-3.84)}{3.6} = 10.33 \text{KN}$$

$$\implies T_E = 10.33 \text{KN}$$

$$T_F = \frac{(-q_u) \times l_{EF}}{2} + \frac{M_D - M_C}{l_{EF}}$$

$$T_F = \frac{(-5.94) \times 3.6}{2} + \frac{(-4.75) - (-3.84)}{3.6} = -11.04 \text{KN}$$

$$\implies T_F = -11.04 \text{KN}$$

➤ **Travée FG :**

$$T_F = \frac{q_u \times l_{FG}}{2} + \frac{M_G - M_F}{l_{FG}}$$

$$T_F = \frac{5.94 \times 4}{2} + \frac{(-5.94) - (-4.75)}{4} = 11.58 \text{KN}$$

$$\implies T_F = 11.58 \text{KN}$$

$$T_G = \frac{(-q_u) \times l_{FG}}{2} + \frac{M_G - M_F}{l_{FG}}$$

$$T_G = \frac{(-5.94) \times 4}{2} + \frac{(-5.94) - (-4.75)}{4} = -12.17 \text{KN}$$

$$\implies T_G = -12.17 \text{KN}$$

➤ **Travée GH :**

$$T_G = \frac{q_u \times l_{GH}}{2} + \frac{M_H - M_G}{l_{GH}}$$

$$T_G = \frac{5.94 \times 3.20}{2} + \frac{(-2.28) - (-5.94)}{3.20} = 10.64 \text{KN}$$

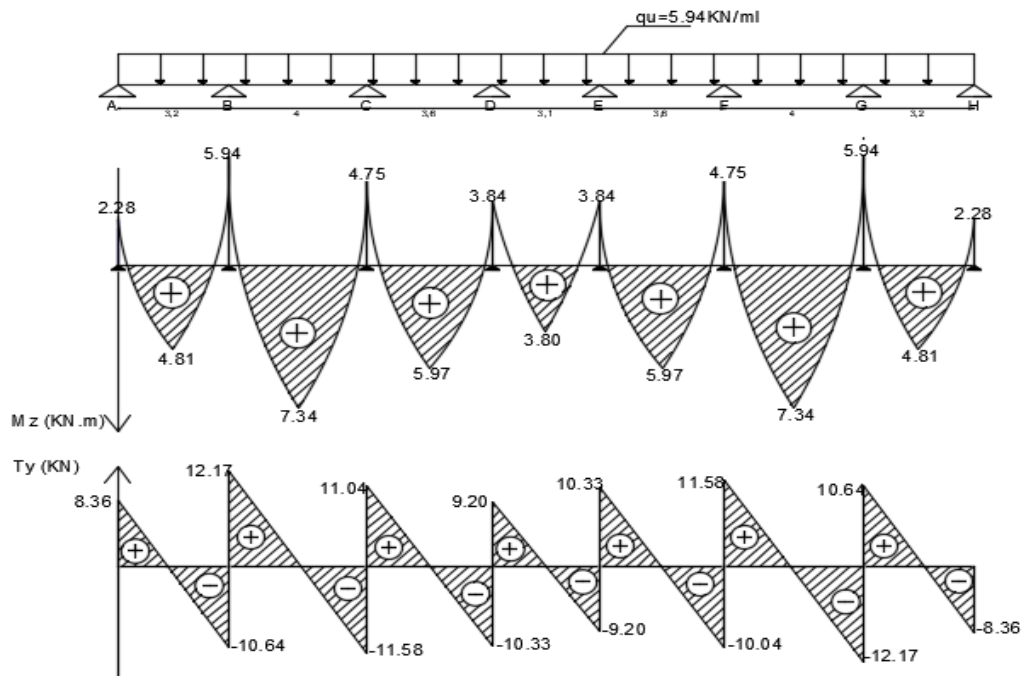
$$\implies T_G = 10.64 \text{KN}$$

$$T_H = \frac{(-q_u) \times l_{GH}}{2} + \frac{M_H - M_G}{l_{GH}}$$

$$T_H = \frac{(-5.94) \times 3.20}{2} + \frac{(-2.28) - (-5.94)}{3.20} = -8.36 \text{KN}$$

$$\implies T_H = -8.36 \text{KN}$$

Figure III1.4.2.2 : Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELU (1^{er} cas).



b- Plancher courant :

➤ **A l'ELS :**

$q_s = G + Q$

$q_s = 4.29 \text{ KN/ml}$

➤ **1- Calcul des moments fléchissant :**

✓ Calcul de moment isostatique :

$$M_{01} = M_{07} = \frac{ql^2}{8} = \frac{4.29 \times 3.2^2}{8} = 5.49 \text{ KN.m}$$

$$M_{02} = M_{06} = \frac{ql^2}{8} = \frac{4.29 \times 4^2}{8} = 8.58 \text{ KN.m}$$

$$M_{03} = M_{05} = \frac{ql^2}{8} = \frac{4.29 \times 3.6^2}{8} = 6.94 \text{ KN.m}$$

$$M_{04} = \frac{ql^2}{8} = \frac{4.29 \times 3.1^2}{8} = 5.15 \text{ KN.m}$$

3- Calcul des moments sur appuis :

$M_A = 0,3M_{01} = 0,3 \times 5.49 = 1.64 \text{ KN.m}$

$M_B = 0,5 \text{Max} (M_{01}; M_{02}) = 0,5(5.49 ; 8.58) = 0,5 \times 8.58 = 4.29 \text{ KN.m}$

$M_C = 0,4 \text{Max} (M_{02}; M_{03}) = 0,4(8.58 ; 6.94) = 0,4 \times 8.58 = 3.43 \text{ KN.m}$

$M_D = 0,4 \text{Max} (M_{03}; M_{04}) = 0,4(6.94 ; 5.15) = 0,4 \times 6.94 = 2.77 \text{ KN.m}$

$M_E = 0,4 \text{Max} (M_{04}; M_{05}) = 0,4(5.15 ; 6.94) = 0,4 \times 6.94 = 2.77 \text{ KN.m}$

$M_F = 0,4 \text{Max} (M_{05}; M_{06}) = 0,4(6.94 ; 8.58) = 0,4 \times 8.58 = 3.43 \text{ KN.m}$

$M_G = 0,5 \text{Max} (M_{06}; M_{07}) = 0,5(8.58 ; 5.49) = 0,5 \times 8.58 = 4.29 \text{ KN.m}$

$M_H = 0,3M_{07} = 0,3 \times 5.49 = 1.64 \text{ KN.m}$

On a :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_A = M_H = 1.64 \text{ KN.m} \\ M_B = M_G = 4.29 \text{ KN.m} \\ M_C = M_F = 3.43 \text{ KN.m} \\ M_D = M_E = 2.77 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

4- Les moments en travées :

Travée de rive : $M_t \geq (1 + 0.3\alpha)M_0 - \frac{M_w + M_e}{2}$; $M_t \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_0$

Travée intermédiaire : $M_t \geq (1 + 0.3\alpha)M_0 - \frac{M_w + M_e}{2}$; $M_t \geq \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_0$

➤ **Travée de rive AB :**

$$M_{AB}^t \geq (1 + 0.3\alpha)M_1 - \frac{M_A + M_B}{2}$$

$$(1 + 0.3\alpha)M_1 - \frac{M_A + M_B}{2} = 1.068 \times 5.49 - \frac{1.64 + 4.29}{2} = 2.89 \text{ KN.m}$$

$$M_{AB}^t \geq 2.89 \text{ KN.m}$$

$$M_{AB}^t \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_1 = 0.634 \times 5.49 = 3.48 \text{ KN.m}$$

$$M_{AB}^t \geq 3.48 \text{ KN.m} \implies \text{On prend : } M_{AB}^t = 3.48 \text{ KN.m}$$

➤ **Travée intermédiaire BC :**

$$M_{BC}^t \geq (1 + 0.3\alpha)M_2 - \frac{M_B + M_C}{2}$$

$$(1 + 0.3\alpha)M_2 - \frac{M_B + M_C}{2} = 1.068 \times 8.58 - \frac{4.29 + 3.43}{2} = 5.30 \text{ KN.m}$$

$$M_{BC}^t \geq 5.30 \text{ KN.m}$$

$$M_{BC}^t \geq \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_2 = 0.534 \times 8.58 = 4.58 \text{ KN.m}$$

$$M_{BC}^t \geq 4.58 \text{ KN.m} \implies \text{On prend : } M_{BC}^t = 5.30 \text{ KN.m}$$

➤ **Travée intermédiaire CD :**

$$M_{CD}^t \geq (1 + 0.3\alpha)M_3 - \frac{M_C + M_D}{2}$$

$$(1 + 0.3\alpha)M_3 - \frac{M_C + M_D}{2} = 1.068 \times 6.94 - \frac{3.43 + 2.77}{2} = 4.31 \text{ KN.m}$$

$$M_{CD}^t \geq 4.31 \text{ KN.m}$$

$$M_{CD}^t \geq \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_3 = 0.534 \times 6.94 = 3.70 \text{ KN.m}$$

$$M_{CD}^t \geq 3.70 \text{ KN.m} \implies \text{On prend : } M_{CD}^t = 4.31 \text{ KN.m}$$

➤ **Travée intermédiaire DE :**

$$M_{DE}^t \geq (1 + 0.3\alpha)M_4 - \frac{M_D + M_E}{2}$$

$$(1 + 0.3\alpha)M_4 - \frac{M_D + M_E}{2} = 1.068 \times 5.15 - \frac{2.77 + 2.77}{2} = 2.73 \text{ KN.m}$$

$$M_{DE}^t \geq 2.73 \text{ KN.m}$$

$$M_{DE}^t \geq \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_4 = 0.534 \times 5.15 = 2.75 \text{ KN.m}$$

$$M_{DE}^t \geq 2.75 \text{ KN.m} \implies \text{On prend : } M_{DE}^t = 2.75 \text{ KN.m}$$

➤ **Travée intermédiaire EF :**

$$M_{EF}^t \geq (1 + 0.3\alpha)M_5 - \frac{M_E + M_F}{2}$$

$$(1 + 0.3\alpha)M_5 - \frac{M_E + M_F}{2} = 1.068 \times 6.94 - \frac{2.77 + 3.43}{2} = 4.31 \text{ KN.m}$$

$$M_{EF}^t \geq 4.31 \text{ KN.m}$$

$$M_{EF}^t \geq \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_5$$

$$= 0.534 \times 6.94$$

$$= 3.70 \text{KN.m}$$

$$M_{EF}^t \geq 3.70 \text{KN.m} \implies \text{On prend : } M_{EF}^t = 4.31 \text{KN.m}$$

➤ **Travée intermédiaire FG :**

$$M_{FG}^t \geq (1 + 0.3\alpha)M_6 - \frac{M_F + M_G}{2}$$

$$(1 + 0.3\alpha)M_6 - \frac{M_F + M_G}{2} = 1.068 \times 8.58 - \frac{3.43 + 4.29}{2} = 5.30 \text{KN.m}$$

$$M_{FG}^t \geq 5.30 \text{KN.m}$$

$$M_{FG}^t \geq \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_6 = 0.534 \times 8.58 = 4.58 \text{KN.m}$$

$$M_{FG}^t \geq 4.58 \text{KN.m} \implies \text{On prend : } M_{FG}^t = 5.30 \text{KN.m}$$

➤ **Travée de rive GH :**

$$M_{GH}^t \geq (1 + 0.3\alpha)M_7 - \frac{M_G + M_H}{2}$$

$$(1 + 0.3\alpha)M_7 - \frac{M_G + M_H}{2} = 1.068 \times 5.49 - \frac{4.29 + 1.64}{2} = 2.89 \text{KN.m}$$

$$M_{GH}^t \geq 2.89 \text{KN.m}$$

$$M_{GH}^t \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_7 = 0.634 \times 5.49 = 3.48 \text{KN.m}$$

$$M_{GH}^t \geq 3.48 \text{KN.m} \implies \text{On prend : } M_{GH}^t = 3.48 \text{KN.m}$$

5- Calcul des efforts tranchants :

➤ **Travée AB :**

$$T_A = \frac{q_u \times l_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{l_{AB}}$$

$$T_A = \frac{4.29 \times 3.20}{2} + \frac{(-4.29) - (-1.64)}{3.20} = 6.03 \text{KN}$$

$$\implies T_A = 6.03 \text{KN}$$

$$T_B = \frac{(-q_u) \times l_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{l_{AB}}$$

$$T_B = \frac{(-4.29) \times 3.20}{2} + \frac{(-4.29) - (-1.64)}{3.20} = -7.69 \text{KN}$$

$$\implies T_B = -7.69 \text{KN}$$

➤ **Travée BC :**

$$T_B = \frac{q_u \times l_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{l_{BC}}$$

$$T_B = \frac{4.29 \times 4}{2} + \frac{(-3.43) - (-4.29)}{4} = 8.79 \text{KN}$$

$$\implies T_B = 8.79 \text{KN}$$

$$T_C = \frac{(-q_u) \times l_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{l_{BC}}$$

$$T_C = \frac{(-4.29) \times 4}{2} + \frac{(-3.43) - (-4.29)}{4} = -8.36 \text{KN}$$

$$\implies T_C = -8.36 \text{KN}$$

➤ Travée CD :

$$T_C = \frac{q_u \times l_{CD}}{2} + \frac{M_D - M_C}{l_{CD}}$$

$$T_C = \frac{4.29 \times 3.6}{2} + \frac{(-2.77) - (-3.43)}{3.6} = 7.90 \text{ KN}$$

$$\implies T_C = 7.90 \text{ KN}$$

$$T_D = \frac{(-q_u) \times l_{CD}}{2} + \frac{M_D - M_C}{l_{CD}}$$

$$T_D = \frac{(-4.29) \times 3.6}{2} + \frac{(-2.77) - (-3.43)}{3.6} = -7.53 \text{ KN}$$

$$\implies T_D = -7.53 \text{ KN}$$

➤ Travée DE :

$$T_D = \frac{q_u \times l_{DE}}{2} + \frac{M_E - M_D}{l_{DE}}$$

$$T_D = \frac{4.29 \times 3.1}{2} + \frac{(-2.77) - (-2.77)}{3.1} = 6.64 \text{ KN}$$

$$\implies T_D = 6.64 \text{ KN}$$

$$T_E = \frac{(-q_u) \times l_{DE}}{2} + \frac{M_E - M_D}{l_{DE}}$$

$$T_E = \frac{(-4.29) \times 3.1}{2} + \frac{(-2.77) - (-2.77)}{3.1} = -6.64 \text{ KN}$$

$$\implies T_E = -6.64 \text{ KN}$$

➤ Travée EF :

$$T_E = \frac{q_u \times l_{EF}}{2} + \frac{M_F - M_E}{l_{EF}}$$

$$T_E = \frac{4.29 \times 3.6}{2} + \frac{(-3.43) - (-2.77)}{3.6} = 7.53 \text{ KN}$$

$$\implies T_E = 7.53 \text{ KN}$$

$$T_F = \frac{(-q_u) \times l_{EF}}{2} + \frac{M_F - M_E}{l_{EF}}$$

$$T_F = \frac{(-4.29) \times 3.6}{2} + \frac{(-3.43) - (-2.77)}{3.6} = -7.90 \text{ KN}$$

$$\implies T_F = -7.90 \text{ KN}$$

➤ Travée FG :

$$T_F = \frac{q_u \times l_{FG}}{2} + \frac{M_G - M_F}{l_{FG}}$$

$$T_F = \frac{4.29 \times 4}{2} + \frac{(-4.29) - (-3.43)}{4} = 8.36 \text{ KN}$$

$$\implies T_F = 8.36 \text{ KN}$$

$$T_G = \frac{(-q_u) \times l_{FG}}{2} + \frac{M_G - M_F}{l_{FG}}$$

$$T_G = \frac{(-4.29) \times 4}{2} + \frac{(-4.29) - (-3.43)}{4} = -8.79 \text{ KN}$$

$$\implies T_G = -8.79 \text{ KN}$$

➤ Travée GH :

$$T_G = \frac{q_u \times l_{GH}}{2} + \frac{M_H - M_G}{l_{GH}}$$

$$T_G = \frac{4.29 \times 3.20}{2} + \frac{(-1.64) - (-4.29)}{3.20} = 7.69 \text{ KN}$$

$$\implies T_G = 7.69 \text{ KN}$$

$$T_H = \frac{(-q_u) \times l_{GH}}{2} + \frac{M_H - M_G}{l_{GH}}$$

$$T_H = \frac{(-4.29) \times 3.20}{2} + \frac{(-1.64) - (-4.29)}{3.20} = -6.03 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow T_H = -6.03 \text{ KN}$$

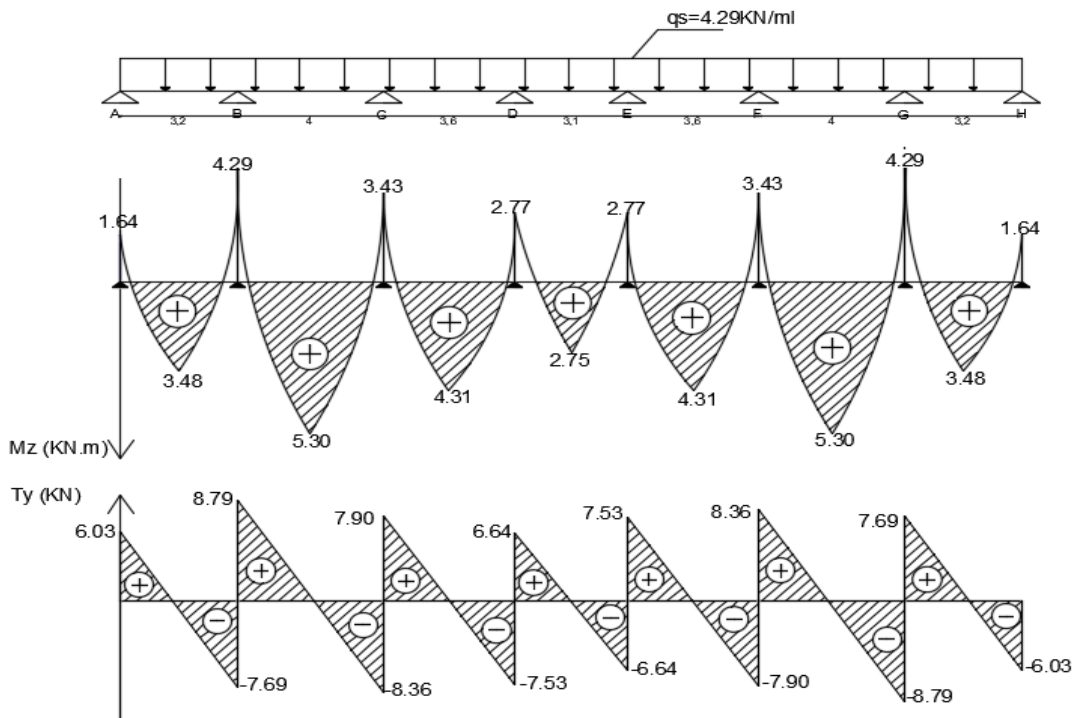


Figure III.1.4.2.3 : Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELS (1^{er} cas).

2eme cas : une poutre reposant sur 6 appuis

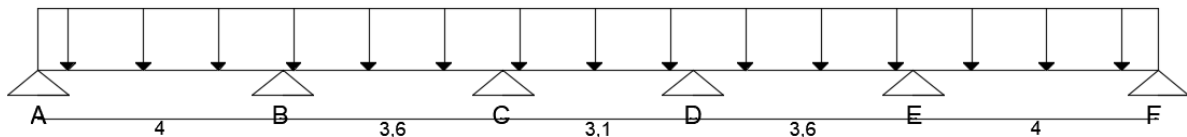


Figure 1.4.2.4 : Schéma statique d'une poutre reposant sur 6 appuis à l'ELU

➤ A l'ELU :

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

$$q_u = 5,94 \text{ KN/ml}$$

1- Calcul des moments sur appuis et en travées :

➤ Calcul des moments fléchissant :

✓ Calcul de moment
isostatique :

$$M_{01} = M_{05} = \frac{ql^2}{8} = \frac{5.94 \times 4^2}{8} = 11.88 \text{ KN.m}$$

$$M_{02} = M_{04} = \frac{ql^2}{8} = \frac{5.94 \times 3.6^2}{8} = 9.62 \text{ KN.m}$$

$$M_{03} = \frac{ql^2}{8} = \frac{5.94 \times 3.1^2}{8} = 7.13 \text{ KN.m}$$

2- Calcul des rapports des charges :

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha = \frac{Q}{G+Q} \quad \text{avec : } 0 \leq \alpha \leq \frac{2}{3} \\ \alpha = \frac{1.5}{5.10+1.5} = 0.227 \\ 1+0.3\alpha = 1+0.3 \times 0.227 = 1.068 \\ \text{Travée intermédiaire :} \\ \frac{1+0.3\alpha}{2} = \frac{1+0.3(0.227)}{2} = 0.534 \\ \text{Travée de rive :} \\ \frac{1.2+0.3\alpha}{2} = \frac{1.2+0.3(0.227)}{2} = 0.634 \end{array} \right.$$

3- Calcul des moments sur appuis :



$$M_A = 0,3 M_{01} = 0,3 \times 11.88 = 3.56 \text{ KN.m}$$

$$M_B = 0,5 \text{ Max } (M_{01}; M_{02}) = 0,5(11.88 ; 9.62) = 0,5 \times 11.88 = 5.94 \text{ KN.m}$$

$$M_C = 0,4 \text{ Max } (M_{02}; M_{03}) = 0,4(9.62 ; 7.13) = 0,4 \times 9.62 = 3.84 \text{ KN.m}$$

$$M_D = 0,4 \text{ Max } (M_{03}; M_{04}) = 0,4(7.13 ; 9.62) = 0,4 \times 9.62 = 3.84 \text{ KN.m}$$

$$M_E = 0,5 \text{ Max } (M_{04}; M_{05}) = 0,4(9.62 ; 11.88) = 0,5 \times 11.88 = 5.94 \text{ KN.m}$$

$$M_F = 0,3 \text{ Max } M_{05} = 0,3 \times 11.88 = 3.56 \text{ KN.m}$$

On a :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_A = M_F = 3.56 \text{ KN.m} \\ M_B = M_E = 5.94 \text{ KN.m} \\ M_C = M_D = 3.84 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

4- Les moments en travées :

Travée de rive : $M_t \geq (1 + 0.3\alpha)M_0 - \frac{M_w + M_e}{2}$; $M_t \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_0$

Travée intermédiaire : $M_t \geq (1 + 0.3\alpha)M_0 - \frac{M_w + M_e}{2}$; $M_t \geq \frac{1+0.3\alpha}{2} M_0$

➤ **Travée de rive AB :**

$$M_{AB}^t \geq (1 + 0.3\alpha)M_1 - \frac{M_A + M_B}{2}$$

$$(1 + 0.3\alpha)M_1 - \frac{M_A + M_B}{2} = 1.068 \times 11.88 - \frac{3.56 + 5.94}{2} = 7.93 \text{ KN.m}$$

$$M_{AB}^t \geq 7.93 \text{ KN.m}$$



$$M_{AB}^t \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_1$$

$$= 0.634 \times 11.88$$

$$= 7.53 \text{ KN.m}$$

$$M_{AB}^t \geq 7.53 \text{ KN.m} \quad \text{On prend : } M_{AB}^t = 7.93 \text{ KN.m}$$

➤ **Travée intermédiaire BC :**

$$M_{BC}^t \geq (1 + 0.3\alpha)M_2 - \frac{M_B + M_C}{2}$$

$$(1 + 0.3\alpha)M_2 - \frac{M_B + M_C}{2} = 1.068 \times 9.62 - \frac{5.94 + 3.84}{2} = 5.38 \text{ KN.m}$$

$$M_{BC}^t \geq 5.38 \text{ KN.m}$$

$$M_{BC}^t \geq \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_2 = 0.534 \times 9.62 = 5.13 \text{ KN.m}$$

$$M_{BC}^t \geq 5.13 \text{ KN.m} \quad \Rightarrow \quad \text{On prend : } M_{BC}^t = 5.38 \text{ KN.m}$$

➤ **Travée intermédiaire CD :**

$$M_{CD}^t \geq (1 + 0.3\alpha)M_3 - \frac{M_C + M_D}{2}$$

$$(1 + 0.3\alpha)M_3 - \frac{M_C + M_D}{2} = 1.068 \times 7.13 - \frac{3.84 + 3.84}{2} = 3.77 \text{ KN.m}$$

$$M_{CD}^t \geq 3.77 \text{ KN.m}$$

$$M_{CD}^t \geq \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_3 = 0.534 \times 7.13 = 3.80 \text{ KN.m}$$

$$M_{CD}^t \geq 3.80 \text{ KN.m} \quad \Rightarrow \quad \text{On prend : } M_{CD}^t = 3.80 \text{ KN.m}$$

➤ **Travée intermédiaire DE :**

$$M_{DE}^t \geq (1 + 0.3\alpha)M_4 - \frac{M_D + M_E}{2}$$

$$(1 + 0.3\alpha)M_4 - \frac{M_D + M_E}{2} = 1.068 \times 9.62 - \frac{3.84 + 5.94}{2} = 5.38 \text{ KN.m}$$

$$M_{DE}^t \geq 5.38 \text{ KN.m}$$

$$M_{DE}^t \geq \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_4 = 0.534 \times 9.62 = 5.13 \text{ KN.m}$$

$$M_{DE}^t \geq 5.13 \text{ KN.m} \quad \Rightarrow \quad \text{On prend : } M_{DE}^t = 5.38 \text{ KN.m}$$

➤ **Travée rive EF :**

$$M_{EF}^t \geq (1 + 0.3\alpha)M_5 - \frac{M_E + M_F}{2}$$

$$(1 + 0.3\alpha)M_5 - \frac{M_E + M_F}{2} = 1.068 \times 11.88 - \frac{5.94 + 3.56}{2} = 7.93 \text{ KN.m}$$

$$M_{EF}^t \geq 7.93 \text{ KN.m}$$

$$M_{EF}^t \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_5 = 0.634 \times 11.88 = 7.53 \text{ KN.m}$$

$$M_{EF}^t \geq 7.53 \text{ KN.m} \quad \Rightarrow \quad \text{On prend : } M_{EF}^t = 7.93 \text{ KN.m}$$

5- Calcul des efforts tranchants :

➤ **Travée AB :**

$$T_A = \frac{q_u \times l_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{l_{AB}}$$

$$T_A = \frac{5.94 \times 4}{2} + \frac{(-5.94) - (-3.56)}{4} = 11.28 \text{ KN}$$

⇒

$$T_A = 11.28KN$$

$$T_B = \frac{(-q_u)xl_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{l_{AB}}$$

$$T_B = \frac{(-5.94)x4}{2} + \frac{(-5.94)-(-3.56)}{4} = -12.47KN$$

$$\implies T_B = -12.47KN$$

➤ Travée BC :

$$T_B = \frac{q_u xl_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{l_{BC}}$$

$$T_B = \frac{5.94x3.6}{2} + \frac{(-3.84)-(-5.94)}{3.6} = 11.27KN$$

$$\implies T_B = 11.27KN$$

$$T_C = \frac{(-q_u)xl_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{l_{BC}}$$

$$T_C = \frac{(-5.94)x3.6}{2} + \frac{(-3.84)-(-5.94)}{3.6} = -10.10KN$$

$$\implies T_C = -10.10KN$$

➤ Travée CD :

$$T_C = \frac{q_u xl_{CD}}{2} + \frac{M_D - M_C}{l_{CD}}$$

$$T_C = \frac{5.94x3.1}{2} + \frac{(-3.84)-(-3.84)}{3.1} = 9.20KN$$

$$\implies T_C = 9.20KN$$

$$T_D = \frac{(-q_u)xl_{CD}}{2} + \frac{M_D - M_C}{l_{CD}}$$

$$T_D = \frac{(-5.94)x3.1}{2} + \frac{(-3.84)-(-3.84)}{3.1} = -9.20KN$$

$$\implies T_D = -9.20KN$$

➤ Travée DE :

$$T_D = \frac{q_u xl_{DE}}{2} + \frac{M_E - M_D}{l_{DE}}$$

$$T_D = \frac{5.94x3.6}{2} + \frac{(-5.94)-(-3.84)}{3.6} = 10.10KN$$

$$\implies T_D = 10.10KN$$

$$T_E = \frac{(-q_u)xl_{DE}}{2} + \frac{M_E - M_D}{l_{DE}}$$

$$T_E = \frac{(-5.94)x3.6}{2} + \frac{(-5.94)-(-3.84)}{3.6} = -11.27KN$$

$$\implies T_E = -11.27KN$$

➤ Travée EF :

$$T_E = \frac{q_u xl_{EF}}{2} + \frac{M_F - M_E}{l_{EF}}$$

$$T_E = \frac{5.94x4}{2} + \frac{(-3.56)-(-5.94)}{4} = 12.47KN$$

$$\implies T_E = 12.47KN$$

$$T_F = \frac{(-q_u)xl_{EF}}{2} + \frac{M_D - M_C}{l_{EF}}$$

$$T_F = \frac{(-5.94)x4}{2} + \frac{(-3.56)-(-5.94)}{4} = -11.28KN$$

$$\implies T_F = -11.28KN$$

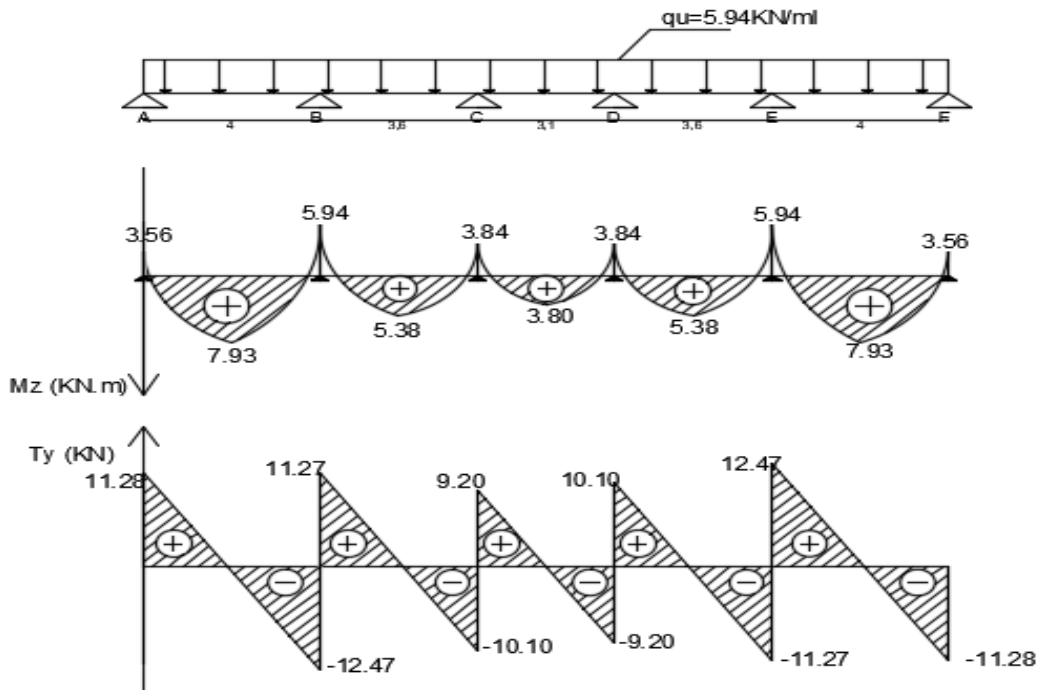


Figure III.1.4.2.5 : Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELU (2eme cas).

➤ A l'ELS :

$$q_s = G + Q$$

$$q_s = 4.29 \text{ kN/ml}$$

1- Calcul des moments fléchissant :

✓ Calcul de moment isostatique :

$$M_{01} = M_{05} = \frac{ql^2}{8} = \frac{4.29 \times 4^2}{8} = 8.58 \text{ kN.m}$$

$$M_{02} = M_{04} = \frac{ql^2}{8} = \frac{4.29 \times 3.6^2}{8} = 6.94 \text{ kN.m}$$

$$M_{03} = \frac{ql^2}{8} = \frac{4.29 \times 3.1^2}{8} = 5.15 \text{ kN.m}$$

2- Calcul des moments sur appuis :

$$M_A = 0,3 M_{01} = 0,3 \times 8.58 = 2.57 \text{ kN.m}$$

$$M_B = 0,5 \text{ Max } (M_{01}; M_{02}) = 0,5 (8.58 ; 6.94) = 0,5 \times 8.58 = 4.29 \text{ kN.m}$$

$$M_C = 0,4 \text{ Max } (M_{02}; M_{03}) = 0,4 (6.94 ; 5.15) = 0,4 \times 6.94 = 2.77 \text{ kN.m}$$

$$M_D = 0,4 \text{ Max } (M_{03}; M_{04}) = 0,4 (5.15 ; 6.94) = 0,4 \times 6.94 = 2.77 \text{ kN.m}$$

$$M_E = 0,5 \text{ Max } (M_{04}; M_{05}) = 0,4 (6.94 ; 8.58) = 0,5 \times 8.58 = 4.29 \text{ kN.m}$$

$$M_F = 0,3 \text{ Max } M_{05} = 0,3 \times 8.58 = 2.57 \text{ kN.m}$$

On a :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_A = M_F = 2.57 \text{ kN.m} \\ M_B = M_E = 4.29 \text{ kN.m} \\ M_C = M_D = 2.77 \text{ kN.m} \end{array} \right.$$

3- Les moments en travées :

Travée de rive : $M_t \geq (1 + 0.3\alpha)M_0 - \frac{M_w + M_e}{2}$; $M_t \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_0$

Travée intermédiaire : $M_t \geq (1 + 0.3\alpha)M_0 - \frac{M_w + M_e}{2}$; $M_t \geq \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_0$

➤ **Travée de rive AB :**

$$M_{AB}^t \geq (1 + 0.3\alpha)M_1 - \frac{M_A + M_B}{2}$$

$$(1 + 0.3\alpha)M_1 - \frac{M_A + M_B}{2} = 1.068 \times 8.58 - \frac{2.57 + 4.29}{2} = 5.73 \text{ KN.m}$$

$$M_{AB}^t \geq 5.73 \text{ KN.m}$$

$$M_{AB}^t \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_1 = 0.634 \times 8.58 = 5.43 \text{ KN.m}$$

$$M_{AB}^t \geq 5.43 \text{ KN.m} \implies \text{On prend : } M_{AB}^t = 5.73 \text{ KN.m}$$

➤ **Travée intermédiaire BC :**

$$M_{BC}^t \geq (1 + 0.3\alpha)M_2 - \frac{M_B + M_C}{2}$$

$$(1 + 0.3\alpha)M_2 - \frac{M_B + M_C}{2} = 1.068 \times 6.94 - \frac{4.29 + 2.77}{2} = 3.88 \text{ KN.m}$$

$$M_{BC}^t \geq 3.88 \text{ KN.m}$$

$$M_{BC}^t \geq \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_2 = 0.534 \times 6.94 = 3.70 \text{ KN.m}$$

$$M_{BC}^t \geq 3.70 \text{ KN.m} \implies \text{On prend : } M_{BC}^t = 3.88 \text{ KN.m}$$

➤ **Travée intermédiaire CD :**

$$M_{CD}^t \geq (1 + 0.3\alpha)M_3 - \frac{M_C + M_D}{2}$$

$$(1 + 0.3\alpha)M_3 - \frac{M_C + M_D}{2} = 1.068 \times 5.15 - \frac{2.77 + 2.77}{2} = 2.73 \text{ KN.m}$$

$$M_{CD}^t \geq 2.73 \text{ KN.m}$$

$$M_{CD}^t \geq \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_3 = 0.534 \times 5.15 = 2.75 \text{ KN.m}$$

$$M_{CD}^t \geq 2.75 \text{ KN.m} \implies \text{On prend : } M_{CD}^t = 2.75 \text{ KN.m}$$

➤ **Travée intermédiaire DE :**

$$M_{DE}^t \geq (1 + 0.3\alpha)M_4 - \frac{M_D + M_E}{2}$$

$$(1 + 0.3\alpha)M_4 - \frac{M_D + M_E}{2} = 1.068 \times 6.94 - \frac{2.77 + 4.29}{2} = 3.88 \text{ KN.m}$$

$$M_{DE}^t \geq 3.88 \text{ KN.m}$$

$$M_{DE}^t \geq \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_4 = 0.534 \times 6.94 = 3.70 \text{ KN.m}$$

$$M_{DE}^t \geq 3.70 \text{ KN.m} \implies \text{On prend : } M_{DE}^t = 3.88 \text{ KN.m}$$

➤ **Travée rive EF :**

$$M_{EF}^t \geq (1 + 0.3\alpha)M_5 - \frac{M_E + M_F}{2}$$

$$(1 + 0.3\alpha)M_5 - \frac{M_E + M_F}{2} = 1.068 \times 8.58 - \frac{4.29 + 2.57}{2} = 5.73 \text{ KN.m}$$

$$M_{EF}^t \geq 5.73 \text{ KN.m}$$

$$M_{EF}^t \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_5 = 0.634 \times 8.58 = 5.43 \text{ KN.m}$$

$$M_{EF}^t \geq 5.43 \text{KN.m}$$

On prend : $M_{EF}^t = 5.75 \text{KN.m}$

4- Calcul des efforts tranchants :

➤ **Travée AB :**

$$T_A = \frac{q_u x l_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{l_{AB}}$$

$$T_A = \frac{4.29 \times 4}{2} + \frac{(-4.29) - (-2.57)}{4} = 8.15 \text{KN}$$

$$\implies T_A = 8.15 \text{KN}$$

$$T_B = \frac{(-q_u) x l_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{l_{AB}}$$

$$T_B = \frac{(-4.29) \times 4}{2} + \frac{(-4.29) - (-2.57)}{4} = -9.01 \text{KN}$$

$$\implies T_B = -9.01 \text{KN}$$

➤ **Travée BC :**

$$T_B = \frac{q_u x l_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{l_{BC}}$$

$$T_B = \frac{4.29 \times 3.6}{2} + \frac{(-2.77) - (-4.29)}{3.6} = 8.14 \text{KN}$$

$$\implies T_B = 8.14 \text{KN}$$

$$T_C = \frac{(-q_u) x l_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{l_{BC}}$$

$$T_C = \frac{(-4.29) \times 3.6}{2} + \frac{(-2.77) - (-4.29)}{3.6} = -7.29 \text{KN}$$

$$\implies T_C = -7.29 \text{KN}$$

➤ **Travée CD :**

$$T_C = \frac{q_u x l_{CD}}{2} + \frac{M_D - M_C}{l_{CD}}$$

$$T_C = \frac{4.29 \times 3.1}{2} + \frac{(-2.77) - (-2.77)}{3.1} = 6.64 \text{KN}$$

$$\implies T_C = 6.64 \text{KN}$$

$$T_D = \frac{(-q_u) x l_{CD}}{2} + \frac{M_D - M_C}{l_{CD}}$$

$$T_D = \frac{(-4.29) \times 3.1}{2} + \frac{(-2.77) - (-2.77)}{3.1} = -6.64 \text{KN}$$

$$\implies T_D = -6.64 \text{KN}$$

➤ **Travée DE :**

$$T_D = \frac{q_u x l_{DE}}{2} + \frac{M_E - M_D}{l_{DE}}$$

$$T_D = \frac{4.29 \times 3.6}{2} + \frac{(-4.29) - (-2.77)}{3.6} = 7.29 \text{KN}$$

$$\implies T_D = 7.29 \text{KN}$$

$$T_E = \frac{(-q_u) x l_{DE}}{2} + \frac{M_E - M_D}{l_{DE}}$$

$$T_E = \frac{(-4.29) \times 3.6}{2} + \frac{(-4.29) - (-2.77)}{3.6} = -8.14 \text{KN}$$

$$\implies T_E = -8.14 \text{KN}$$

➤ Travée EF :

$$T_E = \frac{q_u \times l_{EF}}{2} + \frac{M_F - M_E}{l_{EF}}$$

$$T_E = \frac{4.29 \times 4}{2} + \frac{(-2.57) - (-4.29)}{4} = 9.01 \text{ KN}$$

$$\implies T_E = 9.01 \text{ KN}$$

$$T_F = \frac{(-q_u) \times l_{EF}}{2} + \frac{M_D - M_C}{l_{EF}}$$

$$T_F = \frac{(-4.29) \times 4}{2} + \frac{(-2.57) - (-4.29)}{4} = -8.15 \text{ KN}$$

$$\implies T_F = -8.15 \text{ KN}$$

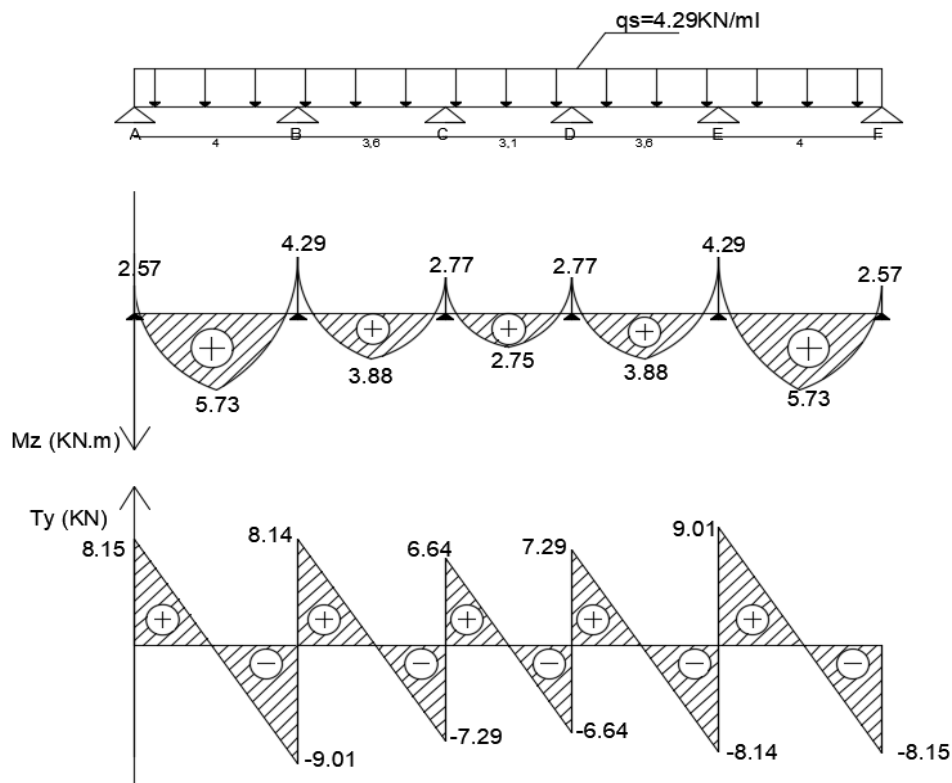


Figure III.1.4.2.6 : Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELS (2eme cas).

III.1.4.3 Application de la méthode forfaitaire :

a- Plancher RDC

➤ A l'ELU :

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

$$q_u = 9.35 \text{ KN/ml}$$

1^{er} cas : une poutre reposant sur 8 appuis

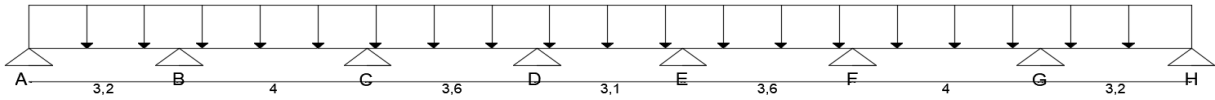


Figure III.1.4.3.1 : Schéma statique d'une poutre reposant sur 8 appuis à l'ELU

1. Calcul des moments sur appuis et en travées :

➤ Calcul des moments fléchissant :

✓ Calcul de moment isostatique :

$$M_{01} = M_{07} = \frac{ql^2}{8} = \frac{9.35 \times 3.2^2}{8} = 11.96 \text{ KN.m}$$

$$M_{02} = M_{06} = \frac{ql^2}{8} = \frac{9.35 \times 4^2}{8} = 18.7 \text{ KN.m}$$

$$M_{03} = M_{05} = \frac{ql^2}{8} = \frac{9.35 \times 3.6^2}{8} = 15.14 \text{ KN.m}$$

$$M_{04} = \frac{ql^2}{8} = \frac{9.35 \times 3.1^2}{8} = 11.23 \text{ KN.m}$$

2. Calcul des rapports des charges :

$$\alpha = \frac{Q}{G+Q} \quad \text{avec : } 0 \leq \alpha \leq \frac{2}{3}$$

$$\alpha = \frac{5}{5.10+5} = 0.495$$

$$1+0.3\alpha = 1+0.3 \times 0.495 = 1.148$$

Travée intermédiaire :

$$\frac{1+0.3\alpha}{2} = \frac{1+0.3(0.495)}{2} = 0.574$$

Travée de rive :

$$\frac{1.2+0.3\alpha}{2} = \frac{1.2+0.3(0.495)}{2} = 0.674$$

3. Calcul des moments sur appuis :



$$M_A = 0,3M_{01} = 0,3 \times 11.96 = 3.58 \text{ KN.m}$$

$$M_B = 0,5 \text{Max} (M_{01}; M_{02}) = 0,5(11.96 ; 18.7) = 0,5 \times 18.7 = 9.35 \text{ KN.m}$$

$$M_C = 0,4 \text{Max} (M_{02}; M_{03}) = 0,4(18.7 ; 15.14) = 0,4 \times 18.7 = 7.48 \text{ KN.m}$$

$$M_D = 0,4 \text{Max} (M_{03}; M_{04}) = 0,4(15.14 ; 11.23) = 0,4 \times 15.14 = 6.05 \text{ KN.m}$$

$$M_E = 0,4 \text{ Max } (M_{04}; M_{05}) = 0,4(11.23 ; 15.14) = 0,4 \times 15.14 = 6.05 \text{ KN.m}$$

$$M_F = 0,4 \text{ Max } (M_{05}; M_{06}) = 0,4(15.14; 18.7) = 0,4 \times 18.7 = 7.48 \text{ KN.m}$$

$$M_G = 0,5 \text{ Max } (M_{06}; M_{07}) = 0,5(18.7 ; 11.96) = 0,5 \times 18.7 = 9.35 \text{ KN.m}$$

$$M_H = 0,3 M_{07} = 0,3 \times 11.96 = 3.58 \text{ KN.m}$$

On a :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_A = M_H = 3.58 \text{ KN.m} \\ M_B = M_G = 9.35 \text{ KN.m} \\ M_C = M_F = 7.48 \text{ KN.m} \\ M_D = M_E = 6.05 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

4. Les moments en travées :

Travée de rive : $M_t \geq (1 + 0.3\alpha)M_0 - \frac{M_w + M_e}{2}$; $M_t \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_0$

Travée intermédiaire : $M_t \geq (1 + 0.3\alpha)M_0 - \frac{M_w + M_e}{2}$; $M_t \geq \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_0$

➤ **Travée de rive AB :**

$$M_{AB}^t \geq (1 + 0.3\alpha)M_1 - \frac{M_A + M_B}{2}$$

$$(1 + 0.3\alpha)M_1 - \frac{M_A + M_B}{2} = 1.148 \times 11.96 - \frac{3.58 + 9.35}{2} = 7.26 \text{ KN.m}$$

$$M_{AB}^t \geq 7.26 \text{ KN.m}$$

$$M_{AB}^t \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_1 = 0.674 \times 11.96 = 8.06 \text{ KN.m}$$

$$M_{AB}^t \geq 8.06 \text{ KN.m} \implies \text{On prend : } M_{AB}^t = 8.06 \text{ KN.m}$$

➤ **Travée intermédiaire BC :**

$$M_{BC}^t \geq (1 + 0.3\alpha)M_2 - \frac{M_B + M_C}{2}$$

$$(1 + 0.3\alpha)M_2 - \frac{M_B + M_C}{2} = 1.148 \times 18.7 - \frac{9.35 + 7.48}{2} = 13.05 \text{ KN.m}$$

$$M_{BC}^t \geq 13.05 \text{ KN.m}$$

$$M_{BC}^t \geq \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_2 = 0.574 \times 18.7 = 10.73 \text{ KN.m}$$

$$M_{BC}^t \geq 10.73 \text{ KN.m} \implies \text{On prend : } M_{BC}^t = 13.05 \text{ KN.m}$$

➤ **Travée intermédiaire CD :**

$$M_{CD}^t \geq (1 + 0.3\alpha)M_3 - \frac{M_C + M_D}{2}$$

$$(1 + 0.3\alpha)M_3 - \frac{M_C + M_D}{2} = 1.148 \times 15.14 - \frac{7.48 + 6.05}{2} = 10.61 \text{ KN.m}$$

$$M_{CD}^t \geq 10.61 \text{ KN.m}$$

$$M_{CD}^t \geq \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_3 = 0.574 \times 15.14 = 8.69 \text{ KN.m}$$

$$M_{CD}^t \geq 8.69 \text{ KN.m} \implies \text{On prend : } M_{CD}^t = 10.61 \text{ KN.m}$$

➤ **Travée intermédiaire DE :**

$$M_{DE}^t \geq (1 + 0.3\alpha)M_4 - \frac{M_D + M_E}{2}$$

$$(1 + 0.3\alpha)M_4 - \frac{M_D + M_E}{2} = 1.148 \times 11.23 - \frac{6.05 + 6.05}{2} = 6.84 \text{ KN.m}$$

$$M_{DE}^t \geq 6.84 \text{ KN.m}$$

$$M_{DE}^t \geq \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_4 = 0.574 \times 11.23 = 6.44 \text{KN.m}$$

$$M_{DE}^t \geq 6.44 \text{KN.m} \implies \text{On prend : } M_{DE}^t = 6.84 \text{KN.m}$$

➤ **Travée intermédiaire EF :**

$$M_{EF}^t \geq (1 + 0.3\alpha) M_5 - \frac{M_E + M_F}{2}$$

$$(1 + 0.3\alpha) M_5 - \frac{M_E + M_F}{2} = 1.148 \times 15.14 - \frac{6.05 + 7.48}{2} = 10.61 \text{KN.m}$$

$$M_{EF}^t \geq 10.61 \text{KN.m}$$

$$M_{EF}^t \geq \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_5 = 0.574 \times 15.14 = 8.69 \text{KN.m}$$

$$M_{EF}^t \geq 8.69 \text{KN.m} \implies \text{On prend : } M_{EF}^t = 10.61 \text{KN.m}$$

➤ **Travée intermédiaire FG :**

$$M_{FG}^t \geq (1 + 0.3\alpha) M_6 - \frac{M_F + M_G}{2}$$

$$(1 + 0.3\alpha) M_6 - \frac{M_F + M_G}{2} = 1.148 \times 18.7 - \frac{7.48 + 9.35}{2} = 13.05 \text{KN.m}$$

$$M_{FG}^t \geq 13.05 \text{KN.m}$$

$$M_{FG}^t \geq \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_6 = 0.574 \times 18.7 = 10.73 \text{KN.m}$$

$$M_{FG}^t \geq 10.73 \text{KN.m} \implies \text{On prend : } M_{FG}^t = 13.05 \text{KN.m}$$

➤ **Travée de rive GH :**

$$M_{GH}^t \geq (1 + 0.3\alpha) M_7 - \frac{M_G + M_H}{2}$$

$$(1 + 0.3\alpha) M_7 - \frac{M_G + M_H}{2} = 1.148 \times 11.96 - \frac{9.35 + 3.58}{2} = 7.26 \text{KN.m}$$

$$M_{GH}^t \geq 7.26 \text{KN.m}$$

$$M_{GH}^t \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_7 = 0.674 \times 11.96 = 8.06 \text{KN.m}$$

$$M_{GH}^t \geq 8.06 \text{KN.m} \implies \text{On prend : } M_{GH}^t = 8.06 \text{KN.m}$$

5. Calcul des efforts tranchants :

➤ **Travée AB :**

$$T_A = \frac{q_u \times l_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{l_{AB}}$$

$$T_A = \frac{9.35 \times 3.20}{2} + \frac{(-9.35) - (-3.58)}{3.20} = 13.15 \text{KN}$$

$$\implies T_A = 13.15 \text{KN}$$

$$T_B = \frac{(-q_u) \times l_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{l_{AB}}$$

$$T_B = \frac{(-9.35) \times 3.20}{2} + \frac{(-9.35) - (-3.58)}{3.20} = -16.76 \text{KN}$$

$$\implies T_B = -16.76 \text{KN}$$

➤ **Travée BC :**

$$T_B = \frac{q_u \times l_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{l_{BC}}$$

$$T_B = \frac{9.35 \times 4}{2} + \frac{(-7.48) - (-9.35)}{4} = 19.16 \text{KN}$$

$$\implies T_B = 19.16KN$$

$$T_C = \frac{(-q_u)xl_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{l_{BC}}$$

$$T_C = \frac{(-9.35)x4}{2} + \frac{(-7.48)-(-9.35)}{4} = -18.23KN$$

$$\implies T_C = -18.23KN$$

➤ **Travée CD :**

$$T_C = \frac{q_u x l_{CD}}{2} + \frac{M_D - M_C}{l_{CD}}$$

$$T_C = \frac{9.35x3.6}{2} + \frac{(-6.05)-(-7.48)}{3.6} = 17.22KN$$

$$\implies T_C = 17.22KN$$

$$T_D = \frac{(-q_u)xl_{CD}}{2} + \frac{M_D - M_C}{l_{CD}}$$

$$T_D = \frac{(-9.35)x3.6}{2} + \frac{(-6.05)-(-7.48)}{3.6} = -16.43KN$$

$$\implies T_D = -16.43KN$$

➤ **Travée DE :**

$$T_D = \frac{q_u x l_{DE}}{2} + \frac{M_E - M_D}{l_{DE}}$$

$$T_D = \frac{9.35x3.1}{2} + \frac{(-6.05)-(-6.05)}{3.1} = 14.49KN$$

$$\implies T_D = 14.49KN$$

$$T_E = \frac{(-q_u)xl_{DE}}{2} + \frac{M_E - M_D}{l_{DE}}$$

$$T_E = \frac{(-9.35)x3.1}{2} + \frac{(-6.05)-(-6.05)}{3.1} = -14.49KN$$

$$\implies T_E = -14.49KN$$

➤ **Travée EF :**

$$T_E = \frac{q_u x l_{EF}}{2} + \frac{M_F - M_E}{l_{EF}}$$

$$T_E = \frac{9.35x3.6}{2} + \frac{(-7.48)-(-6.05)}{3.6} = 16.43KN$$

$$\implies T_E = 16.43KN$$

$$T_F = \frac{(-q_u)xl_{EF}}{2} + \frac{M_D - M_C}{l_{EF}}$$

$$T_F = \frac{(-9.35)x3.6}{2} + \frac{(-7.48)-(-6.05)}{3.6} = -17.22KN$$

$$\implies T_F = -17.22KN$$

➤ **Travée FG :**

$$T_F = \frac{q_u x l_{FG}}{2} + \frac{M_G - M_F}{l_{FG}}$$

$$T_F = \frac{9.35x4}{2} + \frac{(-9.35)-(-7.48)}{4} = 18.23KN$$

$$\implies T_F = 18.23KN$$

$$T_G = \frac{(-q_u)xl_{FG}}{2} + \frac{M_G - M_F}{l_{FG}}$$

$$T_G = \frac{(-9.35)x4}{2} + \frac{(-9.35)-(-7.48)}{4} = -19.16KN$$

$$\implies T_G = -19.16KN$$

➤ Travée GH :

$$T_G = \frac{q_u x l_{GH}}{2} + \frac{M_H - M_G}{l_{GH}}$$

$$T_G = \frac{9.35 \times 3.20}{2} + \frac{(-3.58) - (-9.35)}{3.20} = 16.76 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow T_G = 16.76 \text{ KN}$$

$$T_H = \frac{(-q_u) x l_{GH}}{2} + \frac{M_H - M_G}{l_{GH}}$$

$$T_H = \frac{(-9.35) \times 3.20}{2} + \frac{(-3.58) - (-9.35)}{3.20} = -13.15 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow T_H = -13.15 \text{ KN}$$

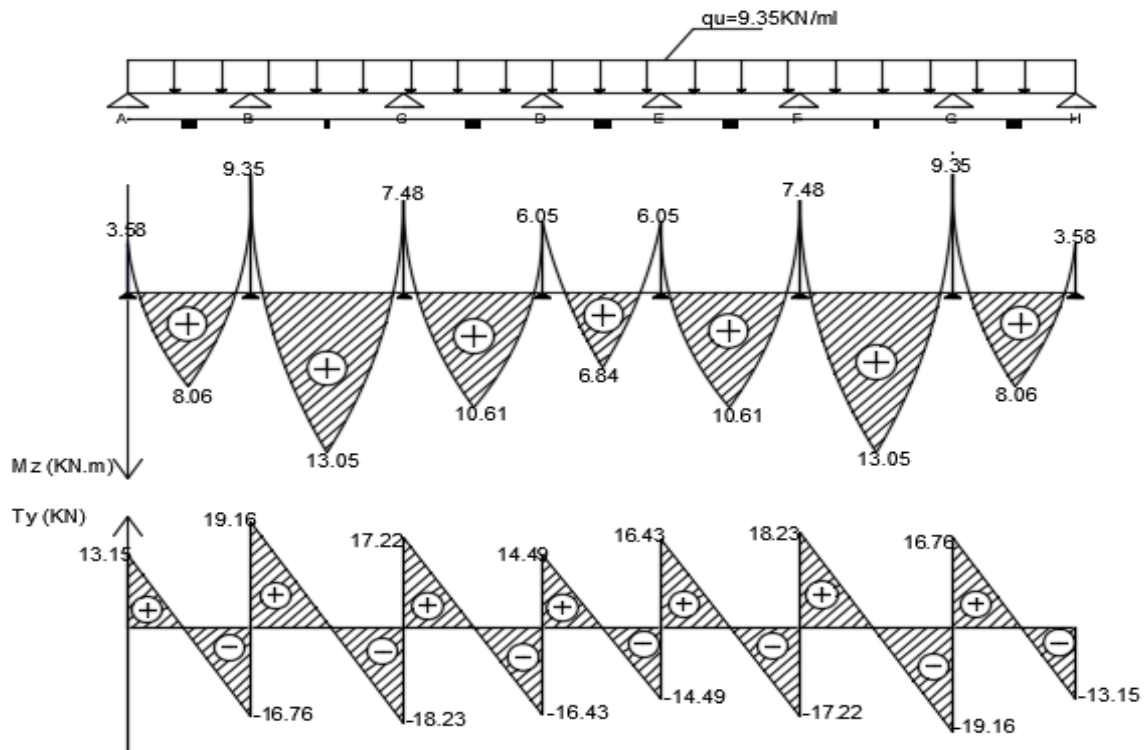


Figure III.1.4.3.2 : Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELU (1^{er} cas).

➤ A l'ELS :

$$q_u = G + Q$$

$$q_u = 6.57 \text{ KN/ml}$$

1. Calcul des moments fléchissant :

✓ Calcul de moment isostatique :

$$M_{01} = M_{07} = \frac{ql^2}{8} = \frac{6.57 \times 3.2^2}{8} = 8.40 \text{ KN.m}$$

$$M_{02} = M_{06} = \frac{ql^2}{8} = \frac{6.57 \times 4^2}{8} = 13.14 \text{ KN.m}$$

$$M_{03} = M_{05} = \frac{ql^2}{8} = \frac{6.57 \times 3.6^2}{8} = 10.64 \text{ KN.m}$$

$$M_{04} = \frac{ql^2}{8} = \frac{6.57 \times 3.1^2}{8} = 7.89 \text{ KN.m}$$

2. Calcul des moments sur appuis :

$$M_A = 0,3M_{01} = 0,3 \times 8.40 = 2.52 \text{ KN.m}$$

$$M_B = 0,5 \text{Max} (M_{01}; M_{02}) = 0,5(8.40 ; 13.14) = 0,5 \times 13.14 = 6.57 \text{ KN.m}$$

$$M_C = 0,4 \text{Max} (M_{02}; M_{03}) = 0,4(13.14 ; 10.64) = 0,4 \times 13.14 = 5.25 \text{ KN.m}$$

$$M_D = 0,4 \text{Max} (M_{03}; M_{04}) = 0,4(10.64 ; 7.89) = 0,4 \times 10.64 = 4.25 \text{ KN.m}$$

$$M_E = 0,4 \text{Max} (M_{04}; M_{05}) = 0,4(7.89 ; 10.64) = 0,4 \times 10.64 = 4.25 \text{ KN.m}$$

$$M_F = 0,4 \text{Max} (M_{05}; M_{06}) = 0,4(10.64 ; 13.14) = 0,4 \times 13.14 = 5.25 \text{ KN.m}$$

$$M_G = 0,5 \text{Max} (M_{06}; M_{07}) = 0,5(13.14 ; 8.40) = 0,5 \times 13.14 = 6.57 \text{ KN.m}$$

$$M_H = 0,3M_{07} = 0,3 \times 8.40 = 2.52 \text{ KN.m}$$

On a :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_A = M_H = 2.52 \text{ KN.m} \\ M_B = M_G = 6.57 \text{ KN.m} \\ M_C = M_F = 5.25 \text{ KN.m} \\ M_D = M_E = 4.25 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

3. Les moments en travées :

Travée de rive : $M_t \geq (1 + 0.3\alpha)M_0 - \frac{M_w + M_e}{2}$; $M_t \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_0$

Travée intermédiaire : $M_t \geq (1 + 0.3\alpha)M_0 - \frac{M_w + M_e}{2}$; $M_t \geq \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_0$

➤ **Travée de rive AB :**

$$M_{AB}^t \geq (1 + 0.3\alpha)M_1 - \frac{M_A + M_B}{2}$$

$$(1 + 0.3\alpha)M_1 - \frac{M_A + M_B}{2} = 1.148 \times 8.40 - \frac{2.52 + 6.57}{2} = 5.09 \text{ KN.m}$$

$$M_{AB}^t \geq 5.09 \text{ KN.m}$$

$$M_{AB}^t \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_1 = 0.674 \times 8.40 = 5.66 \text{ KN.m}$$

$$M_{AB}^t \geq 5.66 \text{ KN.m} \implies \text{On prend : } M_{AB}^t = 5.66 \text{ KN.m}$$

➤ **Travée intermédiaire BC :**

$$M_{BC}^t \geq (1 + 0.3\alpha)M_2 - \frac{M_B + M_C}{2}$$

$$(1 + 0.3\alpha)M_2 - \frac{M_B + M_C}{2} = 1.148 \times 13.14 - \frac{6.57 + 5.25}{2} = 9.17 \text{ KN.m}$$

$$M_{BC}^t \geq 9.17 \text{ KN.m}$$

$$M_{BC}^t \geq \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_2 = 0.574 \times 13.14 = 7.54 \text{ KN.m}$$

$$M_{BC}^t \geq 7.54 \text{ KN.m} \implies \text{On prend : } M_{BC}^t = 9.17 \text{ KN.m}$$

➤ **Travée intermédiaire CD :**

$$M_{CD}^t \geq (1 + 0.3\alpha)M_3 - \frac{M_C + M_D}{2}$$

$$(1 + 0.3\alpha)M_3 - \frac{M_C + M_D}{2} = 1.148 \times 10.64 - \frac{5.25 + 4.25}{2} = 7.46 \text{ KN.m}$$

$$M_{CD}^t \geq 7.46 \text{ KN.m}$$

$$M_{CD}^t \geq \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_3 = 0.574 \times 10.64 = 6.10 \text{ KN.m}$$

$$M_{CD}^t \geq 6.10 \text{ KN.m} \implies \text{On prend : } M_{CD}^t = 7.46 \text{ KN.m}$$

➤ **Travée intermédiaire DE :**

$$M_{DE}^t \geq (1 + 0.3\alpha)M_4 - \frac{M_D + M_E}{2}$$

$$(1 + 0.3\alpha)M_4 - \frac{M_D + M_E}{2} = 1.148 \times 7.89 - \frac{4.25 + 4.25}{2} = 4.80 \text{ KN.m}$$

$$M_{DE}^t \geq 4.80 \text{ KN.m}$$

$$M_{DE}^t \geq \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_4 = 0.574 \times 7.89 = 4.52 \text{ KN.m}$$

$$M_{DE}^t \geq 4.52 \text{ KN.m} \implies \text{On prend : } M_{DE}^t = 4.80 \text{ KN.m}$$

➤ **Travée intermédiaire EF :**

$$M_{EF}^t \geq (1 + 0.3\alpha)M_5 - \frac{M_E + M_F}{2}$$

$$(1 + 0.3\alpha)M_5 - \frac{M_E + M_F}{2} = 1.148 \times 10.64 - \frac{4.25 + 5.25}{2} = 7.46 \text{ KN.m}$$

$$M_{EF}^t \geq 7.46 \text{ KN.m}$$

$$M_{EF}^t \geq \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_5 = 0.574 \times 10.64 = 6.10 \text{ KN.m}$$

$$M_{EF}^t \geq 6.10 \text{ KN.m} \implies \text{On prend : } M_{EF}^t = 7.46 \text{ KN.m}$$

➤ **Travée intermédiaire FG :**

$$M_{FG}^t \geq (1 + 0.3\alpha)M_6 - \frac{M_F + M_G}{2}$$

$$(1 + 0.3\alpha)M_6 - \frac{M_F + M_G}{2} = 1.148 \times 13.14 - \frac{5.25 + 6.57}{2} = 9.17 \text{ KN.m}$$

$$M_{FG}^t \geq 9.17 \text{ KN.m}$$

$$M_{FG}^t \geq \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_6 = 0.574 \times 13.14 = 7.54 \text{ KN.m}$$

$$M_{FG}^t \geq 7.54 \text{ KN.m} \implies \text{On prend : } M_{FG}^t = 9.17 \text{ KN.m}$$

➤ **Travée de rive GH :**

$$M_{GH}^t \geq (1 + 0.3\alpha)M_7 - \frac{M_G + M_H}{2}$$

$$(1 + 0.3\alpha)M_7 - \frac{M_G + M_H}{2} = 1.148 \times 8.40 - \frac{6.57 + 2.52}{2} = 5.09 \text{ KN.m}$$

$$M_{GH}^t \geq 5.09 \text{ KN.m}$$

$$M_{GH}^t \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_7 = 0.674 \times 8.40 = 5.66 \text{ KN.m}$$

$$M_{GH}^t \geq 5.66 \text{ KN.m} \implies \text{On prend : } M_{GH}^t = 5.66 \text{ KN.m}$$

4. Calcul des efforts tranchants :

➤ **Travée AB :**

$$T_A = \frac{q_u \times l_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{l_{AB}}$$

$$T_A = \frac{6.57 \times 3.20}{2} + \frac{(-6.57) - (-2.52)}{3.20} = 9.24 \text{KN}$$

$$\implies T_A = 9.24 \text{KN}$$

$$T_B = \frac{(-q_u) x l_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{l_{AB}}$$

$$T_B = \frac{(-6.57) \times 3.20}{2} + \frac{(-6.57) - (-2.52)}{3.20} = -11.77 \text{KN}$$

$$\implies T_B = -11.77 \text{KN}$$

➤ Travée BC :

$$T_B = \frac{q_u x l_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{l_{BC}}$$

$$T_B = \frac{6.57 \times 4}{2} + \frac{(-5.25) - (-6.57)}{4} = 13.47 \text{KN}$$

$$\implies T_B = 13.47 \text{KN}$$

$$T_C = \frac{(-q_u) x l_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{l_{BC}}$$

$$T_C = \frac{(-6.57) \times 4}{2} + \frac{(-5.25) - (-6.57)}{4} = -12.76 \text{KN}$$

$$\implies T_C = -12.76 \text{KN}$$

➤ Travée CD :

$$T_C = \frac{q_u x l_{CD}}{2} + \frac{M_D - M_C}{l_{CD}}$$

$$T_C = \frac{6.57 \times 3.6}{2} + \frac{(-4.25) - (-5.25)}{3.6} = 12.10 \text{KN}$$

$$\implies T_C = 12.10 \text{KN}$$

$$T_D = \frac{(-q_u) x l_{CD}}{2} + \frac{M_D - M_C}{l_{CD}}$$

$$T_D = \frac{(-6.57) \times 3.6}{2} + \frac{(-4.25) - (-5.25)}{3.6} = -11.54 \text{KN}$$

$$\implies T_D = -11.54 \text{KN}$$

➤ Travée DE :

$$T_D = \frac{q_u x l_{DE}}{2} + \frac{M_E - M_D}{l_{DE}}$$

$$T_D = \frac{6.57 \times 3.1}{2} + \frac{(-4.25) - (-4.25)}{3.1} = 10.18 \text{KN}$$

$$\implies T_D = 10.18 \text{KN}$$

$$T_E = \frac{(-q_u) x l_{DE}}{2} + \frac{M_E - M_D}{l_{DE}}$$

$$T_E = \frac{(-6.57) \times 3.1}{2} + \frac{(-4.25) - (-4.25)}{3.1} = -10.18 \text{KN}$$

$$\implies T_E = -10.18 \text{KN}$$

➤ Travée EF :

$$T_E = \frac{q_u x l_{EF}}{2} + \frac{M_F - M_E}{l_{EF}}$$

$$T_E = \frac{6.57 \times 3.6}{2} + \frac{(-5.25) - (-4.25)}{3.6} = 11.54 \text{KN}$$

$$\implies T_E = 11.54 \text{KN}$$

$$T_F = \frac{(-q_u) x l_{EF}}{2} + \frac{M_D - M_C}{l_{EF}}$$

$$T_F = \frac{(-6.57) \times 3.6}{2} + \frac{(-5.25) - (-4.25)}{3.6} = -12.10 \text{ KN}$$

$$\implies T_F = -12.10 \text{ KN}$$

➤ Travée FG :

$$T_F = \frac{q_u \times l_{FG}}{2} + \frac{M_G - M_F}{l_{FG}}$$

$$T_F = \frac{6.57 \times 4}{2} + \frac{(-6.57) - (-5.25)}{4} = 12.76 \text{ KN}$$

$$\implies T_F = 12.76 \text{ KN}$$

$$T_G = \frac{(-q_u) \times l_{FG}}{2} + \frac{M_G - M_F}{l_{FG}}$$

$$T_G = \frac{(-6.57) \times 4}{2} + \frac{(-6.57) - (-5.25)}{4} = -13.47 \text{ KN}$$

$$\implies T_G = -13.47 \text{ KN}$$

➤ Travée GH :

$$T_G = \frac{q_u \times l_{GH}}{2} + \frac{M_H - M_G}{l_{GH}}$$

$$T_G = \frac{6.57 \times 3.20}{2} + \frac{(-2.52) - (-6.57)}{3.20} = 11.77 \text{ KN}$$

$$\implies T_G = 11.77 \text{ KN}$$

$$T_H = \frac{(-q_u) \times l_{GH}}{2} + \frac{M_H - M_G}{l_{GH}}$$

$$T_H = \frac{(-6.57) \times 3.20}{2} + \frac{(-2.52) - (-6.57)}{3.20} = -9.24 \text{ KN}$$

$$\implies T_H = -9.24 \text{ KN}$$

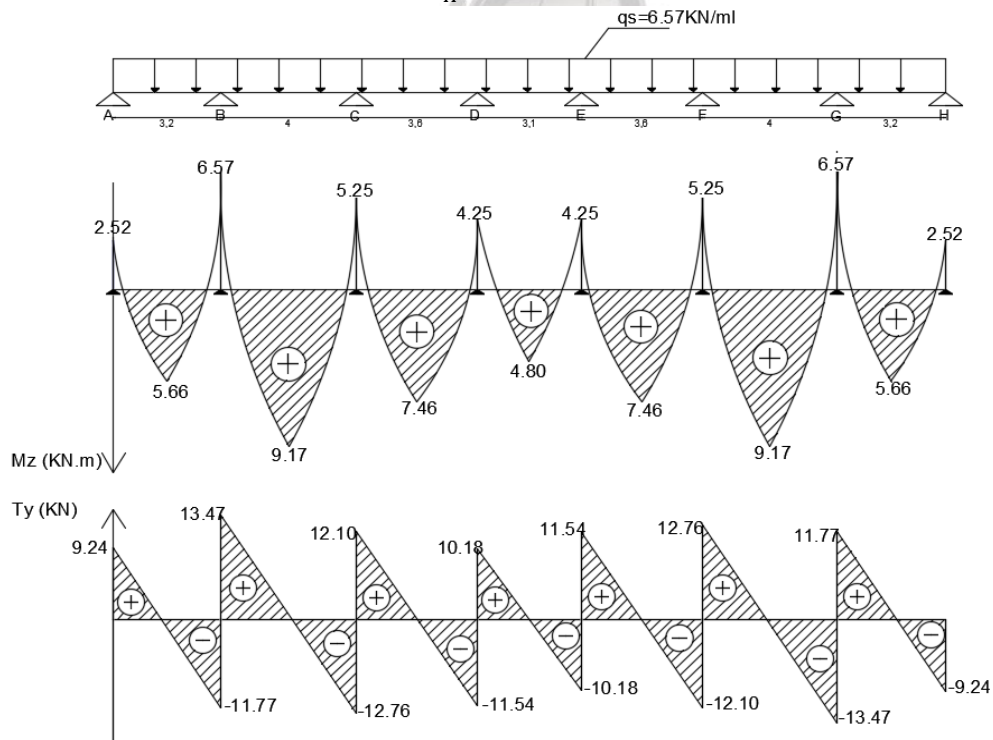


Figure III.1.4.3.3 : Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELS (1^{er} cas).

2eme cas : une poutre reposant sur 6 appuis

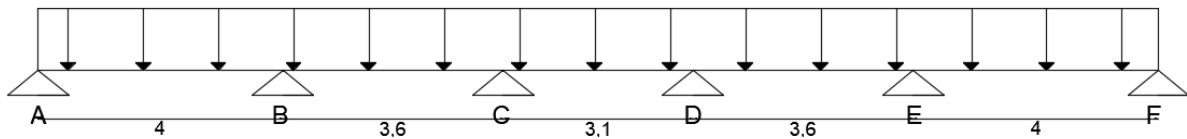


Figure III.1.4.3.4 : Schéma statique d'une poutre reposant sur 8 appuis a L'ELU

➤ A l'ELU :

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

$$q_u = 9.35 \text{ KN/ml}$$

1. Calcul des moments sur appuis et en travées :

a. Calcul des moments fléchissant :

✓ Calcul de moment isostatique :

$$M_{01} = M_{05} = \frac{ql^2}{8} = \frac{9.35 \times 4^2}{8} = 18.7 \text{ KN.m}$$

$$M_{02} = M_{04} = \frac{ql^2}{8} = \frac{9.35 \times 3.6^2}{8} = 15.14 \text{ KN.m}$$

$$M_{03} = \frac{ql^2}{8} = \frac{9.35 \times 3.1^2}{8} = 11.23 \text{ KN.m}$$

2. Calcul des rapports des charges :

$$\alpha = \frac{Q}{G+Q} \quad \text{avec : } 0 \leq \alpha \leq \frac{2}{3}$$

$$\alpha = \frac{5}{5.10+5} = 0.495$$

$$1 + 0.3\alpha = 1 + 0.3 \times 0.495 = 1.148$$

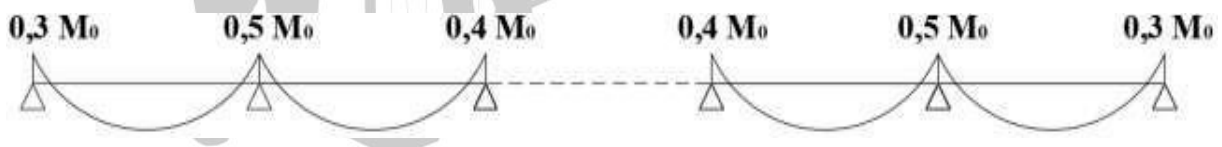
Travée intermédiaire :

$$\frac{1+0.3\alpha}{2} = \frac{1+0.3(0.495)}{2} = 0.574$$

Travée de rive :

$$\frac{1.2+0.3\alpha}{2} = \frac{1.2+0.3(0.495)}{2} = 0.674$$

3. Calcul des moments sur appuis :



$$M_A = 0,3M_{01} = 0,3 \times 18.7 = 5.61 \text{ KN.m}$$

$$M_B = 0,5 \text{ Max } (M_{01}; M_{02}) = 0,5(18.7 ; 15.14) = 0,5 \times 18.7 = 9.35 \text{ KN.m}$$

$$M_C = 0,4 \text{ Max } (M_{02}; M_{03}) = 0,4(15.14 ; 11.23) = 0,4 \times 15.14 = 6.05 \text{ KN.m}$$

$$M_D = 0,4 \text{ Max } (M_{03}; M_{04}) = 0,4(11.23 ; 15.14) = 0,4 \times 15.14 = 6.05 \text{ KN.m}$$

$$M_E = 0,5 \text{ Max } (M_{04}; M_{05}) = 0,5(15.14 ; 18.7) = 0,5 \times 18.7 = 9.35 \text{ KN.m}$$

$$M_F = 0,3 \text{ Max } M_{05} = 0,3 \times 18.7 = 5.61 \text{ KN.m}$$

On a :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_A = M_F = 5.61 \text{ KN.m} \\ M_B = M_E = 9.35 \text{ KN.m} \\ M_C = M_D = 6.05 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

4. Les moments en travées :

Travée de rive : $M_t \geq (1 + 0.3\alpha)M_0 - \frac{M_w + M_e}{2}$; $M_t \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_0$

Travée intermédiaire : $M_t \geq (1 + 0.3\alpha)M_0 - \frac{M_w + M_e}{2}$; $M_t \geq \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_0$

➤ **Travée de rive AB :**

$$M_{AB}^t \geq (1 + 0.3\alpha)M_1 - \frac{M_A + M_B}{2}$$

$$(1 + 0.3\alpha)M_1 - \frac{M_A + M_B}{2} = 1.148 \times 18.7 - \frac{5.61 + 9.35}{2} = 13.98 \text{ KN.m}$$

$$M_{AB}^t \geq 13.98 \text{ KN.m}$$

$$M_{AB}^t \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_1 = 0.674 \times 18.7 = 12.60 \text{ KN.m}$$

$$M_{AB}^t \geq 12.60 \text{ KN.m} \quad \Longrightarrow \quad \text{On prend : } M_{AB}^t = 13.98 \text{ KN.m}$$

➤ **Travée intermédiaire BC :**

$$M_{BC}^t \geq (1 + 0.3\alpha)M_2 - \frac{M_B + M_C}{2}$$

$$(1 + 0.3\alpha)M_2 - \frac{M_B + M_C}{2} = 1.148 \times 15.14 - \frac{9.35 + 6.05}{2} = 9.68 \text{ KN.m}$$

$$M_{BC}^t \geq 9.68 \text{ KN.m}$$

$$M_{BC}^t \geq \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_2 = 0.574 \times 15.14 = 8.69 \text{ KN.m}$$

$$M_{BC}^t \geq 8.69 \text{ KN.m} \quad \Longrightarrow \quad \text{On prend : } M_{BC}^t = 9.68 \text{ KN.m}$$

➤ **Travée intermédiaire CD :**

$$M_{CD}^t \geq (1 + 0.3\alpha)M_3 - \frac{M_C + M_D}{2}$$

$$(1 + 0.3\alpha)M_3 - \frac{M_C + M_D}{2} = 1.148 \times 11.23 - \frac{6.05 + 6.05}{2} = 6.74 \text{ KN.m}$$

$$M_{CD}^t \geq 6.74 \text{ KN.m}$$

$$M_{CD}^t \geq \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_3 = 0.574 \times 11.23 = 6.44 \text{ KN.m}$$

$$M_{CD}^t \geq 6.44 \text{ KN.m} \quad \Longrightarrow \quad \text{On prend : } M_{CD}^t = 6.74 \text{ KN.m}$$

➤ **Travée intermédiaire DE :**

$$M_{DE}^t \geq (1 + 0.3\alpha)M_4 - \frac{M_D + M_E}{2}$$

$$(1 + 0.3\alpha)M_4 - \frac{M_D + M_E}{2} = 1.148 \times 15.14 - \frac{6.05 + 9.35}{2} = 9.68 \text{ KN.m}$$

$$M_{DE}^t \geq 9.68 \text{ KN.m}$$

$$M_{DE}^t \geq \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_4 = 0.574 \times 15.14 = 8.69 \text{ KN.m}$$

$$M_{DE}^t \geq 8.69 \text{ KN.m} \quad \Longrightarrow \quad \text{On prend : } M_{DE}^t = 9.68 \text{ KN.m}$$

➤ Travée de rive EF :

$$M_{EF}^t \geq (1 + 0.3\alpha)M_5 - \frac{M_E + M_F}{2}$$

$$(1 + 0.3\alpha)M_5 - \frac{M_E + M_F}{2} = 1.148 \times 18.7 - \frac{9.35 + 5.61}{2} = 13.98 \text{KN.m}$$

$$M_{EF}^t \geq 13.98 \text{KN.m}$$

$$M_{EF}^t \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_5 = 0.674 \times 18.7 = 12.60 \text{KN.m}$$

$$M_{EF}^t \geq 12.60 \text{KN.m} \implies \text{On prend : } M_{EF}^t = 13.98 \text{KN.m}$$

5. Calcul des efforts tranchants :

➤ Travée AB :

$$T_A = \frac{q_u \times l_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{l_{AB}}$$

$$T_A = \frac{9.35 \times 4}{2} + \frac{(-9.35) - (-5.61)}{4} = 17.76 \text{KN}$$

$$\implies T_A = 17.76 \text{KN}$$

$$T_B = \frac{(-q_u) \times l_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{l_{AB}}$$

$$T_B = \frac{(-9.35) \times 4}{2} + \frac{(-9.35) - (-3.58)}{4} = -20.14 \text{KN}$$

$$\implies T_B = -20.14 \text{KN}$$

➤ Travée BC :

$$T_B = \frac{q_u \times l_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{l_{BC}}$$

$$T_B = \frac{9.35 \times 3.6}{2} + \frac{(-6.05) - (-9.35)}{3.6} = 17.74 \text{KN}$$

$$\implies T_B = 17.74 \text{KN}$$

$$T_C = \frac{(-q_u) \times l_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{l_{BC}}$$

$$T_C = \frac{(-9.35) \times 3.6}{2} + \frac{(-6.05) - (-9.35)}{3.6} = -15.91 \text{KN}$$

$$\implies T_C = -15.91 \text{KN}$$

➤ Travée CD :

$$T_C = \frac{q_u \times l_{CD}}{2} + \frac{M_D - M_C}{l_{CD}}$$

$$T_C = \frac{9.35 \times 3.1}{2} + \frac{(-6.05) - (-6.05)}{3.1} = 14.49 \text{KN}$$

$$\implies T_C = 14.19 \text{KN}$$

$$T_D = \frac{(-q_u) \times l_{CD}}{2} + \frac{M_D - M_C}{l_{CD}}$$

$$T_D = \frac{(-9.35) \times 3.1}{2} + \frac{(-6.05) - (-6.05)}{3.1} = -14.49 \text{KN}$$

$$\implies T_D = -14.49 \text{KN}$$

➤ Travée DE :

$$T_D = \frac{q_u \times l_{DE}}{2} + \frac{M_E - M_D}{l_{DE}}$$

$$T_D = \frac{9.35 \times 3.6}{2} + \frac{(-9.35) - (-6.05)}{3.6} = 15.91 \text{KN}$$

$$T_D = 15.91 \text{ KN}$$

$$T_E = \frac{(-q_u)x l_{DE}}{2} + \frac{M_E - M_D}{l_{DE}}$$

$$T_E = \frac{(-9.35) \times 3.6}{2} + \frac{(-9.35) - (-6.05)}{3.6} = -17.74 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow T_E = -17.74 \text{ KN}$$

➤ Travée EF :

$$T_E = \frac{q_u x l_{EF}}{2} + \frac{M_F - M_E}{l_{EF}}$$

$$T_E = \frac{9.35 \times 4}{2} + \frac{(-5.61) - (-9.35)}{4} = 20.14 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow T_E = 20.14 \text{ KN}$$

$$T_F = \frac{(-q_u)x l_{EF}}{2} + \frac{M_D - M_C}{l_{EF}}$$

$$T_F = \frac{(-9.35) \times 3.6}{2} + \frac{(-5.61) - (-9.35)}{3.6} = -17.76 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow T_F = -17.76 \text{ KN}$$

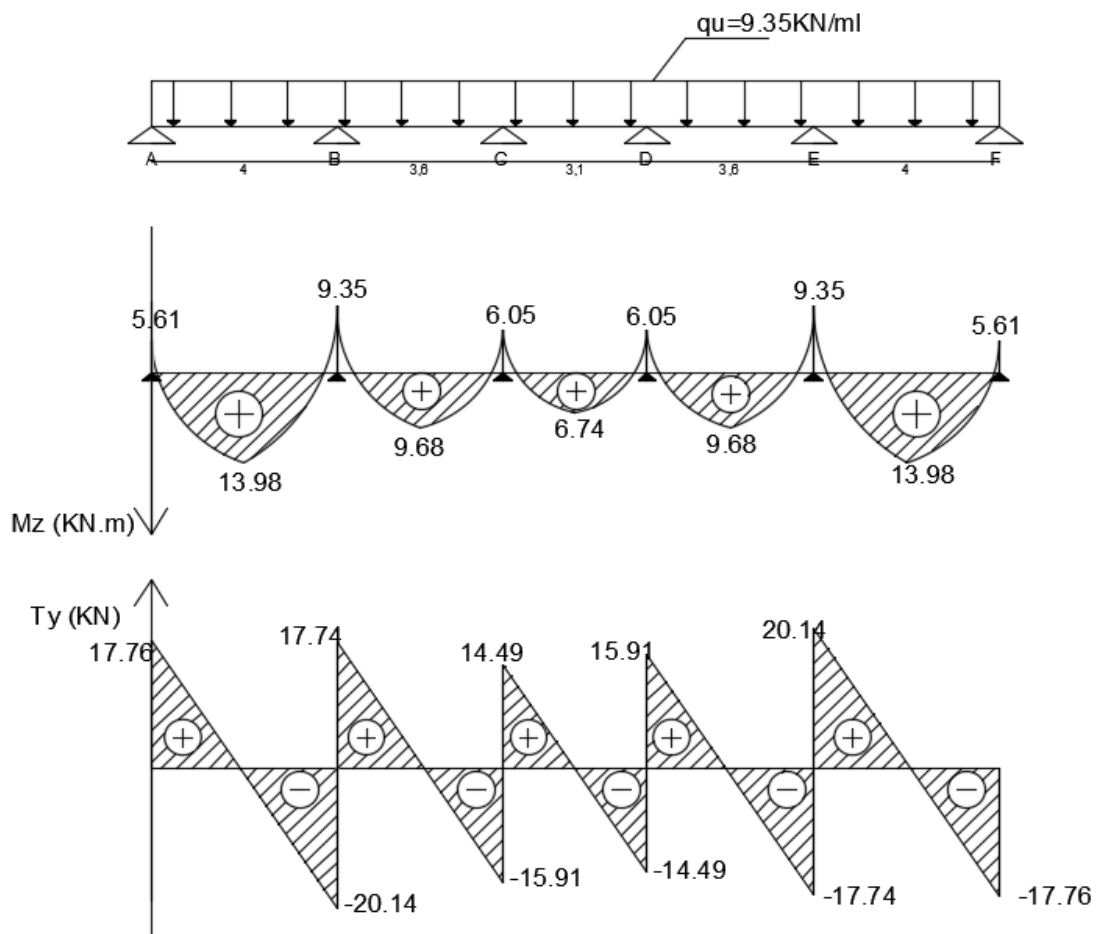


Figure III.1.4.3.5 : Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELU (2eme cas).

➤ **A l'ELS :**

$$qu = G + Q$$

$$qu = 6.57 \text{ KN/ml}$$

1. Calcul des moments fléchissant :

✓ Calcul de moment isostatique :

$$M_{01} = M_{05} = \frac{ql^2}{8} = \frac{6.57 \times 4^2}{8} = 13.14 \text{ KN.m}$$

$$M_{02} = M_{04} = \frac{ql^2}{8} = \frac{6.57 \times 3.6^2}{8} = 10.64 \text{ KN.m}$$

$$M_{03} = \frac{ql^2}{8} = \frac{6.57 \times 3.1^2}{8} = 7.89 \text{ KN.m}$$

2. Calcul des moments sur appuis :

$$M_A = 0,3M_{01} = 0,3 \times 13.14 = 3.94 \text{ KN.m}$$

$$M_B = 0,5 \text{ Max } (M_{01}; M_{02}) = 0,5(13.14 ; 10.64) = 0,5 \times 13.14 = 6.57 \text{ KN.m}$$

$$M_C = 0,4 \text{ Max } (M_{02}; M_{03}) = 0,4(10.64 ; 7.89) = 0,4 \times 10.64 = 4.25 \text{ KN.m}$$

$$M_D = 0,4 \text{ Max } (M_{03}; M_{04}) = 0,4(7.89 ; 10.64) = 0,4 \times 10.64 = 4.25 \text{ KN.m}$$

$$M_E = 0,5 \text{ Max } (M_{04}; M_{05}) = 0,5(10.64 ; 13.14) = 0,5 \times 13.14 = 6.57 \text{ KN.m}$$

$$M_F = 0,3 \text{ Max } M_{05} = 0,3 \times 13.14 = 3.94 \text{ KN.m}$$

On a :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_A = M_F = 3.94 \text{ KN.m} \\ M_B = M_E = 6.57 \text{ KN.m} \\ M_C = M_D = 4.25 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

3. Les moments en travées :

Travée de rive : $M_t \geq (1 + 0.3\alpha)M_0 - \frac{M_w + M_e}{2}$; $M_t \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_0$

Travée intermédiaire : $M_t \geq (1 + 0.3\alpha)M_0 - \frac{M_w + M_e}{2}$; $M_t \geq \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_0$

➤ **Travée de rive AB :**

$$M_{AB}^t \geq (1 + 0.3\alpha)M_1 - \frac{M_A + M_B}{2}$$

$$(1 + 0.3\alpha)M_1 - \frac{M_A + M_B}{2} = 1.148 \times 13.14 - \frac{3.94 + 6.75}{2} = 9.73 \text{ KN.m}$$

$$M_{AB}^t \geq 9.73 \text{ KN.m}$$

$$M_{AB}^t \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_1 = 0.674 \times 13.14 = 8.85 \text{ KN.m}$$

$$M_{AB}^t \geq 8.85 \text{ KN.m} \implies \text{On prend : } M_{AB}^t = 9.73 \text{ KN.m}$$

➤ **Travée intermédiaire BC :**

$$M_{BC}^t \geq (1 + 0.3\alpha)M_2 - \frac{M_B + M_C}{2}$$

$$(1 + 0.3\alpha)M_2 - \frac{M_B + M_C}{2} = 1.148 \times 10.64 - \frac{6.57 + 4.25}{2} = 6.80 \text{ KN.m}$$

$$M_{BC}^t \geq 6.80 \text{ KN.m}$$

$$M_{BC}^t \geq \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_2 = 0.574 \times 10.64 = 6.10 \text{ KN.m}$$

$$M_{BC}^t \geq 6.10 \text{ KN.m} \implies \text{On prend : } M_{BC}^t = 6.80 \text{ KN.m}$$

➤ **Travée intermédiaire CD :**

$$M_{CD}^t \geq (1 + 0.3\alpha)M_3 - \frac{M_C + M_D}{2}$$

$$(1 + 0.3\alpha)M_3 - \frac{M_C + M_D}{2} = 1.148 \times 7.89 - \frac{4.25 + 4.25}{2} = 4.80 \text{ KN.m}$$

$$M_{CD}^t \geq 4.80 \text{ KN.m}$$

$$M_{CD}^t \geq \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_3 = 0.574 \times 7.89 = 4.52 \text{ KN.m}$$

$$M_{CD}^t \geq 4.52 \text{ KN.m} \implies \text{On prend : } M_{CD}^t = 4.80 \text{ KN.m}$$

➤ **Travée intermédiaire DE :**

$$M_{DE}^t \geq (1 + 0.3\alpha)M_4 - \frac{M_D + M_E}{2}$$

$$(1 + 0.3\alpha)M_4 - \frac{M_D + M_E}{2} = 1.148 \times 10.64 - \frac{4.25 + 6.57}{2} = 6.80 \text{ KN.m}$$

$$M_{DE}^t \geq 6.80 \text{ KN.m}$$

$$M_{DE}^t \geq \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_4 = 0.574 \times 10.64 = 6.10 \text{ KN.m}$$

$$M_{DE}^t \geq 6.10 \text{ KN.m} \implies \text{On prend : } M_{DE}^t = 6.80 \text{ KN.m}$$

➤ **Travée de rive EF :**

$$M_{EF}^t \geq (1 + 0.3\alpha)M_5 - \frac{M_E + M_F}{2}$$

$$(1 + 0.3\alpha)M_5 - \frac{M_E + M_F}{2} = 1.148 \times 13.14 - \frac{6.57 + 3.94}{2} = 9.73 \text{ KN.m}$$

$$M_{EF}^t \geq 9.73 \text{ KN.m}$$

$$M_{EF}^t \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_5 = 0.674 \times 13.14 = 8.85 \text{ KN.m}$$

$$M_{EF}^t \geq 8.85 \text{ KN.m} \implies \text{On prend : } M_{EF}^t = 9.73 \text{ KN.m}$$

4. Calcul des efforts tranchants :

➤ **Travée AB :**

$$T_A = \frac{q_u \times l_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{l_{AB}}$$

$$T_A = \frac{6.57 \times 4}{2} + \frac{(-6.57) - (-3.94)}{4} = 12.48 \text{ KN}$$

$$\implies T_A = 12.48 \text{ KN}$$

$$T_B = \frac{(-q_u) \times l_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{l_{AB}}$$

$$T_B = \frac{(-6.57) \times 4}{2} + \frac{(-6.57) - (-3.94)}{4} = -13.79 \text{ KN}$$

$$\implies T_B = -13.79 \text{ KN}$$

➤ **Travée BC :**

$$T_B = \frac{q_u \times l_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{l_{BC}}$$

$$T_B = \frac{6.57 \times 3.6}{2} + \frac{(-4.25) - (-6.57)}{3.6} = 12.47 \text{ KN}$$

$$\implies T_B = 12.47 \text{ KN}$$

$$T_C = \frac{(-q_u) \times l_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{l_{BC}}$$

$$T_C = \frac{(-6.57) \times 3.6}{2} + \frac{(-4.25) - (-6.57)}{3.6} = -11.18 \text{KN}$$

$$\implies T_C = -11.18 \text{KN}$$

➤ Travée CD :

$$T_C = \frac{q_u \times l_{CD}}{2} + \frac{M_D - M_C}{l_{CD}}$$

$$T_C = \frac{6.57 \times 3.1}{2} + \frac{(-4.25) - (-4.25)}{3.1} = 10.18 \text{KN}$$

$$\implies T_C = 10.18 \text{KN}$$

$$T_D = \frac{(-q_u) \times l_{CD}}{2} + \frac{M_D - M_C}{l_{CD}}$$

$$T_D = \frac{(-6.57) \times 3.1}{2} + \frac{(-4.25) - (-4.25)}{3.1} = -10.18 \text{KN}$$

$$\implies T_D = -10.18 \text{KN}$$

➤ Travée DE :

$$T_D = \frac{q_u \times l_{DE}}{2} + \frac{M_E - M_D}{l_{DE}}$$

$$T_D = \frac{6.57 \times 3.6}{2} + \frac{(-6.57) - (-4.25)}{3.6} = 11.18 \text{KN}$$

$$\implies T_D = 11.18 \text{KN}$$

$$T_E = \frac{(-q_u) \times l_{DE}}{2} + \frac{M_E - M_D}{l_{DE}}$$

$$T_E = \frac{(-6.57) \times 3.6}{2} + \frac{(-6.57) - (-4.25)}{3.6} = -12.47 \text{KN}$$

$$\implies T_E = -12.47 \text{KN}$$

➤ Travée EF :

$$T_E = \frac{q_u \times l_{EF}}{2} + \frac{M_F - M_E}{l_{EF}}$$

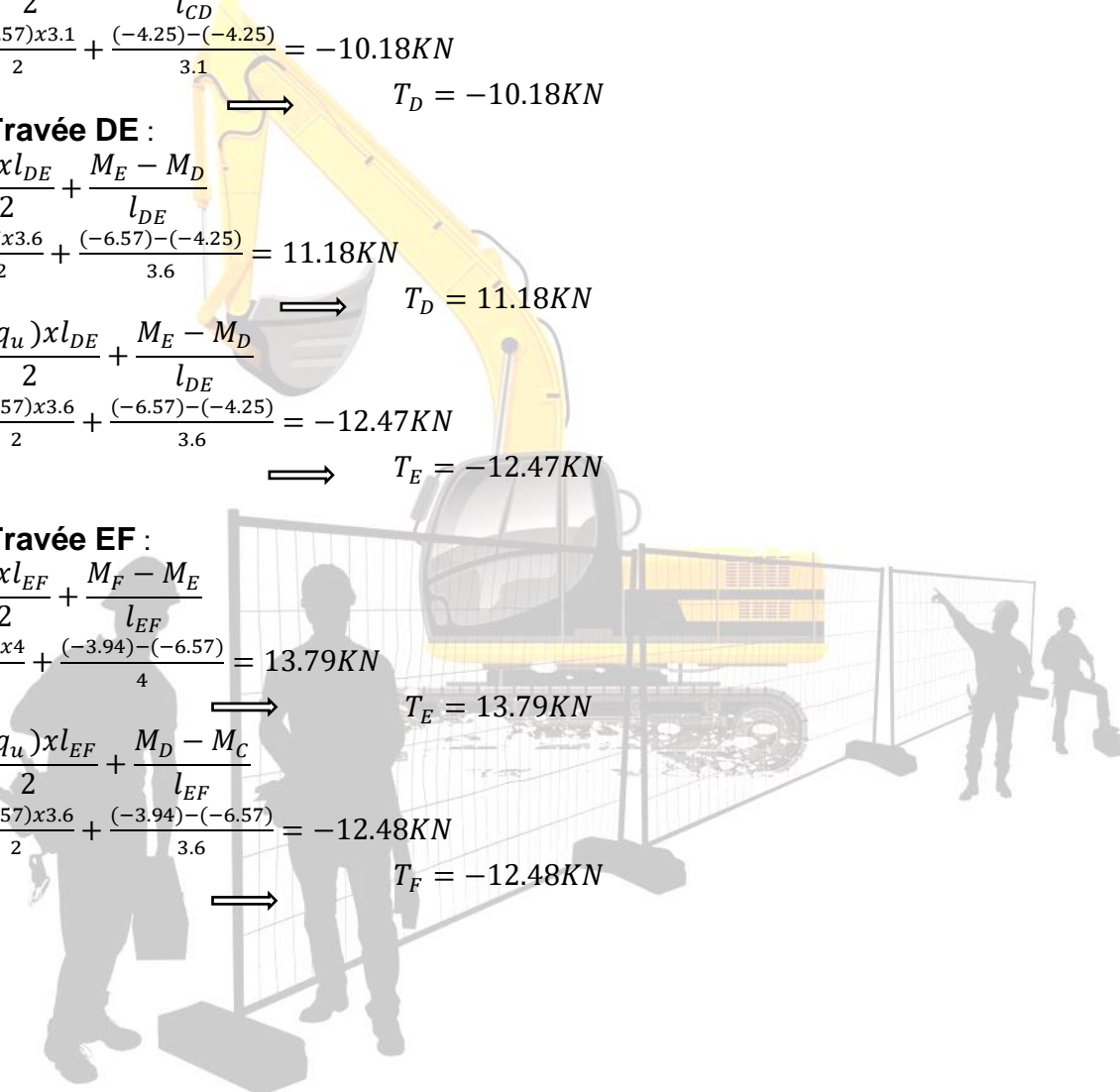
$$T_E = \frac{6.57 \times 4}{2} + \frac{(-3.94) - (-6.57)}{4} = 13.79 \text{KN}$$

$$\implies T_E = 13.79 \text{KN}$$

$$T_F = \frac{(-q_u) \times l_{EF}}{2} + \frac{M_D - M_C}{l_{EF}}$$

$$T_F = \frac{(-6.57) \times 3.6}{2} + \frac{(-3.94) - (-6.57)}{3.6} = -12.48 \text{KN}$$

$$\implies T_F = -12.48 \text{KN}$$



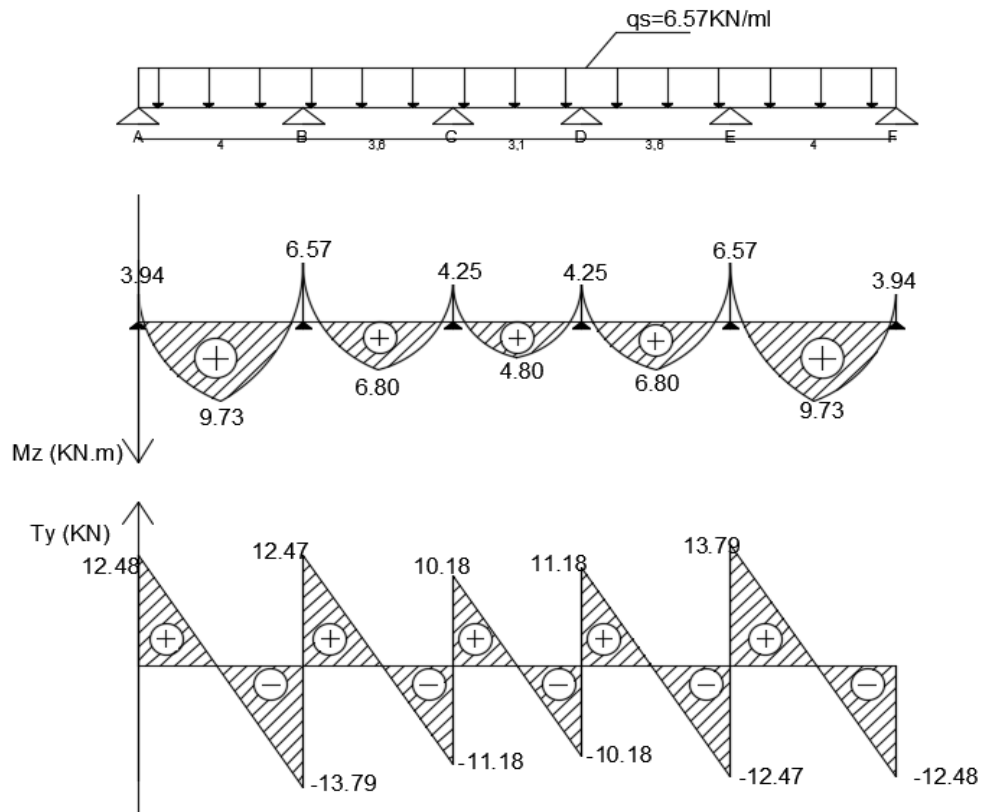


Figure III.1.4.3.6 : Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELS (2eme cas).

III.1.5 Ferrailage :

b = 65cm (largeur de la table de compression)

h = 20cm (hauteur total de plancher)

b₀ = 12cm (largeur de la nervure)

h₀ = 4cm (épaisseur de la table de compression)

c = 2cm (enrobage des armatures inférieures)

d = 18cm (distance du centre de gravité des armatures inférieures jusqu'à la fibre la plus comprimée).

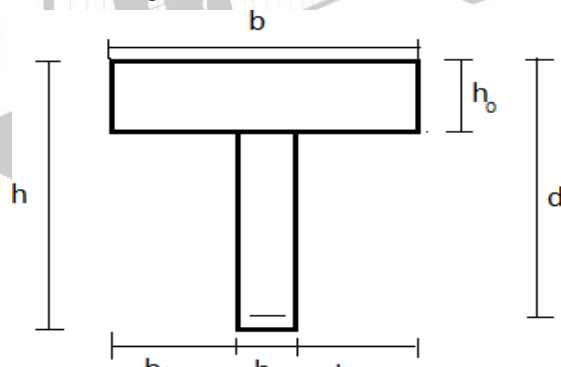


Figure III.1.5.1: Section de calcul de la poutrelle après coulage de la dalle de compression

III.1.5.1 Plancher étage courant :

Position de l'axe neutre

Moment résistant

$$M_0 = b x h_0 \left(d - \frac{h_0}{2} \right) f_{bu}$$

M_0 : Moment qui peut être repris par la table de compression

$$M_t = \max \begin{cases} M_t = 7.93 \text{ KN.m} \\ M_a = 5.94 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Si : $M_t > M_0$ → l'axe neutre se situe dans la nervure.

$M_t < M_0$ → l'axe neutre se situe dans la table de compression

$$M_0 = 065 \times 0.04 \left(0.18 - \frac{0.04}{2} \right) 14.2 \times 10^3 = 59.07 \text{ KN.m}$$

$$M_0 = 59.07 \text{ KN.m}$$

$M_t = 7.93 \text{ KN.m} < M_0 = 59.07 \text{ KN.m}$ → L'axe neutre se situe dans la table de compression (seule une partie de la table est comprimée) et comme le béton tendu n'intervient pas dans les calculs, la section Té sera calculée comme une section rectangulaire de dimensions $(b \times h) = (65 \times 20 \text{ cm}^2)$

a- Calcul des armatures longitudinales :

En travées :

$$\mu = \frac{M_t \max}{b d^2 f_{bu}} = \frac{7.93 \times 10^3}{65 \times 18^2 \times 14.2} = 0.026 < \mu_i = 0.392 \rightarrow \text{SSA}$$

La section est simplement armée (S.S.A) donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ($A_{sc} = 0 \text{ cm}^2$)

À partir des abaques et pour une valeur de $\mu = 0.026$ → $\beta = 0.987$

$$A_t = \frac{M_t \max}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{7.93 \times 10^4}{0.987 \times 180 \times 348} = 1.282 \text{ Cm}^2$$

Soit $A_{st} = 3\text{HA}10 = 2.35 \text{ cm}^2$

Aux appuis :

$$\mu = \frac{M_a \max}{b d^2 f_{bu}} = \frac{5.94 \times 10^3}{65 \times 18^2 \times 14.2} = 0.020 < \mu_i = 0.392 \rightarrow \text{SSA}$$

La section est simplement armée (S.S.A) donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ($A_{sc} = 0 \text{ cm}^2$)

À partir des abaques et pour une valeur de $\mu = 0.020$ → $\beta = 0.990$

$$A_a = \frac{M_a \max}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{5.94 \times 10^4}{0.990 \times 180 \times 348} = 0.957 \text{ Cm}^2$$

Soit $A_{sa} = 1\text{HA}12 = 1.13 \text{ cm}^2$

b- Calcul des armatures transversales :

Le diamètre minimal des armatures transversales :

Le diamètre minimal des armatures transversales est donné par (**Art A.7.2 BAEL91 modifié99**).

$$\varnothing \leq \min \left\{ \frac{h}{35}; \varnothing_1; \frac{b_0}{10} \right\} \rightarrow \varnothing \leq \min \left\{ \frac{200}{35}; 10; \frac{120}{10} \right\}$$

$$\varnothing \leq \min \{ 5.71; 10; 12 \} = 5.71 \text{ mm}$$

→ On prend : $\varnothing = 6 \text{ mm}$

$$A_t = 2\varnothing 6 = 0.56 \text{ Cm}^2$$

c- Espacement entre armature (cadre) :

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

Soit: **St = 15 cm**

III.1.5.1.1 Vérification a ELU :

1- Vérification à la condition de non fragilité du béton de la section minimale :(Art A.4.2.1 BAEL91 modifié 99)

En travée :

$$A_t \geq 0,23 \cdot b_0 \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \quad \text{avec: } f_{t28} = 0.6 + 0.06f_{c28} = 2.1\text{MPa}$$

$$A_t \geq 0,23 \times 65 \times 18 \times \frac{2.1}{400} = 1.41\text{Cm}^2$$

$$A_t = 2.35\text{Cm}^2 \geq 1.41\text{Cm}^2 \quad \text{La condition est vérifiée}$$

Aux appuis :

$$A_t \geq 0,23 \cdot b_0 \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_t \geq 0,23 \times 12 \times 18 \times \frac{2.1}{400} = 0.26\text{Cm}^2$$

$$A_t = 1.13\text{Cm}^2 \geq 0.26\text{Cm}^2 \quad \text{La condition est vérifiée}$$

2- Vérification au cisaillement (A.5.1, 211 du BAEL 99) [3] :

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b_0 d} \leq \bar{\tau}_u \quad \text{avec: } T_{max} = 12.17\text{KN}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\} \quad \bar{\tau}_u = \min \{3,3 ; 5 \text{ MPa}\}$$

$$\bar{\tau}_u = 3,3 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b_0 d}$$

$$\tau_u = \frac{12.17 \times 10^3}{120 \times 180} = 0.56 \text{ MPa}$$

on a: $\tau_u = 0,56 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,3 \text{ MPa}$ La condition est vérifiée

Il n'y a pas de risque de cisaillement donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires

3- Vérification de la contrainte de cisaillements : (Art A.5.1.211 BAEL91 modifiée 99)

En travée :

$$\tau_u = \frac{T_{max}(b - b_0)}{1.8h_0bd} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{12.17 \times 10^3 (650 - 120)}{1.8 \times 40 \times 650 \times 180} = 0.765 \text{ MPa}$$

on a $\tau_u = 0.765 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.3 \text{ MPa}$ La condition est vérifiée

Aux appuis :

$$\bar{\tau}_u = \frac{2T_{\max}}{0.9db_0} \leq \frac{0.8f_{c28}}{\theta\gamma_b} \quad \text{avec: } \frac{0.8f_{c28}}{\theta\gamma_b} = 13.33\text{MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \frac{2 \times 12.17 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 120} = 1.25\text{MPa}$$

on a : $\bar{\tau}_u = 1.25\text{MPa} \leq \frac{0.8f_{c28}}{\theta\gamma_b} = 13.33\text{MPa} \quad \longrightarrow \quad \text{La condition est vérifiée}$

4- Vérification de l'adhérence et de l'entraînement des barres au niveau des appuis (Art A.6.1.3 BAEL91 modifiée 99) :

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} = \Psi \cdot f_{t28}$$

Avec :

$$\bar{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

ψ_s : Coefficient de scellement droit :

$$\left\{ \begin{array}{l} \psi_s : 1.5 \text{ pour les H.A} \\ \psi_s : 1 \text{ pour les R.L} \end{array} \right.$$

$$\tau_{se} = \frac{T_{\max}}{0.9d \sum \mu_i}$$

D'où :

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

$$\sum \mu_i = n \cdot \pi \cdot \phi = 3 \times 3.14 \times 10 = 94.2 \text{ mm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{12.17 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 94.2} = 0.80 \text{ MPa}$$

$\tau_{se} = 0.80 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad \text{La condition est vérifiée.}$

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

5- Ancrage des barres (A 6.1 ,221 du BAEL 99) [3] :

Pour avoir un bon ancrage droit, il faut mettre en œuvre un ancrage qui est défini par sa longueur de scellement droit « L_s »

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

Avec :

$$\tau_{su} = 0,6\Psi^2 f_{t28}$$

$$\tau_{su} = 0,6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2,835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{1 \times 400}{4 \times 2.835} = 35.27 \text{ cm}$$

Pour les aciers à haute adhérence FeE400 et pour $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$, la longueur de scellement droite L_s est égale à : $L_s = 35\phi = 35 \times 1 = 35 \text{ cm.}$

$$L_c = 0,4L_s = 0,4 \times 35.27 = 14.108 \text{ cm.}$$

D'où : $L_c = 15 \text{ cm.}$

III.1.5.1.2 Vérification a l'ELS :

$$\text{on a: } \begin{cases} M_{t \max} = 5.30 \text{ KN.m} \\ M_{a \max} = 4.29 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{et } \begin{cases} A_{st} = 1.51 \text{ cm}^2 \\ A_{sa} = 1.00 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

1- Aux appuis :

Vérification de la contrainte dans les aciers :

$$\sigma_{st} < \overline{\sigma}_{st} \quad \text{avec:} \quad \overline{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{a \max}}{A_{sa} \cdot \beta_1 \cdot d} \quad \text{avec:} \quad \rho = \frac{100 \cdot A_{sa}}{\beta_0 \cdot d}$$

$$\rho = \frac{100 \times 1}{12 \times 18} = 0.462$$

$$\rho = 0.462 \quad \Rightarrow \quad \begin{cases} \beta_1 = 0.897 \\ k_1 = 33.54 \end{cases}$$

$$\sigma_{st} = \frac{4.29 \times 10^3}{1 \times 0.897 \times 18} = 265.70 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 347.82 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 265.70 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 347.82 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{La condition est vérifiée}$$

Vérification de la contrainte dans le béton :

$$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} \quad \text{avec:} \quad \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28}$$

$$\sigma_{bc} = \sigma_{st} \cdot k \quad \text{avec:} \quad k = \frac{1}{k_1}$$

$$k = \frac{1}{33.54} = 0.029$$

$$\sigma_{bc} = 265.70 \times 0.029 = 7.70 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 7.70 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{La condition est vérifiée}$$

2- En travée :

Vérification de la contrainte dans les aciers :

$$\sigma_{st} < \overline{\sigma}_{st} \quad \text{avec:} \quad \overline{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{t \max}}{A_{st} \cdot \beta_1 \cdot d} \quad \text{avec:} \quad \rho = \frac{100 \cdot A_{st}}{\beta_0 \cdot d}$$

$$\rho = \frac{100 \times 1.51}{12 \times 18} = 0.704$$

$$\rho = 0.704 \quad \Rightarrow \quad \begin{cases} \beta_1 = 0.878 \\ k_1 = 25.98 \end{cases}$$

$$\sigma_{st} = \frac{5.30 \times 10^3}{1.51 \times 0.878 \times 18} = 222.09 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 347.82 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 222.09 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 347.82 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{La condition est vérifiée}$$

3- Vérification de la contrainte dans le béton :

$$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} \quad \text{avec:} \quad \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28}$$

$$\sigma_{bc} = \sigma_{st} \cdot k \quad \text{avec:} \quad k = \frac{1}{k_1}$$

$$k = \frac{1}{25.98} = 0.038$$

$$\sigma_{bc} = 222.09 \times 0.038 = 8.43 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 8.43 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{La condition est vérifiée}$$

4- Etat limite d'ouverture des fissures :

La fissuration étant peu nuisible, aucune vérification n'est à effectuer

5- Etat limite de déformation:

Le calcul de la flèche se fait si une des conditions suivantes ne sera pas vérifiée, d'après

(B.6.5, 1 BAEL 99)

$$\begin{cases} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10.M_0} \\ \frac{A_s}{b_0.d} \leq \frac{4.2}{f_e} \end{cases}$$

Alors :

$$\frac{h}{L} = \frac{20}{400} = 0.05 > \frac{1}{16} = 0.062 \quad \Rightarrow \quad \text{La condition est vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} = 0.05 < \frac{M_t}{10.M_0} = \frac{7.93}{10 \times 7.93} = 0.1 \quad \Rightarrow \quad \text{La condition n'est pas vérifiée}$$

$$\frac{A_s}{b_0.d} = \frac{1.51}{12 \times 18} = 0.0069 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \quad \Rightarrow \quad \text{La condition est vérifiée}$$

La 2ème conditions n'est pas vérifiée, le calcul de la flèche est donc nécessaire

6- Calcul de la flèche :

On doit vérifier la formule suivante :

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{M L^2}{10EI} \leq \bar{f} = \frac{L}{500}$$

$$\bar{f} = \frac{400}{500} = 0.80 \text{ cm}$$

Module de déformation :

$$E = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.865 \text{ MPa}$$

Détermination de centre de gravité :

$$V_1 = \frac{\sum A_i y_i}{\sum A_i} = \frac{(bh_0) \frac{h_0}{2} + \left[(h - h_0) b_0 \left(\frac{h - h_0}{2} + h_0 \right) \right] + 15A_s d}{(bh_0) + (h - h_0) b_0 + nA_s}$$

$$V_1 = \frac{(65 \times 4) \frac{4}{2} + \left[(20 - 4) 12 \left(\frac{20 - 4}{2} + 4 \right) \right] + 15 \times 2.35 \times 18}{(65 \times 4) + (20 - 4) 12 + 15 \times 2.35}$$

$$V_1 = 7.09 \text{ Cm}$$

$$V_2 = h - V_1 \longrightarrow V_2 = 20 - 7.09 = 12.91 \text{ Cm}$$

Détermination de moment d'inertie :

$$I_0 = \frac{bV_1^3}{3} - \frac{(b - b_0)(V_1 - h_0)^3}{3} + \frac{b_0(V_2)^3}{3} + 15A_s(d - c')^2$$

$$I_0 = \frac{65 \times 7.09^3}{3} - \frac{(65 - 12)(7.09 - 4)^3}{3} + \frac{12(12.91)^3}{3} + 15 \times 2.35(18 - 2)^2 = 24831.52 \text{ Cm}^4$$

Pourcentage des armatures :

$$\rho = \frac{100 \times 2.35}{12 \times 18} = 1.087$$

$$\rho = 1.087 \longrightarrow \beta_1 = 0.856$$

La contrainte :

$$\sigma_{st} = \frac{M_{t \max}}{A_{st} \cdot \beta_1 \cdot d} = \frac{5.30 \times 10^3}{2.35 \times 0.856 \times 18} = 138.08 \text{ MPa}$$

Calcul de μ :

$$\mu = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_{st} + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 1.087 \times 138.08 + 2.1} = 0.99$$

Calcul de λ :

$$\lambda = \frac{0.05 f_{t28}}{\left(2 + 3 \frac{b_0}{b} \right) \rho} = \frac{0.05 \times 2.1}{\left(2 + 3 \frac{12}{65} \right) \times 1.087} = 0.037$$

Calcul de moment d'inertie fictive :

$$I = 1.1 \frac{I_0}{1 + \mu \lambda} = 1.1 \times \frac{24831.52}{1 + (0.99 \times 0.037)} = 26349.49 \text{ Cm}^2$$

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{5.30 \times 4^2 \times 10^8}{10 \times 10818.865 \times 26349.49} = 0.038 \text{ Cm}$$

$$f = 0.038 \text{ Cm} \leq \bar{f} = 0.8 \text{ Cm} \longrightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

Les conditions sont vérifiées ; les armatures calculées à l'état limite ultime sont suffisantes

III.1.5.2 Plancher RDC :

Position de l'axe neutre

Moment résistant

$$M_0 = b x h_0 \left(d - \frac{h_0}{2} \right) f_{bu}$$

M_0 : Moment qui peut être repris par la table de compression

$$M_t = \max \begin{cases} M_t = 13.98 \text{ KN.m} \\ M_a = 9.35 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Si : $M_t > M_0$ \longrightarrow l'axe neutre se situe dans le nervure.

$M_t < M_0$ \longrightarrow l'axe neutre se situe dans la table de compression

$$M_0 = 065 \times 0.04 \left(0.18 - \frac{0.04}{2} \right) 14.2 \times 10^3 = 59.07 \text{ KN.m}$$

$$M_0 = 59.07 \text{ KN.m}$$

$M_t = 13.98 \text{ KN.m} < M_0 = 59.07 \text{ KN.m}$ \longrightarrow l'axe neutre se situe dans la table de compression (seule une partie de la table est comprimée) et comme le béton tendu n'intervient pas dans les calculs, la section Té sera calculée comme une section rectangulaire de dimensions (bxh)= (65x20 cm²)

a- Calcul des armatures longitudinales :

En travées :

$$\mu = \frac{M_t \max}{bd^2 f_{bu}} = \frac{13.98 \times 10^3}{65 \times 18^2 \times 14.2} = 0.046 < \mu_i = 0.392 \quad \longrightarrow \text{SSA}$$

La section est simplement armée (S.S.A) donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ($A_{sc} = 0 \text{ cm}^2$)

À partir des abaques et pour une valeur de $\mu = 0.046 \longrightarrow \beta = 0.976$

$$A_t = \frac{M_t \max}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{13.98 \times 10^4}{0.976 \times 180 \times 348} = 2.28 \text{ Cm}^2$$

Soit $A_{st} = 3\text{HA}12 = 3.39 \text{ cm}^2$

Aux appuis :

$$\mu = \frac{M_a \max}{bd^2 f_{bu}} = \frac{9.35 \times 10^3}{65 \times 18^2 \times 14.2} = 0.032 < \mu_i = 0.392 \quad \longrightarrow \text{SSA}$$

La section est simplement armée (S.S.A) donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ($A_{sc} = 0 \text{ cm}^2$)

À partir des abaques et pour une valeur de $\mu = 0.032 \longrightarrow \beta = 0.984$

$$A_t = \frac{M_a \max}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{9.35 \times 10^4}{0.984 \times 180 \times 348} = 1.56 \text{ Cm}^2$$

Soit $A_{st} = 2\text{HA}12 = 2.26 \text{ cm}^2$

b- Calcul des armatures transversales :

Le diamètre minimal des armatures transversales :

Le diamètre minimal des armatures transversales est donné par (Art A.7.2 BAEL91 modifié99).

$$\phi \leq \min \left\{ \frac{h}{35}; \phi_1; \frac{b_0}{10} \right\} \quad \longrightarrow \quad \phi \leq \min \left\{ \frac{200}{35}; 12; \frac{120}{10} \right\}$$

$$\phi \leq \min \{ 5.71; 12; 12 \} = 5.71 \text{ mm}$$

\longrightarrow On prend : $\phi = 6 \text{ mm}$

$$A_t = 2\phi 6 = 0.56 \text{ Cm}^2$$

c- Espacement entre armature (cadre) :

$$St \leq \min \{ 0.9d, 40\text{cm} \} = \min \{ 0.9 \times 18 ; 40\text{cm} \} = 16.2 \text{ cm}$$

Soit: **St = 15 cm**

III.1.5.2.1 Vérification a ELU :

**1- Vérification à la condition de non fragilité du béton de la section minimale :
(Art A.4.2.1 BAEL91 modifié 99)**

En travée :

$$A_t \geq 0,23 \cdot b_0 \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \quad \text{avec: } f_{t28} = 0.6 + 0.06f_{c28} = 2.1MPa$$

$$A_t \geq 0,23 \times 65 \times 18 \times \frac{2.1}{400} = 1.41Cm^2$$

$$A_t = 3.39Cm^2 \geq 1.41Cm^2 \quad \Rightarrow \quad \text{La condition est vérifiée}$$

Aux appuis :

$$A_t \geq 0,23 \cdot b_0 \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_t \geq 0,23 \times 12 \times 18 \times \frac{2.1}{400} = 0.26Cm^2$$

$$A_t = 2.26Cm^2 \geq 0.26Cm^2 \quad \Rightarrow \quad \text{La condition est vérifiée}$$

2- Vérification au cisaillement (A.5.1, 211 du BAEL 99) [3] :

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b_0 d} \leq \bar{\tau}_u \quad \text{avec: } T_{max} = 19.16$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 MPa \right\} \quad \Rightarrow \quad \bar{\tau}_u = \min \{ 3,3 ; 5 MPa \}$$

$$\bar{\tau}_u = 3,3 MPa$$

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b_0 d}$$

$$\tau_u = \frac{19.16 \times 10^3}{120 \times 180} = 0.88 MPa$$

on a: $\tau_u = 0,88 MPa < \bar{\tau}_u = 3,3 MPa$ \Rightarrow La condition est vérifiée

Il n'y a pas de risque de cisaillement donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires

3- Vérification de la contrainte de cisaillements : (Art A.5.1.211 BAEL91 modifiée 99)

En travée :

$$\tau_u = \frac{T_{max}(b - b_0)}{1.8h_0bd} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{19.16 \times 10^3 (650 - 120)}{1.8 \times 40 \times 650 \times 180} = 1.20 MPa$$

on a $\tau_u = 1.20 MPa \leq \bar{\tau}_u = 3.3 MPa$ \Rightarrow La condition est vérifiée

Aux appuis :

$$\bar{\tau}_u = \frac{2T_{\max}}{0.9db_0} \leq \frac{0.8f_{c28}}{\theta\gamma_b} \quad \text{avec: } \frac{0.8f_{c28}}{\theta\gamma_b} = 13.33\text{MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \frac{2 \times 19.16 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 120} = 1.97\text{MPa}$$

on a : $\bar{\tau}_u = 1.97\text{MPa} \leq \frac{0.8f_{c28}}{\theta\gamma_b} = 13.33\text{MPa} \quad \longrightarrow \quad \text{La condition est vérifiée}$

4- Vérification de l'adhérence et de l'entraînement des barres au niveau des appuis (Art A.6.1.3 BAEL91 modifiée 99) :

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} = \Psi \cdot f_{t28}$$

Avec :

$$\bar{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

ψ_s : Coefficient de scellement droit :

$$\left\{ \begin{array}{l} \psi_s : 1.5 \text{ pour les H.A} \\ \psi_s : 1 \text{ pour les R.L} \end{array} \right.$$

$$\tau_{se} = \frac{T_{\max}}{0.9d \sum \mu_i}$$

D'où :

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

$$\sum \mu_i = n \cdot \pi \cdot \phi = 3 \times 3.39 \times 12 = 122.04 \text{ mm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{19.16 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 122.04} = 0.96 \text{ MPa}$$

$\tau_{se} = 0.96 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad \text{La condition est vérifiée.}$

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

5- Ancrage des barres (A 6.1 ,221 du BAEL 99) [3] :

Pour avoir un bon ancrage droit, il faut mettre en œuvre un ancrage qui est défini par sa longueur de scellement droit « L_s »

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

Avec :

$$\tau_{su} = 0.6\Psi^2 f_{t28}$$

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

$$L_s = \frac{1 \times 400}{4 \times 2.835} = 35.27 \text{ cm}$$

Pour les aciers à haute adhérence FeE400 et pour $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$, la longueur de scellement droite L_s est égale à : $L_s = 35\phi = 35 \times 1.2 = 42 \text{ cm.}$

$$L_c = 0.4L_s = 0.4 \times 42 = 16.8 \text{ cm.}$$

D'où : $L_c = 15 \text{ cm.}$

III.1.5.2.2 Vérification a l'ELS :

$$\text{on a: } \begin{cases} M_{t \max} = 9.73 \text{ KN.m} \\ M_{a \max} = 6.57 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$et \quad \begin{cases} A_{st} = 2.35\text{Cm}^2 \\ A_{sa} = 1.57\text{Cm}^2 \end{cases}$$

1- Aux appuis :

Vérification de la contrainte dans les aciers :

$$\sigma_{st} < \overline{\sigma}_{st} \quad \text{avec:} \quad \overline{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{a \max}}{A_{sa} \cdot \beta_1 \cdot d} \quad \text{avec:} \quad \rho = \frac{100 \cdot A_{sa}}{\beta_0 \cdot d}$$

$$\rho = \frac{100 \times 1.57}{12 \times 18} = 0.726$$

$$\rho = 0.726 \quad \longrightarrow \quad \begin{cases} \beta_1 = 0.877 \\ k_1 = 25.65 \end{cases}$$

$$\sigma_{st} = \frac{6.57 \times 10^3}{1.57 \times 0.877 \times 18} = 265.09 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 347.82 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 265.09 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 347.82 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad \text{La condition est vérifiée}$$

Vérification de la contrainte dans le béton :

$$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} \quad \text{avec:} \quad \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28}$$

$$\sigma_{bc} = \sigma_{st} \cdot k \quad \text{avec:} \quad k = \frac{1}{k_1}$$

$$k = \frac{1}{25.65} = 0.038$$

$$\sigma_{bc} = 265.09 \times 0.038 = 10.07 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 10.07 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad \text{La condition est vérifiée}$$

2- En travée :

Vérification de la contrainte dans les aciers :

$$\sigma_{st} < \overline{\sigma}_{st} \quad \text{avec:} \quad \overline{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{t \max}}{A_{st} \cdot \beta_1 \cdot d} \quad \text{avec:} \quad \rho = \frac{100 \cdot A_{st}}{\beta_0 \cdot d}$$

$$\rho = \frac{100 \times 2.35}{12 \times 18} = 1.087$$

$$\rho = 1.087 \quad \longrightarrow \quad \begin{cases} \beta_1 = 0.856 \\ k_1 = 19.72 \end{cases}$$

$$\sigma_{st} = \frac{9.73 \times 10^3}{2.35 \times 0.856 \times 18} = 268.71 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 347.82 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 268.72 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 347.82 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad \text{La condition est vérifiée}$$

3- Vérification de la contrainte dans le béton :

$$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} \quad \text{avec:} \quad \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28}$$

$$\sigma_{bc} = \sigma_{st} \cdot k \quad \text{avec:} \quad k = \frac{1}{k_1}$$

$$k = \frac{1}{19.72} = 0.050$$

$$\sigma_{bc} = 268.72 \times 0.050 = 13.43 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 13.43 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{La condition est vérifiée}$$

4- Etat limite d'ouverture des fissures :

La fissuration étant peu nuisible, aucune vérification n'est à effectuer

5- Etat limite de déformation :

Le calcul de la flèche se fait si une des conditions suivantes ne sera pas vérifiée, d'après

(B.6.5, 1 BAEL 99)

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10.M_0} \\ \frac{A_s}{b_0.d} \leq \frac{4.2}{f_e} \end{array} \right.$$

Alors :

$$\frac{h}{L} = \frac{20}{400} = 0.05 > \frac{1}{16} = 0.062 \quad \Rightarrow \quad \text{La condition est vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} = 0.05 < \frac{M_t}{10.M_0} = \frac{9.73}{10 \times 79.73} = 0.1 \quad \Rightarrow \quad \text{La condition n'est pas vérifiée}$$

$$\frac{A_s}{b_0.d} = \frac{2.35}{12 \times 18} = 0.01 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \quad \Rightarrow \quad \text{La condition est vérifiée}$$

La 2ème conditions n'est pas vérifiée, le calcul de la flèche est donc nécessaire

6- Calcul de la flèche :

On doit vérifier la formule suivante :

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{M L^2}{10EI} \leq \bar{f} = \frac{L}{500}$$

$$\bar{f} = \frac{400}{500} = 0.80 \text{ cm}$$

Module de déformation :

$$E = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.865 \text{ MPa}$$

Détermination de centre de gravité :

$$V_1 = \frac{\sum A_i y_i}{\sum A_i} = \frac{(bh_0) \frac{h_0}{2} + \left[(h - h_0) b_0 \left(\frac{h - h_0}{2} + h_0 \right) \right] + 15A_s d}{(bh_0) + (h - h_0) b_0 + nA_s}$$

$$V_1 = \frac{(65 \times 4) \frac{4}{2} + \left[(20 - 4) 12 \left(\frac{20 - 4}{2} + 4 \right) \right] + 15 \times 2.35 \times 18}{(65 \times 4) + (20 - 4) 12 + 15 \times 2.35}$$

$$V_1 = 7.09 \text{ Cm}$$

$$V_2 = h - V_1 \longrightarrow V_2 = 20 - 7.09 = 12.91 \text{ Cm}$$

Détermination de moment d'inertie :

$$I_0 = \frac{bV_1^3}{3} - \frac{(b - b_0)(V_1 - h_0)^3}{3} + \frac{b_0(V_2)^3}{3} + 15A_s(d - c')^2$$

$$I_0 = \frac{65 \times 7.09^3}{3} - \frac{(65 - 12)(7.09 - 4)^3}{3} + \frac{12(12.91)^3}{3} + 15 \times 2.35(18 - 2)^2 = 24831.52 \text{ Cm}^4$$

Pourcentage des armatures :

$$\rho = \frac{100 \times 2.35}{12 \times 18} = 1.087$$

$$\rho = 1.087 \longrightarrow \beta_1 = 0.856$$

La contrainte :

$$\sigma_{st} = \frac{M_t \max}{A_{st} \cdot \beta_1 \cdot d} = \frac{9.73 \times 10^3}{2.35 \times 0.856 \times 18} = 268.71 \text{ MPa}$$

Calcul de μ :

$$\mu = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_{st} + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 1.087 \times 268.71 + 2.1} = 0.0031$$

Calcul de λ :

$$\lambda = \frac{0.05 f_{t28}}{\left(2 + 3 \frac{b_0}{b} \right) \rho} = \frac{0.05 \times 2.1}{\left(2 + 3 \frac{12}{65} \right) \times 1.087} = 0.037$$

Calcul de moment d'inertie fictive :

$$I = 1.1 \frac{I_0}{1 + \mu \lambda} = 1.1 \times \frac{24831.52}{1 + (0.0031 \times 0.037)} = 24828.67 \text{ Cm}^2$$

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{5.30 \times 4^2 \times 10^8}{10 \times 10818.865 \times 24828.67} = 0.041 \text{ Cm}$$

$$f = 0.041 \text{ Cm} \leq \bar{f} = 0.8 \text{ Cm} \longrightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

III.1.6 Conclusion :

Pour le ferrailage des poutrelles, on adopte les sections d'armatures suivantes :

$$\text{Plancher Etages courants : } \begin{cases} \text{aux appuis: } 3\text{HA}10 = 2.35 \text{ Cm}^2 \\ \text{en travée: } 1\text{HA}12 = 1.13 \text{ Cm}^2 \end{cases}$$

$$\text{Plancher RDC et 1}^{\text{er}} \text{ étage : } \begin{cases} \text{aux appuis: } 3\text{HA}12 = 3.39 \text{ Cm}^2 \\ \text{en travée: } 2\text{HA}12 = 2.26 \text{ Cm}^2 \end{cases}$$

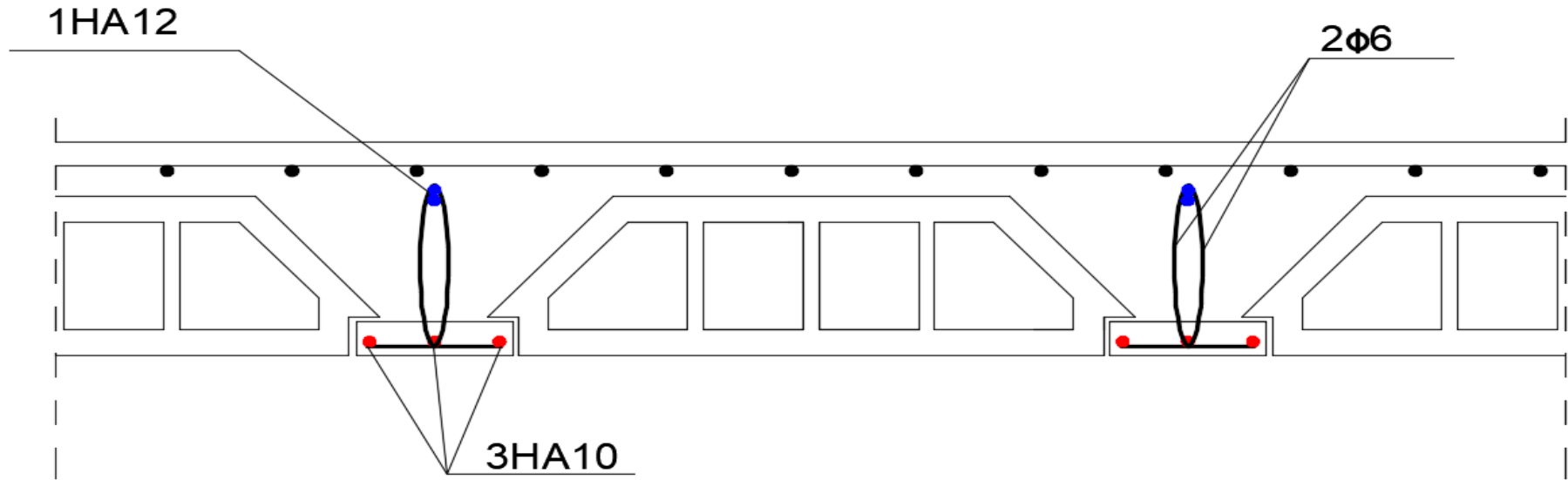
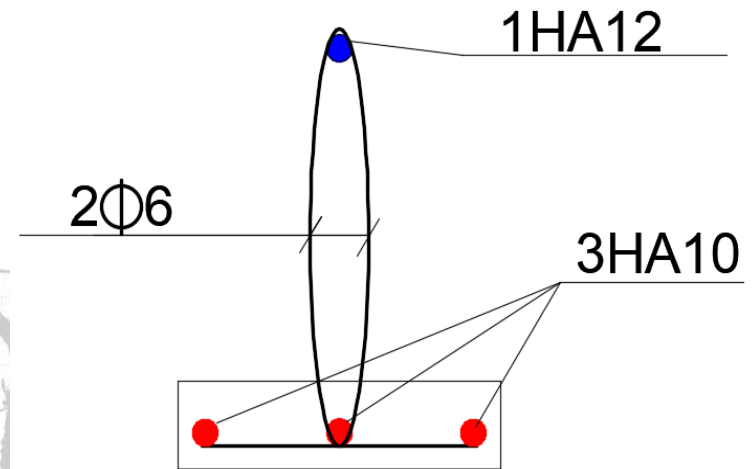


Figure III.1.6.1 : Ferrailage du plancher Etages courants.



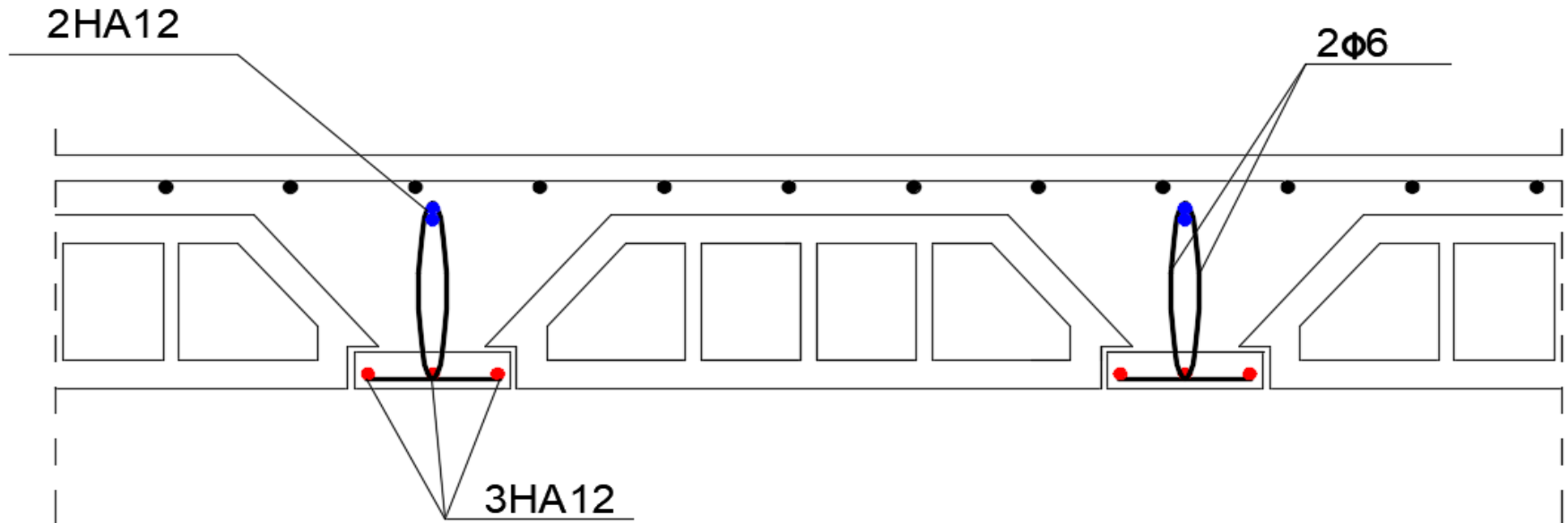
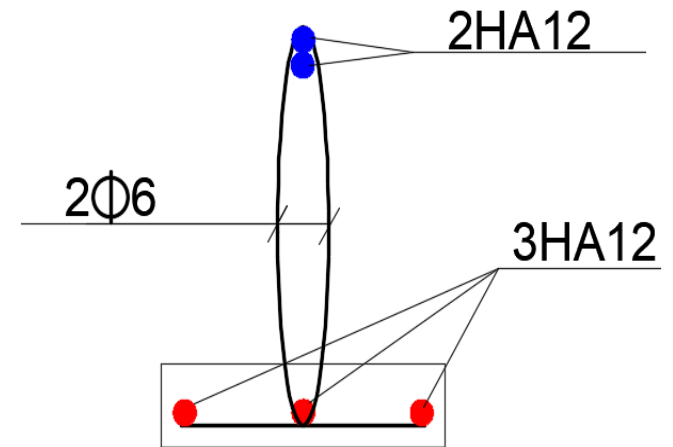


Figure III.1.6.2 : Ferrailage du plancher RDC ET 1^{er} étage.



III.2 Les escaliers :

III.2.1 Introduction :

Les escaliers du bâtiment sont en béton armé coulé sur place, constitués des paliers et des paillasse permettant de passer à pied d'un niveau à un autre en montant ou en descendant

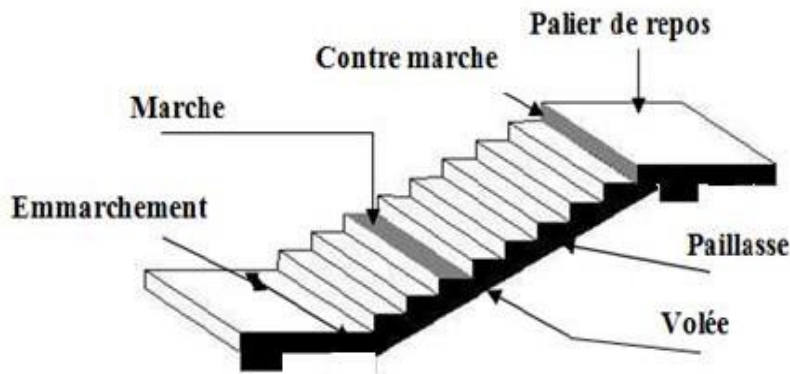


Figure III.2.1 : Terminologie d'un escalier.

III.2.2 Caractéristiques dimensionnelles :

- **La marche** : est la partie horizontale qui reçoit le pied, sa forme est rectangulaire.
- **La contremarche** : est la partie verticale entre deux marches.
- **Hauteur de contre marche (h)** : est la différence de niveau entre deux marches successives, les valeurs courantes varient de 13 à 17 cm.
- **L'embranchement (E)** : représente la largeur de la marche
 - Maison individuelle : $E \geq 80$ cm
 - Bâtiment collectif : $E \geq 120$ cm
- **La ligne de foulée** : représente en plan le parcours d'une personne qui emprunte l'escalier, et en général, à 0.65 m du collet, si $E \geq 1$ m.
- **Le giron (g)** : est la distance en plan, mesurée sur la ligne de foulée, séparant deux contre marches.
- **La montée** : correspond à la hauteur entre les niveaux finaux des sols de départ et d'arrivée.
- **Une volée** : est l'ensemble des marches compris entre deux paliers consécutifs.
- **Un palier de repos** : est une plateforme constituant un repos entre deux volées intermédiaires et /ou à chaque étage.
- **La paillasse** : est une dalle inclinée en béton armé, qui supporte les marches et contre marches.

III.2.3 Calcul de l'escalier :

Pour dimensionner les marches, les contre marches, et le nombre des marches on utilise généralement la loi de **BLANDEL** qui permet de concevoir un escalier où l'on se déplace de façon confortable.

Notre structure est dotée des escaliers tels que l'escalier menant du sous-sol au 1^{er} étage comporte 2 volées et un palier intermédiaire pour une hauteur d'étage égale à 4.42m, et l'escalier menant du 1^{er} étage au 5^{ème} étage comporte un palier intermédiaire

et 2 volées identiques, donc le calcul se fera pour une seule volée, pour une hauteur de 3.06m

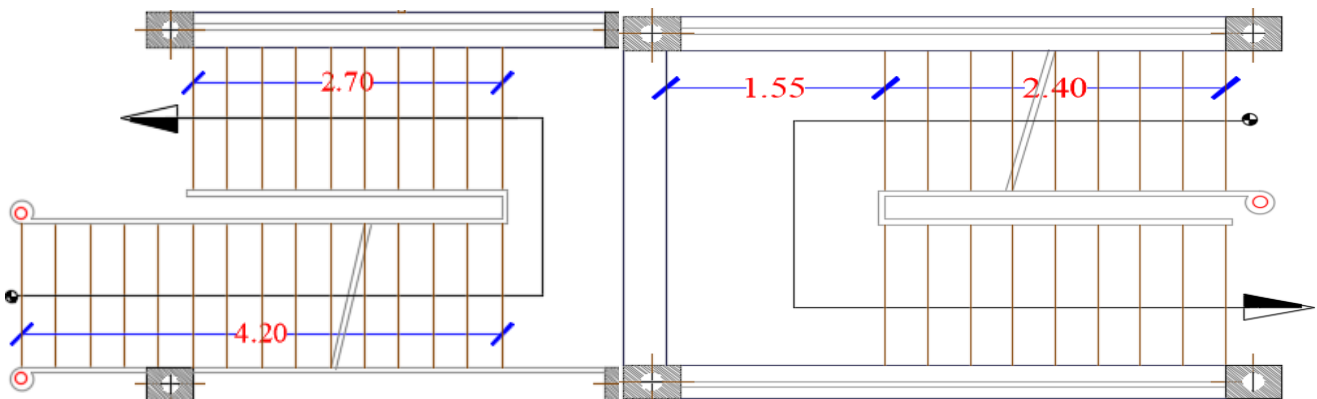


Figure 2.3.1 : vue en plan de l'escalier SS et RDC

Figure 2.3.2 : vue en plan de l'escalier 1^{er} aux 5^{ème} Étage

Dimensionnement :

❖ Escalier (ss et rdc)

A- Calcul de 1^{er} volé :

Pour un bâtiment à usage d'habitation ou recevant du publique, la hauteur des marches est :

$$\begin{cases} 14 \text{ cm} \leq h \leq 18 \text{ cm.} \\ 28 \text{ cm} \leq g \leq 35 \text{ cm.} \end{cases}$$

La formule de BLANDEL :

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

Hauteur des contre marches h:

$$14\text{cm} \leq h \leq 18\text{cm}$$

Donc on prend : **h= 17 cm**

Nombre de contre marche :

$$n = \frac{H}{h} = \frac{272}{17} = 16$$

On aura alors le nombre des marches comme suit : n-1=15 marches

Calcul de la largeur du giron : $28\text{cm} \leq g \leq 35\text{cm}$

$$g = \frac{L2}{n-1} = \frac{420}{15} = 28 \text{ cm}$$

Vérification de la loi de BLANDEL :

Nous avons : $g = 30\text{cm}$ $h = 17 \text{ cm}$

$$\text{Et : } 2h+g = 2 \times 17 + 30 = 64\text{cm}$$

$$59\text{cm} \leq 2h+g \leq 66\text{cm} \quad \longrightarrow \quad 59\text{cm} \leq 64\text{cm} \leq 66\text{cm}$$

Condition vérifiée

Conclusion : La relation est vérifiée donc l'escalier est confortable

Epaisseur de la paillese :

L'épaisseur de la paillese (e_p) est donnée par la relation suivante :

$$\frac{L}{30} \leq e_p \leq \frac{L}{20}$$

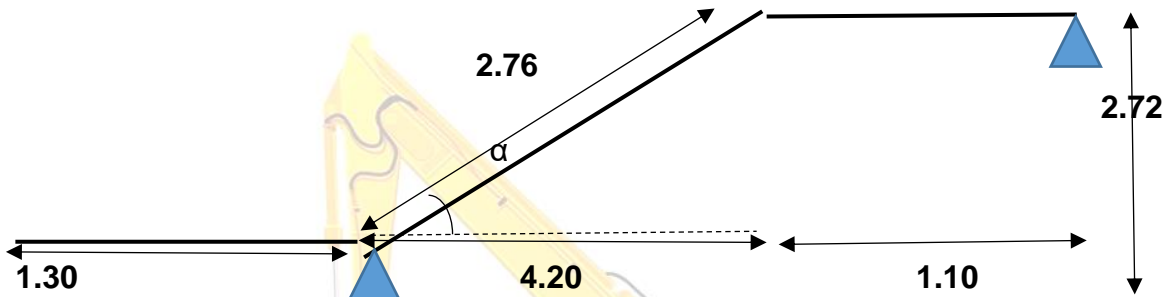


Figure III.2.3.3 : Schéma statique d'escalier (ss-rdc)

$$\text{tg}(\alpha) = \frac{H}{L2} = \frac{272}{420} = 0.647 \rightarrow \alpha = 32.92^\circ$$

$$\cos(\alpha) = \frac{L2}{L'} \rightarrow L' = \frac{L2}{\cos(\alpha)} = \frac{420}{\cos 32.92} = 500.33 \text{ cm}$$

L : somme de la longueur linéaire de la paillese et celle de palier.

D'où $L = L1 + L' + L3 = 130 + 500.33 + 110 = 740.33 \text{ cm}$

$$\frac{740.33}{30} \leq e_p \leq \frac{740.33}{20} \rightarrow 24.67 \leq e_p \leq 37.01$$

On prend $e_p = 25 \text{ cm}$.

III.2.3.1 Détermination des charges et surcharges :

Les dimensions des marches étant très faibles par rapport à la portée de la paillese, on pourrait admettre que leur poids est uniformément reparti sur la paillese, le calcul se fera pour un mètre d'embranchement et pour une bande de 1m de projection horizontale, et considérant une poutre simplement appuyée en flexion simple.

a) Charges permanentes :

❖ **Paillese :**

Tableau 2.3.1.1 : Poids propre du paillese

Eléments	Poids (KN /m²) /bande 1m
Poids propre de la paillese	$25 \times 0,25 \times \frac{1}{\cos 32,92} = 7,44$
Poids propre des marches (17cm)	$25 \times 0,17 \times \frac{1}{2} = 2,125$
Revêtement de carrelage (2cm)	$22 \times 0,02 = 0,44$
Mortier de pose (2cm)	$22 \times 0,02 = 0,44$
Couche de sable (2cm)	$18 \times 0,02 = 0,36$

Enduit de plâtre (2cm)	$10 \times 0,02 = 0,2$
Poids propre de garde corps	0,2
	$G_1 = 11.20 \square \text{ KN / m}^2 \square$

❖ **Palier :**

Tableau2.3.1.2 : Poids propre du palier

Eléments	Poids (KN / m ²) /bande 1m
Poids propre de la dalle	$25 \times 0,25 = 6,25$
Poids des revêtements (carrelage+ mortier + sable +enduit)	1,44
	$G_2 = 7.69 \square \text{ KN / m}^2 \square$

b) Charges d'exploitation :

La surcharge d'exploitation des escaliers donnée par la DTR B.C.2.2 est : $Q = 2,5 \times 1 \text{ m} = 2,5 \text{ KN/ml}$

III.2.3.2 Calcul à l'ELU :

► **Combinaison de charges :**

Palier : $q_u = 1,35 G + 1,5 Q = 1,35 \times 7,69 + 1,5 \times 2,5 = 14.13 \text{ KN/ml}$.

Volée : $q_u = 1,35 \times G + 1,5 \times Q = 1,35 \times 11.20 + 1,5 \times 2,5 = 18.87 \text{ KN/ml}$

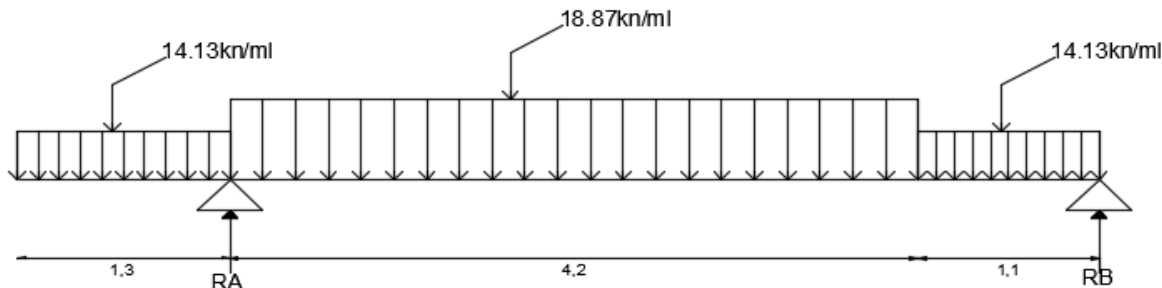


Figure III.2.3.2.1 : schéma statique de calcul de l'escalier à l'ELU(RDC)

❖ **Réactions d'appuis :**

$$\sum F = 0$$

$$\sum F/y=0 \Rightarrow R_A + R_B - 14.13 \times 1,3 - 18.87 \times 4,20 - 14.13 \times 1,10$$

$$R_A + R_B = 18.87 \times 4,20 + 14.13 \times 1,30 + 14.13 \times 1,10 = 113.16 \text{ KN}$$

$$\sum M/B = 0 \Rightarrow \frac{14.13 \times 1.10^2}{2} + 18.87 \times 4.2 \times 3.2 + 14.13 \times 1.3 \times 5.95 - R_A \times 5.3$$

$$\Rightarrow 8.54 + 253.61 + 109.29 - R_A \times 5.3 = 0$$

$$\Rightarrow R_A = \frac{371.35}{5.3} \rightarrow R_A = 70.06 \text{ KN}$$

$$R_A + R_B = 113.16 \text{ KN} \Rightarrow R_B = 113.16 \text{ KN} - R_A$$

$$R_B = 43.10 \text{ KN}$$

Donc :

$$\begin{cases} R_A = 70.06 \text{ KN} \\ R_B = 43.10 \text{ KN} \end{cases}$$

❖ **Efforts tranchants et moments fléchissant :**

Section 1-1 : $0\text{m} \leq x \leq 1.3\text{m}$

$$-T(x) - 14.13X = 0$$

$$T(x) = -14.13X$$

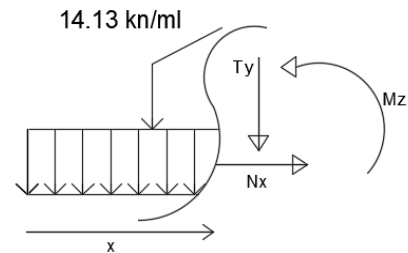
$$\text{Pour } X = 0 \rightarrow T(0) = 0 \text{ KN}$$

$$\text{Pour } X = 1,30 \rightarrow T(1.30) = -18.37 \text{ KN}$$

$$M(x) = -\frac{qu X x^2}{2}$$

$$M(x) = -\frac{14.13 X x^2}{2}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Pour } X = 0 \rightarrow M(0) = 0 \text{ KN.m} \\ \text{Pour } X = 1,30 \rightarrow M(1.30) = -11.93 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$



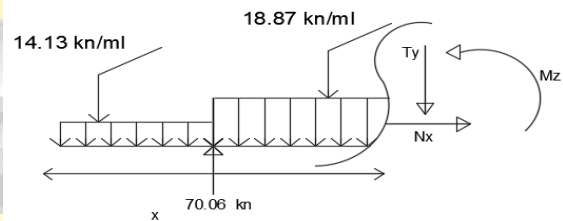
Section 2-2 : $1.30\text{m} \leq x \leq 5.5\text{m}$

$$T(x) = R_A - 14.13 \times 1.30 - 18.87 (x - 1.30)$$

$$T(x) = 70.06 - 14.13 \times 1.30 - 18.87 (x - 1.30)$$

$$T(x) = 51.67 - 18.87 (x - 1.30)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Pour } X = 1.30 \rightarrow T(1.30) = 51.67 \text{ KN} \\ \text{Pour } X = 5.5 \rightarrow T(5.5) = -24.58 \text{ KN} \end{array} \right.$$



$$M(x) = -14.13 \times 1.30 \times (x - \frac{1.30}{2}) - 18.87 \frac{(x-1.30)^2}{2} + R_A(x-1.30)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Pour } X = 1.30 \rightarrow M(1.30) = -11.93 \text{ KN.m} \\ \text{Pour } X = 5.5 \rightarrow M(5.5) = 38.72 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

Section 3-3 : $0\text{m} \leq x \leq 1.10\text{m}$

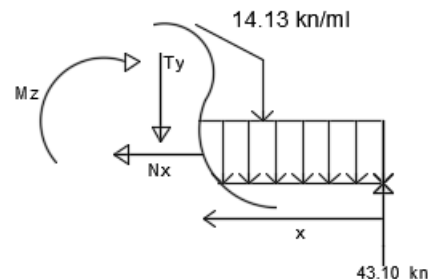
$$-T(x) - 14.13X + 43.10 = 0 \quad T(x) = 43.10 - 14.13x$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Pour } X = 0 \rightarrow T(0) = 43.10 \text{ KN} \\ \text{Pour } X = 1,10 \rightarrow T(1.10) = 27.55 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$M(x) = R_B x - \frac{qu X x^2}{2}$$

$$M(x) = 43.10x - \frac{14.13X x^2}{2}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Pour } X = 0 \rightarrow M(0) = 0 \text{ KN.m} \\ \text{Pour } X = 1,10 \rightarrow M(1.10) = 38.72 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$



L'abscisse du moment max (M max) :

$1.30\text{m} \leq x \leq 5.50\text{m}$

$$R_A - 14.13 \times 1.30 - 18.87(x - 1.30) = 0$$

$$70.06 - (14.13 \times 1.30) - 18.87 (x - 1.30) = 0$$

→ **X= 4.03m**

Le moment max (M max) est à (x = 4.03 m) section 2-2 : 1.30 m ≤ x ≤ 5.50 m

$$M(4.03) = -14.13 \times 1.30 \times \left(x - \frac{1.30}{2}\right) - 18.87 \frac{(x-1.30)^2}{2} + R_A(x-1.30)$$

$$M(4.03) = 58.85 \text{ KN.m}$$

En tenant compte des semi encastremets, les moments en travée et en appuis sont affectés des coefficients 0,85 et 0,3 respectivement.

❖ **Moment en travée à l'ELU**

$$M_t = 0.85 M_0 = 50.02 \text{ KN.m}$$

❖ **Moment en appuis à l'ELU**

$$M_a = -0.3 M_0 = -17.65 \text{ KN.m}$$

$$M_b = -0.3 M_0 = -11.61 \text{ KN.m}$$

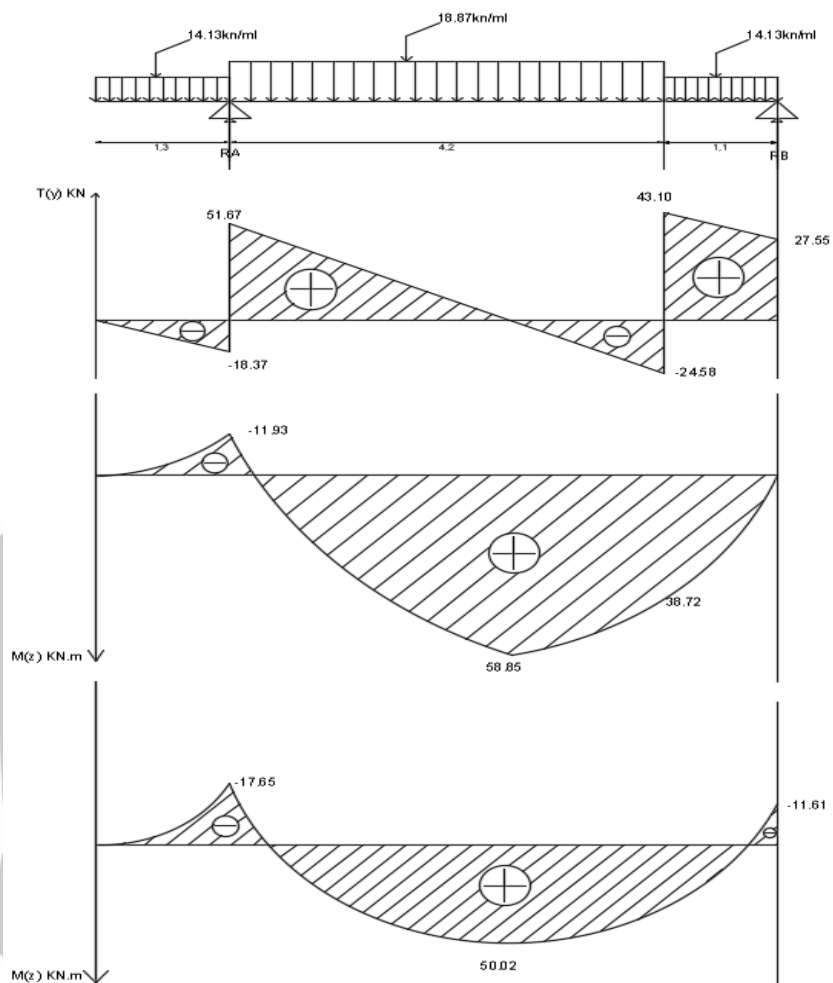


Figure III.2.3.2.2: Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELU.

III.2.3.3 Calcul des armatures :

- **En travée :**

$$\mu = \frac{M_t}{b.d^2.f_{bc}} = \frac{50.02 \times 10^6}{1000 \times 220^2 \times 14.2} = 0.072 \quad \mu = 0.072 < \mu_l = 0.392$$

La section est simplement armée (S.S.A) donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires

($A_{sc} = 0 \text{ cm}^2$)

À partir des abaques et pour une valeur de $\mu = 0,072$ $\beta = 0.964$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta.d.\sigma_{st}} = \frac{50.02 \times 10^3}{0.964 \times 22 \times 348} = 6.77 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_{adoptée} = 5 \text{ HA } 14 = 7.70 \text{ cm}^2$. Avec un espacement : $S_t = 20 \text{ cm}$

Armatures de répartition

$A_r = 1/4 A_{adoptée} = 1.92 \text{ cm}^2$. Soit : $4 \text{ HA } 10 = 3.14 \text{ cm}^2$. Avec un espacement : $S_t = 25 \text{ cm}$.

Aux appuis :

- **Appui A :**

$M_a = 17.65 \text{ KN.m}$

$$\mu = \frac{M_a}{b.d^2.f_{bc}} = \frac{17.65 \times 10^6}{1000 \times 220^2 \times 14.2} = 0.025 \quad \mu = 0.025 < \mu_l = 0.392$$

La section est simplement armée (S.S.A) donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires

($A_{sc} = 0 \text{ cm}^2$)

À partir des abaques et pour une valeur de $\mu = 0,025$ $\beta = 0.987$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta.d.\sigma_{st}} = \frac{17.65 \times 10^3}{0.987 \times 22 \times 348} = 2.33 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_{adoptée} = 4 \text{ HA } 10 = 3.14 \text{ cm}^2$. Avec un espacement : $S_t = 25 \text{ cm}$

- **Appui B :**

$M_b = 11.61 \text{ KN.m}$

$$\mu = \frac{M_a}{b.d^2.f_{bc}} = \frac{11.61 \times 10^6}{1000 \times 220^2 \times 14.2} = 0.016 \quad \mu = 0.016 < \mu_l = 0.392$$

La section est simplement armée (S.S.A) donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires

($A_{sc} = 0 \text{ cm}^2$)

À partir des abaques et pour une valeur de $\mu = 0,016$ $\beta = 0.992$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta.d.\sigma_{st}} = \frac{11.61 \times 10^3}{0.992 \times 22 \times 348} = 1.52 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_{adoptée} = 4 \text{ HA } 10 = 3.14 \text{ cm}^2$. Avec un espacement : $S_t = 25 \text{ cm}$

Armatures de répartition

$A_r = 1/4 A_{adoptée} = 0.78 \text{ cm}^2$. Soit : $4 \text{ HA } 8 = 2.01 \text{ cm}^2$. Avec un espacement : $S_t = 25 \text{ cm}$.

III.2.3.4 Vérifications à l'ELU :

- **Vérification du non fragilité du béton :** [Art A 4.2 ,1/BAEL 91 modifié 99]

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 22 \times \frac{2.1}{400} = 2.65 \text{ cm}^2$$

. En travée : $A_t = 7.70 \text{ cm}^2 > 2.65 \text{ cm}^2$.

➡ **La condition est vérifiée.**

. Aux appuis : $A_a = 3.14 \text{ cm}^2 > 2.65 \text{ cm}^2$.



La condition est vérifiée.

➤ **Vérification au cisaillement (Art. 5.1, 1 BAEL 91/99) :**

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b_0 d} \leq \bar{\tau}$$

$$\bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b} \mid 5 \text{ MPa} \right\} = 3.33 \text{ MPa} \quad (\text{Art. 5.1, 211})$$

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b_0 d} = \frac{51.67 \times 10^3}{1000 \times 220} = 0.234 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0.234 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = 3.33 \text{ MPa}$ ➡ La condition est vérifiée.

Il n'y a pas de risque de cisaillement. Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires

➤ **Vérification de l'adhérence des barres (Art A.6.1, 21 BAEL 91/99)**

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} \quad \text{Avec : } \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28}$$

Où :

- Ψ_s : Coefficient de scellement (En fonction de la nuance d'acier)
- $\Psi_s = 1.5$ (Barres de haute adhérence).

Donc : $\bar{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$

$$\tau_{se} = \frac{V_{max}}{0.9d \sum \mu}$$

Avec :

$\sum \mu_i$: Somme des périmètres utiles des barres ($\sum \mu_i = n \cdot \pi \cdot \phi$)

$$\sum \mu_i = 4 \times 3.14 \times 10 = 125.6 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{51.67 \times 10^3}{0.9 \times 220 \times 125.6} = 2.077 \text{ MPa}$$

$\tau_{se} = 2.077 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa}$ ➡ La condition est vérifiée.

Pas de risque d'entraînement des barres

Influence de l'effort tranchant :

➤ **Au niveau des appuis (Art. 5.1, 312 BAEL 91/99)**

$$A_{st \text{ adopté}} > A_{st \text{ ancrer}} = \frac{\gamma_s \times V_{max}}{f_e} = \frac{1.15 \times 51.67 \times 10^3}{400 \times 10^2} = 1.48 \text{ cm}^2$$

$A_{st \text{ adopté}} = 3.14 \text{ cm}^2 > A_{st \text{ ancrer}} = 1.48 \text{ cm}^2$ ➡ La condition est vérifiée.

Donc : les armatures inférieures ancrées sont suffisantes.

➤ **Ancrage des armatures (longueur de scellement) (Art 6.1.22 BAEL91/99) :**

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \bar{\tau}_{se}} \quad L_s = 35 \phi$$

- Pour les HA 10 : $L_s = 35 \times 1.0 = 35 \text{ cm}$.
- Pour les HA 14 : $L_s = 35 \times 1.4 = 49 \text{ cm}$.

L_s dépasse l'épaisseur de la poutre palière, il faut donc prévoir des crochets. La longueur de scellement mesurée hors crochets est de : $L_c = 0,4 L_s$

- Pour les HA 10 : $L_c = 0,4 \times 35 = 14 \text{ cm}$.
- Pour les HA 14 : $L_c = 0,4 \times 49 = 19.6 \text{ cm}$.

Finalemment :

La longueur $L_c = 20$ cm.

Espacements des barres (A.8.2, 42 du BAEL 99) [3] :

➤ **Armatures principales en travée :** $S_t = 20 \text{ cm} < \min(3h ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$.

➡ **La condition est vérifiée.**

➤ **Armatures principales aux appuis :** $S_t = 25 \text{ cm} < \min(3h ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$.

➡ **La condition est vérifiée.**

➤ **Armatures de répartition :** $S_t = 25 \text{ cm} < \min(4h ; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$.

➡ **La condition est vérifiée.**

III.2.3.5 Calcul à l'ELS :

➤ **Combinaison de charges :**

Palier : $q_s = G + Q = 7,69 + 2,5 = 10.19 \text{ KN/ml}$.

Volée : $q_s = G + Q = 11,20 + 2,5 = 13.7 \text{ KN/ml}$

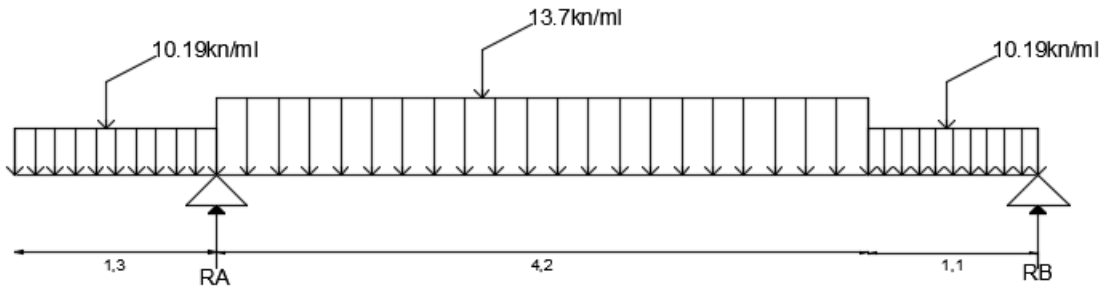


Figure III2.3.5.1 : schéma statique de calcul d'escalier à l'ELS (RDC)

➤ **Réactions d'appuis :**

$$\sum F = 0$$

$$\sum F/y = 0 \Rightarrow R_A + R_B - 10.19 \times 1.3 - 13.7 \times 4.20 - 10.19 \times 1.10$$

$$R_A + R_B = 13.7 \times 4.20 + 10.19 \times 1.30 + 10.19 \times 1.10 = 81.99 \text{ KN}$$

$$\sum M/B = 0 \Rightarrow \frac{10.19 \times 1.10^2}{2} + 13.7 \times 4.2 \times 3.2 + 10.19 \times 1.3 \times 5.95 - R_A \times 5.3$$

$$\Rightarrow 5.7 + 184.12 + 78.81 - R_A \times 5.3 = 0$$

$$\Rightarrow R_A = \frac{268.63}{5.3} \rightarrow R_A = 50.68 \text{ KN}$$

$$R_A + R_B = 81.99 \text{ KN} \Rightarrow R_B = 81.99 \text{ KN} - R_A$$

$$R_B = 31.31 \text{ KN}$$

Donc :

$$\begin{cases} R_A = 50.68 \text{ KN} \\ R_B = 31.31 \text{ KN} \end{cases}$$

➤ **Efforts tranchants et moments fléchissant :**

Section 1-1 : $0 \text{ m} \leq x \leq 1.3 \text{ m}$

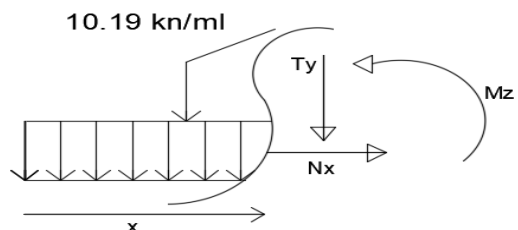
$$-T(x) - 10.19 X = 0$$

$$T(x) = -10.19 X$$

Pour $X = 0 \rightarrow T(0) = 0 \text{ KN}$

Pour $X = 1,30 \rightarrow T(1.30) = -13.24 \text{ KN}$

$$M(x) = -\frac{qu X x^2}{2}$$



$$M(x) = -\frac{10.19 x^2}{2}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Pour } X = 0 \quad \rightarrow M(0) = 0 \text{ KN.m} \\ \text{Pour } X = 1,30 \quad \rightarrow M(1.30) = -8.61 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

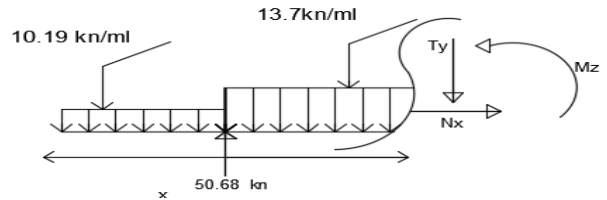
Section 2-2 : 1.30m ≤ x ≤ 5.5m

$$T(x) = RA - 10.19 \times 1.30 - 13.7 (x - 1.30)$$

$$T(x) = 50.68 - 10.19 \times 1.30 - 13.7 (x - 1.30)$$

$$T(x) = 37.43 - 13.7 (x - 1.30)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Pour } X = 1.30 \rightarrow T(1.30) = 37.43 \text{ KN} \\ \text{Pour } X = 5.5 \quad \rightarrow T(5.5) = -20.11 \text{ KN} \end{array} \right.$$



$$M(x) = -10.19 \times 1.30 \times \left(x - \frac{1.30}{2}\right) - 13.7 \frac{(x-1.30)^2}{2} + RA(x-1.30)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Pour } X = 1.30 \quad \rightarrow M(1.30) = -8.61 \text{ KN.m} \\ \text{Pour } X = 5.5 \quad \quad \rightarrow M(5.5) = 27.77 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

Section 3-3 : 0 m ≤ x ≤ 1.10 m

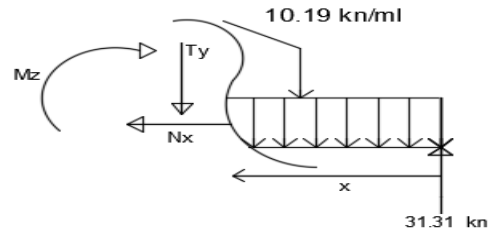
$$-T(x) - 10.19X + 31.31 = 0 \quad T(x) = 31.31 - 10.19X$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Pour } X = 0 \quad \rightarrow T(0) = 31.31 \text{ KN} \\ \text{Pour } X = 1,10 \quad \rightarrow T(1.10) = 20.10 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$M(x) = R_B x - \frac{qu X x^2}{2}$$

$$M(x) = 31.31x - \frac{10.19 X x^2}{2}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Pour } X = 0 \quad \rightarrow M(0) = 0 \text{ KN.m} \\ \text{Pour } X = 1,10 \quad \rightarrow M(1.10) = 28.27 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$



➤ **L'abscisse du moment max (M max) :**

1.30 m ≤ x ≤ 5.50 m

$$RA - 10.19 \times 1.30 - 13.7 (x - 1.30) = 0$$

$$50.68 - (10.19 \times 1.30) - 13.7 (x - 1.30) = 0$$

$$\rightarrow \mathbf{X = 4.03m}$$

Le moment max (M max) est à (x = 4.03 m) section 2-2 : 1.30 m ≤ x ≤ 5.50 m

$$M(4.03) = -10.19 \times 1.30 \times \left(x - \frac{1.30}{2}\right) - 13.7 \frac{(x-1.30)^2}{2} + RA(x-1.30)$$

$$M(4.03) = 42.52 \text{ KN.m}$$

En tenant compte des semi encastremets, les moments en travée et en appuis sont affectés des coefficients 0,85 et 0,3 respectivement

➤ **Moment en travée à l'ELU**

$$M_t = 0.85 M_0 = 36.14 \text{ KN.m}$$

➤ **Moment en appuis à l'ELU**

$$M_a = -0.3 M_0 = -12.75 \text{ KN.m}$$

$$M_b = -0.3 M_0 = -8.33 \text{ KN.m}$$

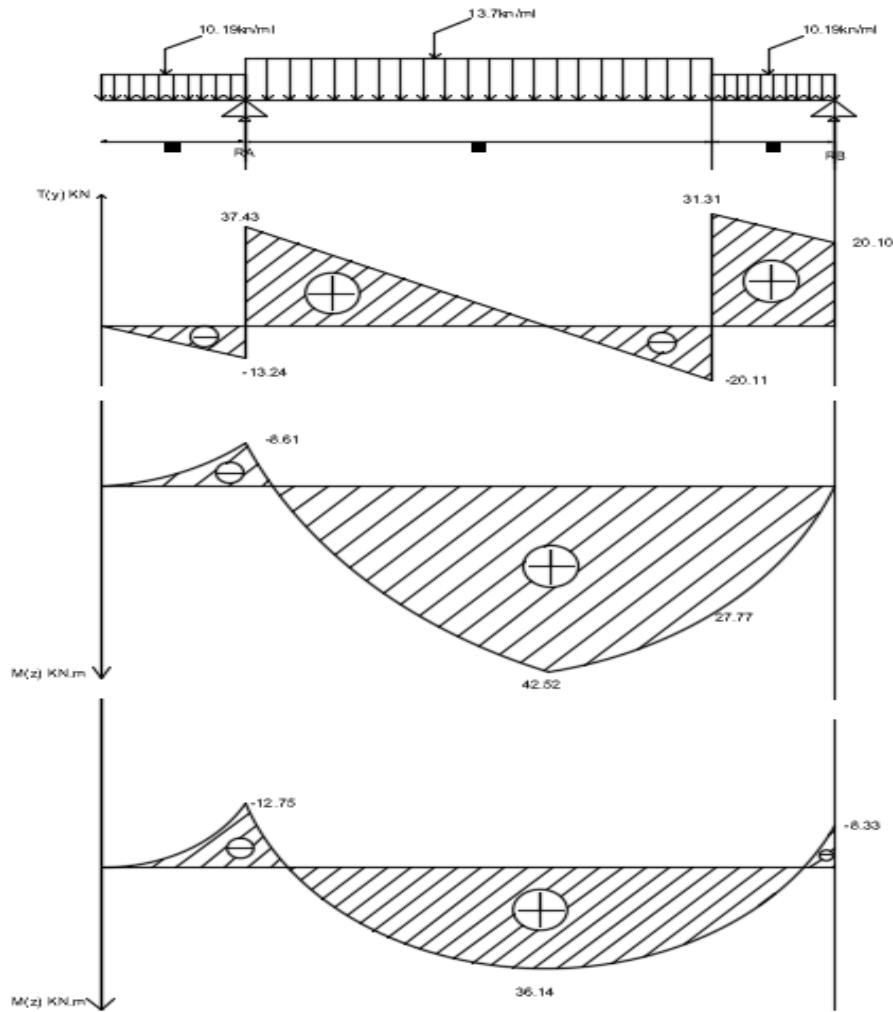


Figure III.2.3.5.2.: Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELS.

III.2.3.6 Vérifications à L'ELS :
Etat limite de compression du béton :

❖ **En travée:**

La contrainte de compression dans le béton est limitée à :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

La fissuration étant peu nuisible, on doit vérifier : $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} \quad \text{Avec :} \quad \sigma_{st} = \frac{M_S}{\beta_1 \cdot d \cdot A}$$

$$\rho = \frac{100 \cdot A}{b \cdot d} = \frac{100 \cdot 7.7}{100 \cdot 22} = 0.35$$

$$\rho = 0.35 \begin{cases} K_1 = 39.35 \\ \beta_1 = 0.908 \end{cases}$$

➔ **Donc :**

$$\sigma_{st} = \frac{M_S}{\beta_1 \cdot d \cdot A} = \frac{36.14 \times 10^6}{0.908 \times 220 \times 7.70 \times 10^2} = 234.95$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{234.95}{39.35} = 5.97 MPa$$

$\sigma_{bc} = 5.97 MPa < \bar{\sigma}_{bc} = 15 MPa$ \Rightarrow La condition est vérifiée.

❖ **En appui :**

$$\rho = \frac{100 \cdot A}{b \cdot d} = \frac{100 \cdot 3.14}{100 \cdot 22} = 0.142$$

$$\rho = 0.142 \begin{cases} K_1 = 65.64 \\ \beta_1 = 0.938 \end{cases}$$

Donc :

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A} = \frac{12.75 \times 10^6}{0.938 \times 220 \times 3.14 \times 10^2} = 196.76$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{196.76}{65.64} = 2.99 MPa$$

$\sigma_{bc} = 2.99 MPa < \bar{\sigma}_{bc} = 15 MPa$ \Rightarrow La condition est vérifiée.

Etat limite d'ouverture des fissures :

L'escalier n'est pas exposé aux intempéries et aux milieux agressifs, ce qui veut dire que la fissuration est peu nuisible. Donc aucune vérification n'est nécessaire. (A.4.5, 32 du BAEL 99)

Etat limite de déformation :

Le calcul de la flèche se fait si une des conditions suivantes ne sera pas vérifiée, **d'après (B.6.5, 1 BAEL 99)**

$$\begin{cases} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \cdot M_0} \\ \frac{A_s}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4.2}{f_e} \end{cases}$$

Avec

h : hauteur totale

L : portée entre nus d'appuis

M_t : moment max en travée

M₀ : moment max de la travée isostatique

A : section des armatures

b : largeur de la section

d : hauteur utile de la section droite.

Alors :

$$\frac{h}{L} = \frac{25}{530} = 0.047 < \frac{1}{16} = 0.062 \quad \Rightarrow \quad \text{La condition n'est pas vérifiée.}$$

$$\frac{h}{L} = 0.047 < \frac{M_t}{10 \cdot M_0} = \frac{36.14}{10 \times 42.52} = 0.084 \quad \Rightarrow \quad \text{La condition n'est pas vérifiée}$$

$$\frac{A_s}{b_0 \cdot d} = \frac{7.7}{100 \times 22} = 0.0035 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \quad \Rightarrow \quad \text{La condition est vérifiée}$$

1er et 2ème conditions ne sont pas vérifiées, le calcul de la flèche est donc nécessaire pour l'escalier.

III.2.4 Calcul de la flèche :

On doit vérifier la formule suivante :

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{q_{s \max} \times L^4}{E_v \times I} \leq \bar{f} = \frac{L}{500}$$

$$\bar{f} = \frac{530}{500} = 1.06 \text{ cm}$$

Avec :

$$q_{\max} = \max(q_{\text{volée}} ; q_{\text{palier}}) = \max(13.7 ; 10.19) \Rightarrow q_{\max} = 13.7 \text{ KN/ml}$$

\bar{f} : La flèche admissible ;

E_v : module de déformation différée ; $E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.865 \text{ MPa}$

I = moment d'inertie totale de la section homogène par rapport au centre de gravité.

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

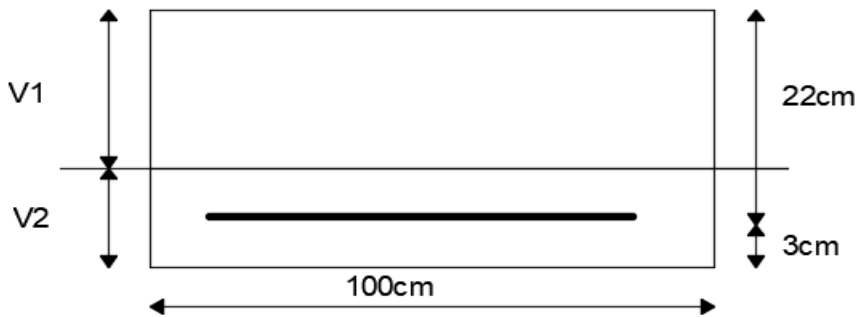


Figure III 2.4. : schéma statique de calcul

Ou : $V_1 = \frac{S_{ix'x}}{B_0} \rightarrow V_2 = h - V_1$

$S_{ix'x}$: Moment statique par rapport à l'axe x'x , tel que :

$$S_{ix'x} = \frac{bh^2}{2} + 15.A.d = \frac{100 \times 25^2}{2} + 15 \times 7.70 \times 22 = 33791 \text{ cm}^3$$

$$B_0 = B + n.A = bh + nA = 100 \times 25 + 15 \times 7.70 = 2615.5 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = \frac{33791}{2615.5} = 12.91 \text{ cm} \rightarrow V_2 = 25 - 12.91 = 12.09 \text{ cm}$$

Alors :

$$I = \frac{100}{3}(12.91^3 + 12.09^3) + 15 \times 7.7 (12.09 - 3)^2 = 217379.41 \text{ cm}^4$$

Donc :

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{13.7 \times 5.3^4}{10818.865 \times 10^3 \times 217379.41 \times 10^{-8}} = 0.0059 \text{ cm}$$

$$f = 0.0059 \text{ cm} \leq \bar{f} = 1.06 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad \text{La condition est vérifiée.}$$

III.2.5 Conclusion :

Le ferrailage :

➤ En travée :

• **Les armatures principales :**

$$A_t = 5\text{HA}14 = 7.70 \text{ cm}^2$$

Avec un espacement $s_t = 20 \text{ cm}$

• Les armatures de répartition :

$$A_r = 4\text{HA}10 = 3.14 \text{ cm}^2$$

Avec un espacement $s_t = 25 \text{ cm}$

➤ Aux appuis :

• **Les armatures principales :**

$$A_t = 4\text{HA}10 = 3.14 \text{ cm}^2$$

Avec un espacement $st = 25\text{cm}$

- Les armatures de répartition :

$$A_r = 4\text{HA}8 = 2,01\text{cm}^2$$

Avec un espacement $st = 25\text{cm}$

III.2.6. Escalier de l'étage courant :

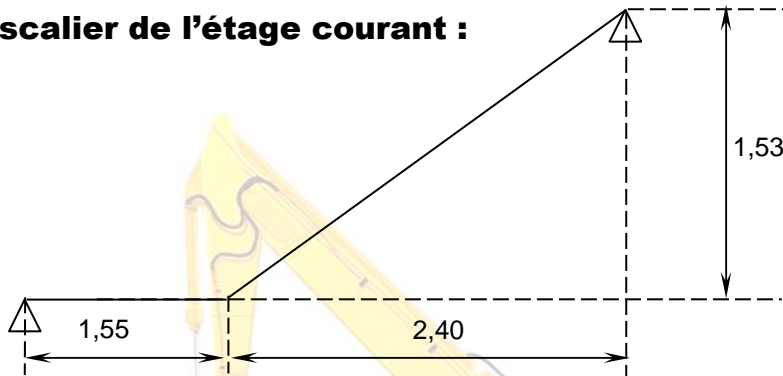


Figure III.2.6. : Schéma statique d'escalier (étage courant)

Dimensionnement :

L'étage courant comporte deux volées identiques, donc le calcul se fera pour une seule volée

La formule de BLANDEL :

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

Hauteur des contre marches h:

$$14\text{cm} \leq h \leq 18\text{cm}$$

Donc on prend : **$h = 17\text{ cm}$**

Nombre de contre marche :

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

On aura alors le nombre des marches comme suit : $n-1=8$ marches

Calcul de la largeur du giron : $28\text{cm} \leq g \leq 35\text{cm}$

$$g = \frac{L2}{n-1} = \frac{240}{8} = 30\text{ cm}$$

Vérification de la loi de BLANDEL :

Nous avons : $g = 30\text{cm}$ $h = 17\text{ cm}$

$$\text{Et : } 2h+g = 2 \times 17 + 30 = 64\text{cm}$$

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

$$59\text{cm} \leq 64\text{cm} \leq 66\text{cm}$$

→ **Condition vérifiée**

Conclusion : La relation est vérifiée donc l'escalier est confort

Epaisseur de la paillasse :

L'épaisseur de la paillasse (e_p) est donnée par la relation suivante :

$$\frac{L}{30} \leq e_p \leq \frac{L}{20}$$

$$\text{tg}(\alpha) = \frac{H}{L2} = \frac{153}{240} = 0.637 \rightarrow \alpha = 32.51^\circ$$

$$\cos(\alpha) = \frac{L2}{L'} \rightarrow L' = \frac{L2}{\cos(\alpha)} = \frac{240}{\cos 32.51} = 284.6 \text{ cm}$$

L : somme de la longueur linéaire de la paillasse et celle de palier.

D'où $L = L1 + L' = 155 + 284.6 = 439.6 \text{ cm}$

$$\frac{439.6}{30} \leq e_p \leq \frac{439.6}{20} \rightarrow 14.65 \leq e_p \leq 22$$

On prend $e_p = 20 \text{ cm}$.

III.2.6.1. Détermination des charges et surcharges :

Les dimensions des marches étant très faibles par rapport à la portée de la paillasse, on pourrait admettre que leur poids est uniformément repartie sur la paillasse, le calcul se fait pour une bande de 1m de projection horizontale et considérant une partie simplement appuyée en flexion simple.

Charges permanentes :

❖ **Paillasse :**

Tableau2.6.1.1: Poids propre du paillasse

Eléments	Poids(KN /m ²) /bande 1m
Poids propre de la paillasse	$25 \times 0,20 \times \frac{1}{\cos 32,51} = 5,92$
Poids propre des marches (17cm)	$25 \times 0,17 \times \frac{1}{2} = 2,125$
Revêtement de carrelage (2cm)	$22 \times 0,02 = 0,44$
Mortier de pose (2cm)	$22 \times 0,02 = 0,44$
Couche de sable (2cm)	$18 \times 0,02 = 0,36$
Enduit de plâtre (2cm)	$10 \times 0,02 = 0,2$
Poids propre de garde corps	0,2
	G₁ = 9.68 KN / m²

❖ **Palier :**

Tableau2.6.1.2: Poids propre du palier

Eléments	Poids(KN /m ²) /bande 1m
Poids propre de la dalle	$25 \times 0,20 = 5$
Poids des revêtements (carrelage+ mortier + sable +enduit)	1,44

$$G_2 = 6.44 \text{ KN / m}^2$$

Charges d'exploitation :

La surcharge d'exploitation des escaliers donnée par la DTR B.C.2.2 est : $Q = 2,5 \times 1 \text{ m} = 2,5 \text{ KN/ml}$

III.2.6.2. Calcul à l'ELU :

► **Combinaison de charges :**

Palier : $q_u = 1,35 G + 1,5 Q = 1,35 \times 6.44 + 1,5 \times 2,5 = 12.44 \text{ KN/ml}$.

Volée : $q_u = 1,35 \times G + 1,5 \times Q = 1,35 \times 9.68 + 1,5 \times 2,5 = 16.81 \text{ KN/ml}$

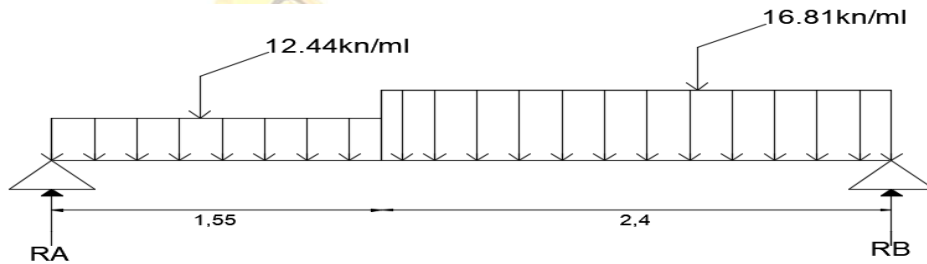


Figure III.2.6.2.1 : Schéma statique de calcul d'escalier à l'ELU (étage courant)

❖ **Réactions d'appuis :**

$$\sum F = 0$$

$$\sum F/y=0 \Rightarrow R_A + R_B - 12.44 \times 1.55 - 16.81 \times 2.4$$

$$R_A + R_B = 12.44 \times 1.55 + 16.81 \times 2.4 = 59.62 \text{ KN}$$

$$\sum M/B = 0 \Rightarrow 12.44 \times 1.55 \times 3.175 + 16.81 \times 2.4 \times 1.2 - R_A \times 3.95$$

$$\Rightarrow 61.22 + 48.41 - R_A \times 3.95 = 0$$

$$\Rightarrow R_A = \frac{109.63}{3.95} \rightarrow R_A = 27.75 \text{ KN}$$

$$R_A + R_B = 59.62 \text{ KN} \Rightarrow R_B = 59.62 \text{ KN} - R_A$$

$$R_B = 31.87 \text{ KN}$$

Donc :

$$\begin{cases} R_A = 27.75 \text{ KN} \\ R_B = 31.87 \text{ KN} \end{cases}$$

❖ **Efforts tranchants et moments fléchissant :**

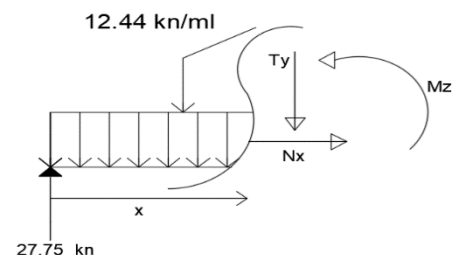
Section 1-1 : $0 \text{ m} \leq x \leq 1.55 \text{ m}$

$$- T(x) - 12.44X + R_A = 0$$

$$T(x) = -12.44X + R_A$$

$$\begin{cases} \text{Pour } X = 0 \rightarrow T(0) = 27.75 \text{ KN} \\ \text{Pour } X = 1,55 \rightarrow T(1.55) = 8.47 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M(x) = -\frac{qu X x^2}{2} \\ M(x) = -\frac{12.44 X x^2}{2} + R_A X \end{cases}$$



Pour $X = 0 \rightarrow M(0) = 0 \text{ KN.m}$
 Pour $X = 1,55 \rightarrow M(1.30) = 28.06 \text{ KN.m}$

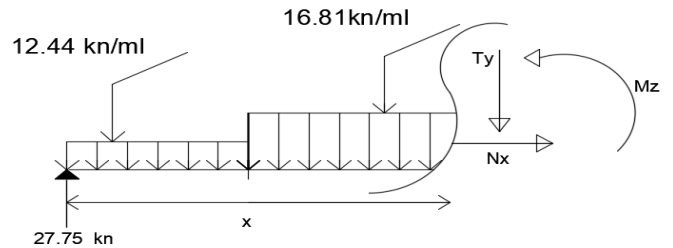
Section 2-2 : $1.55\text{m} \leq x \leq 3.95\text{m}$

$$T(x) = RA - 12.44 \times 1.55 - 16.81 (x - 1.55)$$

$$T(x) = 27.75 - 12.44 \times 1.55 - 16.81 (x - 1.55)$$

$$T(x) = 8.46 - 16.81 (x - 1.55)$$

{ Pour $X = 1.55 \rightarrow T(1.55) = 8.46 \text{ KN}$
 { Pour $X = 3.95 \rightarrow T(3.95) = -31.88 \text{ KN}$



$$M(x) = -12.44 \times 1.55 \times \left(x - \frac{1.55}{2}\right) - 16.81 \frac{(x-1.55)^2}{2} + R_A X$$

{ Pour $X = 1.55 \rightarrow M(1.55) = 28.06 \text{ KN.m}$
 { Pour $X = 3.95 \rightarrow M(3.95) = 0 \text{ KN.m}$

L'abscisse du moment max (M max) :
 $1.55 \text{ m} \leq x \leq 3.95 \text{ m}$

$$RA - 12.44 \times 1.55 - 16.81(x - 1.55) = 0$$

$$27.75 - (12.44 \times 1.55) - 16.81 (x - 1.55) = 0$$

$\rightarrow X = 2.05\text{m}$

Le moment max (M max) est à ($x = 2.05 \text{ m}$) section 2-2 : $1.55 \text{ m} \leq x \leq 3.95 \text{ m}$

$$M(2.05) = -12.44 \times 1.55 \times \left(x - \frac{1.55}{2}\right) - 16.81 \frac{(x-1.55)^2}{2} + R_A X$$

$$M(2.05) = 30.20 \text{ KN.m}$$

En tenant compte des semi encastremets, les moments en travée et en appuis sont affectés des coefficients 0,85 et 0,3 respectivement.

❖ **Moment en travée à l'ELU**

$$M_t = 0.85 M_0 = 25.67 \text{ KN.m}$$

❖ **Moment en appuis à l'ELU**

$$M_a = -0.3 M_0 = -8.41 \text{ KN.m}$$

$$M_b = -0.3 M_0 = -9.06 \text{ KN.m}$$

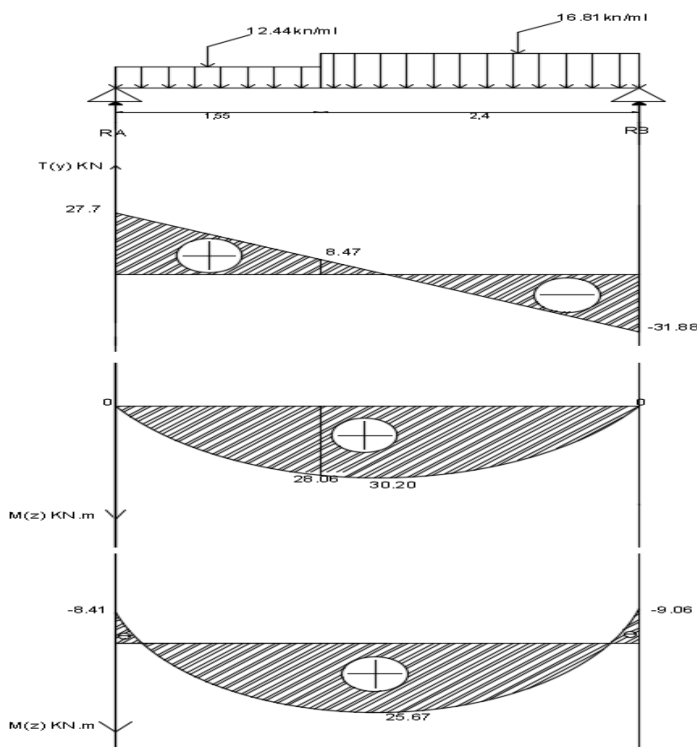


Figure III.2.6.2.2: Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELU

III.2.6.3. Calcul des armatures :

- **En travée :**

$$\mu = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{25.67 \times 10^6}{1000 \times 170^2 \times 14.2} = 0.062 \quad \mu = 0.062 < \mu_l = 0.392$$

La section est simplement armée (S.S.A) donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires

($A_{sc} = 0 \text{ cm}^2$)

À partir des abaques et pour une valeur de $\mu = 0.062$ $\beta = 0.969$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{25.67 \times 10^3}{0.969 \times 17 \times 348} = 4.47 \text{ Cm}^2$$

Soit : **A_{adoptée} = 4 HA 14 = 6.15 cm²**. Avec un espacement : $S_t = 25 \text{ Cm}$

Armatures de répartition

$A_r = 1/4 A_{adoptée} = 1.53 \text{ cm}^2$. Soit : **4HA 10 = 3.14 cm²**. Avec un espacement : $S_t = 25 \text{ cm}$.

Aux appuis :

- **Appui A :**

Ma = 8.41 KN.m

$$\mu = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{8.41 \times 10^6}{1000 \times 170^2 \times 14.2} = 0.020 \quad \mu = 0.020 < \mu_l = 0.392$$

La section est simplement armée (S.S.A) donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires

($A_{sc} = 0 \text{ cm}^2$)

À partir des abaques et pour une valeur de $\mu = 0.020$ $\beta = 0.990$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{8.41 \times 10^3}{0.990 \times 17 \times 348} = 1.43 \text{ Cm}^2$$

Soit : **A_{adoptée} = 4 HA 10 = 3.14 Cm²**. Avec un espacement : $S_t = 25 \text{ cm}$

- **Appui B :**

Mb = 9.06 KN.m

$$\mu = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{9.06 \times 10^6}{1000 \times 170^2 \times 14.2} = 0.022 \quad \mu = 0.022 < \mu_l = 0.392$$

La section est simplement armée (S.S.A) donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires

($A_{sc} = 0 \text{ cm}^2$)

À partir des abaques et pour une valeur de $\mu = 0.022$ $\beta = 0.989$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{9.06 \times 10^3}{0.989 \times 17 \times 348} = 1.54 \text{ Cm}^2$$

Soit : **A_{adoptée} = 4 HA10 = 3.14 Cm²**. Avec un espacement : $S_t = 25 \text{ cm}$

Armatures de répartition

$A_r = 1/4 A_{adoptée} = 0.78 \text{ cm}^2$. Soit : **4HA 8 = 2.01 cm²**. Avec un espacement : $S_t = 25 \text{ cm}$.

III.2.6.4. Vérifications à l'ELU :

- **Vérification du non fragilité du béton :** [Art A 4.2 ,1/BAEL 91 modifié 99]

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 17 \times \frac{2.1}{400} = 2.05 \text{ Cm}^2$$

- . En travée : $A_t = 6.15 \text{ Cm}^2 > 2.05 \text{ Cm}^2$. ➡ La condition est vérifiée.
- . Aux appuis : $A_a = 3.14 \text{ Cm}^2 > 2.05 \text{ Cm}^2$. ➡ La condition est vérifiée.

➤ **Vérification au cisaillement (Art. 5.1, 1 BAEL 91/99) :**

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b_0 d} \leq \bar{\tau}$$

$$\bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b} \mid 5 \text{ MPa} \right\} \quad \text{(Art. 5.1, 211)}$$

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

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b_0 d} = \frac{27.75 \times 10^3}{1000 \times 170} = 0.163 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.163 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = 3.33 \text{ MPa} \quad \text{➡ La condition est vérifiée.}$$

Il n'y a pas de risque de cisaillement. Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires

➤ **Vérification de l'adhérence des barres (Art A.6.1, 21 BAEL 91/99)**

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} \quad \text{Avec : } \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28}$$

Où :

- Ψ_s : Coefficient de scellement (En fonction de la nuance d'acier)
- $\Psi_s = 1.5$ (Barres de haute adhérence).

Donc : $\bar{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$

$$\tau_{se} = \frac{V_{max}}{0.9 d \sum \mu}$$

Avec :

$\sum \mu_i$: Somme des périmètres utiles des barres ($\sum \mu_i = n \cdot \pi \cdot \phi$)

$$\sum \mu_i = 4 \times 2.01 \times 10 = 80.4 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{27.75 \times 10^3}{0.9 \times 170 \times 80.4} = 2.25 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 2.25 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \quad \text{➡ La condition est vérifiée.}$$

Pas de risque d'entraînement des barres

Influence de l'effort tranchant :

➤ **Au niveau des appuis (Art. 5.1, 312 BAEL 91/99)**

$$A_{st \text{ adopté}} > A_{st \text{ ancrer}} = \frac{\gamma_s \times V_{max}}{f_e} = \frac{1.15 \times 27.75 \times 10^3}{400 \times 10^2} = 0.80 \text{ cm}^2$$

$$A_{st \text{ adopté}} = 3.14 \text{ cm}^2 > A_{st \text{ ancrer}} = 0.80 \text{ cm}^2 \quad \text{➡ La condition est vérifiée.}$$

Donc : les armatures inférieures ancrées sont suffisantes.

➤ **Ancrage des armatures (longueur de scellement) (Art 6.1.22 BAEL91/99) :**

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \tau_{se}} \quad \text{➡} \quad L_s = 35 \phi$$

- Pour les HA 10 : $L_s = 35 \times 1.0 = 35 \text{ cm}$.
- Pour les HA 14 : $L_s = 35 \times 1.4 = 49 \text{ cm}$.

L_s dépasse l'épaisseur de la poutre palière, il faut donc prévoir des crochets. La longueur de scellement mesurée hors crochets est de : $L_c = 0,4 L_s$

- Pour les HA 10 : $L_c = 0,4 \times 35 = 14 \text{ cm}$.
- Pour les HA 14 : $L_c = 0,4 \times 49 = 19.6 \text{ cm}$.

Finalement :

La longueur $L_c = 20\text{cm}$.

Espacements des barres (A.8.2, 42 du BAEL 99) [3] :

➤ **Armatures principales en travée :** $S_t = 25\text{ cm} < \min(3h ; 33\text{ cm}) = 33\text{ cm}$.

➡ **La condition est vérifiée.**

➤ **Armatures principales aux appuis :** $S_t = 25\text{ cm} < \min(3h ; 33\text{ cm}) = 33\text{ cm}$.

➡ **La condition est vérifiée.**

➤ **Armatures de répartition :** $S_t = 25\text{ cm} < \min(4h ; 45\text{ cm}) = 45\text{ cm}$.

➡ **La condition est vérifiée.**

III.2.6.5. Calcul à l'ELS :

➤ **Combinaison de charges :**

Palier : $q_s = G + Q = 6.44 + 2,5 = 8.94\text{ KN/ml}$.

Volée : $q_s = G + Q = 9.68 + 2,5 = 12.18\text{ KN/ml}$

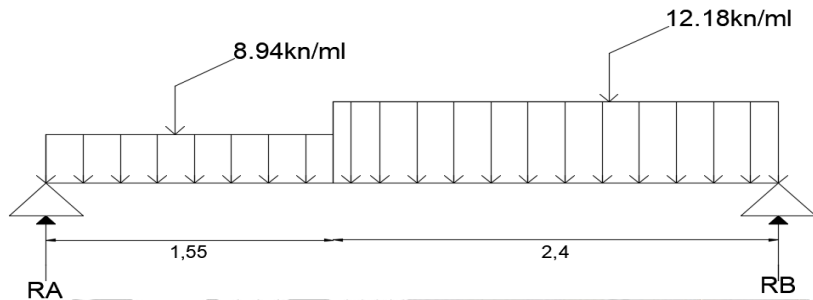


Figure III.2.6.5.1 : schéma statique de calcul d'escalier à l'ELS

➤ **Réactions d'appuis :**

$$\sum F = 0$$

$$\sum F/y=0 \Rightarrow R_A + R_B - 8.94 \times 1,55 - 12.18 \times 2,4$$

$$R_A + R_B = 12.18 \times 2,4 + 8.94 \times 1,55 = 43.08\text{ KN}$$

$$\sum M/B = 0 \Rightarrow 8.94 \times 1,55 \times 3,175 + 12.18 \times 2,4 \times 1,2 - R_A \times 3,95$$

$$\Rightarrow 44 + 40,92 - R_A \times 3,95 = 0$$

$$\Rightarrow R_A = \frac{84,92}{3,95} \rightarrow R_A = 21,49\text{ KN}$$

$$R_A + R_B = 43,08\text{ KN} \Rightarrow R_B = 43,08\text{ KN} - R_A$$

$$R_B = 21,59\text{ KN}$$

Donc :

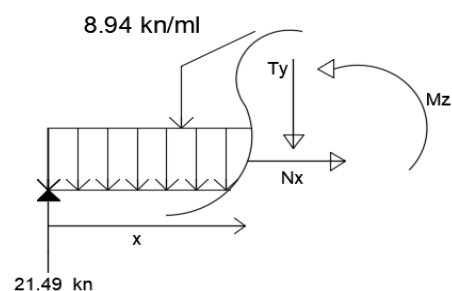
$$\begin{cases} R_A = 21,49\text{ KN} \\ R_B = 21,59\text{ KN} \end{cases}$$

❖ **Efforts tranchants et moments fléchissant :**

Section 1-1 : $0\text{m} \leq x \leq 1,55\text{m}$

$$-T(x) - 8.94X + R_A = 0$$

$$T(x) = -8.94X + R_A$$



Pour $X = 0 \rightarrow T(0) = 21.49 \text{ KN}$
 Pour $X = 1,55 \rightarrow T(1.55) = 7.63 \text{ KN}$

$$M(x) = -\frac{qu X x^2}{2}$$

$$M(x) = -\frac{8.94 X x^2}{2} + R_A X$$

Pour $X = 0 \rightarrow M(0) = 0 \text{ KN.m}$

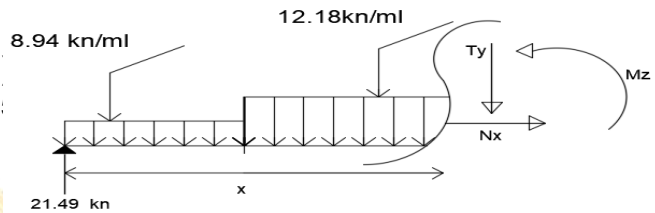
Pour $X = 1,55 \rightarrow M(1.30) = 22.57 \text{ KN.m}$

Section 2-2 : $1.55\text{m} \leq x \leq 3.95\text{m}$

$$T(x) = R_A - 8.94 \times 1.55 - 12.18 (x - 1.55)$$

$$T(x) = 21.49 - 8.94 \times 1.55 - 12.18 (x - 1.55)$$

$$T(x) = 7.63 - 12.18 (x - 1.55)$$



Pour $X = 1.55 \rightarrow T(1.55) = 7.63 \text{ KN}$

Pour $X = 3.95 \rightarrow T(3.95) = -21.60 \text{ KN}$

$$M(x) = -8.94 \times 1.55 \times \left(x - \frac{1.55}{2}\right) - 12.18 \frac{(x-1.55)^2}{2} + R_A X$$

Pour $X = 1.55 \rightarrow M(1.55) = 22.57 \text{ KN.m}$

Pour $X = 3.95 \rightarrow M(3.95) = 0 \text{ KN.m}$

L'abscisse du moment max (M max) :

$1.55 \text{ m} \leq x \leq 3.95 \text{ m}$

$$R_A - 8.94 \times 1.55 - 12.18(x - 1.55) = 0$$

$$21.49 - (8.94 \times 1.55) - 12.18 (x - 1.55) = 0$$

$$\rightarrow X = 2.17 \text{ m}$$

Le moment max (M max) est à ($x = 2.17 \text{ m}$) section 2-2 : $1.55 \text{ m} \leq x \leq 3.95 \text{ m}$

$$M(2.17) = -8.94 \times 1.55 \times \left(x - \frac{1.55}{2}\right) - 12.18 \frac{(x-1.55)^2}{2} + R_A X$$

$$M(2.17) = 24.96 \text{ KN.m}$$

En tenant compte des semi encastremets, les moments en travée et en appuis sont affectés des coefficients 0,85 et 0,3 respectivement.

❖ **Moment en travée à l'ELU**

$$M_t = 0.85 M_0 = 21.21 \text{ KN.m}$$

❖ **Moment en appuis à l'ELU**

$$M_a = -0.3 M_0 = -6.77 \text{ KN.m}$$

$$M_b = -0.3 M_0 = -7.48 \text{ KN.m}$$

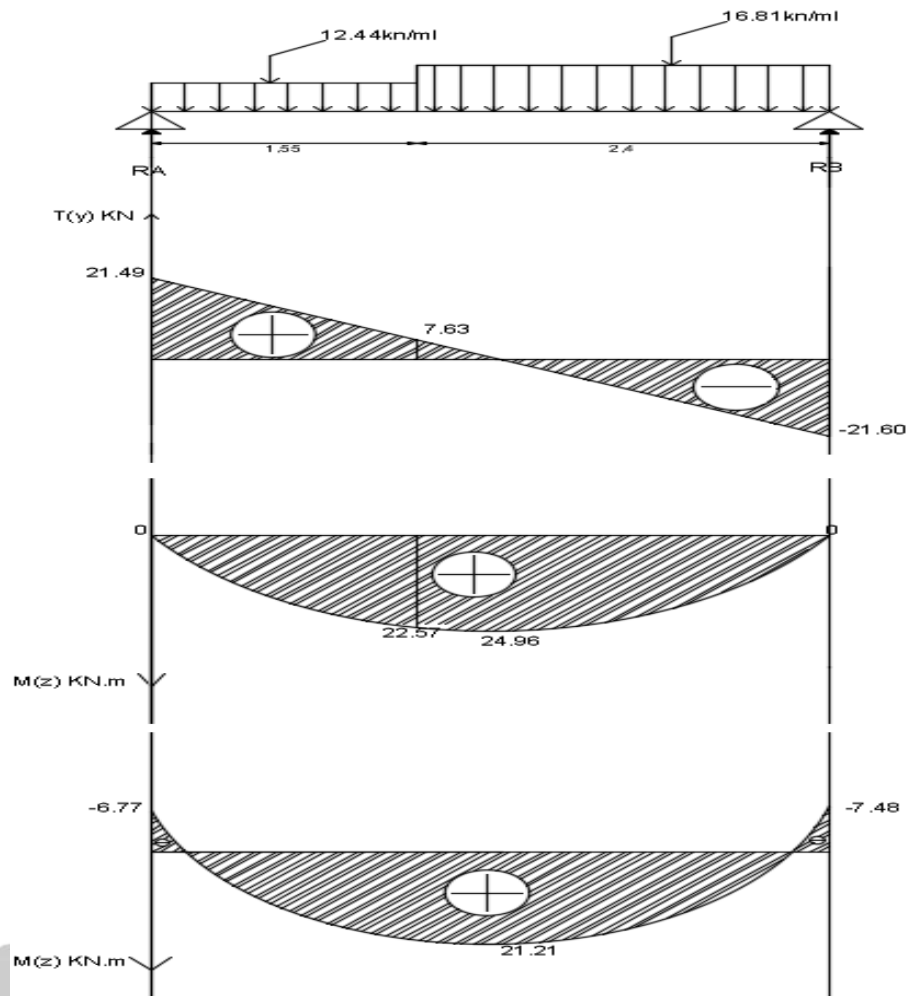


Figure III.2.6.5.2: Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELS

III.2.6.7. Vérifications à L'ELS :

Etat limite de compression du béton:

➤ En travée:

La contrainte de compression dans le béton est limitée à :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

La fissuration étant peu nuisible, on doit vérifier : $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} \quad \text{Avec :} \quad \sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A}$$

$$\rho = \frac{100 \cdot A}{b \cdot d} = \frac{100 \times 6.15}{100 \times 17} = 0.362$$

$$\rho = 0.362 \begin{cases} K_1 = 38.76 \\ \beta_1 = 0.907 \end{cases}$$

Donc :

$$\sigma_{st} = \frac{M_S}{\beta_1 \cdot d \cdot A} = \frac{21.21 \times 10^6}{0.907 \times 170 \times 6.15 \times 10^2} = 223.67$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{223.67}{38.76} = 5.77 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} = 5.77 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$ \Rightarrow La condition est vérifiée.

❖

En appui :

$$\rho = \frac{100 \cdot A}{b \cdot d} = \frac{100 \cdot 3.14}{100 \cdot 17} = 0.184$$

\Rightarrow

$$\rho = 0.184 \begin{cases} K_1 = 56.43 \\ \beta_1 = 0.930 \end{cases}$$

Donc :

$$\sigma_{st} = \frac{M_S}{\beta_1 \cdot d \cdot A} = \frac{7.48 \times 10^6}{0.930 \times 170 \times 3.14 \times 10^2} = 150.67$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{150.67}{56.43} = 2.67 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} = 2.67 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$ \Rightarrow La condition est vérifiée.

Etat limite d'ouverture des fissures :

L'escalier n'est pas exposé aux intempéries et aux milieux agressifs, ce qui veut dire que la fissuration est peu nuisible. Donc aucune vérification n'est nécessaire. **(A.4.5, 32 du BAEL99).**

Etat limite de déformation :

Le calcul de la flèche se fait si une des conditions suivantes ne sera pas vérifiée, d'après **(B.6.5, 1 BAEL 99)**

$$\begin{cases} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \cdot M_0} \\ \frac{A_S}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4.2}{f_e} \end{cases}$$

Alors :

$$\frac{h}{L} = \frac{20}{395} = 0.050 < \frac{1}{16} = 0.062 \quad \Rightarrow \text{La condition n'est pas vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} = 0.050 < \frac{M_t}{10 \cdot M_0} = \frac{21.21}{10 \times 24.96} = 0.084 \quad \Rightarrow \text{La condition n'est pas vérifiée}$$

$$\frac{A_S}{b_0 \cdot d} = \frac{6.15}{100 \times 17} = 0.003 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \quad \Rightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

La 1^{er} et la 2^{ème} conditions n'est pas vérifiée, le calcul de la flèche est donc nécessaire pour l'escalier.

III.2.7 Calcul de la flèche :

On doit vérifier la formule suivante :

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{q_{s \max} \times L^4}{E_v \times I} \leq \bar{f} = \frac{L}{500}$$

$$\bar{f} = \frac{395}{500} = 0.79 \text{ cm}$$

Avec :

$q_{\max} = \max(q_{\text{volée}} ; q_{\text{palier}}) = \max(12.18 ; 8.94) \Rightarrow q_{\max} = 12.18 \text{ KN/ml}$

\bar{f} : La flèche admissible ;

E_v : module de déformation différée ; $E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.865 \text{ MPa}$

I = moment d'inertie totale de la section homogène par rapport au centre de gravité.

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

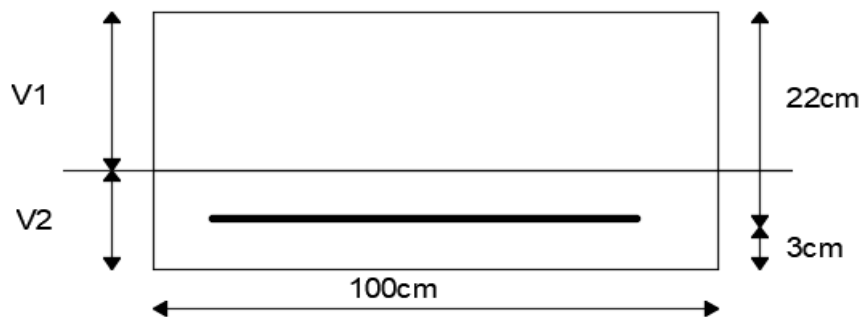


Figure III.2.7 : schéma statique de calcul

Ou : $V_1 = \frac{S_{ix'x}}{B_0} \rightarrow V_2 = h - V_1$

$S_{ix'x}$: Moment statique par rapport à l'axe $x'x$, tel que :

$$S_{ix'x} = \frac{bh^2}{2} + 15 \cdot A \cdot d = \frac{100 \times 20^2}{2} + 15 \times 6.15 \times 17 = 21568.25 \text{ cm}^3$$

$$B_0 = B + n \cdot A = bh + nA = 100 \times 20 + 15 \times 6.15 = 2092.25 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = \frac{21568.25}{2092.25} = 10.30 \text{ cm} \rightarrow V_2 = 20 - 10.30 = 9.70 \text{ cm}$$

Alors :

$$I = \frac{100}{3}(10.30^3 + 9.70^3) + 15 \times 6.15 (9.70 - 3)^2 = 70987.76 \text{ cm}^4$$

Donc :

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{12.18 \times 3.95^4}{10818.865 \times 10^3 \times 70987.76 \times 10^{-8}} = 0.386 \text{ cm}$$

$f = 0.386 \text{ cm} \leq \bar{f} = 1.32 \text{ cm} \Rightarrow$ **La condition est vérifiée.**

III.2.8 Conclusion :

Le ferrailage :

➤ En travée :

- **Les armatures principales :**

$$A_t = 4HA14 = 6.15\text{cm}^2$$

Avec un espacement $s_t = 25\text{cm}$

- Les armatures de répartition :

$$A_r = 4HA10 = 3.14\text{ cm}^2$$

Avec un espacement $s_t = 25\text{cm}$

➤ Aux appuis :

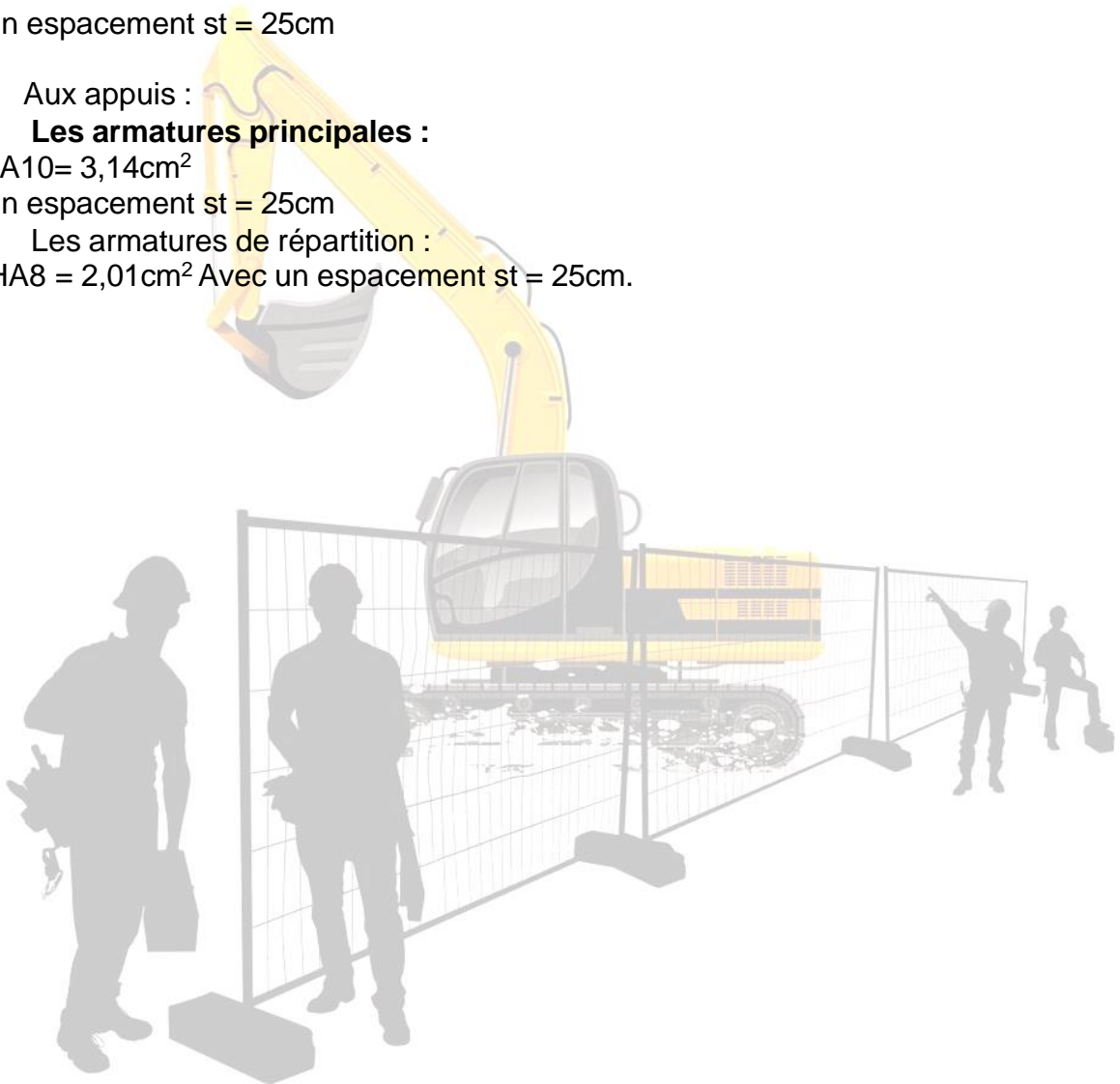
- **Les armatures principales :**

$$A_t = 4HA10 = 3,14\text{cm}^2$$

Avec un espacement $s_t = 25\text{cm}$

- Les armatures de répartition :

$$A_r = 4HA8 = 2,01\text{cm}^2 \text{ Avec un espacement } s_t = 25\text{cm}.$$



III 3 La poutre palière

III.3.1 Introduction

Les paliers de repos de l'escalier reposent sur une poutre palière destinée à supporter son poids propre, le poids du mur en maçonnerie, et la réaction de la paillasse elle est semi encastré à ces extrémités dans les poteaux, sa portée est de 2.80 m.

➤ **Prédimensionnement : (chapitre 2)**

- La hauteur : $h = 30 \text{ cm}$
- La largeur : $b = 25 \text{ cm}$

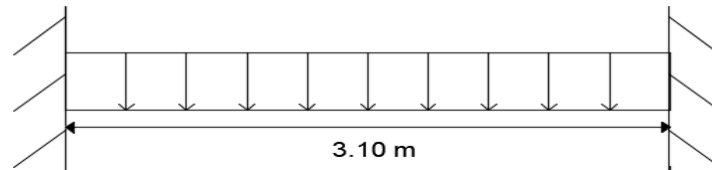


Figure III.3.1 : schéma statique de la poutre palière

III.3.2 Détermination Des Charges Et Surcharges :

Calcul du poids propre G_p de la poutre :

$$G_p = 0.25 \times 0.30 \times 25 = 1.875 \text{ KN/ml}$$

Effort tranchant à l'appui :

$$\text{ELU : } T_u = 51.67 \text{ KN}$$

$$\text{ELS : } T_s = 37.43 \text{ KN}$$

Combinaisons de charges :

À l'ELU

$$q_u = 1.35G + \frac{2T_u}{L} = 1.35 \times 1.875 + \frac{2 \times 51.67}{3.1} = 35.86 \text{ KN/ml}$$

$$q_u = 35.86 \text{ KN/ml}$$

À l'ELS

$$q_s = G + \frac{2T_s}{L} = 1.875 + \frac{2 \times 37.43}{3.1} = 26.02 \text{ KN/ml}$$

$$q_u = 26.02 \text{ KN/ml}$$

III.3.3 Calcul à l'ELU :

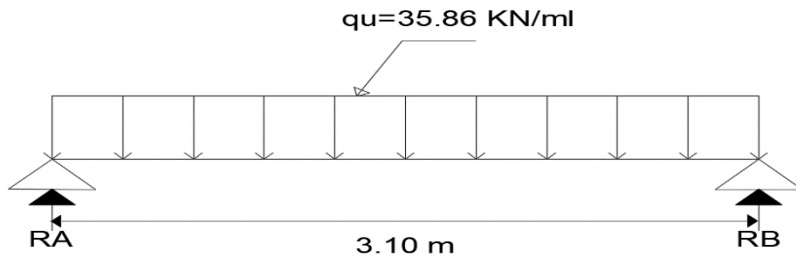


Figure III.3.3.1 : Schéma statique de la poutre palière à ELU

Détermination des efforts internes :

- Réactions d'appuis

$$R_a = R_b = \frac{q_u \times L}{2} = \frac{35,86 \times 3,1}{2} = 55,58 \text{ KN}$$

- Effort tranchant

$$T(x) = R_A - q_u \times (x) = 55,58 - 35,86(x)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} T(0) = 55,58 \text{ KN} \\ T(3,10) = - 55,58 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

- Moment isostatique

$$M_0 = \frac{q_u \times L^2}{8} = \frac{35,86 \times 3,1^2}{8} = 43,07 \text{ KN.m}$$

En tenant compte du semi-encastrement :

En travée : $M_t = 0,85M_0 = 0,85 \times 43,07 = 36,60 \text{ kN.m.}$

Aux appuis : $M_a = -0,3M_0 = -0,3 \times 43,07 = 12,92 \text{ kN.m}$

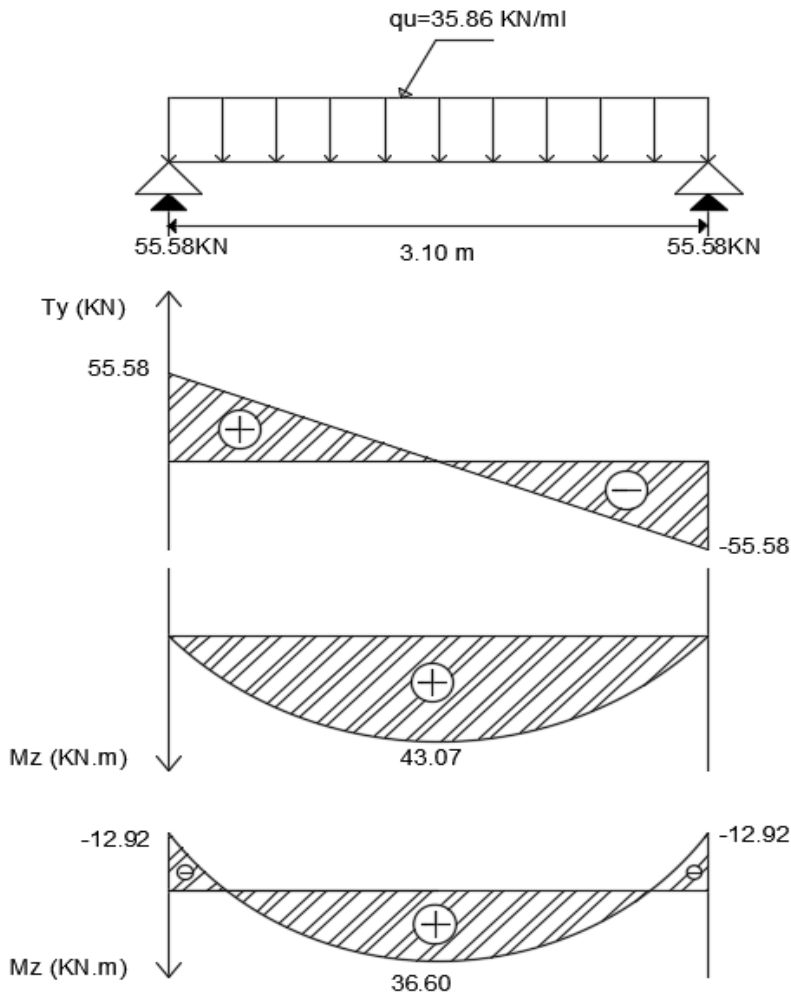


Figure III.3.3.2 : Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELU

III.3.4 Calcul des armatures :

En travée :

$$\mu = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{36.60 \times 10^6}{250 \times 270^2 \times 14.2} = 0.142 \quad \mu = 0.142 < \mu_l = 0.392$$

La section est simplement armée (S.S.A) donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires

($A_{sc} = 0 \text{ cm}^2$)

À partir des abaques et pour une valeur de $\mu = 0,142 \rightarrow \beta = 0.923$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{36.60 \times 10^3}{0.923 \times 27 \times 348} = 4.22 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_{adoptée} = 3 \text{ HA } 14 = 4.62 \text{ cm}^2$

Aux appuis :

$$\mu = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{12.92 \times 10^6}{250 \times 270^2 \times 14.2} = 0.050 \quad \mu = 0.050 < \mu_l = 0.392$$

La section est simplement armée (S.S.A) donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires

($A_{sc} = 0 \text{ cm}^2$)

A partir des abaques et pour une valeur de $\mu = 0,050$ $\beta = 0.974$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{12.92 \times 10^3}{0.974 \times 27 \times 348} = 1.41 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_{adoptée} = 3HA 12 = 3.39 \text{ cm}^2$.

III.3.5 Vérifications à l'ELU :

Vérification du non fragilité du béton : [Art A 4.2 ,1/BAEL 91 modifié 99]

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 25 \times 27 \times \frac{2.1}{400} = 0.81 \text{ cm}^2$$

En travée : $A_t = 4.62 \text{ cm}^2 > 0.81 \text{ cm}^2$ \Rightarrow **La condition est vérifiée.**

Aux appuis : $A_a = 3.39 \text{ cm}^2 > 0.81 \text{ cm}^2$ \Rightarrow **La condition est vérifiée.**

Vérification au cisaillement (Art. 5.1, 1 BAEL 91/99) :

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b_0 d} \leq \bar{\tau}$$

$$\bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b} \mid 5 \text{ MPa} \right\} = 3.33 \text{ MPa} \quad (\text{Art. 5.1, 211})$$

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b_0 d} = \frac{55.58 \times 10^3}{250 \times 270} = 0.82 \text{ MPa}$$

$$0.82 \text{ MPa} \leq 3.33 \text{ MPa}$$

\Rightarrow **La condition est vérifiée.**

Il n'y a pas de risque de cisaillement. Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires

Vérification de l'adhérence des barres (Art A.6.1, 21 BAEL 91/99)

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} \quad \text{Avec : } \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28}$$

Où :

- Ψ_s : Coefficient de scellement (En fonction de la nuance d'acier)
- $\Psi_s = 1.5$ (Barres de haute adhérence).

Donc : $\bar{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$

$$\tau_{se} = \frac{V_{max}}{0.9 d \sum \mu}$$

Avec :

$\sum \mu_i$: Somme des périmètres utiles des barres ($\sum \mu_i = n \cdot \pi \cdot \varphi$)

$$\sum \mu_i = 3 \times 3.14 \times 14 = 131.88 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{55.58 \times 10^3}{0.9 \times 270 \times 131.88} = 1.73 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1.73 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa}$$

\Rightarrow **La condition est vérifiée.**

Pas de risque d'entraînement des barres

Ancrage des barres (A 6.1 ,221 BAEL 99) [3]

Pour les aciers à haute adhérence FeE400 et pour $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$, la longueur de scellement droite l_s est égale à : $l_s = 35\varphi$

Pour les HA 12 : $l_s = 35 \times 1.2 = 42$ cm (Aux appuis).

Pour les HA 14 : $l_s = 35 \times 1.4 = 49$ cm (En travée).

L_s dépasse la largeur des poteaux, il faut donc prévoir des crochets. La longueur de scellement mesurée hors crochets est de : $L_c = 0,4L_s$

Pour les HA 12 : $L_c = 0,4 \times 42 = 16.8$ cm.

Pour les HA 14 : $L_c = 0,4 \times 49 = 19.6$ cm

Finalement : La longueur $L_c = 20$ cm

Influence de l'effort tranchant :

Au niveau des appuis (Art. 5.1, 312 BAEL 91/99)

$$A_{st \text{ adopté}} < A_{st \text{ ancrer}} = \frac{\gamma_s \times V_{max}}{f_e} = \frac{1.15 \times 55.58 \times 10^3}{400 \times 10^2} = 1.59 \text{ cm}^2$$

$$A_{st \text{ adopté}} = 2.35 \text{ cm}^2 > A_{st \text{ ancrer}} = 1.59 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \quad \text{La condition est vérifiée.}$$

Donc : les armatures inférieures ancrées sont suffisantes

Sur le béton (A.5.1, 313 BAEL 99) [3]

$$\frac{2V_U}{f_e \cdot 0,9d} < \frac{0,8f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\frac{2V_U}{f_e \cdot 0,9d} = \frac{2 \times 55.58 \times 10^3}{400 \times 0.9 \times 270} = 1.14 \text{ MPa} < \frac{0,8f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.8 \times 25}{1.5} = 13.33 \text{ MPa}$$

$$\frac{2V_U}{f_e \cdot 0,9d} = 1.14 \text{ MPa} < \frac{0,8f_{c28}}{\gamma_b} = 13.33 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{La condition est vérifiée.}$$

Calcul des armatures transversales (A.7.2, 2 BAEL 99) [3] :

$$\Phi_t \leq \min (h/35 ; b/10 ; \phi_t) = \min (0.85 ; 2.5 ; 1,4) = 0.85 \text{ cm.}$$

En guise d'armatures transversales, le choix se porte sur un cadre et un étrier en $\phi 8$

($A_t = 2.01 \text{ cm}^2$).

Espacement maximal des armatures transversales (A.5.1, 22 BAEL 99) [3] :

$$S_t^{\max} \leq \min (0,9d ; 40 \text{ cm}) = \min (24.3 \text{ cm} ; 40 \text{ cm}) = 24.3 \text{ cm}$$

On opte pour $S_t^{\max} = 20$ cm.

La section d'armatures transversales doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{A_t \times f_e}{b_0 \times S_t} \geq 0.4 \quad \Rightarrow \quad \frac{2.01 \times 400}{25 \times 20} = 1.068 \geq 0.4$$

\Rightarrow La condition est vérifiée

Exigences du RPA 99 (Art. 7.5.2)

Armatures longitudinales (A.7.5.2.1 du BAEL 99) [3]

« Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section ».

$$. A_I = 3 \text{ HA } 14 + 3 \text{ HA } 12 = 4.62 + 3.39 = 8.01 \text{ cm}^2.$$

$$. 0.5\% \text{ de la section} = 0.005 \times b \times h = 0.005 \times 25 \times 30 = 3.75 \text{ cm}^2$$

D'où : $A_I = 8.01 \text{ cm}^2 > 0.5\% \text{ de la section} = 3.75 \text{ cm}^2. \Rightarrow$ La condition est vérifiée.

Armatures transversales (A. 7.5.2.2 du BAEL 99) [3]

Armatures transversales minimales

$A_{t \text{ min}} = 0,003 \times S_t \times b = 0,003 \times 20 \times 25 = 1,5 \text{ cm}^2 < A_{t \text{ adoptée}} = 2,01 \text{ cm}^2.$

➡ La condition est vérifiée.

Zone nodale :

$S_t \leq \min (h/4 ; 12\phi) = \min (7,5 ; 12) = 7,5 \text{ cm.}$

➡ $S_t = 7 \text{ cm.}$

Zone courante :

$S_t \leq h/2 = 30/2 = 15 \text{ cm.}$

➡ $S_t = 15 \text{ cm.}$

III.3.6 Calcul à l'ELS :

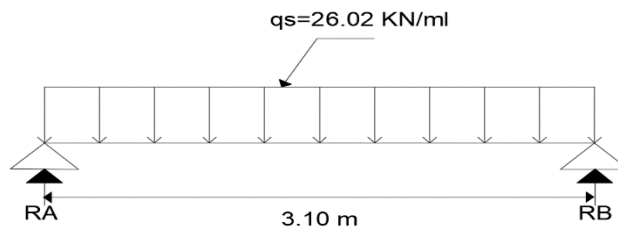


Figure III.3.6.1 : Schéma statique de la poutre palière à ELS

Détermination des efforts internes :

- Réactions d'appuis

$R_a = R_b = \frac{q_s \times L}{2} = \frac{26,02 \times 3,1}{2} = 40,33 \text{ KN}$

- Effort tranchant

$T(x) = R_a - q_s \times (x) = 40,33 - 26,02(x)$

$\left\{ \begin{array}{l} T(0) = 40,33 \text{ KN} \\ T(3,10) = -40,33 \text{ KN.m} \end{array} \right.$

- Moment isostatique

$M_0 = \frac{q_s \times L^2}{8} = \frac{26,02 \times 3,1^2}{8} = 31,25 \text{ KN.m}$

En tenant compte du semi-encastrement :

En travée : $M_t = 0,85M_0 = 0,85 \times 31,25 = 26,56 \text{ KN.m.}$

Aux appuis : $M_a = -0,3M_0 = -0,3 \times 31,25 = -9,37 \text{ KN.m}$

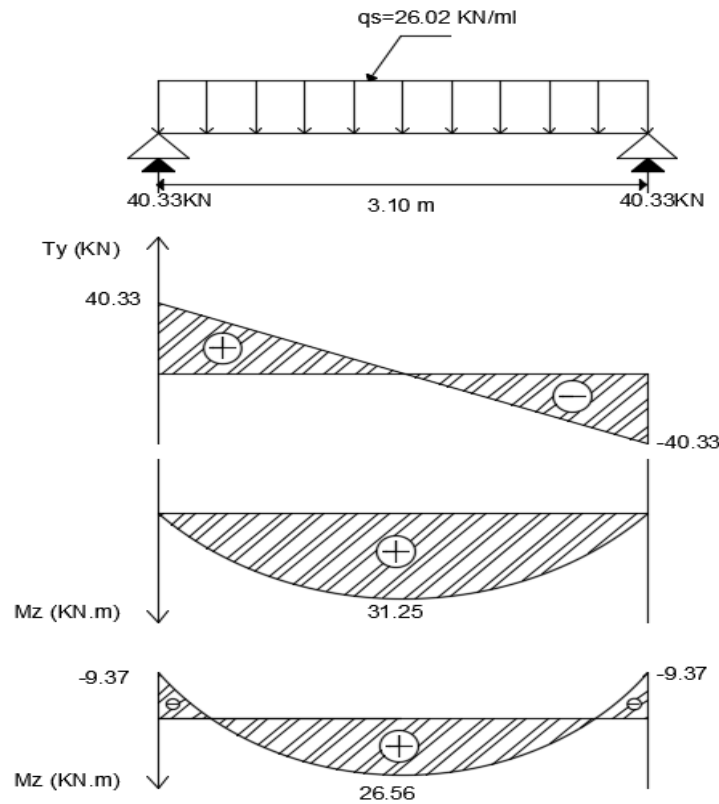


Figure III.3.6.2 : Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELS

III.3.7 Vérifications à l'ELS :

Etat limite de compression du béton

En travée :

La contrainte de compression dans le béton est limitée à :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

La fissuration étant peu nuisible, on doit vérifier : $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} \quad \text{Avec : } \sigma_{st} = \frac{M_S}{\beta_1 \cdot d \cdot A}$$

$$\rho = \frac{100 \cdot A}{b \cdot d} = \frac{100 \times 4.62}{25 \times 27} = 0.684$$

$$\rho = 0.684 \begin{cases} K_1 = 26.32 \\ \beta_1 = 0.879 \end{cases}$$

Donc :

$$\sigma_{st} = \frac{M_S}{\beta_1 \cdot d \cdot A} = \frac{26.56 \times 10^6}{0.879 \times 270 \times 4.62 \times 10^2} = 242.23 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{242.23}{26.32} = 9.20 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} = 9.20 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$ ➡ La condition est vérifiée.

➤ En appui :

$$\rho = \frac{100 \cdot A}{b \cdot d} = \frac{100 \times 3.39}{25 \times 27} = 0.502$$

$$\Rightarrow \rho = 0.502 \begin{cases} K_1 = 31.73 \\ \beta_1 = 0.893 \end{cases}$$

Donc :

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A} = \frac{9.37 \times 10^6}{0.893 \times 270 \times 3.39 \times 10^2} = 114.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{114.63}{31.73} = 3.61 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} = 3.61 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow$ **La condition est vérifiée.**

Etat limite d'ouverture des fissures :

L'escalier n'est pas exposé aux intempéries et aux milieux agressifs, ce qui veut dire que la fissuration est peu nuisible. Donc aucune vérification n'est nécessaire. **(A.4.5, 32 du BAEL99)**

Etat limite de déformation :

Le calcul de la flèche se fait si une des conditions suivantes ne sera pas vérifiée, d'après **(B.6.5, 1 BAEL 99)**

$$\begin{cases} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \cdot M_0} \\ \frac{A_s}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4.2}{f_e} \end{cases}$$

Alors :

$$\frac{h}{L} = \frac{30}{310} = 0.096 > \frac{1}{16} = 0.062 \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

$$\frac{h}{L} = 0.096 > \frac{M_t}{10 \cdot M_0} = \frac{26.56}{10 \times 31.25} = 0.084 \Rightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

$$\frac{A_s}{b_0 \cdot d} = \frac{4.62}{25 \times 27} = 0.0068 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \Rightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

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

III.3.8 Conclusion :

Le ferrailage retenu est le suivant :

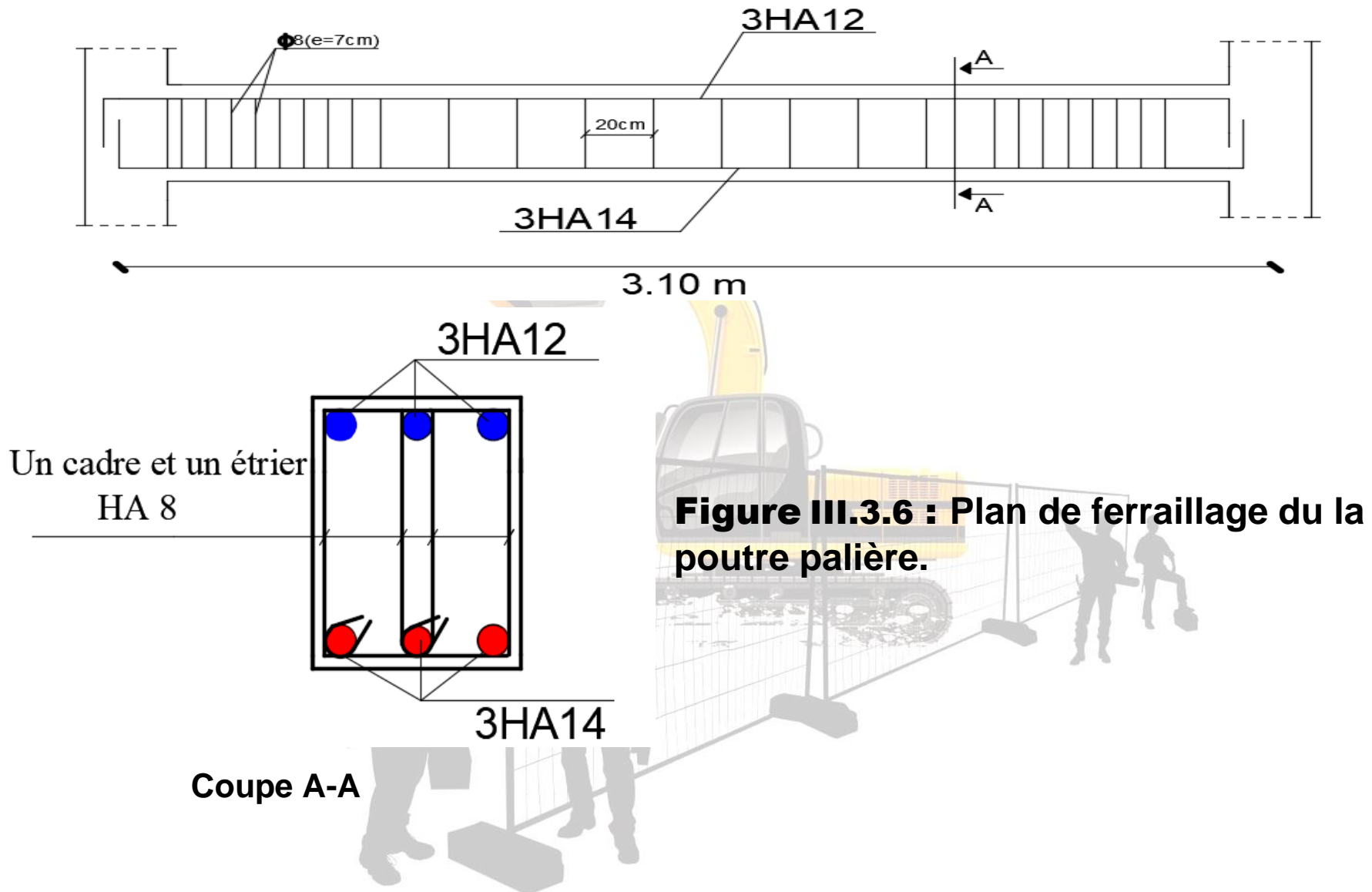
Armatures longitudinales :

Armatures supérieures (Aux appuis) : 3HA 12.

Armatures inférieures (En travée) : 3HA 14.

Armatures transversales :

Un cadre et un étrier en HA 8.



III.4 Les Balcons :

III.4.1 Introduction :

Les balcons à calculer sont des balcons en dalle pleine reposant sur la poutre de rive avec un garde-corps de hauteur $h=1\text{m}$ en brique creuse de 10cm d'épaisseur. Ces balcons sont assimilés à une console encastree au niveau de la poutre de rive du plancher.

Le balcon est constitue d'une dalle pleine de 15 cm d'épaisseur (voir chapitre 2)

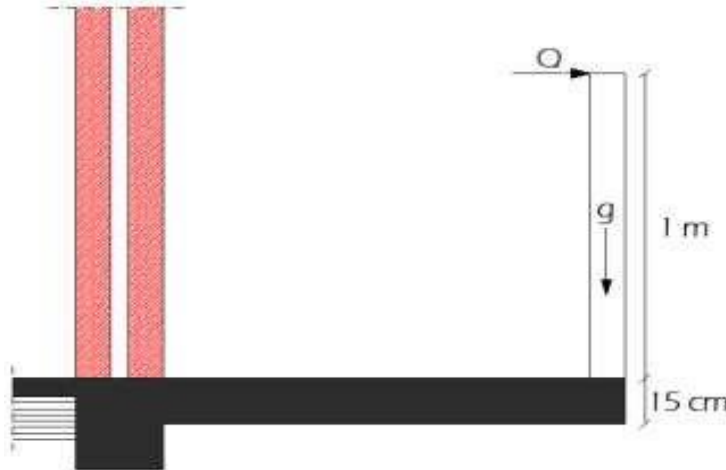


Figure III.4.1 : Coupe transversale d'un balcon.

III.4.2 Détermination Des Charges Et Surcharges :

- Charges permanentes :

Poids propre du balcon : $G = 5.27 \times 1 = 5.27 \text{ kN/ml}$
($G = 5.27 \text{ kN/m}^2$) a été déterminé dans Le chapitre (II).

- Surcharges d'exploitations :

$Q = 3.5 \times 1 = 3.5 \text{ KN /ml.}$ (DTR B.C.2.2)

III.4.3 Combinaisons De Charges :

- **À l'ELU**

Charge uniforme : $q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 5.27 + 1.5 \times 3.5 = 12.36 \text{ kN/ml.}$

Charge concentrée : $g_u = 1.35g = 1.35 \times 1.62 = 2.19 \text{ kN/ml.}$

- **À l'ELS**

Charge uniforme : $q_s = G + Q = 5.27 + 3.5 = 8.77 \text{ kN/ml.}$

Charge concentrée : $g_s = g = 1.62 \text{ kN/ml.}$

III.4.4 Calcul à l'ELU :

Le balcon est calculé en flexion simple avec une bonde de 1m de largeur.

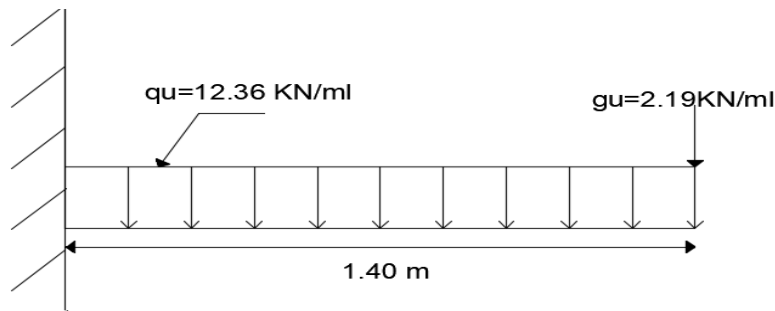


Figure III.4.4 : Schéma statique de calcul du balcon à l'ELU.

- ✓ **Calcul du moment fléchissant provoqué par la charge Q_u :**

$$M_u = -\frac{q_u l^2}{2} - g_u l = -\frac{12.36 \times 1.40^2}{2} - 2.19 \times 1.40 = -15.17 \text{ kn.m}$$

Le signe moins (-) désigne que la fibre supérieure est tendue.

- ✓ Calcul de l'effort tranchant :

$$T_u = (q_u \cdot l) + g_u = 12.36 \times 1.40 + 2.19 = \mathbf{19.49 \text{ kN.}}$$

- ✓ Calcul des armatures :

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

$$\mu = \frac{M}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{15.17 \times 10^6}{1000 \times 140^2 \times 14.2} = \mathbf{0.054} < \mu_l = 0.392$$

La section est simplement armée (S.S.A)

donc les armature comprimées ne sont pas nécessaires ($A_{sc} = 0 \text{ cm}^2$).

A partir des abaques et pour une valeur de $\mu = 0.054 \rightarrow \beta = 0.972$

$$A_{st} = \frac{M}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{15.17 \times 1000}{0.972 \times 12 \times 348} = \mathbf{3.73 \text{ cm}^2}$$

Soit : $A_{\text{adoptée}} = \mathbf{4HA12} = 4.52 \text{ cm}^2$ avec un espacement $S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$.

- Armatures de répartition :

Selon l'article A.8.2, 41 du BAEL 99 [3], Si les charges appliquées comprennent des efforts concentrés (Cas du balcon) les armatures de répartition sont au moins égales à :

$$A_r \geq 1/3 A_{\text{adoptée}} = 1.506 \text{ cm}^2. \text{ Soit : } \mathbf{4HA 8} = 2.01 \text{ cm}^2.$$

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

III.4.5 Vérifications à l'ELU :

a. Condition de non fragilité (A.4.2 ,1 BAEL 99) [3] :

$$A_{min} \geq 0,23 \cdot b_0 \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 12 \times \frac{2,1}{400} = 1,45 \text{ cm}^2$$

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

$A_s > A_{min} \implies A_s = 4,52 > A_{min} = 1,45 \text{ cm}^2 \implies$ **La condition est vérifiée.**

b. Vérification au cisaillement (A.5.1 ,211 du BAEL 99) [3] :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\} \implies \bar{\tau}_u = \min \{ 3,3 ; 5 \text{ MPa} \}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \implies \tau_u = \frac{19,49 \times 10^3}{1000 \times 120} = 0,162 \text{ MPa} \implies \bar{\tau}_u = 3,3 \text{ MPa}$$

on a : $\tau_u = 0,162 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,3 \text{ MPa} \implies$ **La condition est vérifiée**

Il n'y a pas de risque de cisaillement donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires

c. Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis : (A 4.2.1 BAEL99) [3]

$$\bar{T}_U = 0,4 f_{c28} \cdot 0,9 \frac{db}{\gamma_s} = 0,4 \times 25 \times 10^3 \times 0,9 \times \frac{0,12 \times 1}{1,15} = 939,130 \text{ KN}$$

$T_u = 19,49 \text{ KN} < \bar{T}_U = 939,130 \text{ KN} \implies$ **La condition est vérifiée**

d. Vérification de l'adhérence des barres (A.6.1 ,3 du BAEL 99) [3] :

On doit vérifier :

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} = \Psi \cdot f_{t28}$$

Avec :

$$\bar{\tau}_{se} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

ψ_s : Coefficient de scellement droit :

$$\left\{ \begin{array}{l} \psi_s : 1,5 \text{ pour les H.A} \\ \psi_s : 1 \text{ pour les R.L} \end{array} \right.$$

$$\tau_{se} = \frac{T_{max}}{0,9d \sum \mu_i}$$

D'où :

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

$$\sum \mu_i = n \cdot \pi \cdot \phi = 4 \times 3,14 \times 10 = 125,6 \text{ mm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{19.49 \times 10^3}{0,9 \times 120 \times 125.6} = 1.43 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1.43 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{La condition est vérifiée.}$$

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

e. Ancrage des barres (A 6.1 ,221 du BAEL 99) [3] :

Pour avoir un bon ancrage droit, il faut mettre en œuvre un ancrage qui est défini par sa longueur de scellement droit « L_s »

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

Avec :

$$\tau_{su} = 0,6\Psi^2 f_{t28}$$

$$\tau_{su} = 0,6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2,835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{1 \times 400}{4 \times 2.835} = 35.27 \text{ cm}$$

Pour les aciers à haute adhérence FeE400 et pour $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$, la longueur de scellement droite L_s est égale à : $L_s = 35\phi = 35 \times 1 = 35 \text{ cm}$.

L_s dépasse la largeur des poutres, il faut donc prévoir des crochets. La longueur de scellement mesurée hors crochets est de : $L_c = 0,4L_s = 0,4 \times 35.27 = 14.108 \text{ cm}$. D'où : $L_c = 15 \text{ cm}$.

f. Espacement des barres :

Armatures principales :

$$S_t = 25\text{cm} \square \min \square 3h; 33\text{cm} \square \square 33\text{cm} \quad \Rightarrow \quad \text{La condition est vérifiée.}$$

Armatures de répartitions :

$$S_t = 25\text{cm} \square \min \square 4h; 45\text{cm} \square \square 45\text{cm} \quad \Rightarrow \quad \text{La condition est vérifiée.}$$

III.4.6 Vérifications à l'ELS :

- Charge uniforme : $q_s = G + Q = 5.27 + 3.5 = 8.77 \text{ kN/ml}$.
- Charge concentrée : $g_s = g = 1.62 \text{ kN/ml}$.

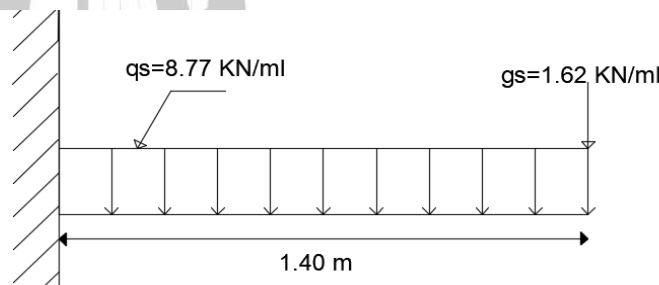


Figure III.4.6 : Schéma statique de calcul du balcon à l'ELS.

- ✓ Calcul du moment fléchissant :

$$M_s = -\frac{q_s \cdot l^2}{2} - g_s \cdot l = -\frac{8.77 \times (1.40)^2}{2} - 1.62 \times 1.40 = -10.86 \text{ KN.m}$$

- ✓ Etat limite de compression du béton :

- Vérification des contraintes dans le béton :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta \cdot 1. d \cdot A_s}$$

Calcul β :

$$\rho = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} = \frac{100 \times 4.52}{100 \times 12} = 0.376$$

$$\rho = 0.376 \rightarrow \beta = 0.905 \rightarrow K_1 = 37.63$$

$$\sigma_{st} = \frac{10.86 \times 10^3}{4.52 \times 0.905 \times 12} = 221.23 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{221.23}{37.63} = 5.87 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 5.87 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

III.4.7 Vérification De La Flèche :

D'après l'article B.6.5, 1 du BAEL 99 [3], on vérifie la flèche si l'une des conditions suivantes n'est pas vérifiée :

$$\left. \begin{aligned} \frac{h}{L} &\geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{L} &\geq \frac{M_s}{10 \cdot M_0} \\ \frac{A_s}{b_0 \cdot d} &\leq \frac{4,2}{f_e} \end{aligned} \right\}$$

D'où :

$$\frac{h}{L} = \frac{15}{140} = 0.107 > \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} = 0.107 > \frac{M_s}{10 \cdot M_0} = \frac{10.86}{10 \times 10.86} = 0.1 \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

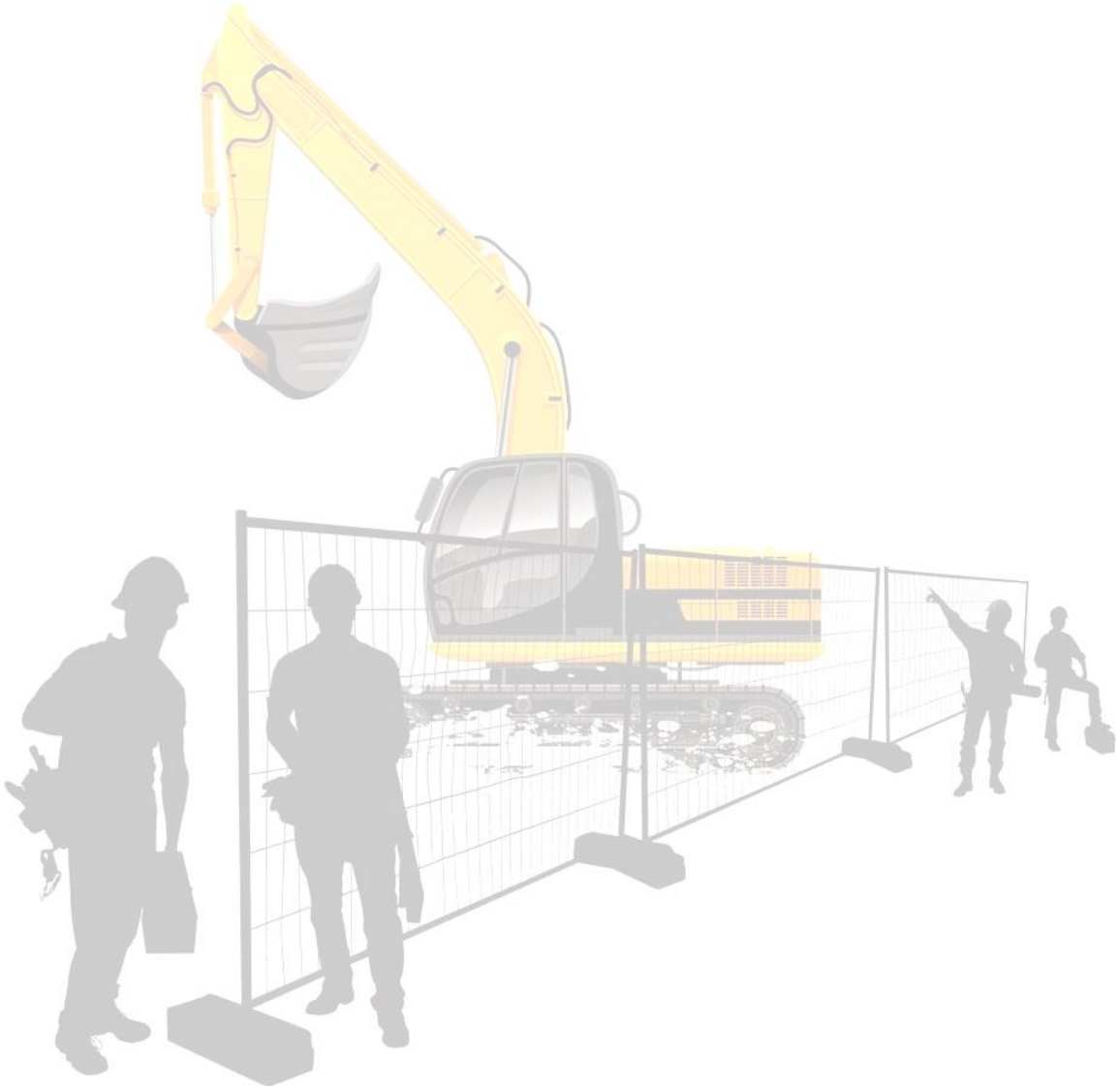
$$\frac{A_s}{b_0 \cdot d} = \frac{4.52}{100 \times 12} = 0.0037 < \frac{4.2}{400} = 0.0105 \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

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

III.4.8 Conclusion :

Le balcon en dalle pleine sera ferrailé comme suit :

- . **Armatures principales :** 4 HA12 ($S_t = 25\text{cm}$).
- . **Armatures de répartition :** 4HA8 ($s_t = 25\text{cm}$).



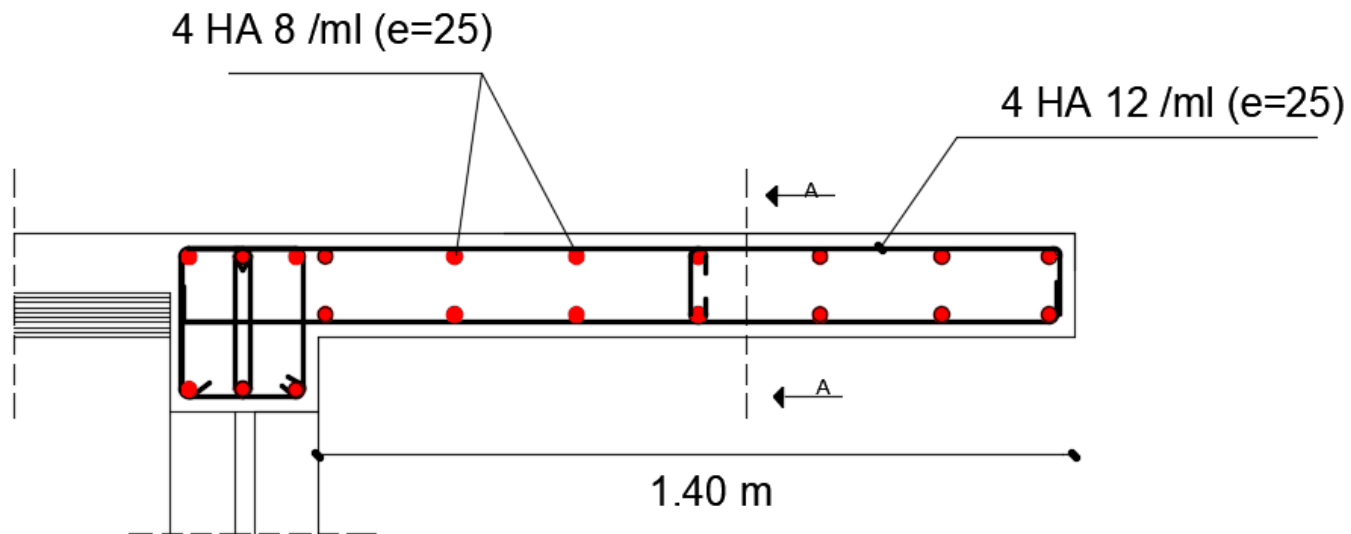
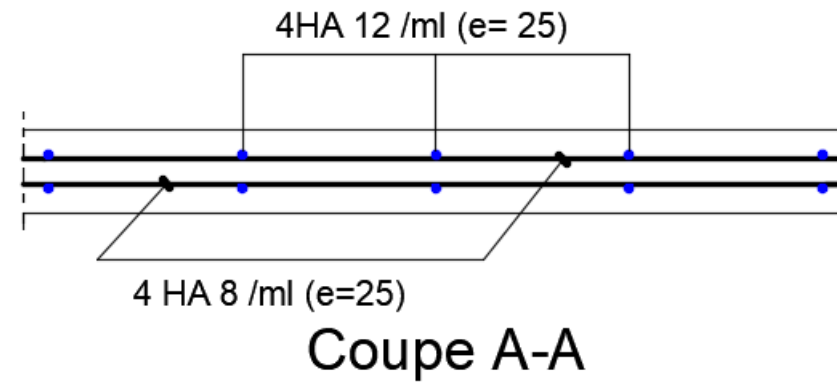


Figure III.4.8 : Plan de ferrailage du balcon



III.5 L'acrotère :

III.5.1 Introduction :

L'acrotère est un élément placé à la périphérie du plancher terrasse. Cet élément est réalisé en béton armé il est destiné à assurer la sécurité totale au niveau de la terrasse dont il forme un écran pour toute chute et aussi la protection contre les infiltrations des eaux pluviales

L'acrotère est considérée comme une console encastrée dans le plancher et soumise à un effort «G» du à son poids propre et un effort horizontal «Q = 1KN» du à la main courante qui engendre un moment «M» dans la section d'encastrement (section dangereuse). Le ferrailage sera calculé en flexion composée avec une compression pour une bande de 1 mètre de largeur

III.5.2 Dimensions :

- . Hauteur : h= 60 cm.
- . Épaisseur : h₀= 10 cm.
- . Enrobage : c=c'= 3 cm.
- . Surface de l'acrotère :

$$S = 0,6(0,1) + 0,1(0,07) + \frac{0,1 \times (0,03)}{2}$$

$$S = 0,0685 \text{ m}^2$$

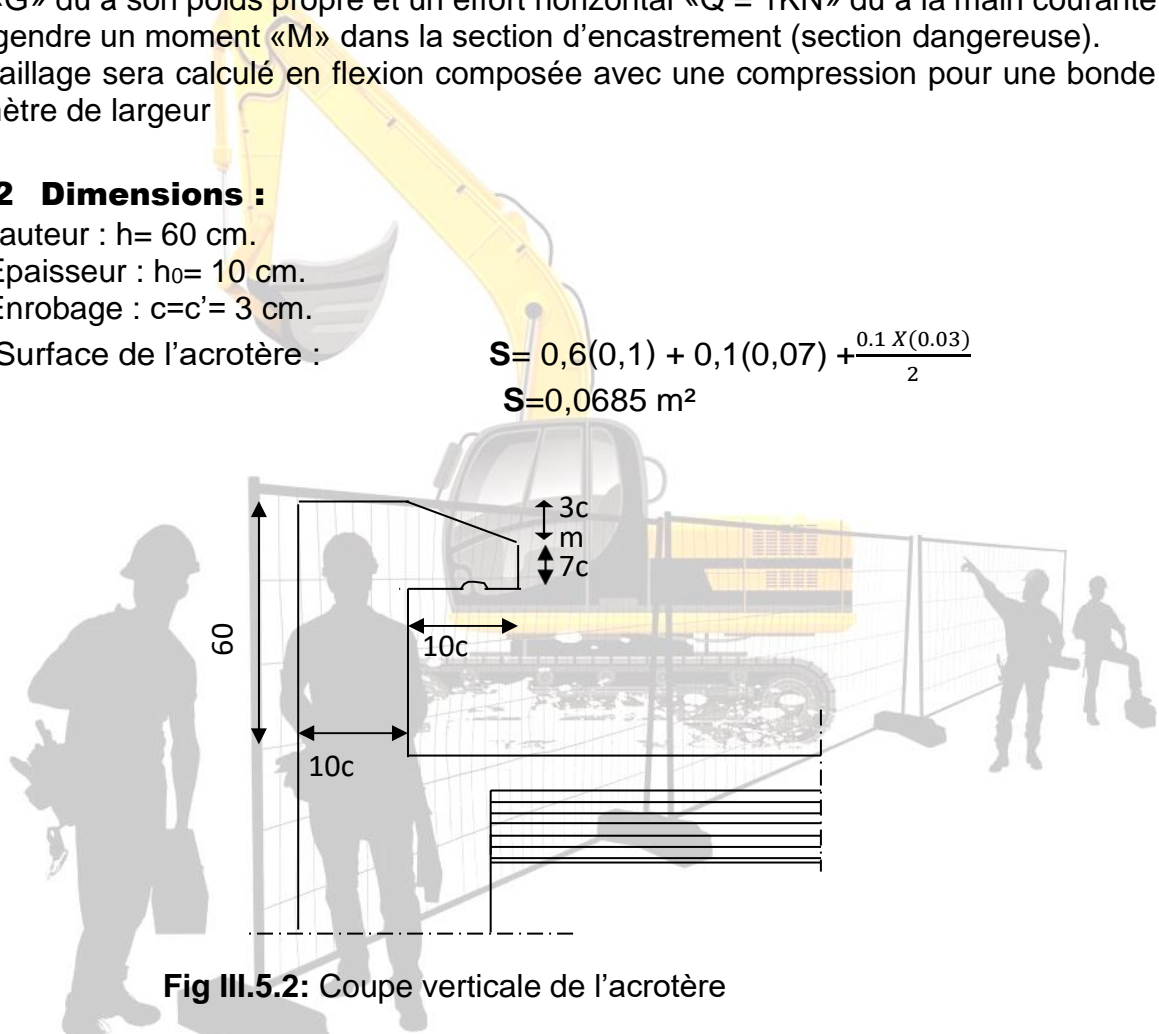


Fig III.5.2: Coupe verticale de l'acrotère

III.5.3 Chargement :

Charge permanente :

$$G = S \times \rho$$

$$G = 0,0685 \times 25 = 1,712 \text{ KN/ml. Charge d'exploitation :}$$

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

III.5.4 Détermination des sollicitations :

- Effort normale du au poids propre :
 - $N_{max} = G \times 1ml = 1,712 \text{ KN}$
- Effort horizontal :
 - $Q = 1 \text{ KN/ml}$
- Moment de renversement « M » du à l'effort horizontal :
 - $M = Q \times H \times 1ml$ avec : $H = 0.6 \text{ m}$
- $M = 1 \times 0,6 \times 1 = 0,6 \text{ KN.m}$
- Effort tranchant :
 - $T = Q \times 1ml = 1,00 \text{ KN}$

❖ **Diagramme des efforts :**

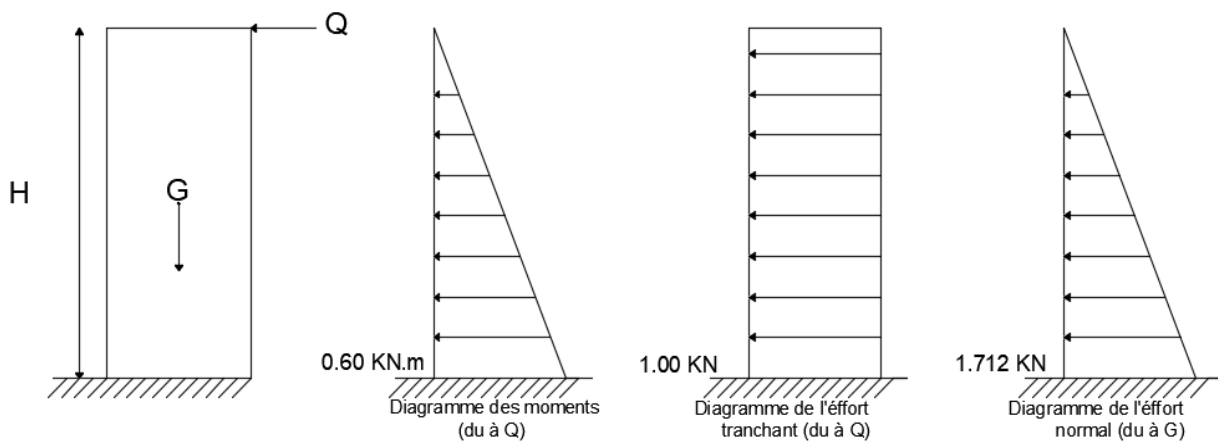


Fig III.5.4: Schémas statiques de l'acrotère.

III.5. 5 Combinaison des Charges :

➤ **ELU : $q_u = 1.35G + 1.5Q$**

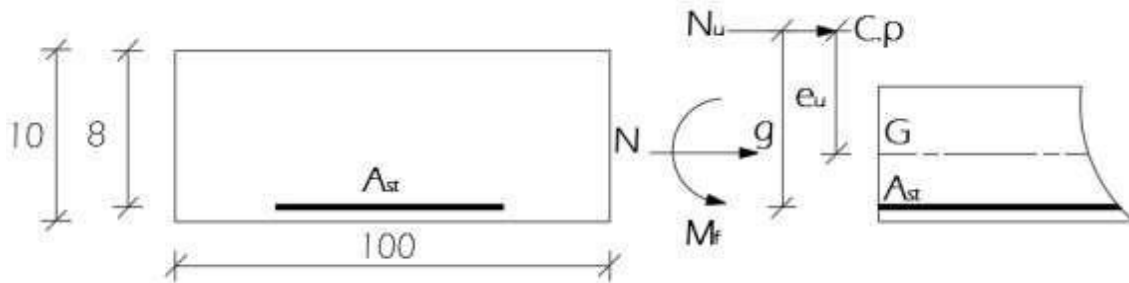
- . Effort normal de compression : $N_u = 1.35 \times G = 1.35 \times 1.71 = 2.31 \text{ KN.}$
- . Effort tranchant : $T_u = 1.5 \times T = 1.5 \text{ KN.}$
- . Moment de renversement : $M_u = 1.5 \times M_q = 1.5 \times 0.6 = 0.90 \text{ KN m.}$

➤ **ELS : $q_s = G + Q$**

- . Effort normal de compression : $N_s = G = 1.71 \text{ KN.}$
- . Effort tranchant : $T_s = T = 1 \text{ KN.}$
- . Moment de renversement : $M_s = M = 0.60 \text{ KN .m}$

III.5. 6 Calcul à l'ELU :

Il consiste à étudier une section rectangulaire de hauteur «h = 10cm» et de largeur «b = 100cm» soumise à la flexion composée encastrée à la base et libre à l'extrémité



(console).

Figure III.5.6 : Schéma de calcul de l'acrotère

Avec :

- . Cp : Centre de pression
- . g : Distance entre le CDG des armatures tendues et le centre de pression.
- . Mf : Moment fictif calculé par rapport au centre de gravité des armatures tendues.

a. Calcul de l'excentricité :

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

Avec :

e_u : Excentricité (distance entre le centre de gravité de la section et le centre de pression).

M_u : Moment dû à la compression.

N_u : Effort de compression

a: distance entre le CDG de la section et le CDG des armatures tendues

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} \longrightarrow \frac{0.9}{2.31} = 0.39 \text{ m}$$

$$\longrightarrow = 40 \text{ cm}$$

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

$$e_u = 40\text{cm} > \frac{h}{2} - c = 2 \text{ cm}$$

D'où le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures.

N est un effort de compression à l'intérieur, d'où la section est partiellement comprimée (SPC). Donc l'acrotère sera calculé en flexion simple sous l'effet du moment fictif Mf, puis en flexion composée

***Calcul en flexion simple :**

✓ **Moment de flexion fictif (M_f) :**

$$M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c \right) = 0,9 + 2,31 (0,02) = 0,9462 \text{ KN.m}$$

$$M_f = 0,9462 \text{ KN.m}$$

✓ **Moment réduit :**

$$\mu_b = \frac{M_f}{b d^2 f_{bu}}$$

$$f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{1,5} = 14,2 \text{ MPa}$$

$$\mu_b = \frac{M_f}{b d^2 f_{bu}} = \frac{0,9462 \times 10^3}{100 \times 8^2 \times 14,2} = 0,0104 < \mu_l = 0,392$$

La section est simplement armée donc $A_s' = 0$

D'après le tableau $\rightarrow \beta = 0,995$

✓ **Armatures fictives :**

$$A_f = \frac{M_f}{\beta d \frac{f_e}{\gamma_b}} = \frac{0,9462 \times 10^3}{0,995 \times 8 \times \frac{400}{115}} = 0,341 \text{ Cm}^2$$

✓ **Armatures principale (flexion composé)**

La section des armatures réelles :

$$A_s = A_f - \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 0,341 - \frac{2,31}{34,8} = 0,275 \text{ Cm}^2$$

. $A_{st \text{ ELU}} = 0,275 \text{ Cm}^2$.

. $A_{sc \text{ ELU}} = 0 \text{ Cm}^2$.

III.5.7 Vérifications à l'ELU :

a. Condition de non fragilité A 4.2.1 BAEL99) [3] :

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \frac{f_{t28}}{f_e} \left[\frac{e_s - 0,455d}{e_s - 0,185d} \right]$$

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0,6}{1,71} = 0,351 \text{ m}$$

$$e_s = 35,1 \text{ Cm.}$$

$$f_{c28} = 0,6 + 0,06 f_{t28} = 0,6 + 0,06 \times 25 = 2,1 \text{ MPa}$$

$$A_{min} = 0,23 \times 100 \times 8 \times \frac{2,1}{400} \left[\frac{35,1 - 0,455 \times 8}{35,1 - 0,185 \times 8} \right] = 0,904 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0,904 \text{ cm}^2 > A_{calculé} = 0,275 \text{ cm}^2$$

Conclusion

$A_s < A_{min}$ La condition de non fragilité n'étant pas vérifiée alors on adoptera la section minimale

$$A_s = A_{min} = 0,904 \text{ cm}^2 / ml$$

La section d'armatures donnée pas la condition de non fragilité est supérieure à celle calculée à l'ELU, donc c'est la section imposée par cette condition qui sera prise en compte, par conséquent:

$A_{st} = A_{min} = 0.904 \text{ cm}^2$. Soit : $A_{adopté} = 4 \text{ HA } 8 = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$. Avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$.

Armatures de répartition : (A.8.2, 41 du BAEL 99) [3].

$A_r = A_{adopté} / 4 = 2,01 / 4 = 0,502 \text{ cm}^2$.

$A_r = 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2$ Avec : $S_t = 25\text{cm}$

b. Vérification aux cisaillements : (A.5.1,211 du BAEL 99) [3]

Il faut vérifier que $\tau_u < \bar{\tau}_u$

Nous avons une fissuration préjudiciable d'où :

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right) = 2,5 \text{ MPa}$$

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

Avec :

$$V_u = 1.5 Q = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{1,5(10)}{10^2(8)} = 0,0187 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.0187 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = \min \left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right) = 2.5 \text{ MPa}$$

➡ **La condition est vérifiée.**

Conclusion

Pas de risque de cisaillement, le béton seul peut reprendre l'effort de cisaillement alors les armatures transversales ne sont pas nécessaires

c- vérification de l'adhérence des barres (ARTA.6.1.3-BAEL91, CBA93).

Il faut vérifier que $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28}$

Ψ_s : Coefficient de scellement.

$\Psi_s = 1.5$ pour les H.A

$\Psi_s = 1$ pour les R.L

$\bar{\tau}_{se}$: Contrainte admissible d'adhérence a l'entrainement des barres.

τ_{se} : Contrainte d'adhérence limite ultime.

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \times f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d \Sigma u_i} \quad \Sigma u_i = n \pi \phi$$

Avec :

Σu_i : Somme de périmètres utiles de barres.

n : nombre des barres

$$\Sigma u_i = 4 \times \pi \times 8 = 10.05 \text{ cm}$$

D'où : $\tau_{se} = \frac{1.5 \times 10^3}{0.9 \times 80 \times 100.5} = 0.207 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \implies$ **Condition vérifiée**
 Donc Il n'y a pas de risque d'entraînement des barres. Les armatures transversales ne sont pas nécessaires

d-Vérification de l'ancrage des barres (ART A.1.2.2-BAEL 91, CBA93)

La fissuration est préjudiciable ; donc $St \leq \min\{2h ; 25\} \text{ cm} = 20 \text{ cm}$
h = 10 cm (l'épaisseur de la section de l'acrotère).

On a adopté un espacement de **20 cm** \implies **Condition est vérifiée.**

III.5.8 Vérification des contraintes à l'ELS :

L'acrotère est exposée aux intempéries et aux agents agressifs, donc la fissuration est considérée comme très préjudiciable d'où on doit vérifier :

La contrainte dans les aciers : $\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st}$
 -La contrainte dans le béton : $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$

• **Vérification des contraintes dans les aciers**

$$\sigma_s < \bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} f_e, \max(0,5 f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}}) \right]$$

Avec : n : coefficient de fissuration $\left\{ \begin{array}{l} n = 1.6 \text{ pour les HA} \\ n = 1 \text{ pour les RL} \end{array} \right.$

Dans notre cas : n = 1.6

$$\bar{\sigma}_{st} = \min[266.66 ; \max(200 ; 201.63)] \quad \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 d A_s} ; \quad \rho_1 = \frac{100 A_s}{b \cdot d} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 8} = 0.251 \quad \beta_1 = 0.9205$$

$$\sigma_{st} = \frac{0.6 \times 10^6}{0.9 \times 80 \times 201} = 40.55 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 40.55 < \bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} \implies \text{condition vérifiée}$$

• **Vérification des contraintes de compression dans le béton**

$$\sigma_{bc} = 0.60 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

On a: $\sigma_{bc} = K \cdot \sigma_s$

$$K = \frac{\alpha}{15(1-\alpha)}$$

$$\alpha = 3(1-\beta_1) = 3(1-0.9205) = 0.240$$

$$K = \frac{\alpha}{15(1-\alpha)} = \frac{0,239}{15(1-0,239)} = 0,021$$

$$\sigma_{bc} = K \cdot \sigma_s = 0,021 \times 40.55 = 0,852 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0,852 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \implies \text{condition vérifiée.}$$

Vérification de l'acrotère au séisme : (RPA99Version2003/Art6.2.3)

L'acrotère est un élément non structural soumis à une force horizontale **FP**. Si l'action de la main courante **Q** est supérieure à l'action sismique alors il n'y a pas de vérification à faire :

$$FP = 4 \times A \times CP \times WP$$

Avec :

A : coefficient d'accélération de zone, obtenu par le tableau (4-1) du (RPA99, art 4.2.3) en fonction

de la zone et du groupe d'usage, dans notre cas : $A = 0.15$ (Zone II, groupe d'usage 2)

C_p : facteur des forces horizontales pour les éléments secondaires varie entre 0.3 et 0.8

voir tableau (6-1) du RPA, dans notre cas $C_p = 0.8$

W_p : poids de l'élément secondaire (acrotère)

$$W_p = G = 1,712 \text{ KN/ml.}$$

$$FP = 4 \times 0.8 \times 0.15 \times 1.712 = 0.822 \text{ KN/ml}$$

$$FP = 0.822 \text{ KN/ml} < Q = 1 \text{ KN/m}$$

Pas de calculs supplémentaires à faire vu que FP est inférieur à la charge due à main courante

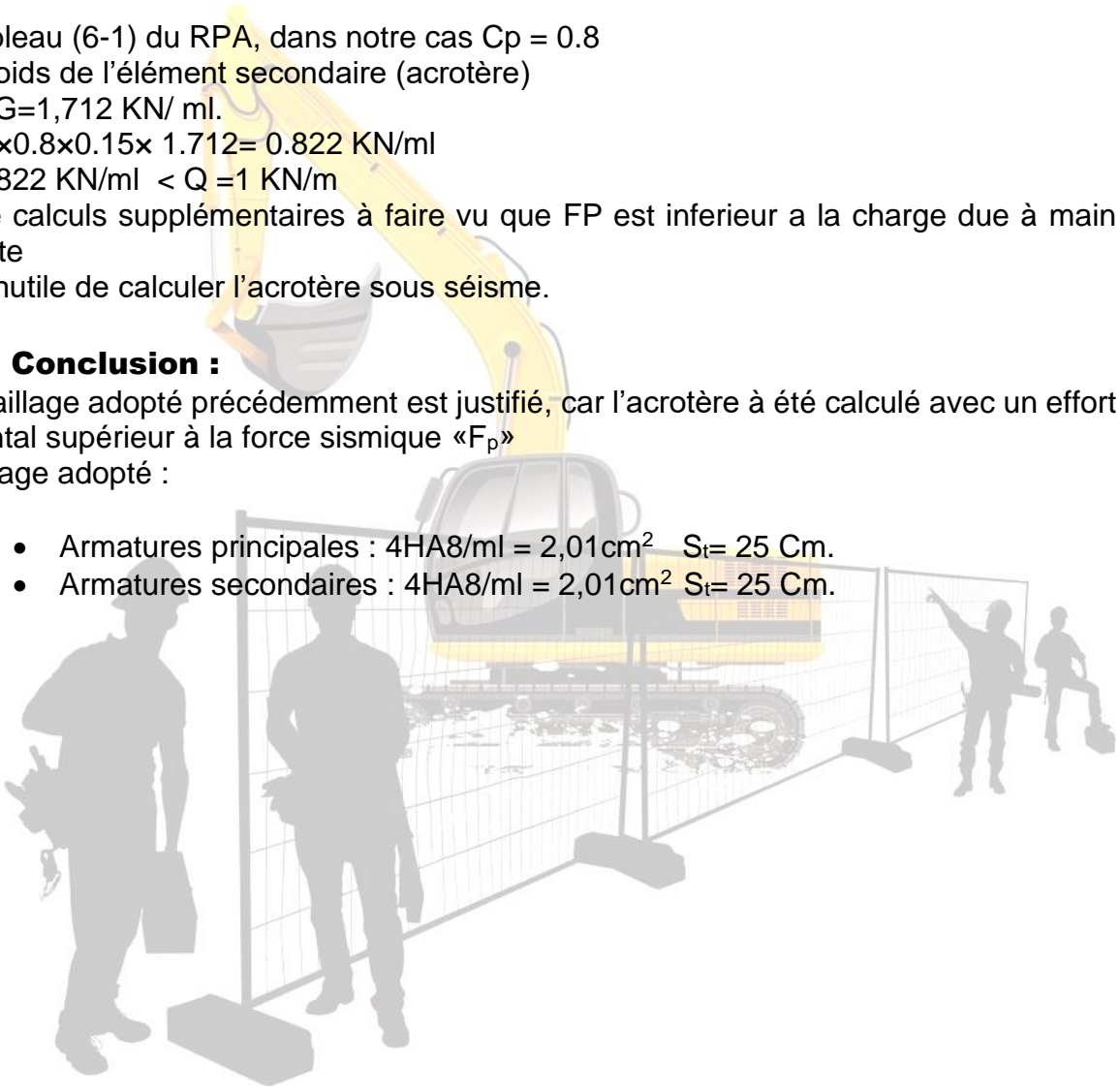
Il est inutile de calculer l'acrotère sous séisme.

III.5.9 Conclusion :

le ferrailage adopté précédemment est justifié, car l'acrotère a été calculé avec un effort horizontal supérieur à la force sismique «F_p»

Ferrailage adopté :

- Armatures principales : $4HA8/ml = 2,01 \text{ cm}^2 \quad S_t = 25 \text{ Cm.}$
- Armatures secondaires : $4HA8/ml = 2,01 \text{ cm}^2 \quad S_t = 25 \text{ Cm.}$



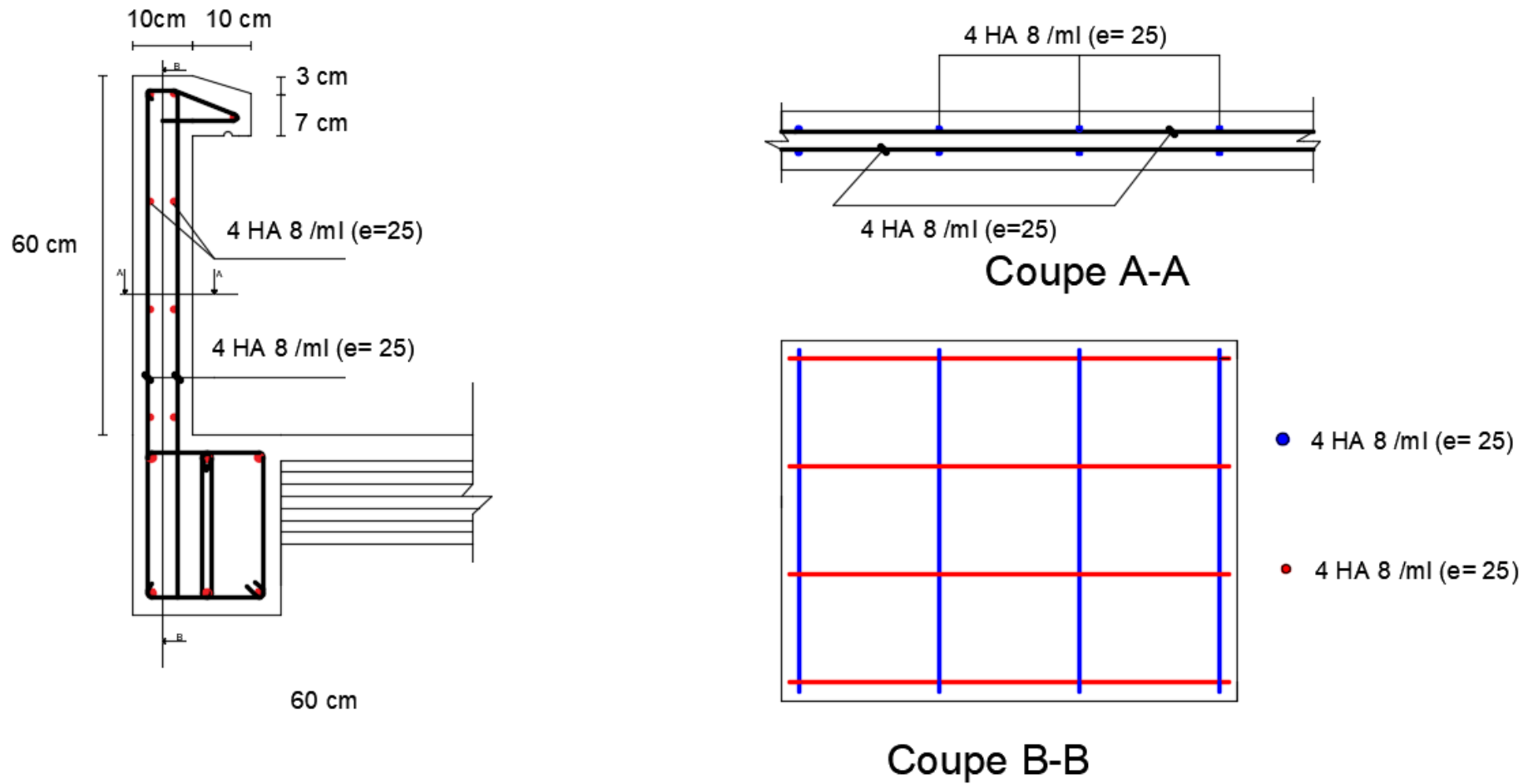


Figure III.5.9 : Plan de ferrailage de l'acrotère.

III.6. La dalle salle machine :

III.6.1. Introduction :

Vu le nombre de niveaux que comporte notre structure (7 niveaux), et une hauteur de 24.14m; un ascenseur est prévu pour faciliter le déplacement vertical entre les différents niveaux. Il est principalement composé d'un système de levage (Moteur électrique, treuil et câbles métalliques), d'une cabine et d'un contre poids.

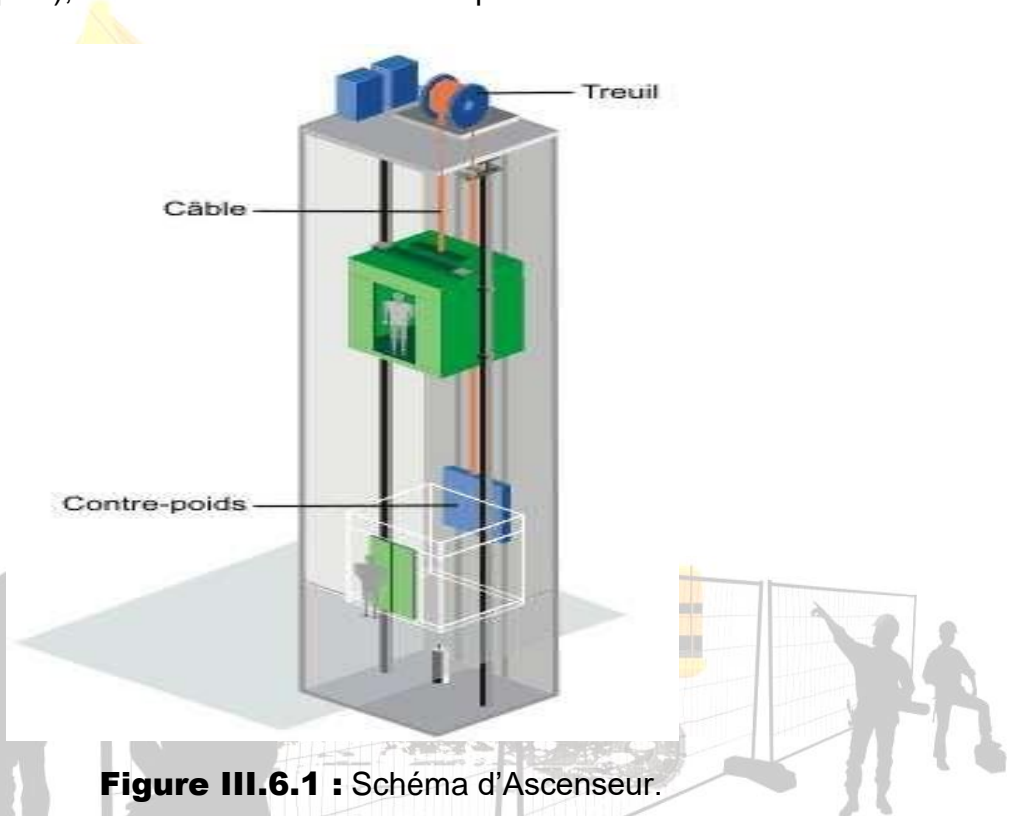


Figure III.6.1 : Schéma d'Ascenseur.

La cage d'ascenseur (réservation) est munie d'un panneau de dalle isolé de dimensions $(1.65 \times 1.85) = 3.05 \text{ m}^2$ appuyée sur son pourtour (4 cotés) supportant son poids propre et un chargement localisé concentrique (P) agissant sur un rectangle (UxV) engendré par le système de levage.

➤ Charges nominales et le poids total :

Les Constructeurs précisent pour chacun de leur appareil une charge nominale pour un nombre de personnes, pour laquelle ils garantissent un fonctionnement normal.

- Charge 630 Kg..... 8 personnes.
- Vitesse d'entraînement, $V = 1 \text{ m / s}$
- la charge totale transmise par le système de levage et la cabine chargée, est de $G = 9 \text{ tonnes (90KN)}$

L'étude du panneau de dalle se fera à l'aide des tables de PIGEAUD, qui donnent des coefficients permettant de calculer les moments engendrés par les charges localisées, suivant la petite et la grande portée.

Les moments de flexion du panneau de dalle dans les deux sens sont donnés par la Superposition des moments dus au poids propre et à la charge localisée.

III.6.2. Dimensionnement :

- **Epaisseur de la dalle :**

$$h_t > \frac{l_{max}}{30} = \frac{185}{30} = 6.16 \text{ cm}$$

Selon le règlement RPA99 version 2003 : $h_t \geq 15 \text{ cm}$

On opte : $h_t = 15 \text{ cm}$

- **Fonctionnement de la dalle :**

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1.65}{1.85} = 0.891$$

$0.4 < \rho = 0.891 < 1$ Donc le panneau porte dans les deux sens.

III.6.3. Détermination des sollicitations :

III.6.3.1. Moments engendrés par le système de levage :

L'étude se fera à l'aide des abaques de PIGEAUD qui permettent de déterminer les moments suivant le sens de la petite et de la grande portée.

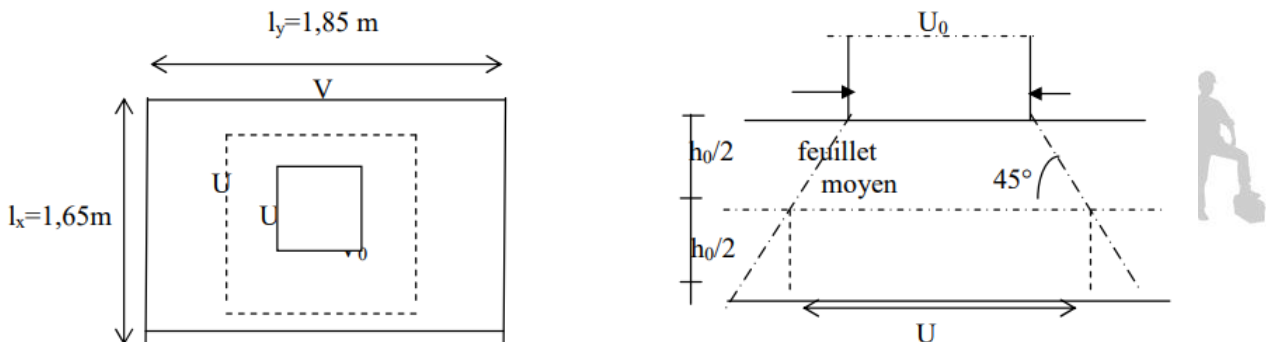


Figure III.6.3.1 : Diffusion de charge dans le feuillet moyen de la dalle de la salle machine

- **Rectangle d'impact :**

$$\begin{cases} U = U_0 + 2\left(\frac{h_0}{2} + \xi e\right) = U_0 + h_0 + 2\xi e \\ V = V_0 + 2\left(\frac{h_0}{2} + \xi e\right) = V_0 + h_0 + 2\xi e \end{cases}$$

Avec :

- ❖ h_0 : épaisseur de la dalle ($h_0 = 15 \text{ cm}$).
- ❖ e : épaisseur du revêtement ($e = 5 \text{ cm}$).

- ❖ Le coefficient ξ dépend de la nature du revêtement, dans notre cas la dalle est composée de béton armé, et d'une chape en béton : $\rightarrow \xi = 1.0$
- ❖ $(U \times V)$: surface d'impact au niveau du feuillet moyen
- ❖ $(U_0 \times V_0)$: Coté du rectangle dans lequel la charge est centrée ($U_0 = V_0 = 0.8m$)
D'où :

$$\left\{ \begin{array}{l} U = 0.8 + 0.15 + 2 \times 1 \times 0.05 = 1.05 \text{ m} \\ V = 0.8 + 0.15 + 2 \times 1 \times 0.05 = 1.05 \text{ m} \end{array} \right.$$

- Calcul des moments fléchissent M_x et M_y :

$$M_x = P.(M_1 + vM_2)$$

$$M_y = P.(M_2 + vM_1)$$

Avec :

v : Coefficient de poisson

$v = 0$ à L'ELU

$v = 0,2$ à L'ELS

M_1 et M_2 : Coefficients déterminés à partir des abaques de PIGEAUD en fonction de $\frac{U}{l_x}$; $\frac{V}{l_y}$ et ρ

Donc :

$$\frac{U}{l_x} = \frac{105}{165} = 0.636 \quad ; \quad \frac{V}{l_y} = \frac{105}{185} = 0.567 \quad ; \quad \rho = 0.891$$

Une double interpolation donne les valeurs suivantes : pour $\rho = 0.8$

$$\left. \begin{array}{l} \frac{U}{l_x} = 0.636 \\ \frac{V}{l_y} = 0.567 \end{array} \right\} \longrightarrow \left\{ \begin{array}{l} M_1 = 0.087 \\ M_2 = 0.058 \end{array} \right.$$

Une double interpolation donne les valeurs suivantes : pour $\rho = 0.9$

$$\left. \begin{array}{l} \frac{U}{l_x} = 0.636 \\ \frac{V}{l_y} = 0.567 \end{array} \right\} \longrightarrow \left\{ \begin{array}{l} M_1 = 0.082 \\ M_2 = 0.066 \end{array} \right.$$

Une interpolation donne les valeurs suivantes : pour $\rho = 0.891$

$$\left. \begin{array}{l} \frac{U}{l_x} = 0.636 \\ \frac{V}{l_y} = 0.567 \end{array} \right\} \longrightarrow \left\{ \begin{array}{l} M_1 = 0.082 \\ M_2 = 0.065 \end{array} \right.$$

À l'ELU ($v=0$) :

. $M_{xU} = 1.35.P(M_1) = 1.35 \times 90 \times 0.082 = 9.96 \text{ kN.m.}$

. $M_{yU} = 1.35.P(M_2) = 1.35 \times 90 \times 0.065 = 7.89 \text{ kN.m.}$

À l'ELS ($v=0.2$) :

. $M_{xS} = P.(M_1 + 0.2M_2) = 90 \times (0.082 + 0.2 \times 0.065) = 8.55 \text{ kN.m.}$

. $M_{yS} = P.(M_2 + 0.2M_1) = 90 \times (0.065 + 0.2 \times 0.082) = 7.32 \text{ kN.m.}$

Moments dus au poids propre de la dalle pleine :

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

(Pratique du BAEL 91)

- Sens l_x (Petite portée) : $M_{ox} = \mu_x \cdot p \cdot l_x^2$
- Sens l_y (Grande portée) : $M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox}$

Où : μ_x et μ_y : Coefficients données par le tableau de l'annexe E.3 du BAEL 91 [3] en

fonction du rapport :

$$\alpha = \rho_x = \frac{l_x}{l_y}$$

Donc :

pour $\rho = 0.891$ $\begin{cases} \mu_x = 0.0468 \\ \mu_y = 0.759 \end{cases}$

Poids propre de la dalle pleine : $G = (25 \times 0.15 + 22 \times 0.05) \times 1 = 4.85 \text{ kN/ml.}$

Surcharge d'exploitation : $Q = 1 \text{ kN/ml}$

À l'ELU :

$M_{xU}' = \mu_x \cdot p \cdot l_x^2 = 0.0468 \times (1.35 \times 4.85 + 1.5 \times 1) \times 1.65^2 = 1.025 \text{ kN.m.}$

$M_{yU}' = \mu_y \cdot M_{ox} = 0.759 \times 1.025 = 0.777 \text{ kN.m.}$

À l'ELS :

$M_{xS}' = \mu_x \cdot p \cdot l_x^2 = 0.0468 \times (4.85 + 1) \times 1.65^2 = 0.745 \text{ kN.m.}$

$M_{yS}' = \mu_y \cdot M_{ox} = 0.759 \times 0.745 = 0.565 \text{ kN.m.}$

Superposition des moments :

À l'ELU :

$M_x = M_{xU} + M_{xU}' = 9.96 + 1.025 = 10.985 \text{ kN.m.}$

$M_y = M_{yU} + M_{yU}' = 7.89 + 0.777 = 8.667 \text{ kN.m.}$

À l'ELS :

$M_x = M_{xS} + M_{xS}' = 8.55 + 0.745 = 9.295 \text{ kN.m.}$

$M_y = M_{yS} + M_{yS}' = 7.32 + 0.565 = 7.885 \text{ kN.m.}$

Correction des moments :

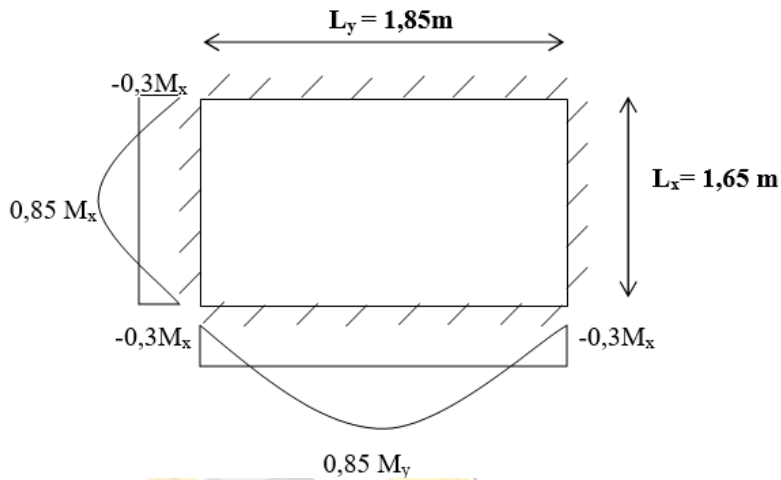


Fig.III6.3.2 :

Correction des moments

Afin de tenir compte du semi-encastrement du panneau au niveau de son pourtour, les moments obtenus sont affectés d'un coefficient de (0.85) en travée et de (-0.3) aux appuis.

Donc :

À l'ELU

En travée :

$$M_x^t = 0.85 \times 10.985 = 9.337 \text{ kN.m.}$$

$$M_y^t = 0.85 \times 8.667 = 7.366 \text{ kN.m.}$$

Aux appuis :

$$M_x^a = -0.3 \times 10.985 = -3.295 \text{ kN.m.}$$

$$M_y^a = -0.3 \times 8.667 = -2.600 \text{ kN.m.}$$

À l'ELS

En travée :

$$M_x^t = 0.85 \times 9.295 = 7.900 \text{ kN.m.}$$

$$M_y^t = 0.85 \times 7.885 = 6.702 \text{ kN.m.}$$

Aux appuis :

$$M_x^a = -0.3 \times 9.295 = -2.788 \text{ kN.m.}$$

$$M_y^a = -0.3 \times 7.885 = -2.365 \text{ kN.m.}$$

Calcul à l'ELU :

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

$$\mu = \frac{M}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{M \cdot 10^6}{1000 \times (130)^2 \times 14.2}$$

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

$$A = \frac{M}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{M \cdot 10^3}{\beta \cdot 13 \cdot 348}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.6.3 : Résultats du calcul des armatures du panneau de dalle de la salle machine.

Zone	Sens	M_u [KN.m]	μ	β	A [cm ²]	A adoptée [cm ²]	S_t [cm]
En travée	x-x	9.337	0.038	0.981	2.10	4HA10	3.14
	y-y	7.366	0.030	0.985	1.65	4HA8	2.01
Aux appuis	x-x	- 3.295	0.013	0.993	0.73	4HA 8	2.01
	y-y	- 2.600	0.010	0.995	0.57	4HA 8	2.01

III.6.4 Vérifications à l'ELU :

Condition de non-fragilité (B.7.4 du BAEL 99) [3] :

$$\rho_x = \frac{A_x}{b \cdot h} \geq \rho_0 \frac{3 - \frac{l_x}{l_y}}{2} \quad \text{et} \quad \rho_y = \frac{A_y}{b \cdot h} \geq \rho_0$$

Avec :

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

ρ_0 : Rapport du volume des aciers à celui du béton. $\rho_0 = 0.0008$ pour des barres à haute adhérence de classe FeE400 de diamètre supérieur à 6 mm.

Sens x-x :

$$\rho_x = \frac{A_x}{b \cdot h} \geq \rho_0 \frac{3 - \frac{l_x}{l_y}}{2} \quad \Longrightarrow \quad A_x \geq \rho_0 \frac{3 - \frac{l_x}{l_y}}{2} (b \cdot h)$$

$$A_x \geq \rho_0 \frac{3 - \frac{l_x}{l_y}}{2} (b \cdot h) = 0.0008 \times \frac{3 - \frac{1.65}{1.85}}{2} \times (100 \times 15) \quad \Longrightarrow \quad A_{x \min} = 1.21 \text{Cm}^2$$

$$A_x = 3.14 \text{Cm}^2 \geq A_{x \min} = 1.21 \text{Cm}^2 \quad \Longrightarrow \quad \text{La condition est vérifiée.}$$

Sens y-y :

$$\rho_y = \frac{A_y}{b \cdot h} \geq \rho_0 \quad \Longrightarrow \quad A_y \geq \rho_0 (b \cdot h)$$

$$A_y \geq \rho_0 (b \cdot h) = 0.0008 \times (100 \times 15) \quad \Longrightarrow \quad A_{y \min} = 1.20 \text{Cm}^2$$

$$A_y = 2.01 \text{ Cm}^2 \geq A_{y \min} = 1.20 \text{ Cm}^2 \quad \longrightarrow \quad \text{La condition est vérifiée.}$$

Diamètre maximale des barres : (A.7.2,1 du BAEL 99) [3] :

On doit vérifier que : $\phi \leq \phi_{max}$
 ϕ : Diamètre des armatures longitudinales.

$$\phi_{max} = \frac{h}{10} = \frac{150}{10} = 15 \text{ mm}$$

$$\phi = 10 \text{ mm} \leq \phi_{max} = 15 \text{ mm}$$

Espacements des barres (A.8.2, 42 du BAEL 99) [3]

Pour des charges concentrées et une fissuration non préjudiciable :

Sens x-x : $S_t = 25 \text{ Cm} \leq \min(2h ; 25 \text{ Cm}) = 25 \text{ Cm} \quad \longrightarrow \quad \text{La condition est vérifiée.}$

Sens y-y : $S_t = 25 \text{ Cm} \leq \min(2h ; 25 \text{ Cm}) = 25 \text{ Cm} \quad \longrightarrow \quad \text{La condition est vérifiée.}$

Poinçonnement (A.5.2,42 BAEL 99) [3] :

$$Q_u \leq 0.045 U_c \cdot h \cdot \frac{T_{cj}}{\gamma_b}$$

Avec :

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

h : L'épaisseur totale de la dalle,

U_c : Le périmètre du contour au niveau du feuillet moyen

$$(U_c = 2[U+V] = 2[1.05+1.05] = 4.2 \text{ m})$$

Donc :

$$Q_u = 1.35 \times 90 = 121.5 \text{ kN.}$$

$$0.045 U_c \cdot h \cdot \frac{T_{cj}}{\gamma_b} = 0.045 \times 4.2 \times 0.15 \times \frac{25000}{1.5} = 472.5$$

$$Q_u = 121.5 \leq 0.045 U_c \cdot h \cdot \frac{T_{cj}}{\gamma_b} = 472.5. \quad \longrightarrow \quad \text{La condition est vérifiée}$$

Les armatures transversales ne sont pas requises.

Justification des armatures d'effort tranchant (A.5.2,2 BAEL 99) [3] :

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = 0.07 \frac{T_{cj}}{\gamma_b}$$

Dans le cas où $U < V$:

(pratique du BAEL 91)

$$\text{Au milieu de U : } V_U = \frac{P}{2U+V}$$

$$\text{Au milieu de V : } V_V = \frac{P}{3U}$$

Donc :

$$\text{Au milieu de U : } V_U = \frac{121.5}{2 \times 1.05 + 1.05} = 38.57 \text{ KN}$$

$$\text{Au milieu de V : } V_V = \frac{121.5}{3 \times 1.05} = 38.57 \text{ KN}$$

D'où :

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b \cdot d} = \frac{38.57 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0.296 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = 0.07 \frac{T_{cj}}{\gamma_b} = 0.07 \frac{25}{1.5} = 1.166 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0.296 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 1.166 \text{ MPa}$ **La condition est vérifiée**
Donc : aucune armature d'effort tranchant n'est requise.

III.6.5 Vérifications à l'ELS

Etat limite de compression du béton

Sens x-x :

En travée :

La contrainte de compression dans le béton est limitée à :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

La fissuration étant peu nuisible, on doit vérifier : $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} \quad \text{Avec :} \quad \sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A}$$

$$\rho = \frac{100 \cdot A}{b \cdot d} = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 13} = 0.24$$

$$\rho = 0.24 \begin{cases} K_1 = 48.29 \\ \beta_1 = 0.921 \end{cases}$$

Donc :

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A} = \frac{7.90 \times 10^6}{0.921 \times 130 \times 3.14 \times 10^2} = 210.13 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{210.13}{48.29} = 4.35 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} = 4.35 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$ **La condition est vérifiée**

Sur appuis :

$$\rho = \frac{100 \cdot A}{b \cdot d} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 13} = 0.154$$

$$\rho = 0.154 \begin{cases} K_1 = 61.92 \\ \beta_1 = 0.935 \end{cases}$$

Donc :

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A} = \frac{2.788 \times 10^6}{0.935 \times 130 \times 2.01 \times 10^2} = 114.11 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{114.11}{61.92} = 1.84 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} = 1.84 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$ **La condition est vérifiée**

Sens y-y :
En travée :

$$\rho = \frac{100.A}{b.d} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 13} = 0.154$$

$$\Rightarrow \rho = 0.154 \begin{cases} K_1 = 61.92 \\ \beta_1 = 0.935 \end{cases}$$

Donc :

$$\sigma_{st} = \frac{M_S}{\beta_1.d.A} = \frac{6.702 \times 10^6}{0.935 \times 130 \times 2.01 \times 10^2} = 274.31 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{274.31}{61.92} = 4.43 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 4.43 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{La condition est vérifiée}$$

Sur appuis :

$$\rho = \frac{100.A}{b.d} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 13} = 0.154$$

$$\Rightarrow \rho = 0.24 \begin{cases} K_1 = 61.92 \\ \beta_1 = 0.935 \end{cases}$$

Donc :

$$\sigma_{st} = \frac{M_S}{\beta_1.d.A} = \frac{2.365 \times 10^6}{0.935 \times 130 \times 2.01 \times 10^2} = 96.80 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{96.80}{61.92} = 1.56 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1.56 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{La condition est vérifiée}$$

Etat limite d'ouverture des fissures :

La dalle de la salle machine n'est pas exposé aux intempéries et aux milieux agressifs, ce qui veut dire que la fissuration est peu nuisible. Donc aucune vérification n'est nécessaire. (Article A.4.5,32 du BAEL 91) [3].

Etat limite de déformation :

Dans le cas de dalle rectangulaire appuyée sur quatre côtés, on peut se dispenser du calcul de la flèche, si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\frac{h}{L_x} \geq \frac{M_{tx}}{20.M_X} \quad ; \quad \rho_x = \frac{A_x}{b.d} \leq \frac{2}{f_e}$$

D'où :

$$\frac{h}{L_x} = \frac{15}{165} = 0.090 \geq \frac{M_{tx}}{20.M_X} = \frac{7.900}{20 \times 9.295} = 0.042 \quad \Rightarrow \quad \text{La condition est vérifiée}$$

$$\rho_x = \frac{A_x}{b.d} = \frac{3.14}{100 \times 13} = 0.00241 \leq \frac{2}{f_e} = \frac{2}{400} = 0.005 \quad \Rightarrow \quad \text{La condition est vérifiée}$$

III.6.6 Conclusion :

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

Sens x-x :

En travée : 4HA 10 ($S_t= 25$ cm).

Aux appuis : 4HA 8 ($S_t= 25$ cm).

Sens y-y :

En travée : 4HA 8 ($S_t= 25$ cm).

Aux appuis : 4HA 8 ($S_t= 25$ cm).

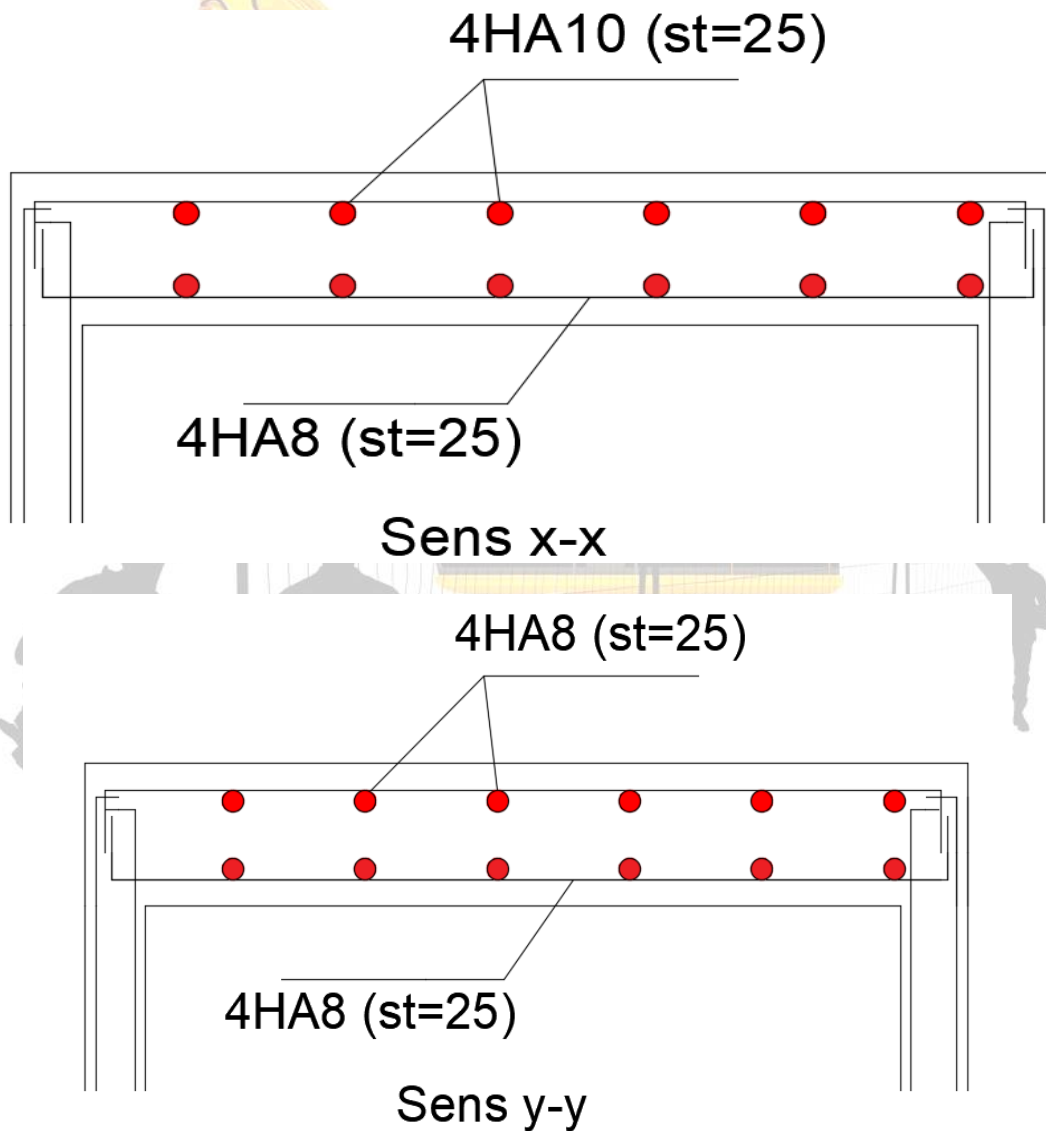


Figure III.6.6 : Plan de ferrailage de la dalle salle machine.



Chapitre 04 :
- Modélisation de la
Structure .
-vérifications RPA.

Introduction :

Après avoir prédéfini notre structure, nous procédons à la modélisation de notre bâtiment en utilisant le logiciel ETABS qui est un logiciel de calcul et de conception des structures particulièrement adapté aux bâtiments et aux ouvrages de génie civil.

ETABS offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception et de vérification des structures ; il nous permet aussi la visualisation de la déformée du système, les diagrammes des efforts internes, les champs de contraintes, les modes de vibration...etc.

IV.1 Généralités Sur Le Logiciel :

IV.1.1 Description Du Logiciel ETABS (Extended Three Dimensions Analyses Building System) :

L'**ETABS** est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul de bâtiment et ouvrages de génie civil, il permet une modélisation facile et rapide grâce à son interface graphique unique, Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique et son calcul est basé sur la méthode des éléments finis (MEF).

Grâce à ces diverses fonctions, il permet une descente de charge automatique et rapide, un calcul automatique du centre de masse et de rigidité, ainsi que la prise en compte implicite d'une éventuelle excentricité accidentelle.

Ce logiciel utilise aussi une certaine terminologie propre au domaine du bâtiment (dalle, plancher, trumeau, linteau, etc...) et permet un transfert de données avec d'autres logiciels comme, Autocad, SAP2000...

IV.1.2 Version D'ETABS Utilisée :

La version exploitée dans notre travail est l'ETABS Version 9.1.4

IV.2 Etapes De Modélisation :

Les étapes de modélisation peuvent être résumées comme suit :

- 1- Choix des unités et introduction de la géométrie du modèle.
- 2- Spécification des propriétés mécaniques de l'acier et du béton.
- 3- Spécification des propriétés géométriques des éléments (poutre, poteaux, voile...).
- 4- Définition des charges (G, Q)
- 5- Introduction du spectre de réponse (E) selon le RPA99/version 2003.
- 6- Définition de la charge sismique E.
- 7- Introduction des combinaisons d'actions.
- 8- Chargement des éléments
- 9- Exécution de l'analyse et visualisation des résultats.

IV.2.1 Première Etape :

❖ Choix Des Unités :

Le choix du système d'unités avant l'introduction des données dans ETABS, se fait sur l'icône qui se trouve au bas de côté droit de l'écran, on sélectionne **KN-m** comme unité de base pour les forces et déplacements :

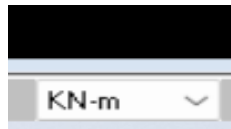
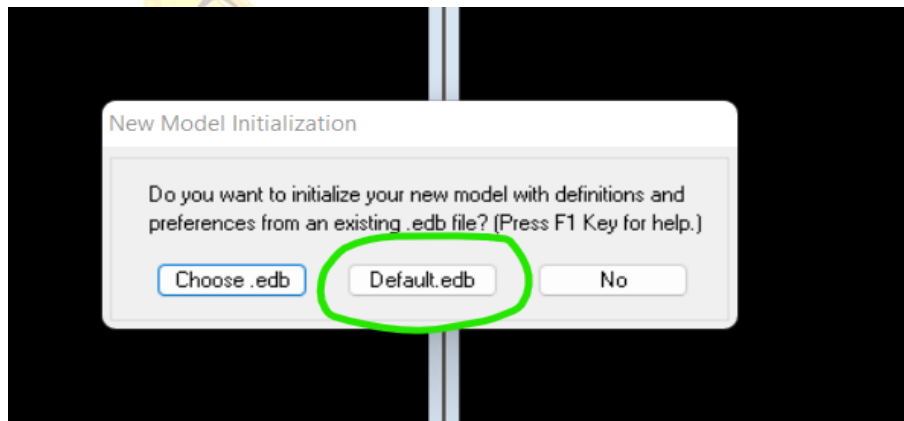


Figure IV.2.1.1 Icône des unités dans ETABS.

❖ Géométrie De Base :

Pour l'introduction de la géométrie de l'ouvrage sur ETABS, on procède de comme suit :
En haut de l'écran et dans la première ligne on sélectionne

File → New model → Default.edb



Cette opération permet d'introduire :

- Le nombre de portiques suivant x-x
- Le nombre de portique suivant y-y
- La distance de la travée suivant x-x
- La distance de la travée suivant y-y
- Le nombre des étages,
- Hauteur des étages

NB : Toutes les valeurs indiquées sur les images sont celles adoptées pour notre structure.

Dans notre cas :

- Le nombre de portiques suivant x-x (8 lignes suivant x-x)
- Le nombre de portique suivant y-y (6 lignes suivant y-y)
- La distance de la travée suivant x-x
- La distance de la travée suivant y-y
- Le nombre des étages, (7 niveaux : un sous-sol, R+5.)
- Hauteur des étages courant (3.06m)
- Hauteur de RDC (4.42m)
- Hauteur de sous-sol (4.42 m)

❖ Modification De La Géométrie De Base :

On procédera à la modification des longueurs des trames et des hauteurs d'étage, comme suit :

Nous cliquons sur **Custom → Edit Grid**

Building Plan Grid System and Story Data Definition

Grid Dimensions (Plan)

Uniform Grid Spacing

Number Lines in X Direction: 8

Number Lines in Y Direction: 6

Spacing in X Direction: 4

Spacing in Y Direction: 4.25

Custom Grid Spacing

Grid Labels... **Edit Grid...**

Story Dimensions

Simple Story Data

Number of Stories: 8

Typical Story Height: 3.06

Bottom Story Height: 4.42

Custom Story Data Edit Story Data...

Units: KN-m

Add Structural Objects

Steel Deck | Staggered Truss | Flat Slab | Flat Slab with Perimeter Beams | Waffle Slab | Two Way or Ribbed Slab | **Grid Only**

OK Cancel

Define Grid Data

Edit Format

X Grid Data

	Grid ID	Spacing	Line Type	Visibility	Bubble Loc.	Grid Color
1	1	3.20	Primary	Show	Top	
2	2	4	Primary	Show	Top	
3	3	3.6	Primary	Show	Top	
4	4	3.1	Primary	Show	Top	
5	5	3.6	Primary	Show	Top	
6	6	4	Primary	Show	Top	
7	7	3.2	Primary	Show	Top	
8	8	0	Primary	Show	Top	
9						
10						

Y Grid Data

	Grid ID	Spacing	Line Type	Visibility	Bubble Loc.	Grid Color
1	A	4.25	Primary	Show	Left	
2	B	2.8	Primary	Show	Left	
3	C	4	Primary	Show	Left	
4	D	2.8	Primary	Show	Left	
5	E	3.25	Primary	Show	Left	
6	F	0	Primary	Show	Left	
7						
8						
9						
10						

Units: KN-m

Display Grids as: Ordinates **Spacing**

Hide All Grid Lines

Glue to Grid Lines

Bubble Size: 1.25

Reset to Default Color

Reorder Ordinates

OK Cancel

Figure IV.2.1.2 : Modification des longueurs des trames suivant X-X et

Y-Y

De même manière, si les hauteurs d'étages ne sont pas constantes, les options **Custom Story Data** et **Edit Story Data** permettent la correction des hauteurs d'étages introduites précédemment

Story Data

	Label	Height	Elevation	Master Story	Similar To	Splice Point	Splice Height
9	DSM	2.99	27.13	Yes		No	0.
8	TERRASSE	3.06	24.14	No	E2	No	0.
7	E4	3.06	21.08	No	E2	No	0.
6	E3	3.06	18.02	No	E2	No	0.
5	E2	3.06	14.96	Yes		No	0.
4	E1	3.06	11.9	Yes		No	0.
3	RDC	4.42	8.84	No	SS	No	0.
2	SS	4.42	4.42	Yes		No	0.
1	BASE		0.				

Reset Selected Rows

Height:

Master Story:

Similar To:

Splice Point:

Splice Height:

Units

Change Units:

Figure IV.2.1.3 : Modification des hauteurs d'étages.

Après la validation des étapes précédentes, nous obtenons deux fenêtres représentant la structure différemment l'une en 2D et l'autres en 3D comme indiqué sur la figure :

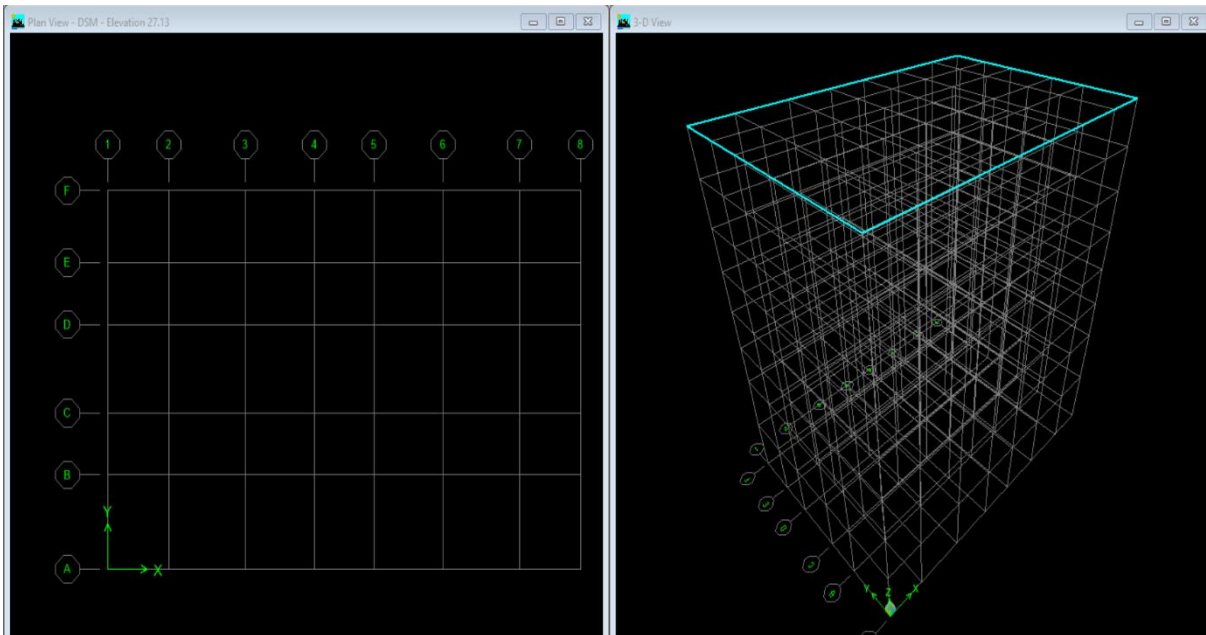


Figure IV.2.1.4 : structure en 2D et en 3D

IV.2.2 Deuxième étape :

La deuxième étape consiste à la définition des propriétés mécaniques des matériaux en l'occurrence, l'acier et le béton.

On clique sur **Define** puis **Material proprietes** ou bien **Material** , et on apporte les modifications inscrites dans la



l'icône **Add New** figure suivante :

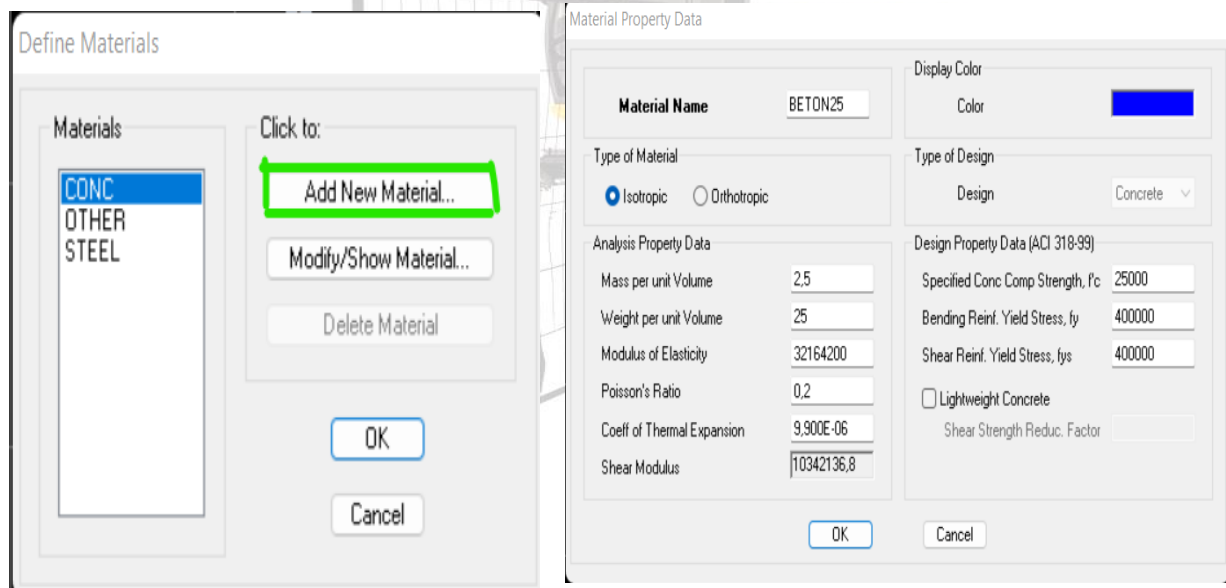


Figure IV.2.2.1 : Définition des propriétés mécanique de béton.

Le matériau Other (autre pour le corps creux) :

- Masse per unit volume (masse volumique béton) : 0 KN/m³
- Weight per unit volume (Poids volumique béton) : 0 KN/m³

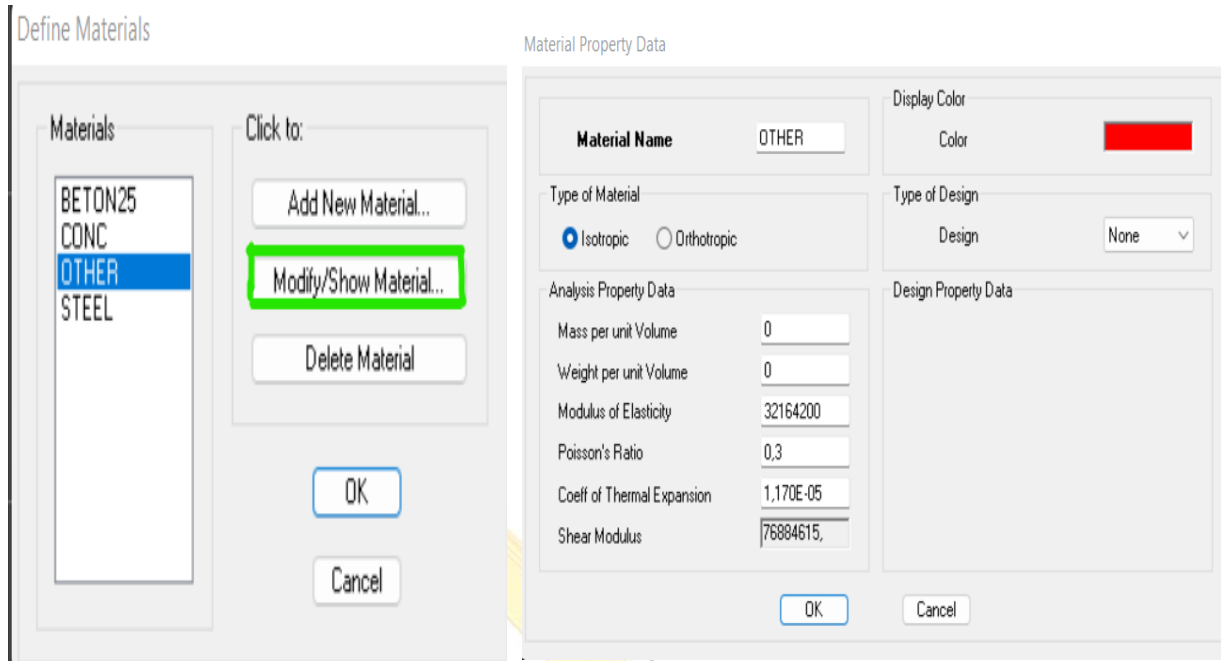


Figure IV.2.2.2 : Définition des propriétés mécanique de matériau Other (autre)

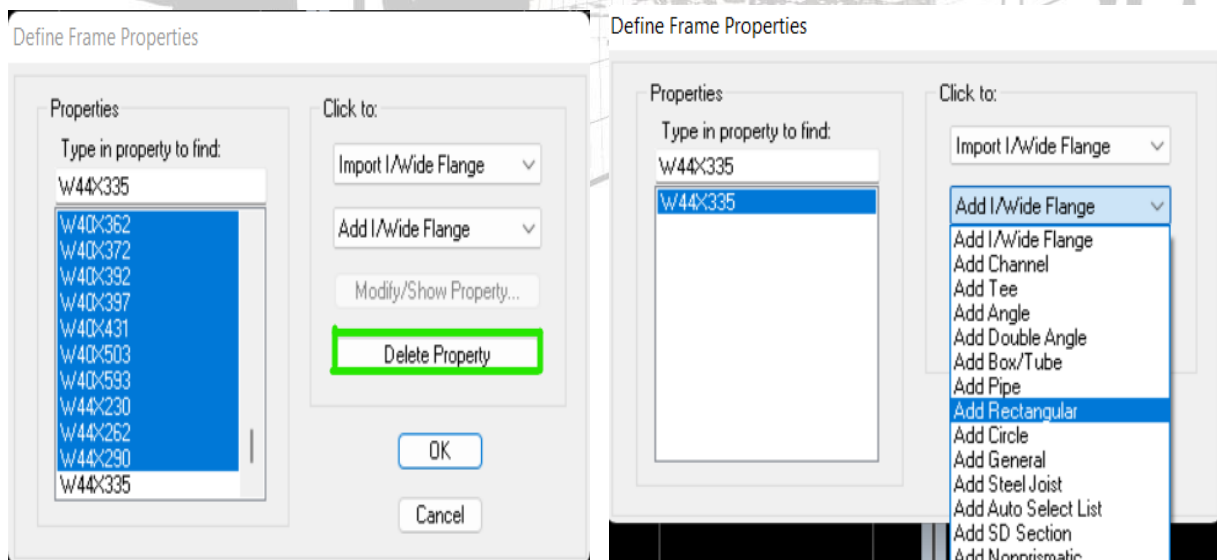
IV.2.3 Troisième Etape :

La troisième étape consiste à l'affectation des propriétés géométriques des éléments (Poutre, Poteaux, Dalle, Voile...)

Nous procédons comme suit : **Défine puis Frame sections**

Nous sélectionnons tous les coffrages donnés par défaut dans la colonne puis, nous cliquons Sur Delete **Property**.

Ensuite nous cliquons sur **Add 1/ Wide Flange** , **Add Rectangular** Dans la fenêtre qui s'affiche nous introduisons les dimensions de l'élément



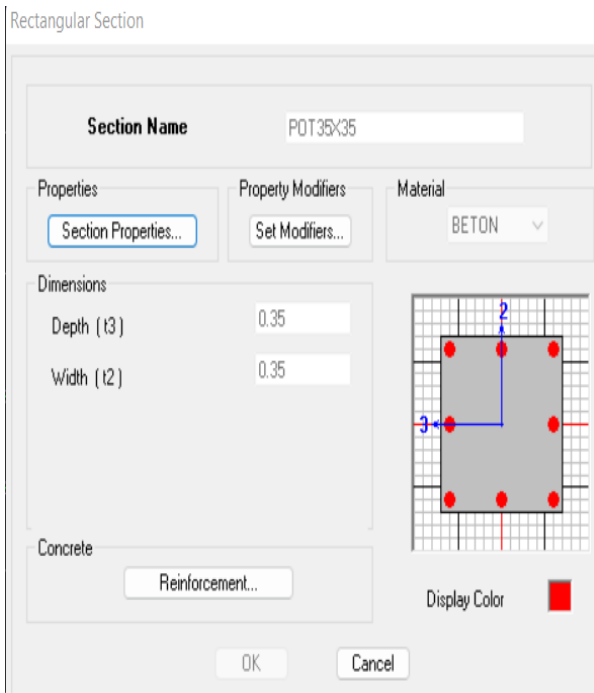


Figure IV.2.3.1 : Définition des propriétés géométrique des poteaux.

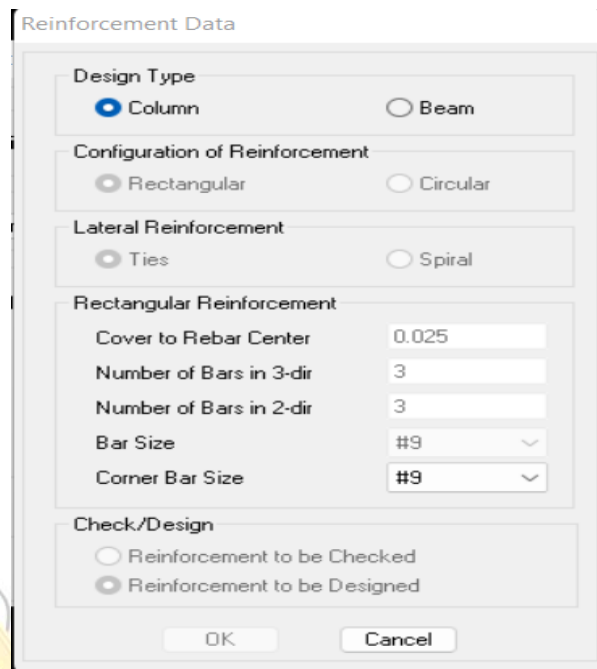


Figure IV.2.3.2 : Propriétés des barres d'armatures (poteaux)

Puis sur **Reinforcement** → **column** – Nous validons avec OK.
La procédure est la même pour les poutres, nous devons seulement modifier le paramètre **Column** et faire la sélection sur **Beam**

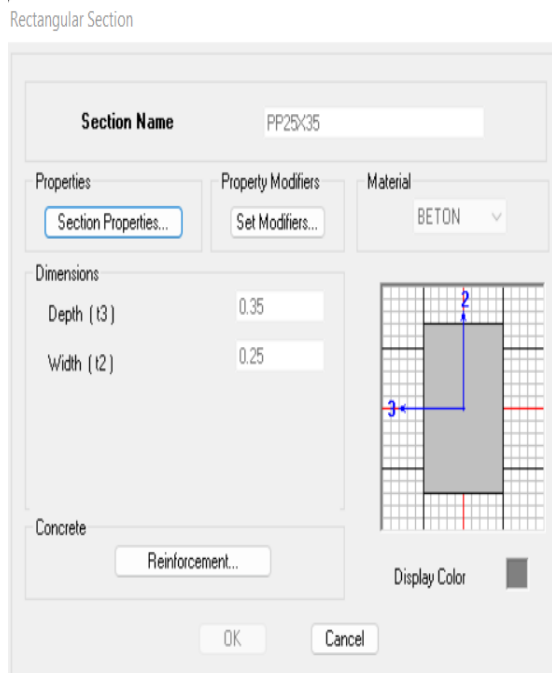


Figure IV.2.3.3 : Définition des propriétés

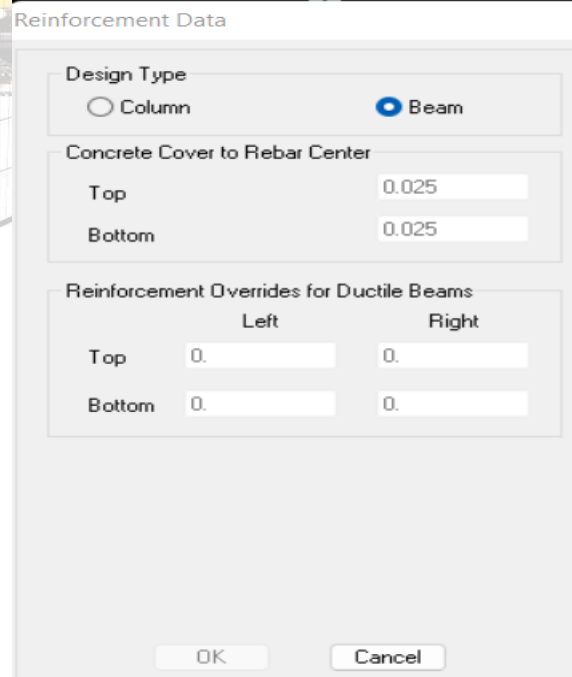


Figure IV.2.3.4 : Propriétés des barres d'armatures (poutre).

Après avoir fini de modéliser les éléments barres (poutres, poteaux), nous allons passer aux éléments surfaciques (planchers, voiles, et dalles pleines).

❖ **Plancher :**

Define et Wall/Slab, on clique sur Add New Slab et on spécifie le nom (PEC : plancher étage courant) ,(PET : plancher étage terrasse) et l'épaisseur

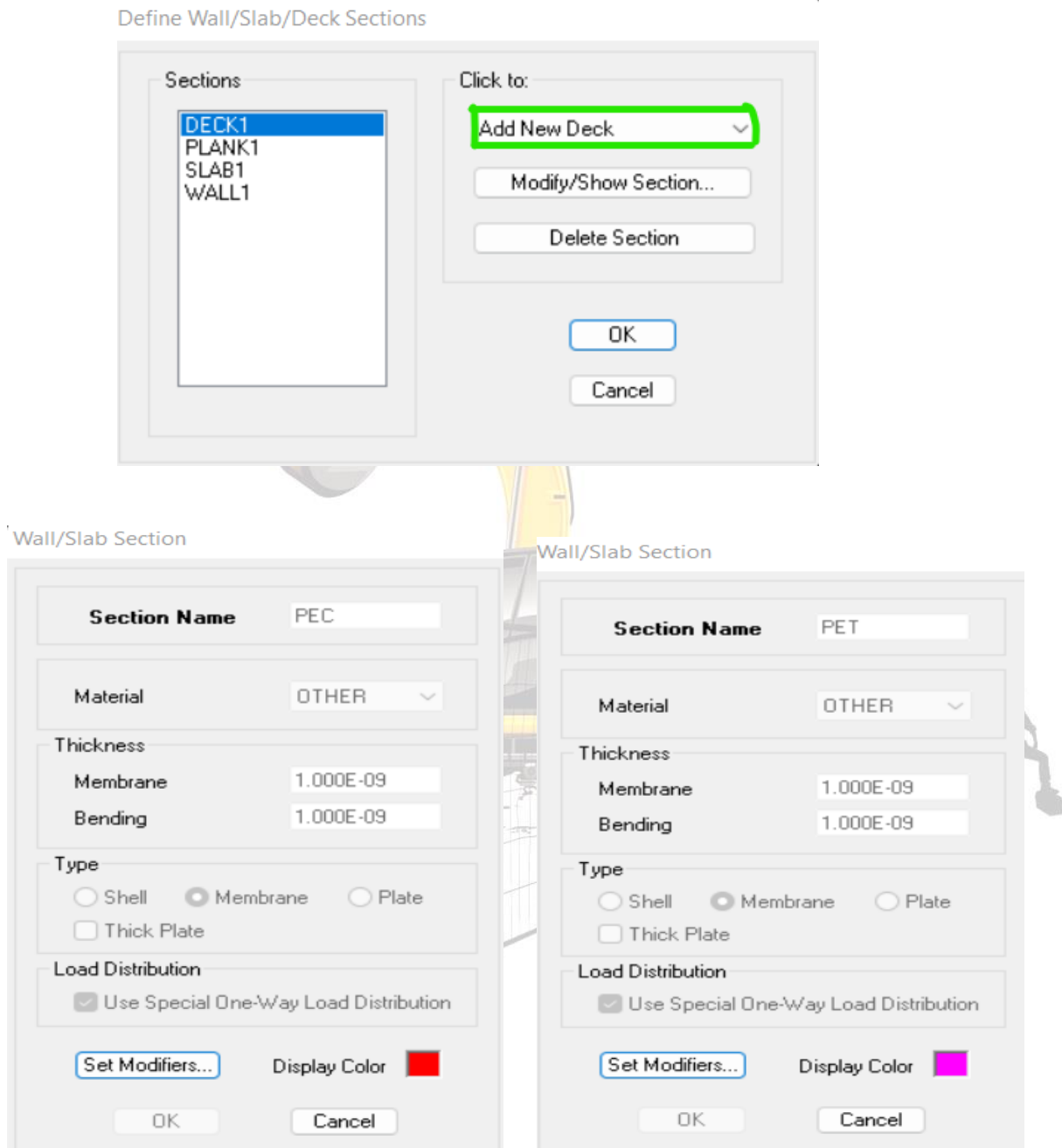


Figure IV.2.3.5 : Dimensionnement des planchers des étages courants et terrasse

❖ **Dalle pleine :**

Define et **Wall/Slab**, on clique sur **Add New Slab** et on spécifie le nom et l'épaisseur (DP15 : dalle pleine) → épaisseur = 15Cm
(DSM : dalle salle machine)

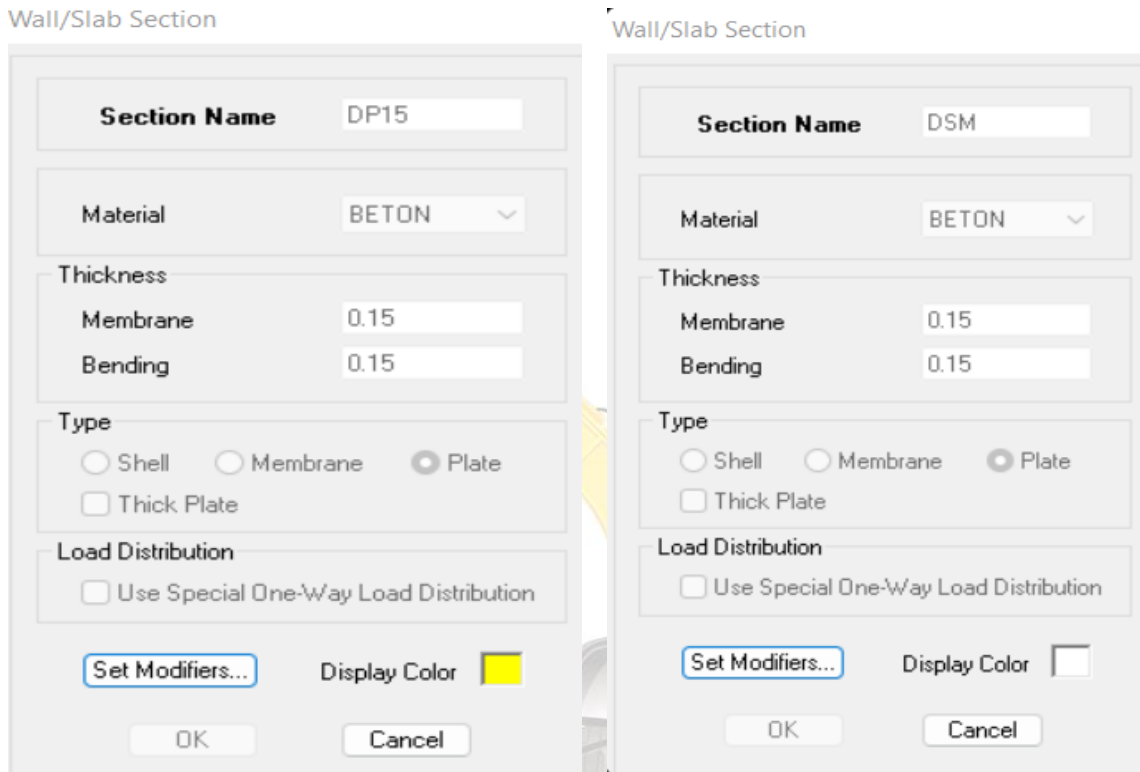


Figure IV.2.3.6 : Dimensionnement des dalles pleines.

❖ **Voile :**

Define et **Wall/Slab**, on clique sur **Add New Wall** et on spécifie le nom et l'épaisseur

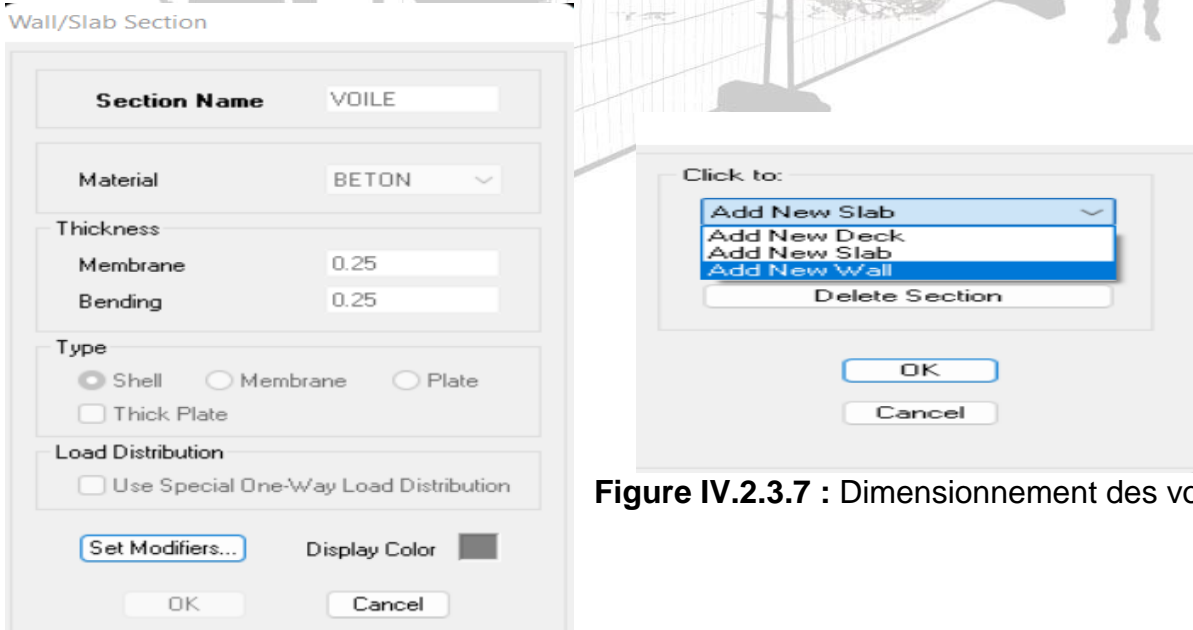


Figure IV.2.3.7 : Dimensionnement des voiles.

❖ **Palier et volée :**

Define et **Wall/Slab**, on clique sur **Add New Wall** et on spécifie le nom et l'épaisseur

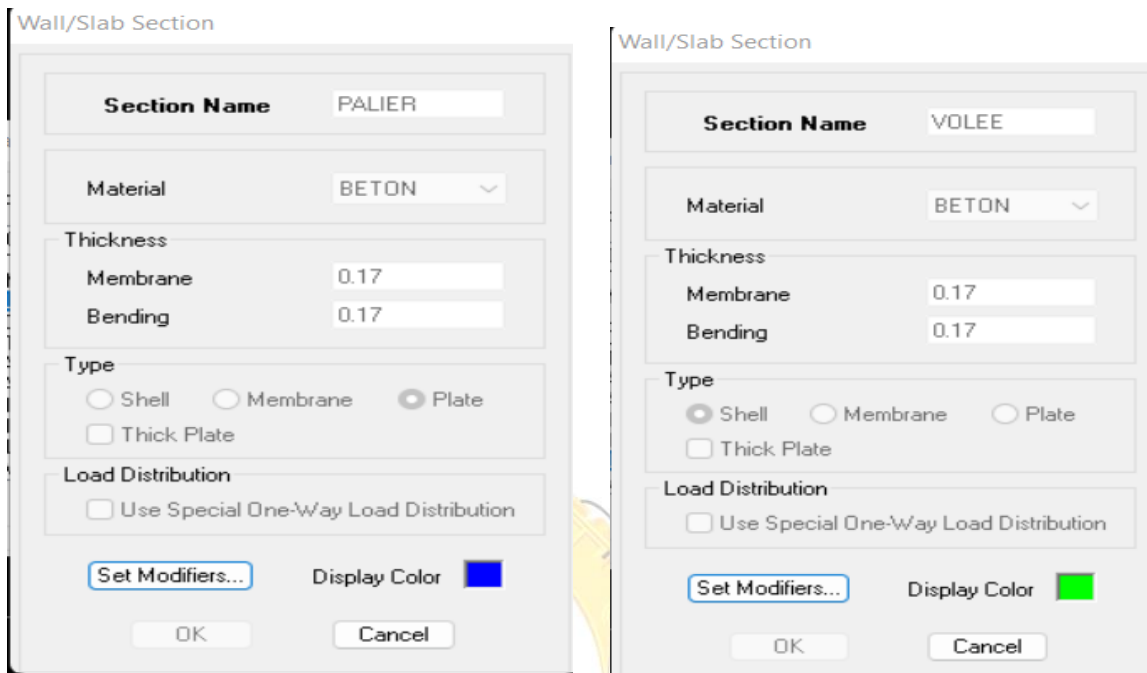



Figure IV.2.3.8 : Dimensionnement des paliers et volées

➤ **Affectation des éléments dans le modèle :**


L'affectation des éléments précédents au modèle se fait par plusieurs méthodes dont ;

a- Poteaux :


Un clic sur cette icône  , une fenêtre sous-titre **properties of object** s'affichera je valide

pot 35x35 puis je modélise sur le modèle.

b- Poutres :

Un clic sur cette icône  , une fenêtre sous-titre **properties of object** s'affichera je valide **ppssol/5** puis je modélise sur le modèle.

c- Voiles :

Un clic sur cette icône  , une fenêtre sous-titre **properties of object** s'affichera je valide **voile** puis je modélise sur le modèle

IV.2.4 Quatrième étape : Définition des charges statique (G et Q) :

Avant de charger la structure il faut d'abord définir les charges appliquées à la structure modélisée.

➤ **Charges statiques (G et Q) :**

La structure est soumise à des charges permanentes G, et à des charges d'exploitations Q, pour les définir on clique sur **Define Load Cases**.

a- Charges permanentes :

Load Name (Nom de la charge) : G Type **DEAD** (Permanente) Self weight multiplier (Coefficient interne poids propre) : 1

b- Charges d'exploitations :

Load Name (Nom de la charge) : Q Type **LIVE** (Exploitation) Self weight multiplier (Coefficient interne poids propre) : 0

Define Static Load Case Names

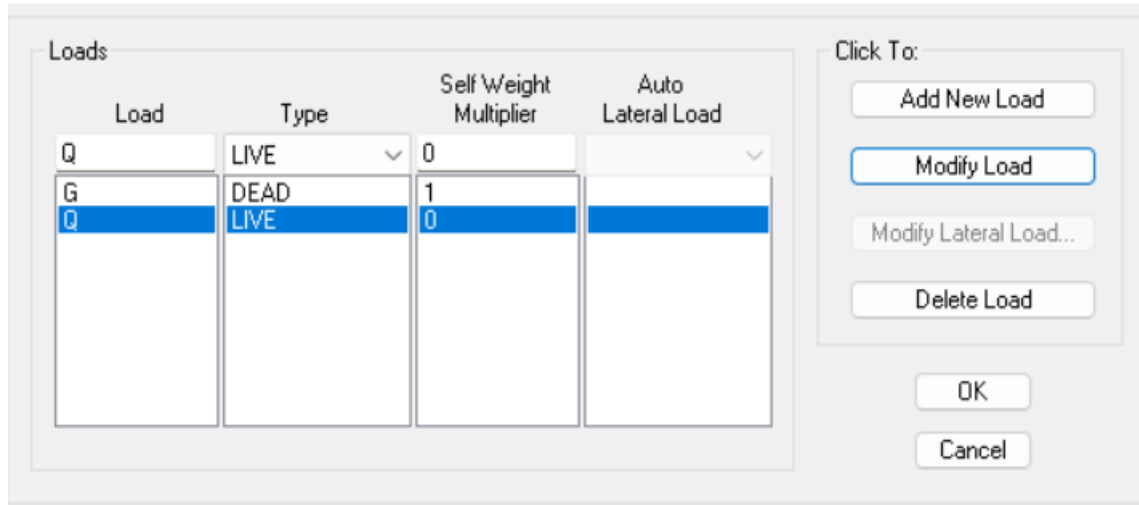


Figure IV.2.4.1 : Définition des charges G et Q

Après avoir dessiné la structure, on doit définir les appuis et encastrer les poteaux et les voiles à la base du bâtiment. On sélectionne le tout et on procède de tel façon :

Assign → **Joint/Point** → **Restraints (supports)**

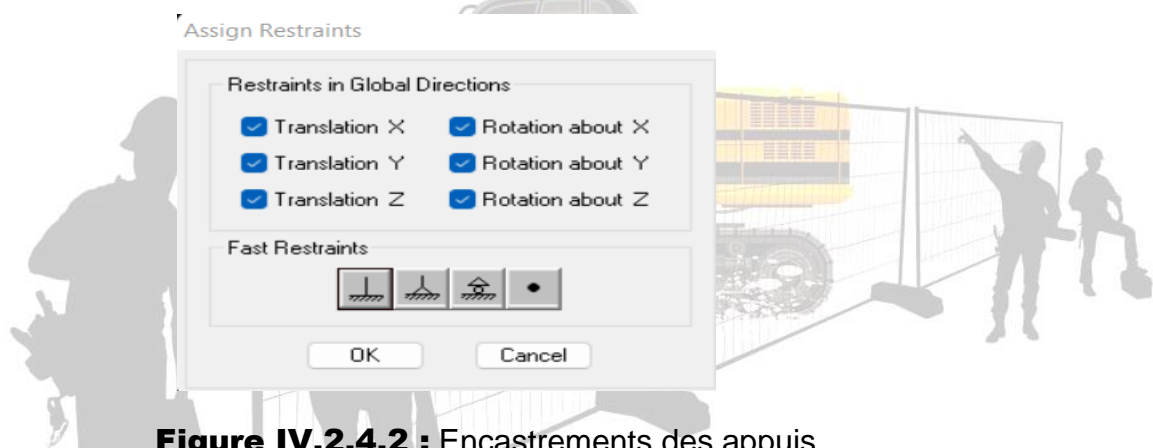


Figure IV.2.4.2 : Encastrements des appuis.

c- Masse source :

$W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$ (Formule 4-5 RPA99/2003) W_i : Poids total de la structure.

W_{Gi} : poids dû aux charges permanentes et celles des équipements fixes éventuels solidaire de la structure.

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

β : Coefficient de pondération en fonction de la nature et la durée de la charge d'exploitation (tableau 4.5 RPA99/2003) ($\beta=0.2$ Bâtiments à usage d'habitation)

L'inertie massique est déterminée automatiquement par **EATBS**.

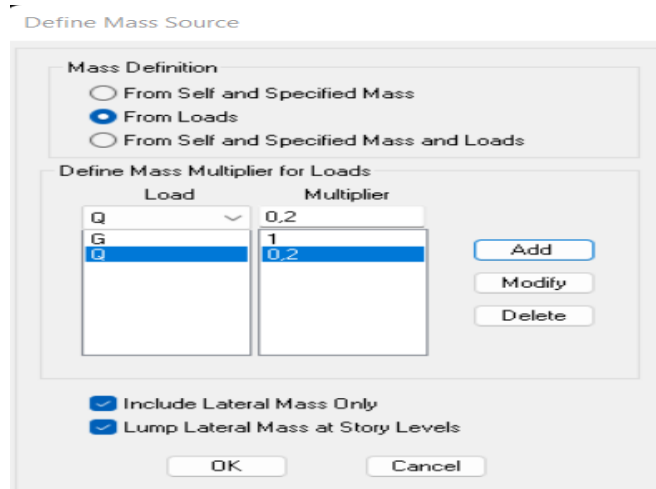


Figure IV.2.4.3 : Combinaison du poids (G+0.2Q).

d- Diaphragme :

Les masses des planchers sont supposées concentrées en leurs centres de masse. Qui sont désignées par la notation de « **Nœuds Maitres** ».

Comme les planchers sont supposés infiniment rigides, on doit relier les nœuds du même plancher à leurs nœuds maitres de telle sorte qu'ils puissent former un diaphragme, ceci a pour effet de réduire le nombre d'équations à résoudre par **ETABS**.

Pour définir ces planchers on procède de telle façon. commençant par la sélection de premier plancher et procédons comme suit :

Assigne → Joint/point → Diaphragmes → Add New Diaphragm → D1 → OK

Et on procède de la même manière pour le reste des planchers.

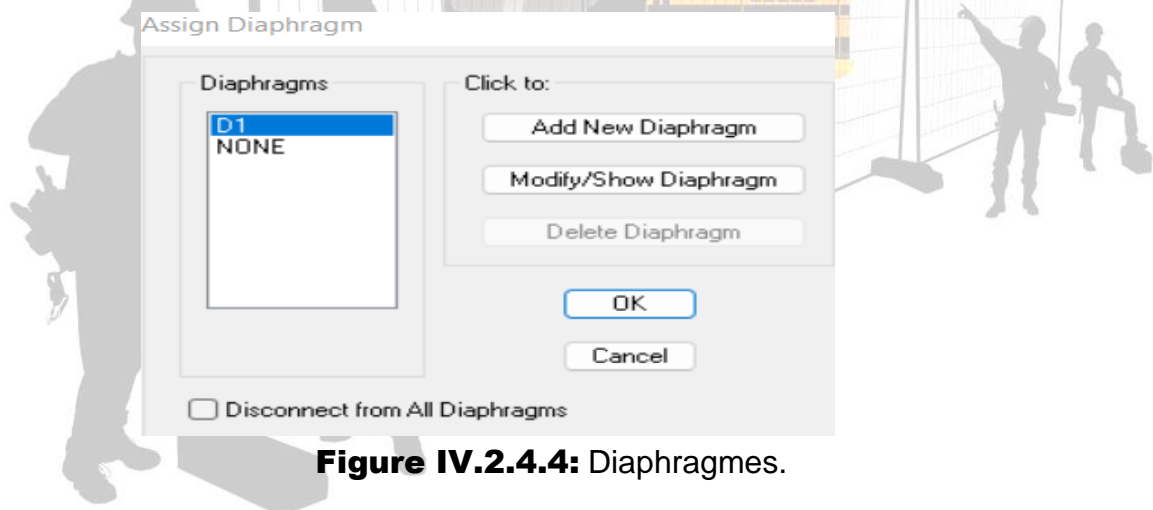


Figure IV.2.4.4: Diaphragmes.

IV.2.5 Cinquième étape :

Pour le calcul dynamique de la structure on introduira un spectre de réponse, il s'agit d'une courbe de réponse maximale d'accélérations pour un système à un degré de liberté soumis à une excitation donnée pour des valeurs successives de périodes propres **T**.

Données à introduire dans le logiciel :

- **Zone : IIa** (Zone à sismicité moyenne, voir **Annexe 1** du **RPA 99/2003**)
- **Groupe d'usage : 2** (bâtiments courants, voir chapitre **3.2** du **RPA 2003**)
- **Coefficient de comportement : R=5** (mixte portique/voile)
- **Remplissage : Dense**

- Site : S3 (site meuble)
- Facteur de qualité (Q): $Q=1+\sum Pq$; $Q=1,20$

On ouvre l'application en cliquant sur l'icône :

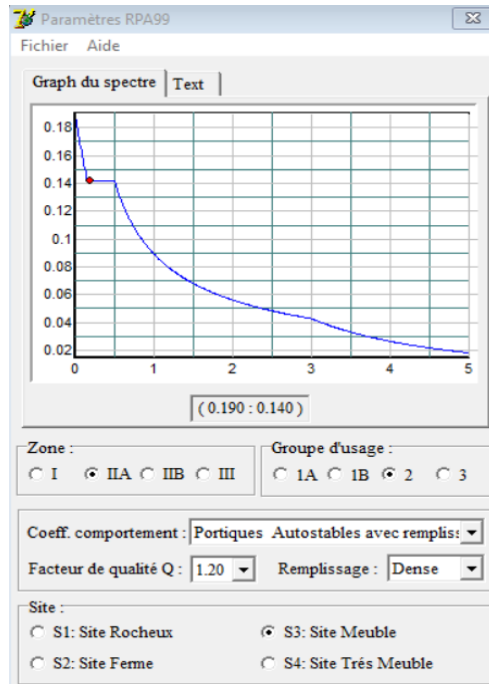


Figure IV.2.5.1 : Le spectre de réponse.

Après avoir introduit les données dans leurs cases respectives, on clique sur l'onglet **fichier** et on enregistre. Ensuite on introduit le spectre dans le logiciel **ETABS** par : **Define** → **Response Spectrum Functions**

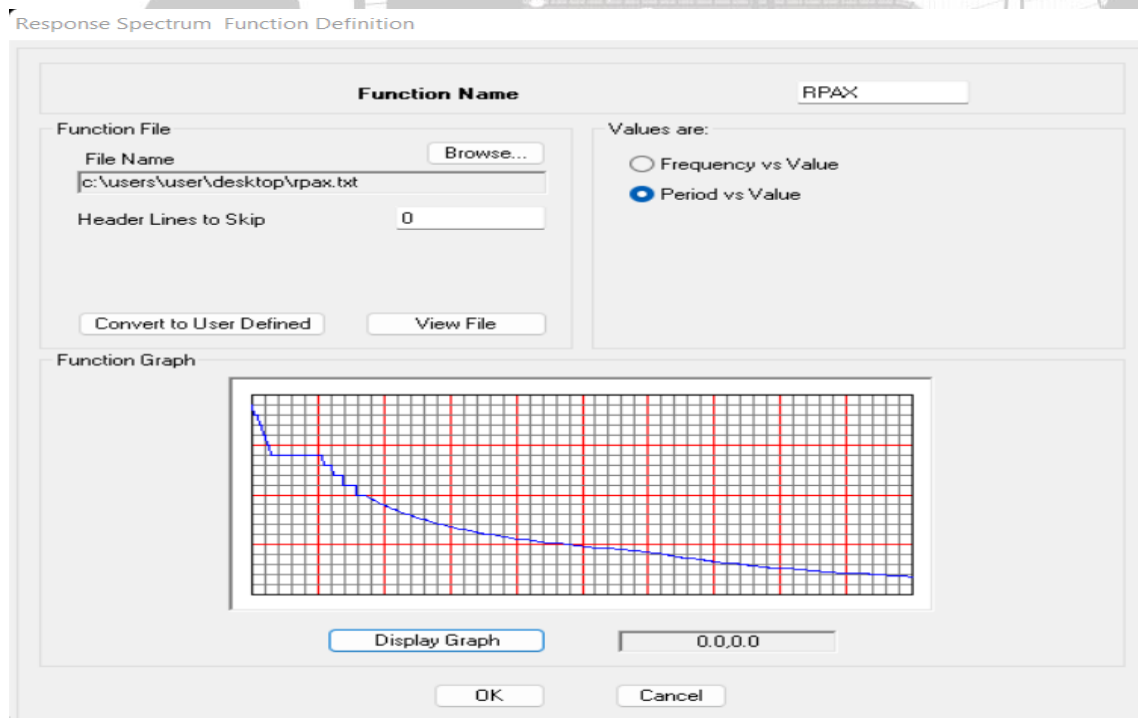


Figure IV.2.5.2 : Introduction du spectre de réponse.

IV.2.6 Sixième étape :

Cette étape consiste à la définition du chargement EX et EY (séisme), pour cela on procède comme suit : **Define** → **Reponses spectrum cases** → **Add New Spectrum**.

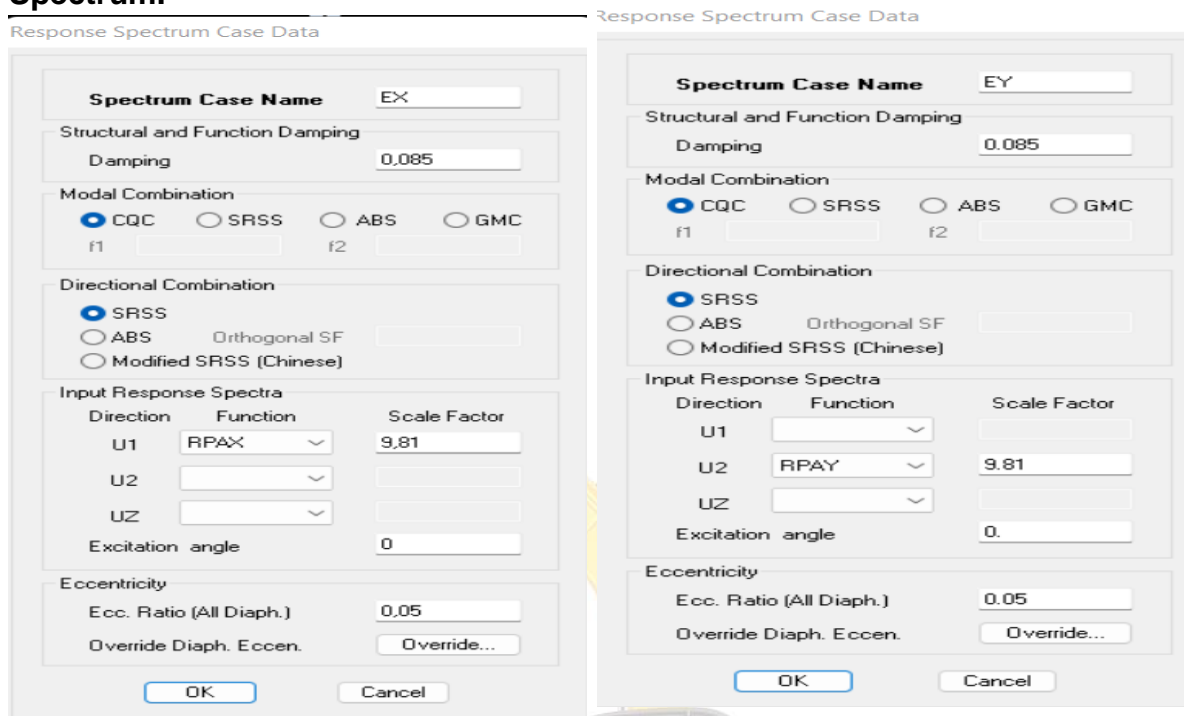


Figure IV.2.6 : Définition du chargement EX et EY (séisme).

IV.2.7 Septième étape :

Introduction des combinaisons d'actions : les combinaisons d'actions à considérer pour la détermination des sollicitations et déformations sont :

e- **Combinaisons aux états limites (ELU/ELS) :**

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

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

f- **Combinaison accidentelle du RPA :**

$$GQE_X \left\{ \begin{array}{l} G + Q + E_X \\ G + Q - E_X \end{array} \right.$$

$$GQE_Y \left\{ \begin{array}{l} G + Q + E_Y \end{array} \right.$$

$$0.8GQE_X \left\{ \begin{array}{l} 0.8G + E_X \\ 0.8G - E_X \end{array} \right.$$

$$\text{Pour } 0.8GQE_Y \left\{ \begin{array}{l} 0.8G + E_Y \\ 0.8G - E_Y \end{array} \right.$$

introduire ces combinaisons dans le logiciel on procède comme suit :

Define → load Combinations → Add New Combo

Load Combination Data

Load Combination Name: ELS

Load Combination Type: ADD

Define Combination

Case Name	Scale Factor
Q Static Load	1
G Static Load	1
Q Static Load	1

Buttons: Add, Modify, Delete

Buttons: OK, Cancel

Load Combination Data

Load Combination Name: ELU

Load Combination Type: ADD

Define Combination

Case Name	Scale Factor
Q Static Load	1,5
G Static Load	1,35
Q Static Load	1,5

Buttons: Add, Modify, Delete

Buttons: OK, Cancel

Load Combination Data

Load Combination Name: GQEX

Load Combination Type: ADD

Define Combination

Case Name	Scale Factor
EX Spectra	1
G Static Load	1
Q Static Load	1
EX Spectra	1

Buttons: Add, Modify, Delete

Buttons: OK, Cancel

Load Combination Data

Load Combination Name: GQEXN

Load Combination Type: ADD

Define Combination

Case Name	Scale Factor
EX Spectra	-1
G Static Load	1
Q Static Load	1
EX Spectra	-1

Buttons: Add, Modify, Delete

Buttons: OK, Cancel

Load Combination Data

Load Combination Name: GQEY

Load Combination Type: ADD

Define Combination

Case Name	Scale Factor
EY Spectra	1
G Static Load	1
Q Static Load	1
EY Spectra	1

Buttons: Add, Modify, Delete

Buttons: OK, Cancel

Load Combination Data

Load Combination Name: GQEYN

Load Combination Type: ADD

Define Combination

Case Name	Scale Factor
EY Spectra	-1
G Static Load	1
Q Static Load	1
EY Spectra	-1

Buttons: Add, Modify, Delete

Buttons: OK, Cancel

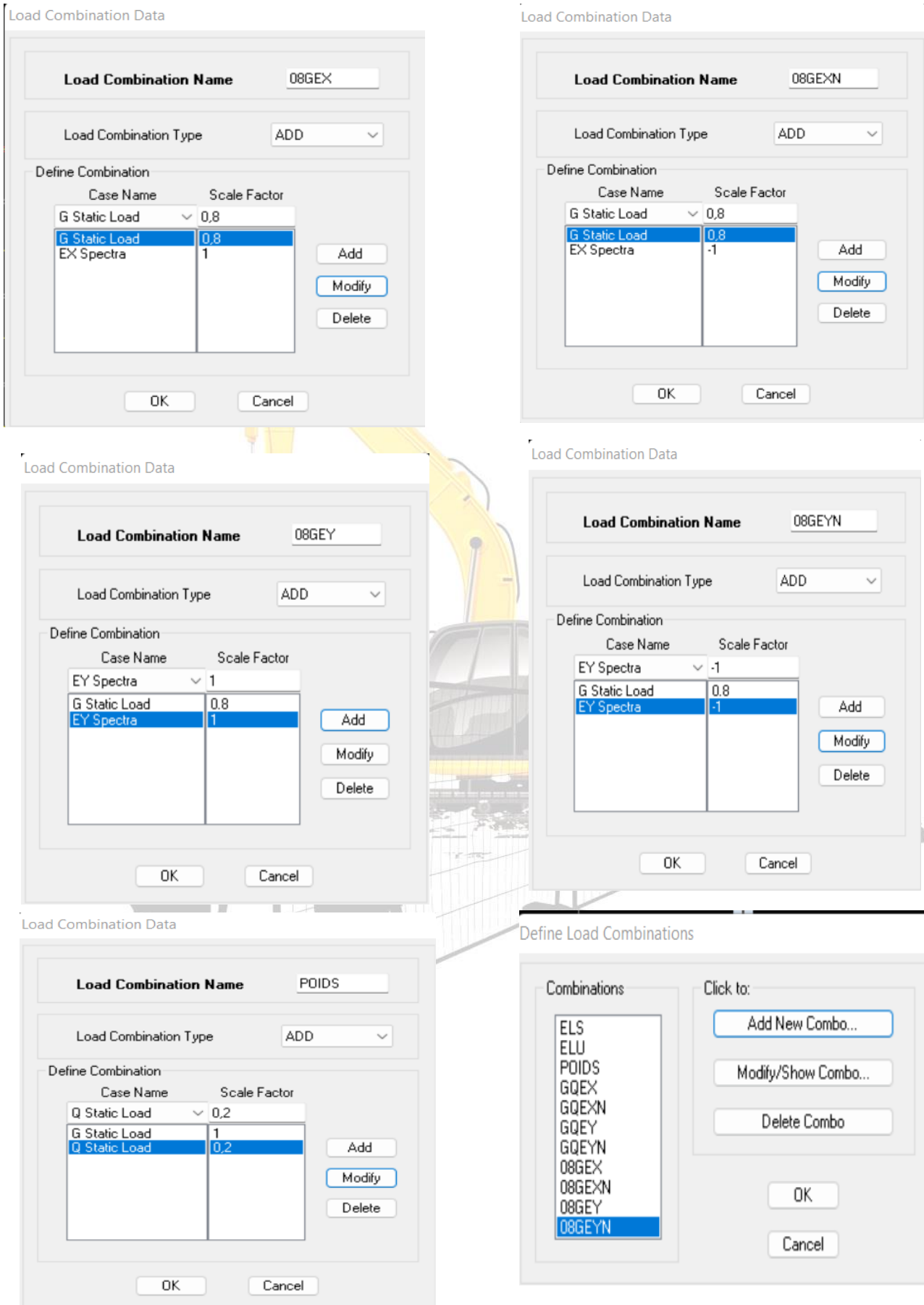


Figure IV.2.7 : Introduction des combinaisons d'actions.

IV.2.8 Huitième étape :

On sélectionne chaque élément surfacique et on lui affecte le chargement surfacique qui lui revient en cliquant sur : **Assign** → **Shell/Area Loads** → **Uniform**
Ou bien en cliquant direct sur cette icône :

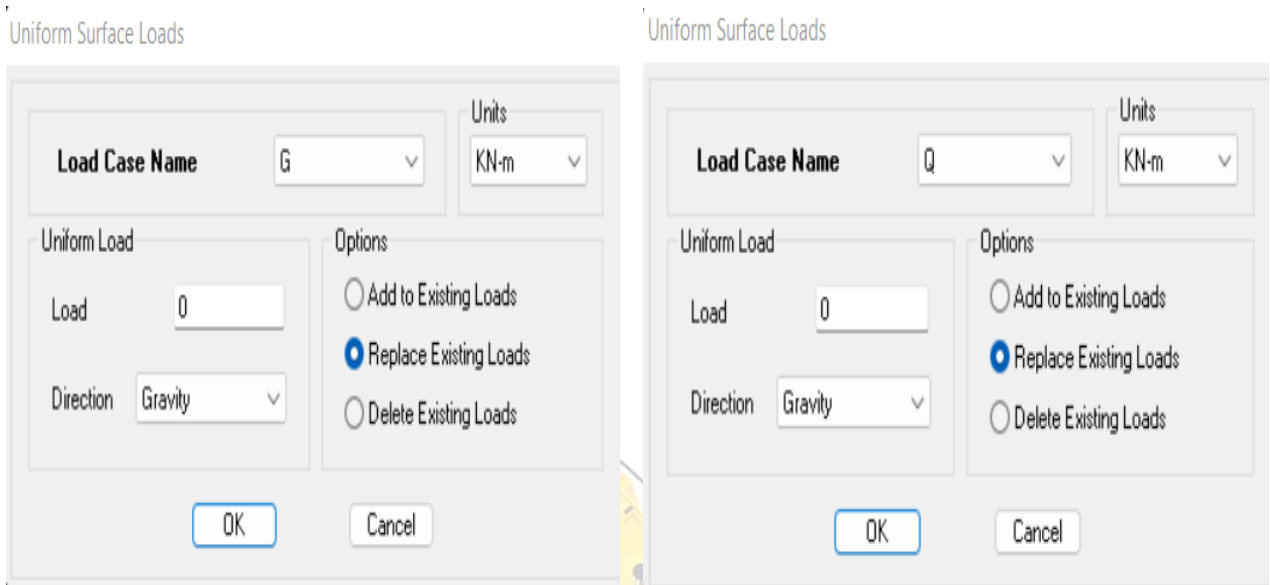
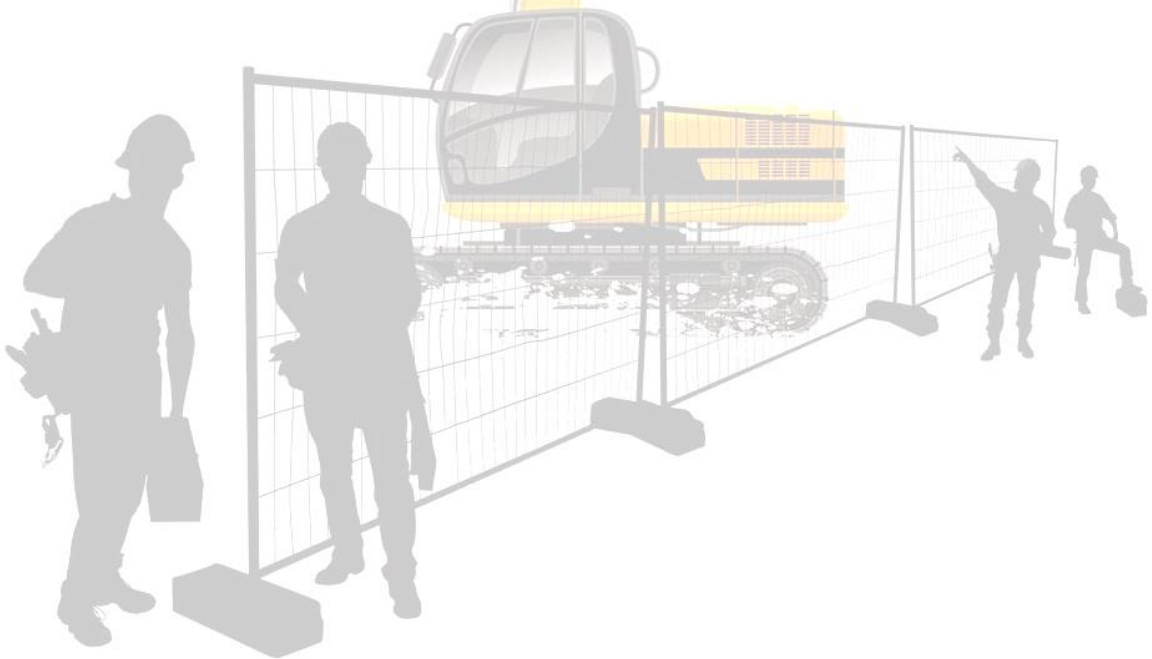


Figure IV.2.8 : Chargement des planchers



IV.2.9 Neuvième étape :

Analyse et visualisation des résultats : pour exploiter nos résultats, on doit procéder à l'analyse de la structure comme suit : **Analyze** → **Run Analysis**

Après avoir suivi les étapes citées précédemment, on aura la structure suivante :

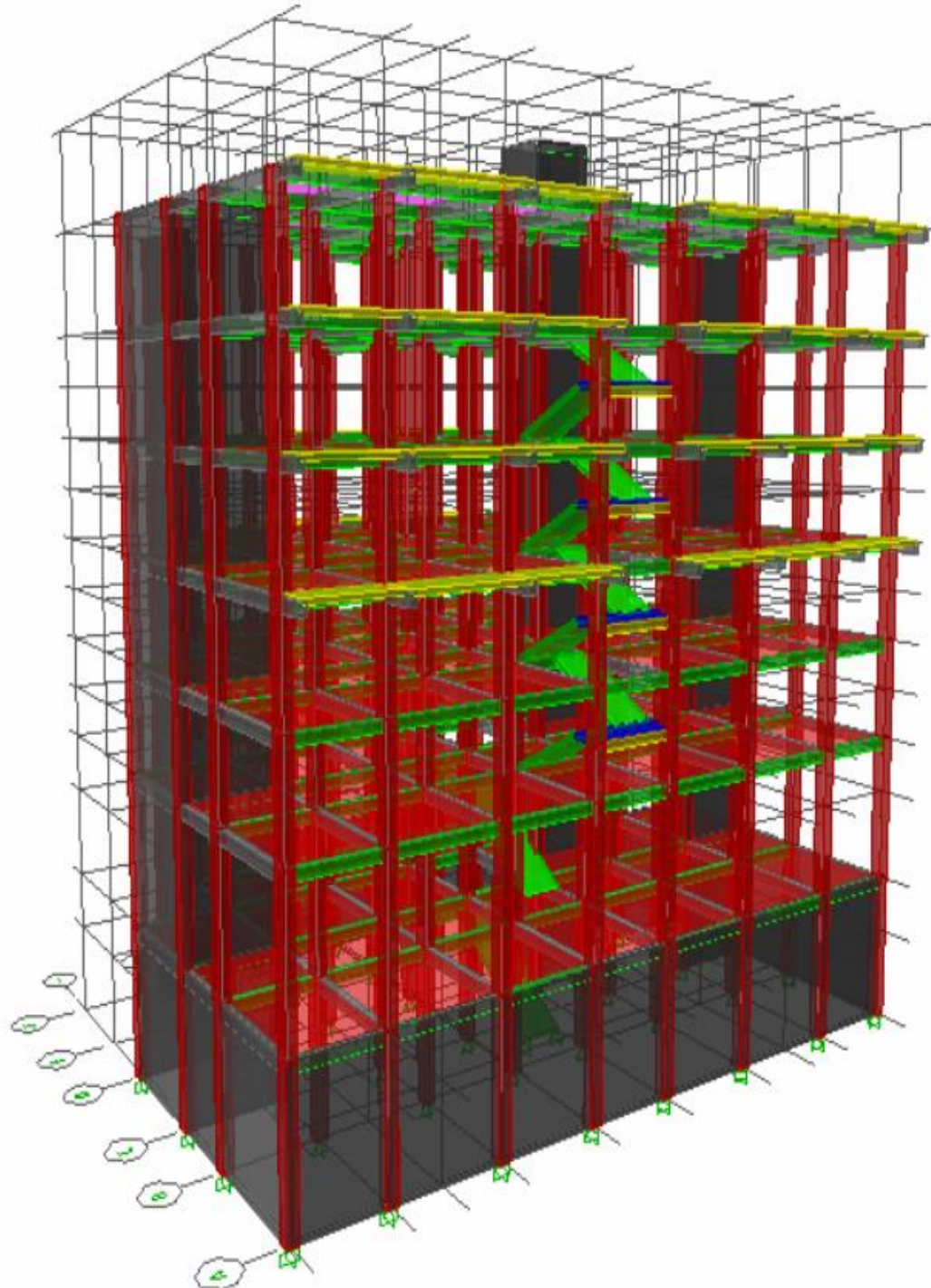


Figure IV.2.9 : Vue en 3D de la structure

IV.3 Vérification des résultats du logiciel selon le RPA (2003):

Avant de passer au ferrailage de la structure, le règlement parasismique algérien exige de faire les vérifications suivantes :

1. Estimation de la période.
2. Nombre de modes à considérer (Article 4.3.4).
3. Justification du système de contreventement.
4. Résultante des forces sismiques de calcul.
5. Justification vis-à-vis des déformations (Article 5.10).
6. Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ (Article 5.9).
7. Vérification vis-à-vis des sollicitations normales (Article 7.4.3.1).
8. Vérification de l'excentricité.

IV.3.1 Estimation de la période fondamentale de la structure :

a- Calcul de la période empirique :

$$T = C_T \times (h_N)^{3/4}$$

h_N : Hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).

C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné en fonction du système de contreventement par le tableau 4.6 (Art 4.2.4 RPA99/V2003)

D : C'est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

$$T_{\text{Empirique}} = 0,05 \times (24.14)^{3/4} = 0,545\text{s}$$

b- Calcul de la période empirique majorée :

$$T_{\text{maj}} = T + 30\%T$$

$$T_{\text{maj}} = 0.545 + 0.163 = 0.708 \text{ s}$$

Détermination de la période par le logiciel ETABS :

Après avoir effectué l'analyse sur ETABS, on détermine la période en suivant le cheminement ci-après : **Display** → **show tables**

Un tableau s'affichera, et on coche les cases suivantes :

ANALYSIS RESULTS → **modal information** → **Building Modal Information**

on relève les valeurs des périodes en fonction des modes telles quelles sont dans le tableau suivant

Modal Participating Mass Ratios

Edit View

Modal Participating Mass Ratios

	Mode	Period	UX	UY	SumUX	SumUY	SumRZ
▶	1	0.538662	64.1977	0.0297	64.1977	0.0297	0.1032
	2	0.412976	0.0438	64.7469	64.2415	64.7766	0.2768
	3	0.325454	0.2897	0.1876	64.5311	64.9642	62.8367
	4	0.111822	15.6379	0.0001	80.1690	64.9642	63.1315
	5	0.095049	0.0148	0.0010	80.1838	64.9652	63.1323
	6	0.087158	0.0000	18.6150	80.1839	83.5802	63.1493
	7	0.065703	0.2202	0.0217	80.4041	83.6019	79.6702
	8	0.046366	4.9198	0.0015	85.3239	83.6034	79.9582
	9	0.042810	0.0587	0.0007	85.3826	83.6040	79.9608
	10	0.038388	0.0015	7.0284	85.3840	90.6325	79.9632
	11	0.037124	0.0110	0.0000	85.3950	90.6325	79.9633
	12	0.037049	0.0000	0.0164	85.3950	90.6489	79.9633

OK

Tableau IV.3.1 : Tableau récapitulatif des périodes en fonction des modes

Modes	01	02	03	04	05	06	07	08	09	10	11	12
Périodes	0,538	0,412	0,325	0,111	0,095	0,087	0,065	0,046	0,042	0,038	0,037	0,037

❖ **Comparaison des résultats :**

On a :

- La période calculée **T= 0,545 s**
- La période majorée **Tmaj=0.708s**
- La période ETABS **T_{etabs}= 0,538 s**

On a donc :

Tempirique = 0.545 s ≥ T_{etabs} = 0.538 s ➡ **Condition vérifiée.**

IV.3.2 Nombre de modes à considérer (Article 4.3.4) [1]

D'après l'article : « 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. (Article 4.3.4 RPA99 version 2003).
- 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 » (RPA 99,p. 49).

On tire les valeurs du tableau trouvé dans le calcul de la période comme indiqué ci-après

Comme on peut le constater dans le tableau ci-dessus, dans notre cas le pourcentage de la masse participante est atteinte au **34^{ème} mode** dans le sens x-x et au **10^{ème} mode** dans le sens y-y. d'où la condition du RPA (**article 4.3.4**) est vérifié

Modal Participating Mass Ratios

Edit View

Modal Participating Mass Ratios

	Mode	Period	UX	UY	SumUX	SumUY
▶	1	0.538662	64.1977	0.0297	64.1977	0.0297
	2	0.412976	0.0438	64.7469	64.2415	64.7766
	3	0.325454	0.2897	0.1876	64.5311	64.9642
	4	0.111822	15.6379	0.0001	80.1690	64.9642
	5	0.095049	0.0148	0.0010	80.1838	64.9652
	6	0.087158	0.0000	18.6150	80.1838	83.5802
	7	0.065703	0.2202	0.0217	80.4041	83.6019
	8	0.046366	4.9198	0.0015	85.3238	83.6034
	9	0.042810	0.0587	0.0007	85.3825	83.6041
	10	0.038388	0.0015	7.0293	85.3840	90.6334
	11	0.037124	0.0110	0.0000	85.3949	90.6334
	12	0.037049	0.0000	0.0165	85.3950	90.6499
	13	0.036996	0.0236	0.0000	85.4186	90.6499
	14	0.036358	0.0163	0.0001	85.4349	90.6500
	15	0.036335	0.0179	0.0007	85.4527	90.6507
	16	0.035559	0.0660	0.0000	85.5188	90.6507
	17	0.035402	0.0007	0.0003	85.5195	90.6510
	18	0.034957	0.0159	0.0002	85.5354	90.6512
	19	0.034931	0.0126	0.0000	85.5480	90.6513
	20	0.034913	0.0018	0.0000	85.5497	90.6513
	21	0.034772	0.0359	0.0000	85.5857	90.6513
	22	0.034432	0.0001	0.0010	85.5857	90.6523
	23	0.033484	0.0550	0.0000	85.6407	90.6523
	24	0.032165	0.0028	0.0000	85.6435	90.6523
	25	0.032046	0.0418	0.0000	85.6853	90.6523
	26	0.031749	0.0493	0.0000	85.7346	90.6523
	27	0.028710	0.1756	0.0005	85.9103	90.6528
	28	0.026989	2.7919	0.0069	88.7022	90.6598
	29	0.026466	0.0041	0.0386	88.7062	90.6984
	30	0.026274	0.0055	0.6950	88.7117	91.3934
	31	0.024819	0.0018	4.3722	88.7136	95.7656
	32	0.022567	0.0004	0.0645	88.7140	95.8301
	33	0.020873	0.0001	1.9437	88.7141	97.7738
	34	0.019850	4.0012	0.0142	92.7153	97.7880
	35	0.019072	0.0224	0.1572	92.7378	97.9452
	36	0.018920	0.2317	1.4246	92.9694	99.3698
	37	0.018303	0.0116	0.0060	92.9811	99.3757
	38	0.017989	1.2999	0.1862	94.2809	99.5619
	39	0.017801	0.0332	0.0782	94.3142	99.6401
	40	0.017646	0.0003	0.0012	94.3145	99.6414

OK

Figure IV.3.2.1 : Comportement modale de la structure.

- Avoir deux translations suivant le sens X et Y et une rotation suivant Z
Premier mode de vibration

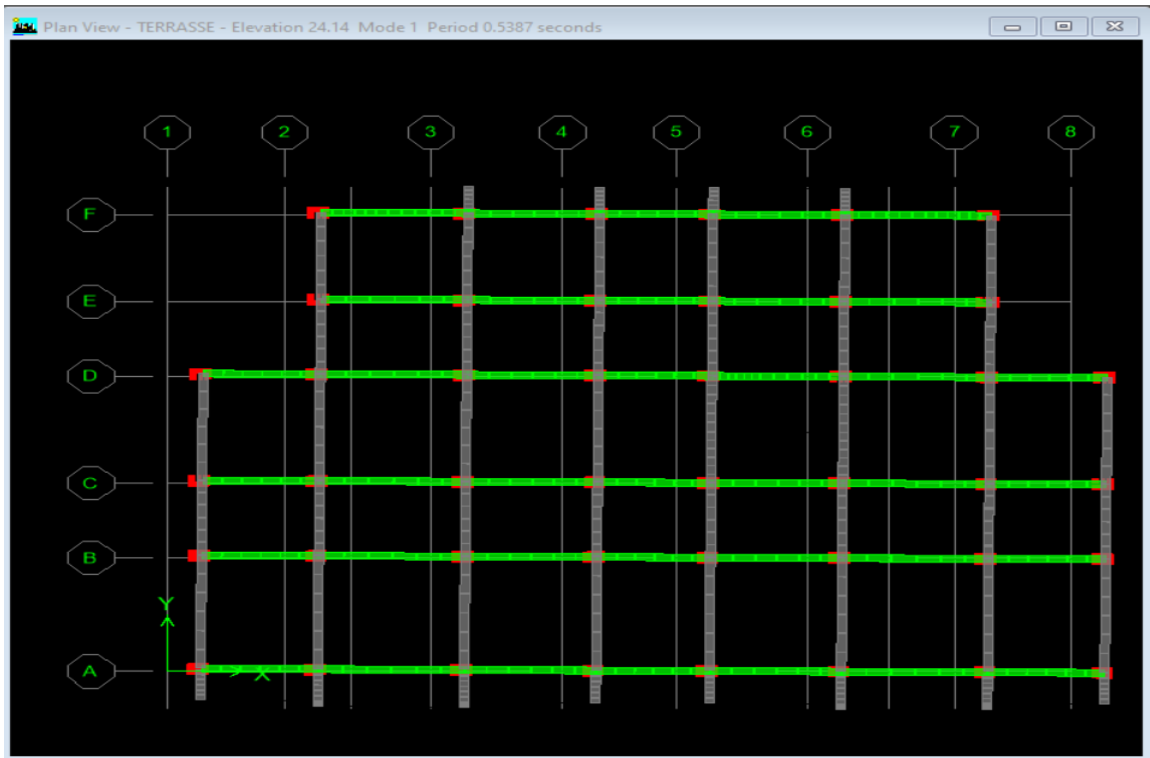


Figure IV.3.2.2 : (Translation suivant OX) $T= 0.53s$
Deuxième mode de vibration

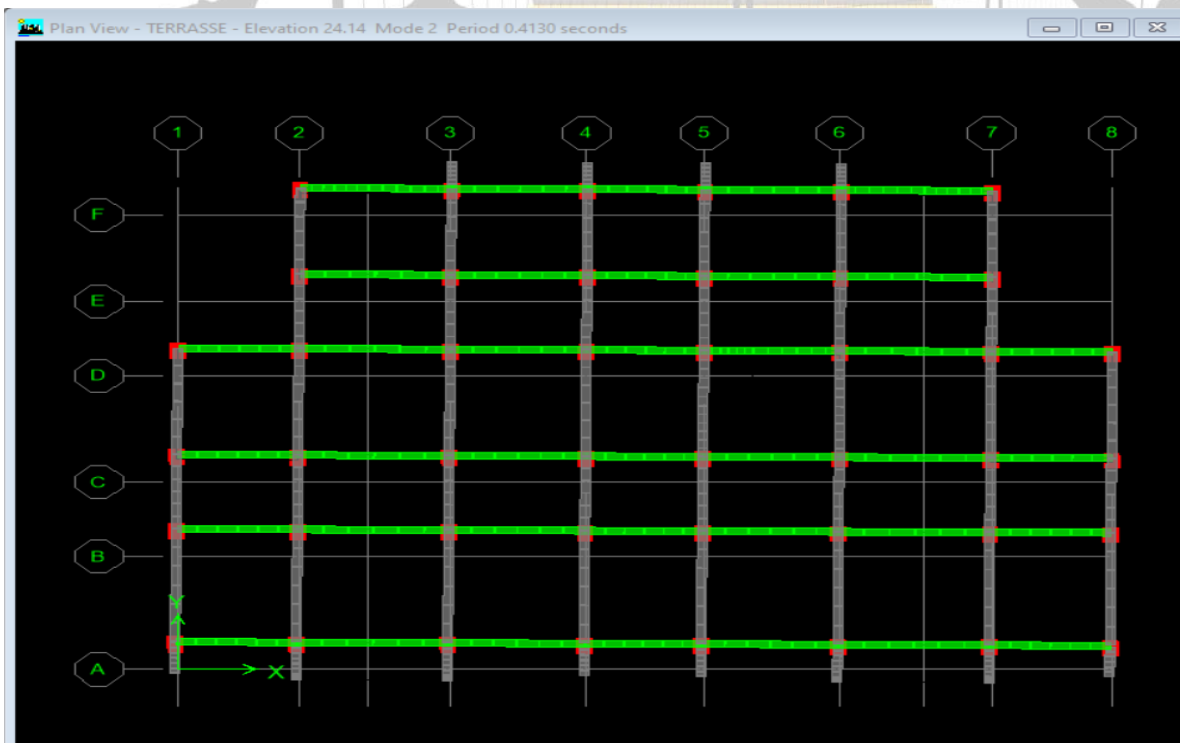


Figure IV.3.2.3 : (Translation suivant OY) $T= 0.41s$

Troisième mode de vibration

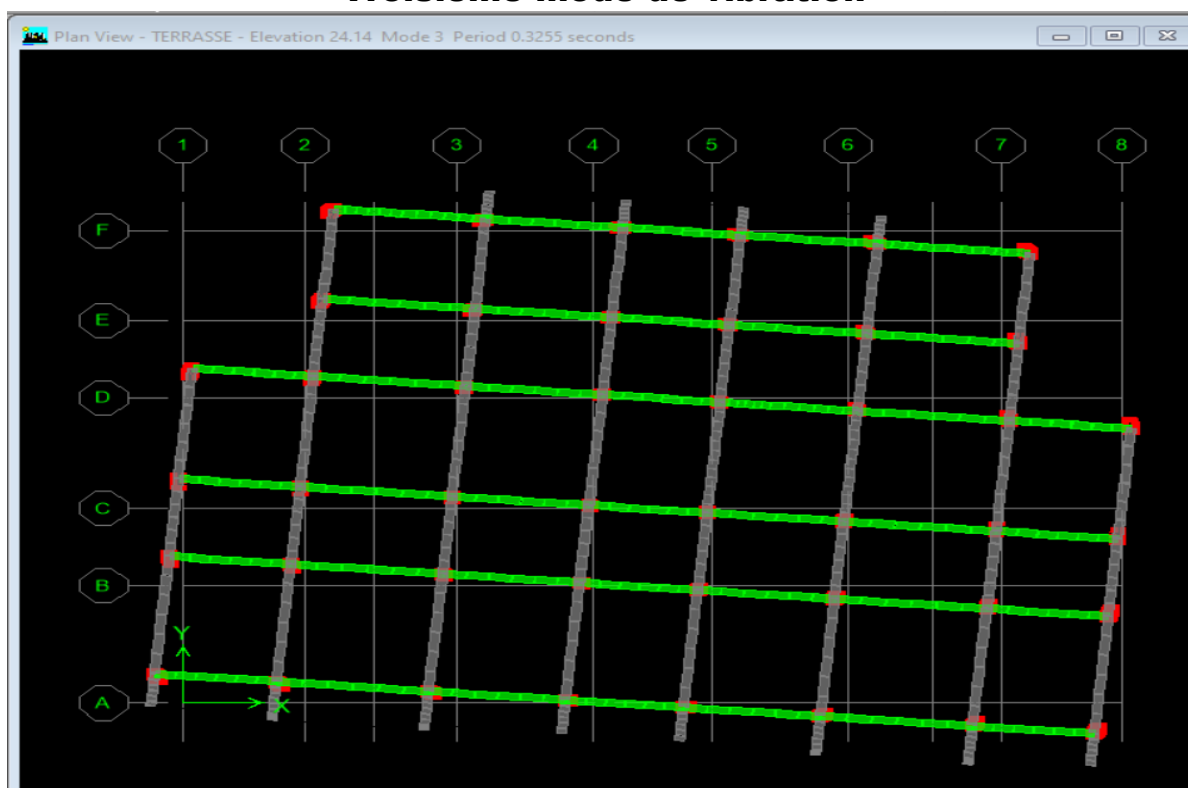


Figure IV.3.2.4: (Rotation suivant OZ) T= 0,32 s

IV.3.3 Justification du système de contreventement :

L'objet de cette classification se traduit par l'attribution d'une valeur numérique du coefficient de comportement R pour chacune des catégories (Tableau 4.3 du RPA 99/2003).

La figure suivante représente un organigramme proposé par M. TALEB Rafik dans son article « Règles Parasismiques Algériennes RPA 99 - Version 2003 pour les Structures de Bâtiments en Béton Armé : Interprétations et Propositions » [6] en page 141 publié dans le journal international « JOURNAL OF MATERIALS AND ENGINEERING STRUCTURES » pour la classification des systèmes de contreventement 2, 4a et 4b :

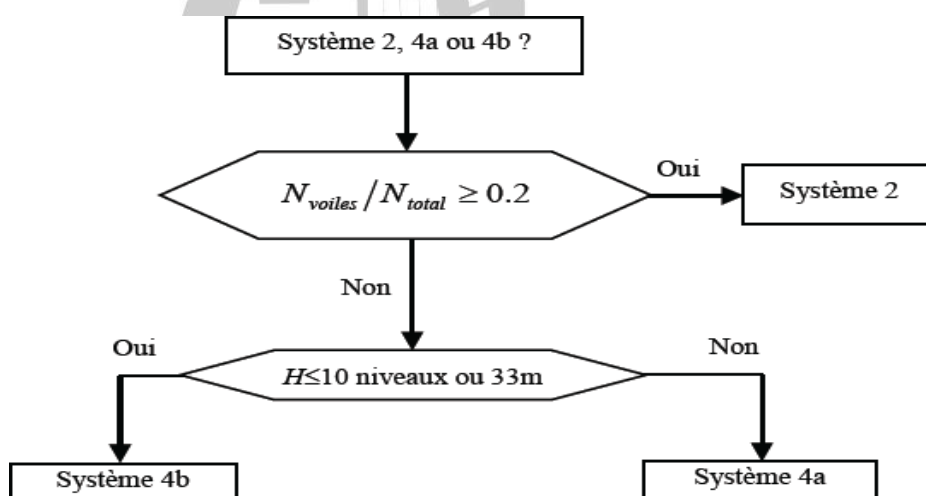


Figure IV.3.3.1 : organigramme de la classification des systèmes de contreventement

Détermination du poids de la structure W

Pour chaque niveau « i » on aura $W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$

Avec :

W_{Gi} : Le poids du niveau i revenant à la charge permanente.

W_{Qi} : Le poids du niveau i revenant à la charge d'exploitation.

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 RPA 99 version 2003

$\beta = 0.20$ (Cas de bâtiment d'habitation, bureaux ou assimilés)

Le poids de la structure est donné par le logiciel ETABS en procédant par les étapes suivantes :

Display → **show table** → sélectionner **Building Output Table** → **Story Shears**
→ **POIDS Combo**

On aura la fenêtre suivante :

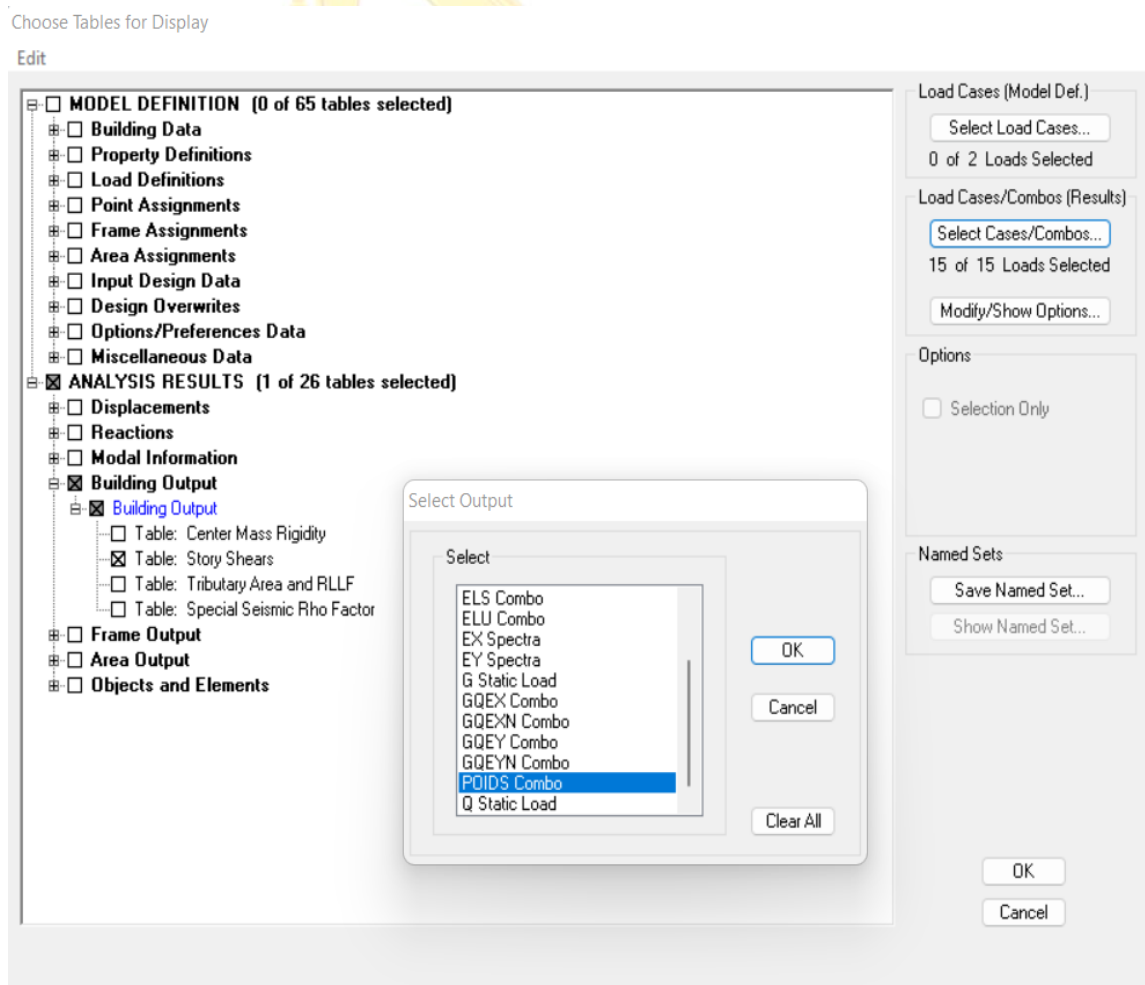


Figure IV.3.3.2 : Extraction du poids de la structure sur ETABS.

On aura les résultats représentés par le tableau suivant :

Story Shears

Edit View

Story Shears

	Story	Load	Loc	P	VX	VY	T	MX	MY
▶	DSM	POIDS	Top	81.56	0.00	0.00	0.000	815.633	-1338.842
	DSM	POIDS	Bottom	246.01	0.00	0.00	0.000	2460.133	-4027.600
	TERRASSE	POIDS	Top	3179.83	0.00	0.00	0.000	25275.884	-40146.684
	TERRASSE	POIDS	Bottom	4327.91	0.00	0.00	0.000	36496.474	-54920.651
	E4	POIDS	Top	7027.53	0.00	0.00	0.000	57794.387	-88156.680
	E4	POIDS	Bottom	8236.93	0.00	0.00	0.000	69137.782	-103687.987
	E3	POIDS	Top	10936.55	0.00	0.00	0.000	90435.694	-136924.016
	E3	POIDS	Bottom	12145.95	0.00	0.00	0.000	101779.090	-152455.322
	E2	POIDS	Top	14845.57	0.00	0.00	0.000	123077.002	-185691.352
	E2	POIDS	Bottom	16054.97	0.00	0.00	0.000	134420.397	-201222.658
	E1	POIDS	Top	18812.06	0.00	0.00	0.000	156942.388	-235154.877
	E1	POIDS	Bottom	20021.46	0.00	0.00	0.000	168285.783	-250686.184
	RDC	POIDS	Top	22783.28	0.00	0.00	0.000	190294.013	-284676.788
	RDC	POIDS	Bottom	24511.52	0.00	0.00	0.000	207114.669	-306888.814
	SS	POIDS	Top	27079.58	0.00	0.00	0.000	227602.461	-338487.359
	SS	POIDS	Bottom	30617.26	0.00	0.00	0.000	256619.900	-383045.938

OK

Tableau IV.3.3.1 Valeur du poids total de la structure

On choisit la valeur indiquée pour S-Sol _ Bottom

Donc : $W_t = 30617.26 \text{ kN}$

Étude de contreventement et calcul du coefficient de comportement R

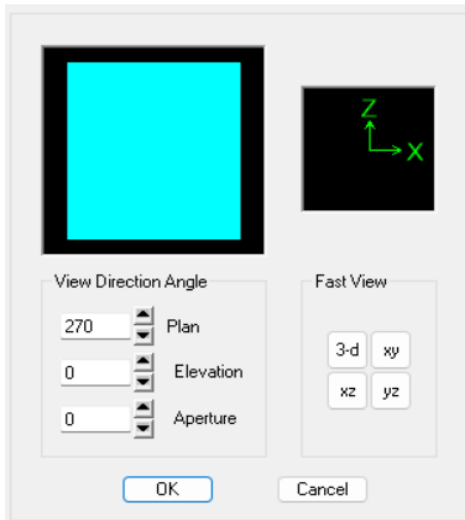
Dans cette étape, on doit déterminer les pourcentages relatifs aux charges horizontales et verticales reprises par les voiles et les poteaux afin de justifier la valeur de R à considérer.

Les efforts horizontaux repris par le système de contreventement sont donnés par ETABS en suivant les étapes ci-après :

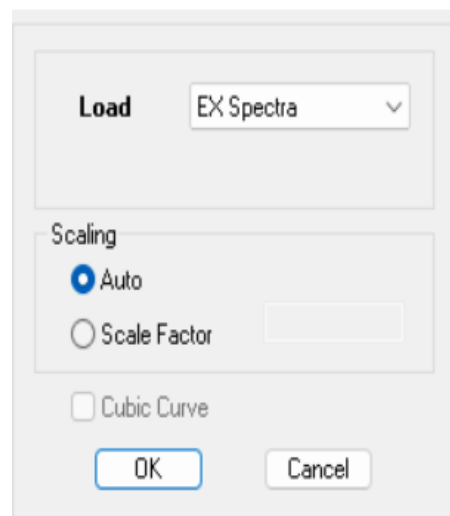
View → **set 3D view** → une fenêtre apparait on sélectionne **XZ** et on met **0** pour Aperture.

Ensuite → **display** → **show deformed shape** → on sélectionne la combinaison **EX**

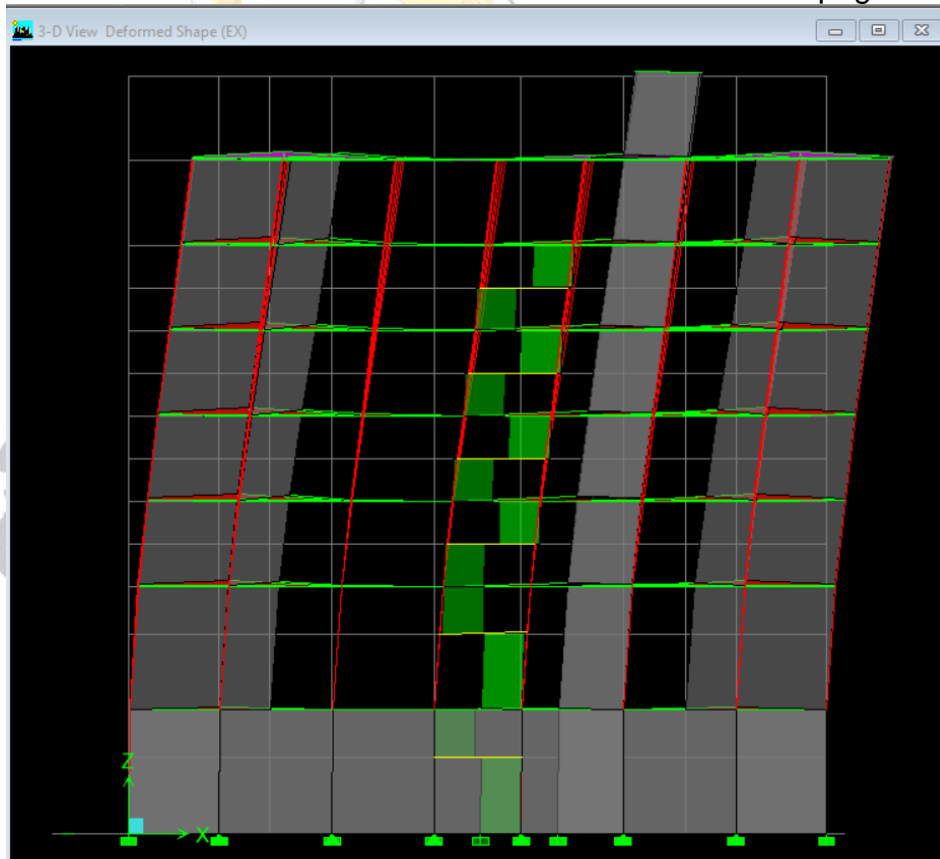
Set 3D View



Deformed Shape



Ensuite : **draw** → **draw section cut** → On dessine une ligne horizontale coupant les éléments de la structure à la base comme suit et on obtient cette fenêtre accompagnée en bas



Pour avoir les efforts repris par les portiques on décoche : **Floors Beams Braces Columns Ramps** et on clic sur **refresh** on aura une nouvelle valeur dans force case 1 ainsi :

Les charges horizontales :
Sens X-X :

Section Cut Stresses & Forces

Section Cutting Line Projected Coordinates

	X	Y
Start Point	-1.5362	5.5209
End Point	26.2812	5.5658

Resultant Force Location and Angle

	X	Y	Z	Angle
	12.3725	5.5433	0.	0.0926

Include Floors Beams Braces Columns Walls Ramps

Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	2234.0081	58.9439	2.394E-09	2234.0081	58.9439	2.289E-09
Moment	1120.2247	41234.971	10478.1791	1120.2247	41234.971	10478.1791

Close Refresh

Section Cut Stresses & Forces

Section Cutting Line Projected Coordinates

	X	Y
Start Point	-1.5362	5.5209
End Point	26.2812	5.5658

Resultant Force Location and Angle

	X	Y	Z	Angle
	12.3725	5.5433	0.	0.0926

Include Floors Beams Braces Columns Walls Ramps

Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	1378.5828	56.7478	111.0681	1378.5828	56.7478	111.0681
Moment	557.0899	44187.405	4515.5168	557.0899	44187.405	4515.5168

Close Refresh

On a : 2234.0081 → 100%
1378.5828 → X

Avec :
X : Étant le % des efforts repris par les voiles

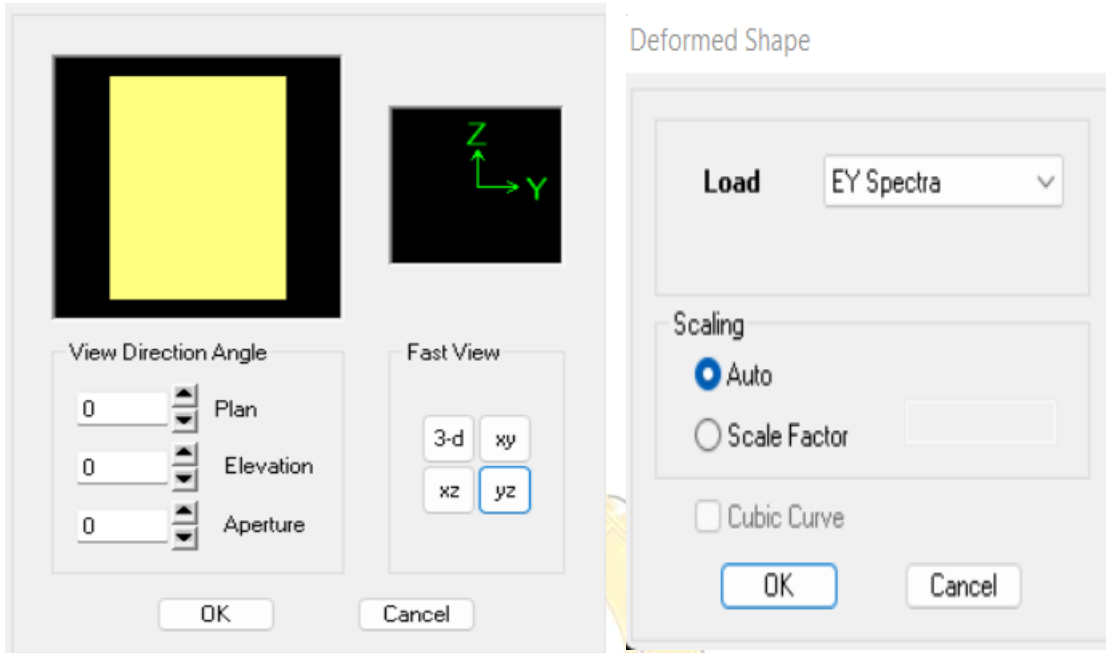
$$X = \frac{1378.5828 \times 100}{2234.0081} = 61.70\%$$

Donc : Effort repris par les voiles=61.70%
Effort repris par les portiques= 38.30%

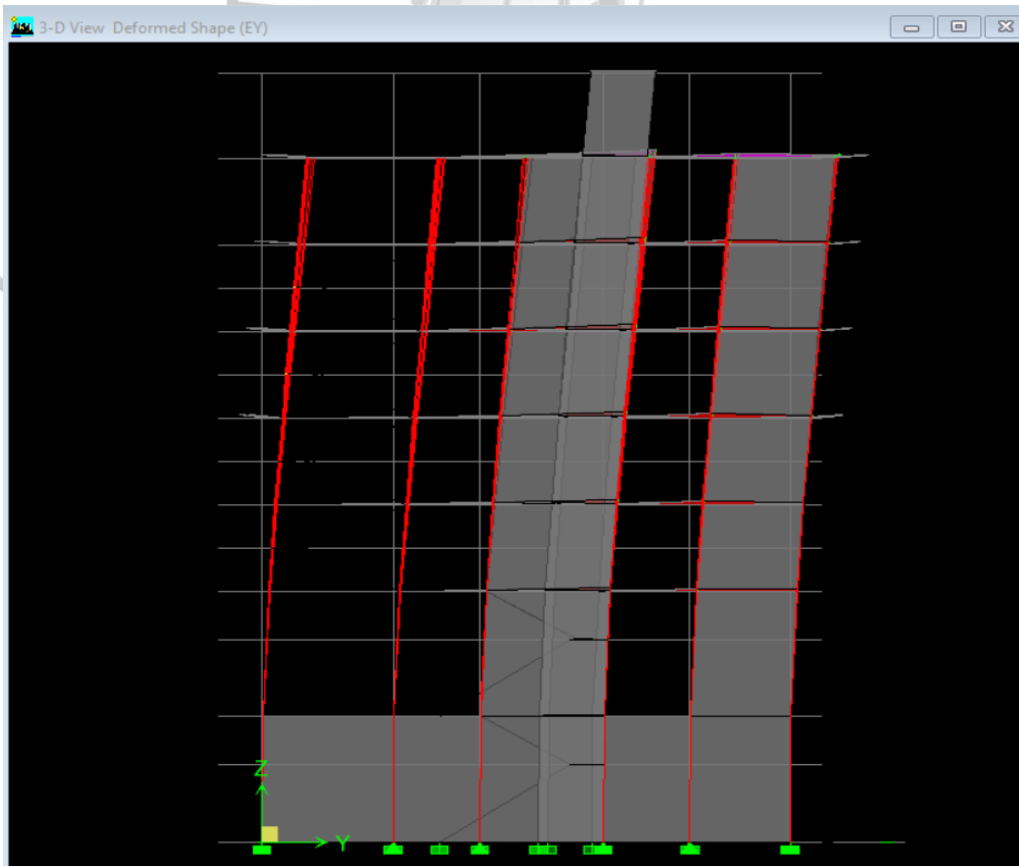
View → set 3D view → une fenêtre apparait on sélectionne YZ et on met 0 pour Aperture.

Ensuite →display →show
deformed shape → on sélectionne la combinaison EY

Set 3D View



Ensuite : **draw** →**draw section cut** → On dessine une ligne horizontale coupant les éléments de la structure à la base comme suit et on obtient cette fenêtre accompagnée en bas



Pour avoir les efforts repris par les portiques on décoche : **Floors Beams Braces Columns Ramps** et on clic sur **refresh** on aura une nouvelle valeur dans force case 2 ainsi :

Sens Y-Y :

Section Cut Stresses & Forces

Section Cutting Line Projected Coordinates

	X	Y
Start Point	21.8767	6.15
End Point	-1.8512	6.15

Resultant Force Location and Angle

	X	Y	Z	Angle
	10.0128	6.15	0.	180.

Include

Floors Beams Braces Columns Walls Ramps

Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	98.1688	2239.193	1214.9066	98.1688	2239.193	1214.9066
Moment	16168.9345	5153.3327	8457.8038	16168.9345	5153.3327	8457.8038

Close Refresh

Close Refresh

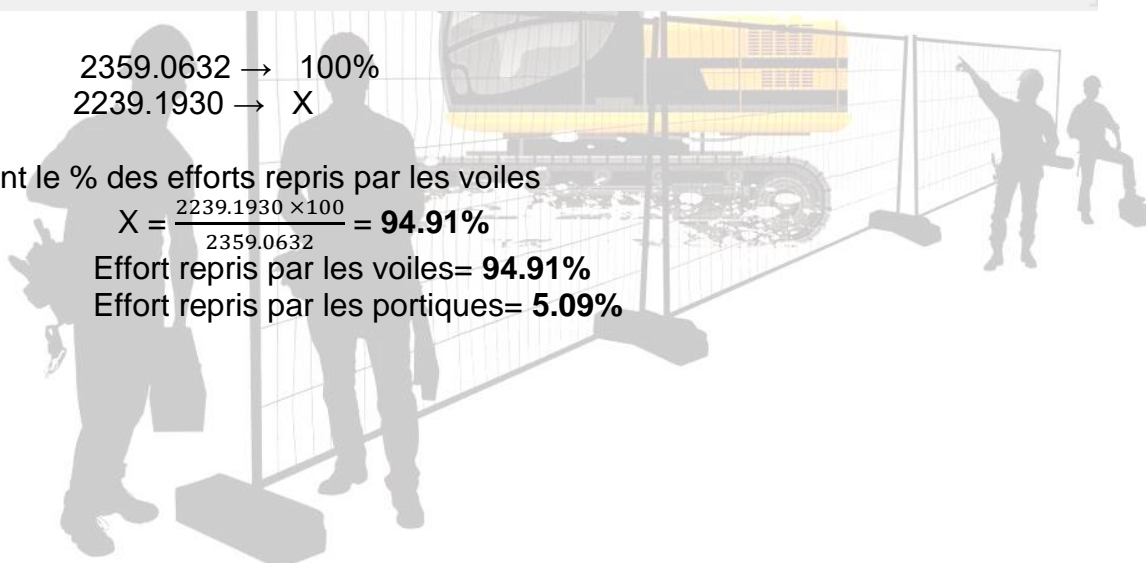
On a : 2359.0632 → 100%
2239.1930 → X

Avec :

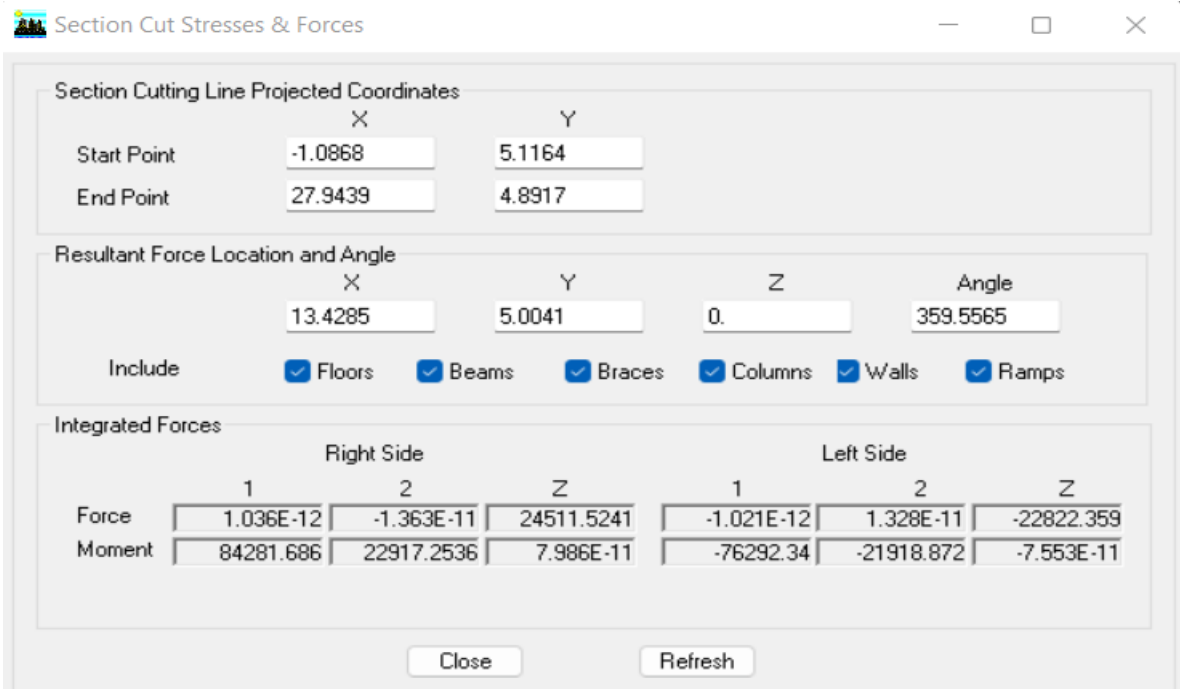
X : Étant le % des efforts repris par les voiles

$$X = \frac{2239.1930 \times 100}{2359.0632} = 94.91\%$$

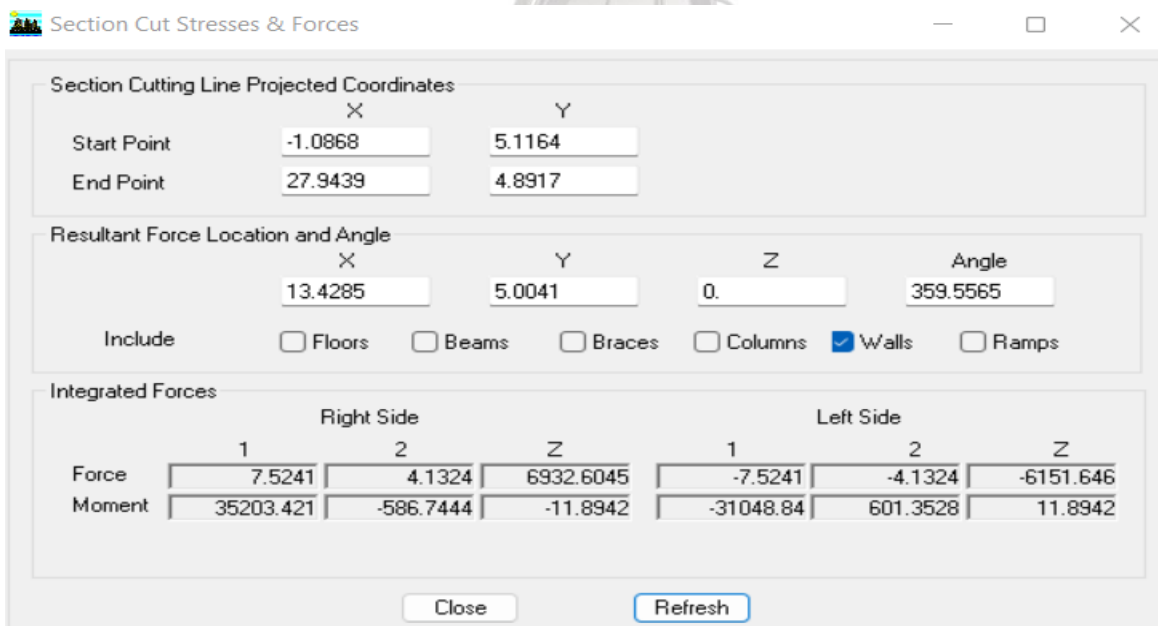
Donc : Effort repris par les voiles= 94.91%
Effort repris par les portiques= 5.09%



Les Charges verticales :



Pour avoir les efforts repris par les portiques on décoche : **Floors Beams Braces Columns Ramps** et on clic sur refresh on aura une nouvelle valeur dans force case Z



On a : 24511.5241 → 100%
6932.6045 → X

Avec :

X : Étant le % des efforts repris par les voiles

$$X = \frac{6932.6045 \times 100}{24511.5241} = \mathbf{28.28\%}$$

Donc : Effort repris par les voiles= **28.28%**
Effort repris par les portiques= **71.72%**

Selon les résultats trouvés et le tableau 4.3 du RPA 99 version 2003 :

Cat	Description du système de contreventement (voir chapitre III § 3.4)	Valeur de R
A	Béton armé	
1a	Portiques autostables sans remplissages en maçonnerie rigide	5
1b	Portiques autostables avec remplissages en maçonnerie rigide	3,5
2	Voiles porteurs	3,5
3	Noyau	3,5
4a	Mixte portiques/voiles avec interaction	5
4b	Portiques contreventés par des voiles	4
5	Console verticale à masses réparties	2
6	Pendule inverse	2

Figure IV.3.3.3 : Valeurs du coefficient de comportement R

Selon les résultats trouvés, on remarque que la majorité des efforts verticaux sont repris par les voiles $\geq 20\%$

D'après l'article 3.4 du RPA 99 version 2003, qui classe les systèmes de contreventement, pour le cas de notre structure on prend le système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé; dont le coefficient de comportement **R=3.5**

IV.3.4 Résultante des forces sismiques de calcul (4.3.6 RPA 2003) [1]

D'après l'article : La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenues par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée

Calcul de la force sismique totale V (Article 4.2.3) :

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

A : coefficient d'accélération de zone, dépend de deux paramètres :

- Groupe d'usage 2
 - Zone sismique IIa
- } \Rightarrow **A = 0,15** (Annexe1 ; Tab 4.1 RPA99)

D : facteur d'amplification dynamique

R : coefficient de comportement global de la structure (R=3.5)

Q : facteur de qualité.

W_t : poids total de la structure, donné par logiciel ETABS $W_t = 30617.26$ kN

Calcul de facteur d'amplification dynamique(D) :

Le facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure T .

Il est donné par la (Article 4.2.3 RPA 99 / 2003) formule 4.2

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

T_2 : période caractéristique associée à la catégorie du site et donnée par le (tableau 4.7.RPA99 version2003) Site 3 : $\longrightarrow T_2 = 0,5 s$

Dans notre cas :

$T_{etabs} = 0,5386s$

$T_2 = 0.5s \leq T_{etabs} = 0.5386s \leq 3s \longrightarrow D = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}}$

Le facteur de correction d'amortissement(η) est donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{\bar{\gamma}}{2 + \varepsilon}} \geq 0.7$$

ξ (%):est le coefficient d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages, il est donné par le (tableau 4.2. RPA99version2003)

Nous avons un contreventement par voiles donc on prend $\varepsilon = 10$

$\eta = \sqrt{\frac{\bar{\gamma}}{2+10}} \geq 0.7 \longrightarrow \eta = 0.76 \geq 0.7$

$\eta = 0.76 > 0.7 \longrightarrow$ **Condition vérifiée.**

D'où :

$$D = 2.5 \times 0.76 \left(\frac{0.5}{0.5386}\right)^{\frac{2}{3}} = 1.80$$

Détermination du facteur de qualité :

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

- La redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent.
- La régularité en plan et en élévation.
- La qualité du contrôle de la construction.

La valeur de Q est déterminée par la formule : $Q = 1 + \sum P_k = 1 + 0.2 = 1.2$

Finalement : La force sismique totale V est égale à :

$$V = \frac{0.15 \times 1.80 \times 1.2}{3.5} \times 30617.26 = 2834.28KN$$

Détermination de l'effort tranchant par ETABS :

Pour déterminer la valeur de l'effort tranchant par le logiciel, on suit les étapes suivantes :

- Display** \rightarrow **Show tables** \rightarrow on selection **Building Output** \rightarrow **Table: Story Shears**
- \rightarrow on choisit **EX spectra** et **EY spectra**

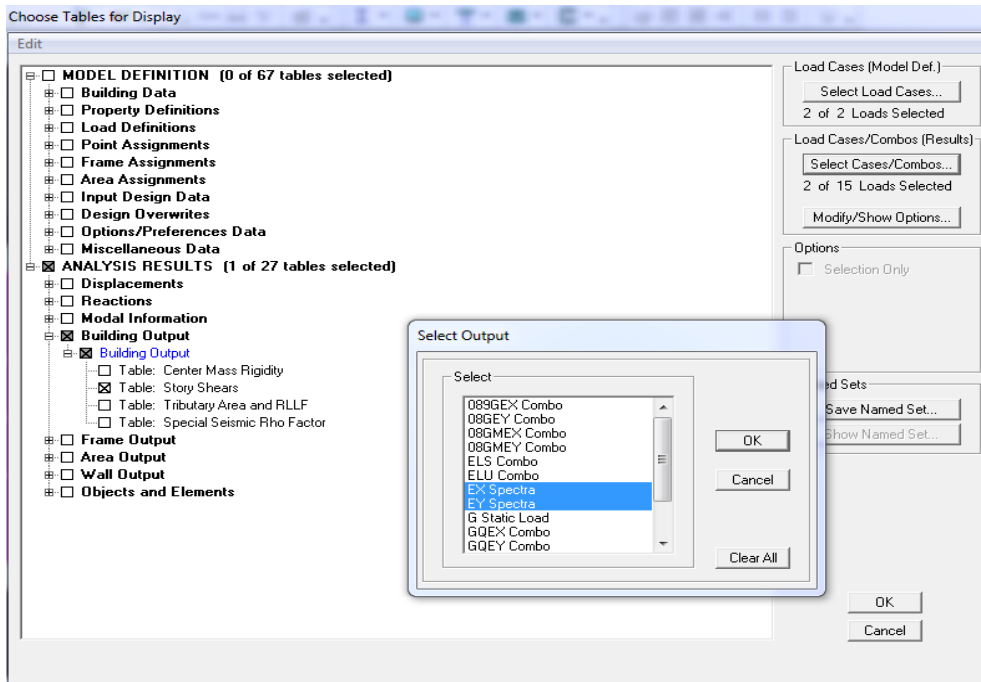


Figure IV.3.4.1 : Méthode d'affichage des valeurs de l'effort sismique sur le logiciel ETABS.

Story Shears

Edit View

	Story	Load	Loc	P	VX	VY
	DSM	EX	Top	0.00	52.86	7.63
	DSM	EX	Bottom	0.00	52.86	7.63
	DSM	EY	Top	0.00	2.03	53.81
	DSM	EY	Bottom	0.00	2.03	53.81
	TERRASSE	EX	Top	0.00	703.28	20.43
	TERRASSE	EX	Bottom	0.00	703.28	20.43
	TERRASSE	EY	Top	0.00	16.61	751.16
	TERRASSE	EY	Bottom	0.00	16.61	751.16
	E4	EX	Top	0.00	1195.93	32.78
	E4	EX	Bottom	0.00	1200.18	32.85
	E4	EY	Top	0.00	30.43	1257.73
	E4	EY	Bottom	0.00	30.67	1262.21
	E3	EX	Top	0.00	1570.89	45.79
	E3	EX	Bottom	0.00	1574.27	45.95
	E3	EY	Top	0.00	42.00	1641.50
	E3	EY	Bottom	0.00	42.19	1644.94
	E2	EX	Top	0.00	1860.21	52.10
	E2	EX	Bottom	0.00	1862.70	52.18
	E2	EY	Top	0.00	50.64	1939.01
	E2	EY	Bottom	0.00	50.76	1941.70
	E1	EX	Top	0.00	2079.24	58.22
	E1	EX	Bottom	0.00	2081.12	58.24
	E1	EY	Top	0.00	56.39	2173.78
	E1	EY	Bottom	0.00	56.46	2175.83
	RDC	EX	Top	0.00	2232.20	60.30
	RDC	EX	Bottom	0.00	2233.97	60.40
	RDC	EY	Top	0.00	59.82	2357.37
	RDC	EY	Bottom	0.00	59.86	2359.06
	SS	EX	Top	0.00	2293.31	60.78
	SS	EX	Bottom	0.00	2294.71	60.93
	SS	EY	Top	0.00	60.80	2467.67
	SS	EY	Bottom	0.00	60.93	2469.34

Tableau IV.3.4.1 : Efforts tranchants à la base donnés par ETABS

On choisit la valeur maximale dans chaque sens :

$$V_x = 2294.71 \text{ kN}$$

$$V_y = 2469.34 \text{ kN}$$

Tableau IV.3.4.2 : Comparaison des résultats des forces sismiques

	V_{MSE} (KN)	$0.8V_{MSE}$ (KN)	V_{ETABS} (KN)	$V_{ETABS} > 0.8V_{MSE}$
Sens (x-x)	2834.28	2267.42	2294.71	Condition vérifiée
Sens (y-y)	2834.28	2267.42	2469.34	Condition vérifiée

IV.3.5 Justification vis-à-vis des déformations (Art 5.10 du RPA 99/2003) [1]

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, sont tels que calculés selon le **paragraphe 4.2.10 du RPA 99 version 2003**. Ils ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage.

Le déplacement horizontal à chaque niveau k « δ_k » de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_k = R \delta_{ek} : \quad (\text{RPA 99 version 2003, formule 4-19})$$

δ_{ek} déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion)

R coefficient de comportement

Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} \quad (\text{formule 4-20 de RPA 99}).$$

δ_{kx} déplacement longitudinal d'un niveau « i » par rapport à la base de la structure

δ_{ky} déplacement transversal d'un niveau « i » par rapport à la base de la structure

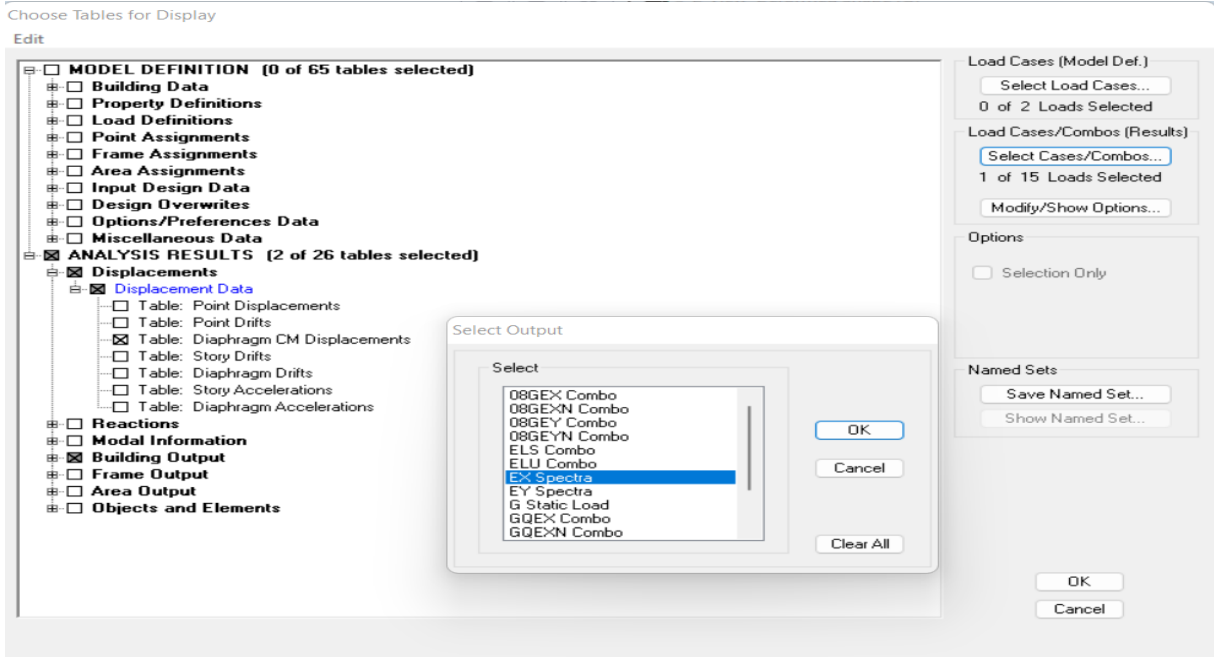
H_e hauteur de l'étage courant

➤ **Dans le sens longitudinal**

Pour déterminer les valeurs des déplacements relatifs dans le sens longitudinal par le logiciel, on suit les étapes suivantes :

Display → Show Tables

→ ANALYSIS RESULTS → Displacement Data → table : Diaphragm CM displacement Puis on définit la combinaison Ex on cliquant sur : **Select Cases/Combos**



→ 2 fois sur **OK**

Diaphragm CM Displacements

Edit View

	Story	Diaphragm	Load	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ
▶	DSM	D8	EX	0.0138	0.0005	0.0000	0.00000	0.00000	0.00015
	TERRASSE	D7	EX	0.0115	0.0003	0.0000	0.00000	0.00000	0.00015
	E4	D6	EX	0.0095	0.0002	0.0000	0.00000	0.00000	0.00012
	E3	D5	EX	0.0074	0.0002	0.0000	0.00000	0.00000	0.00009
	E2	D4	EX	0.0053	0.0001	0.0000	0.00000	0.00000	0.00006
	E1	D3	EX	0.0033	0.0001	0.0000	0.00000	0.00000	0.00003
	RDC	D2	EX	0.0016	0.0000	0.0000	0.00000	0.00000	0.00001
	SS	D1	EX	0.0001	0.0000	0.0000	0.00000	0.00000	0.00000
	BASE	D1	EX	0.0000	0.0000	0.0000	0.00000	0.00000	0.00000

➤ **Dans le sens transversal**

De même, pour le sens transversal, on remplace seulement la combinaison Ex par Ey en cliquant sur : **Select cases/combos** → 2 fois sur **OK**

Diaphragm CM Displacements

Edit View

	Story	Diaphragm	Load	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ
▶	DSM	D8	EY	0.0005	0.0084	0.0000	0.00000	0.00000	0.00012
	TERRASSE	D7	EY	0.0003	0.0070	0.0000	0.00000	0.00000	0.00012
	E4	D6	EY	0.0003	0.0058	0.0000	0.00000	0.00000	0.00009
	E3	D5	EY	0.0002	0.0045	0.0000	0.00000	0.00000	0.00007
	E2	D4	EY	0.0001	0.0032	0.0000	0.00000	0.00000	0.00005
	E1	D3	EY	0.0001	0.0020	0.0000	0.00000	0.00000	0.00003
	RDC	D2	EY	0.0000	0.0010	0.0000	0.00000	0.00000	0.00002
	SS	D1	EY	0.0000	0.0001	0.0000	0.00000	0.00000	0.00000
	BASE	D1	EY	0.0000	0.0000	0.0000	0.00000	0.00000	0.00000

Tableau IV.3.5.1 : Les résultats du calcul avec la combinaison Ex :

Story	Diaphragm	Load	δ_{ek}	R	$\delta_k=R\delta_{ek}$	$\Delta_x=\delta_k-\delta_{k-1}$	1%He	conclusion
DSM	D8	EX	0,0138	3.5	0,0483	0.00805	0.0299	CV
Terrasse	D7	EX	0,0115	3.5	0.04025	0.007	0.0306	CV
ETAGE 4	D6	EX	0,0095	3.5	0.03325	0.00735	0.0306	CV
ETAGE 3	D5	EX	0,0074	3.5	0.0259	0.00735	0.0306	CV
ETAGE 2	D4	EX	0,0053	3.5	0.01855	0.007	0.0306	CV
ETAGE 1	D3	EX	0,0033	3.5	0.01155	0.00595	0.0306	CV
RDC	D2	EX	0,0016	3.5	0.0056	0.00525	0.0442	CV
Sous Sol	D1	EX	0,0001	3.5	0.00035	0,00035	0.0442	CV

Tableau IV.3.5.2 : Les résultats du calcul avec la combinaison Ey :

Story	Diaphragm	Load	δ_{ek}	R	$\delta_k=R\delta_{ek}$	$\Delta_x=\delta_k-\delta_{k-1}$	1%He	conclusion
DSM	D8	EY	0,0084	3.5	0.0294	0.0049	0.0299	CV
Terrasse	D7	EY	0,0070	3.5	0.0245	0.0042	0.0306	CV
ETAGE 4	D6	EY	0,0058	3.5	0.0203	0.00455	0.0306	CV
ETAGE 3	D5	EY	0,0045	3.5	0.01575	0.00455	0.0306	CV
ETAGE 2	D4	EY	0,0032	3.5	0.0112	0.0042	0.0306	CV
ETAGE 1	D3	EY	0,0020	3.5	0.007	0.0035	0.0306	CV
RDC	D2	EY	0,0010	3.5	0.0035	0.00315	0.0442	CV
Sous Sol	D1	EY	0,0001	3.5	0.00035	0,00035	0.0442	CV

Conclusion :

Après vérification, on constate que les exigences de l'article 5.10 RPA99/2003 sont satisfaites.

IV.3.6 Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ (Article 5.9 du RPA 99/2003)

[1] :

L'effet P-Delta est un effet de second ordre (non-linéaire) qui se produit dans chaque structure où les éléments sont soumis à des charges axiales. Cet effet est étroitement lié à la valeur de la force axiale appliquée (P) et au déplacement « Delta » (Δ).

$$\theta_k = \frac{P_k \Delta_k}{V_k h_k} < 0.1$$

Avec P_k poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau « k »

V_k effort tranchant d'étage au niveau « k ».

Δ_k déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».

h_k hauteur de l'étage « k »

On a :

- Si $\theta_k < 0.10$: les effets du 2^{ème} ordre sont négligés.
- Si $0.10 < \theta_k < 0.20$: il faut augmenter les effets calculés de l'action sismique par un facteur égale à $1/(1 - \theta_k)$.
- Si $\theta_k > 0.20$: la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

L'évaluation de cet effet du 2^{ème} ordre suivant les 2 sens (x-x) et (y-y) est résumée dans le tableau ci-après.

Tableau IV.3.6: Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ

Story	poids	Sens x-x (sous Ex)				Sens y-y (sous Ey)			
		Δ _{kx} [m]	V _x [kN]	V _x x h	Θ _x	Δ _{ky} [m]	V _y [kN]	V _y x h	Θ _y
DSM	246.01	0,00805	52.86	158.05	0.012	0,0049	53.81	160.891	0.0074
Terrasse	4327.53	0,007	703.28	2152.036	0.014	0,0042	751.16	2298.549	0.0079
ÉTAGE 4	8236.93	0,00735	1200.18	3672.550	0.016	0,00455	1262.21	3862.362	0.0097
ÉTAGE 3	12145.95	0,00735	1574.27	4817.266	0.018	0,00455	1644.94	5033.516	0.010
ÉTAGE 2	16054.97	0,007	1862.70	5699.86	0.019	0,0042	1941.70	5941.602	0.011
ÉTAGE 1	20021.46	0,00595	2081.12	6368.227	0.017	0,0035	2175.83	6658.039	0.010

RDC	24511.52	0,00525	2233.97	9874.147	0.013	0,00315	2359.06	10427.045	0.0074
Sous Sol	30617.26	0,00035	2294.71	10142.618	0.001	0,00035	2469.34	10914.482	0.0009

Conclusion

L'effet du second ordre peut être négligé dans notre cas car la condition est satisfaite à tous les niveaux : $\Theta \leq 0,1$.

IV.3.7 Vérification vis-à-vis des sollicitations normales (Art 7.4.3.1 du RPA99/2003)[1] :

L'effort normal de compression de calcul (Effort normal réduit) est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{b_c \cdot f_{cj}} \leq 0.3$$

Où :

N_d : Effort normal de calcul (Sous sollicitations d'ensemble dues au séisme) s'exerçant sur une section de béton (Tirer d'ETABS).

b_c : Aire (Section brute) de cette dernière.

f_{cj} : Résistance caractéristique du béton.

D'où :

En sélectionnant les combinaisons d'actions sismiques « G + Q ± E » et « 0.8G ± E » :

Tableau IV.3.7: Vérifications sous sollicitations normales (Effort normal réduit).

Sections [cm ²]	normal N_d [kN]	v	Observations
30x30	405.01	0.18	Condition vérifiée
35x35	768.53	0.25	Condition vérifiée

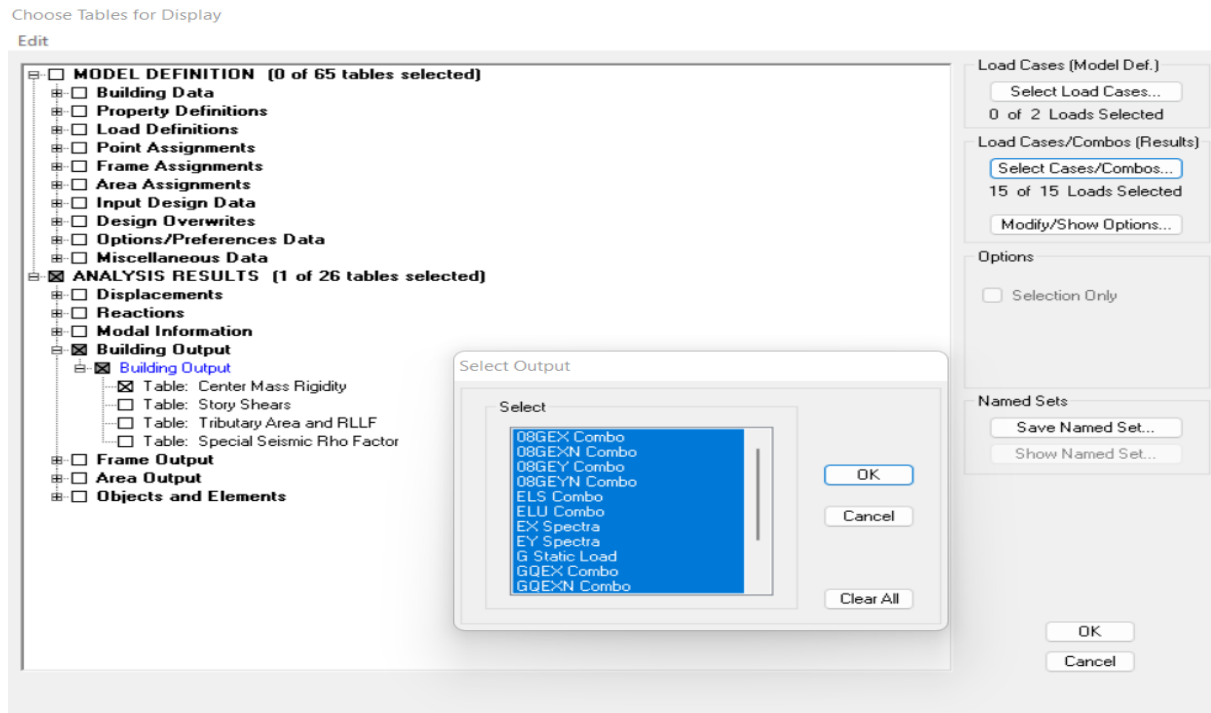
IV.3.8 Vérification de l'excentricité :

D'après le RPA99/version 2003 (article 4.3.7), dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle (additionnelle) égale $\pm 0.05 L$, (L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

Dans cette étape, on doit vérifier l'écartement du centre de torsion par rapport au centre de gravité et le comparer à la valeur 5% de la longueur de la construction et cela dans les deux sens. Pour cela, on procède de la manière suivante :

Display → **show tables** → **ANALYSIS RESULTS** → **building output**

Puis on définit toutes les combinaisons en cliquant sur :
Select cases/combos... → OK → OK
 Les résultats s'afficheront comme suit :



Center Mass Rigidity

Edit View

Story	Diaphragme	XCM	YCM	XCR	YCR
SS	D1	12.496	8.333	12.587	8.077
RDC	D2	12.488	8.564	12.762	9.388
E1	D3	12.468	8.619	12.824	8.210
E2	D4	12.474	8.432	12.869	7.643
E3	D5	12.474	8.432	12.894	7.604
E4	D6	12.477	8.444	12.919	7.496
TERRASSE	D7	12.490	8.145	12.923	7.183

On relève les valeurs des coordonnées des deux centres (gravité et torsion) puis on calcule leur écartement tel qu'il est montré sur le tableau suivant :

Tableau IV.3.8: Vérification de l'excentricité

story	XCM	YCM	XCR	YCR	e_x	e_y
S-sol	12.496	8.333	12.587	8.077	0.091	0.256
RDC	12.488	8.564	12.762	9.388	0.274	0.824
ET1	12.468	8.619	12.824	8.210	0.356	0.409

ET2	12.474	8.432	12.869	7.643	0.395	0.789
ET3	12.474	8.432	12.894	7.604	0.420	0.828
ET4	12.477	8.444	12.919	7.496	0.442	0.948
TERRASSE	12.490	8.145	12.923	7.183	0.433	0.962

$$e_x = |X_{CM} - X_{CR}|$$

$$e_y = |Y_{CM} - Y_{CR}|$$

Comparaison des résultats :

Sens longitudinal

$$5\%L_x \geq e_x \longrightarrow 0,05 \times 25 = 1,25 > 0,442 \text{ condition vérifiée}$$

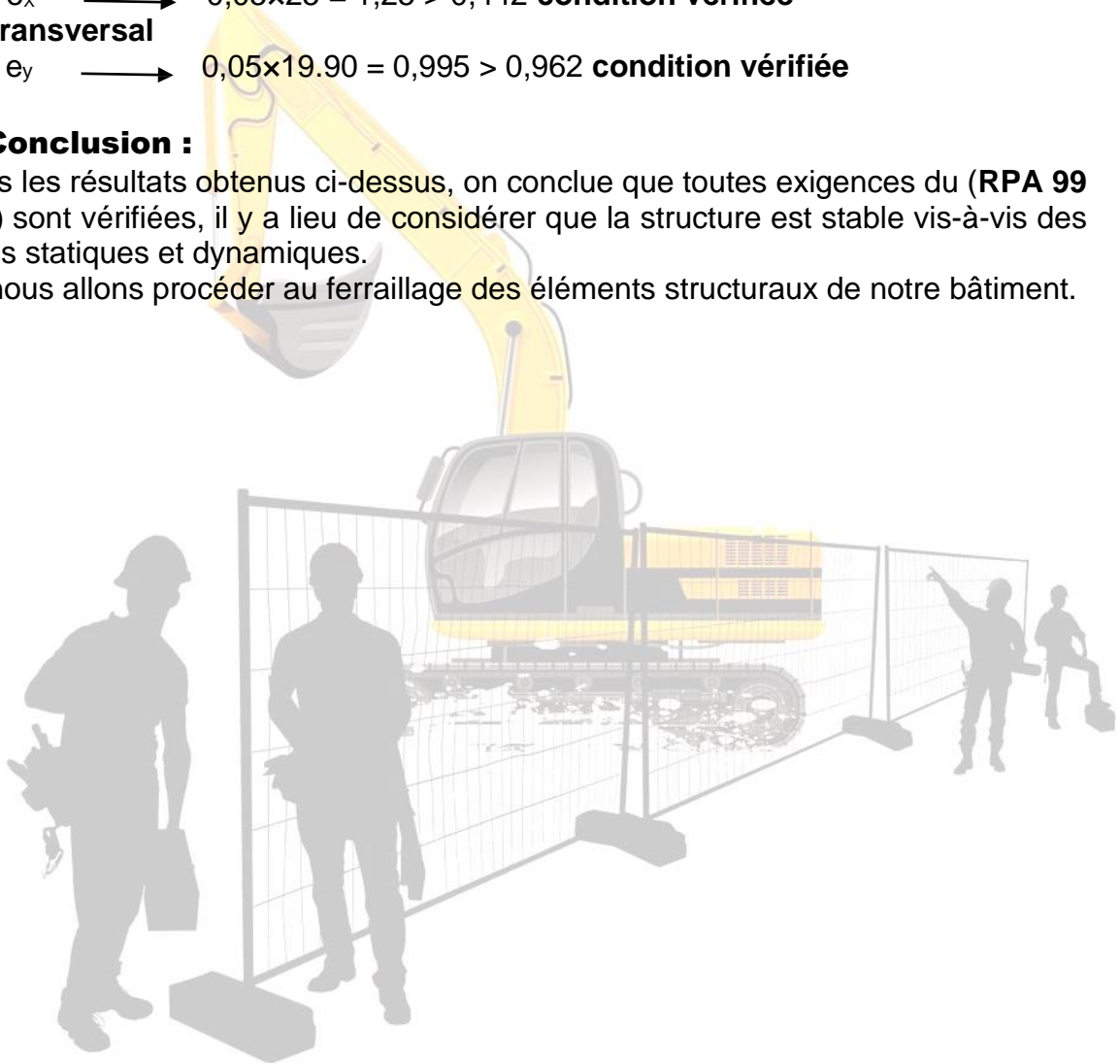
Sens transversal

$$5\%L_y \geq e_y \longrightarrow 0,05 \times 19,90 = 0,995 > 0,962 \text{ condition vérifiée}$$

IV.4 Conclusion :

D'après les résultats obtenus ci-dessus, on conclue que toutes exigences du (**RPA 99 / 2003**) sont vérifiées, il y a lieu de considérer que la structure est stable vis-à-vis des charges statiques et dynamiques.

Donc nous allons procéder au ferrailage des éléments structuraux de notre bâtiment.





Chapitre 05 : Ferrailage des Elé- ments Structuraux.

V. Introduction :

Ce chapitre est l'objectif principal de toute notre étude et dans lequel nous allons déterminer les sections d'armatures nécessaires dans chaque élément sous la sollicitation la plus défavorable issue du chapitre précédent (modélisation).

Notre structure dans sa globalité est constituée de trois types d'éléments structuraux qui sont: les poutres soumises à la flexion simple dans un plan, les poteaux soumis à la flexion composée dans les deux plans, et les voiles soumis à la flexion composée dans un seul plan.

V.1 Ferrailage des poteaux :

Les poteaux sont des éléments linéaires verticaux non-exposés aux intempéries et sollicités par des efforts normaux, tranchants ainsi que des moments fléchissant, ils sont calculés à l'état limite ultime et au séisme, selon la combinaison la plus défavorable puis vérifiés à L'ELS en flexion composée et en considérant un état de fissuration non préjudiciable, le calcul est effectué en considérant les efforts et moments fléchissant suivantes :

- Effort normal maximal et le moment correspondant.
- Effort normal minimal et le moment correspondant.
- Moment fléchissant maximal et l'effort normal correspondant

V.1.1 Combinaisons de calcul :

Combinaisons de charges suivant le règlement BAEL91/modifiée99 :

D'après le règlement **BAEL91**, le ferrailage se calcule suivant des situations, auxquelles on fait correspondre des combinaisons de charges, nous citons :

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

Combinaisons des charges suivant le règlement RPA99/ modifié 2003 :

L'action sismique est considérée comme une action accidentelle au sens de la philosophie de calcul aux états limite. Les combinaisons d'actions à considérer pour la détermination des sollicitations de calcul sont :

$$\begin{cases} G + Q + E \\ G + Q - E \\ 0.8G + E \\ 0.8G - E \end{cases}$$

Pour les calculs on utilisera les caractéristiques suivant des matériaux :

Tableau V. 1.1 : Caractéristiques mécaniques des matériaux

Situation	Béton			Acier		
	γ_b	f_{c28} (MPa)	f_{bu} (MPa)	γ_s	Fe (MPa)	σ_s (MPa)
Durable	1.5	25	14.2	1.15	400	348
Accidentelle	1.15	25	18.48	1	400	400

Recommandation du RPA(Art 7.4.2.1 RPA 99/ version 2003) :

Armatures longitudinales

D'après le RPA99/version 2003 (Art 7.4.2), les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets. Leur pourcentage en zone sismique IIa est limité à :

- Le pourcentage minimal est de **0.8%** de la section du poteau.
- Le pourcentage maximal est de **4%** en zone courante et **6%** en zone de recouvrement.

Section des poteaux(cm ²)	Pourcentage		
	Minimal $A_{min} = 0,8\% b \times h$ (Cm ²)	Maximal Zone de recouvrement $A_{max}=0,06 \times b \times h$ (cm ²)	Zone courante $A_{max} = 0,04 \times b \times h$ (cm ²)
35x35	9.8	73.5	49
30x30	7.2	54	36

Tableau V.1.2 : Récapitulatif des sections d'acier recommandées par RPA

- Le diamètre minimum est de 12mm.
- La longueur minimale de recouvrement est de 40∅ en zone IIa.
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25cm en zone IIa.

V.1.2 La méthode de calcul :

En flexion composée, l'effort normal est un effort de compression ou de traction et le moment qu'il engendre est un moment de flexion, ce qui nous conduit à étudier trois cas :

- Section entièrement tendue (SET).
- Section partiellement comprimée (SPC).
- Section entièrement comprimée (SEC).

Section entièrement tendue :

La section est dite entièrement tendue si :

- **N** : effort normal de traction.
- **C** : le centre de pression se trouve entre les armatures.
- $e_u = \frac{M_u}{N_u} \leq (\frac{h}{2} - c)$ (Distance entre le centre de pression (C) et le centre de gravité

(G))

Les sections d'armatures sont :

$$\left\{ \begin{array}{l} A_i = \frac{N_u \cdot g}{(d-c') \left(\frac{f_e}{\gamma_s}\right)} \\ A_s = \left(N_u \frac{\gamma_s}{f_e}\right) - A_i \end{array} \right. \quad \text{avec : } g = \frac{h}{2} + c + e_u$$

Section partiellement comprimée (SPC) :

La section est dite partiellement comprimée si :

- **N** (traction)
- C'est situé à l'extérieure de l'intervalle limité par les aciers A_i et A_s .
- **N** (compression)
- C est situé à l'extérieure de l'intervalle limité par les aciers A_i et A_s
- $e_u = \frac{M_u}{N_u} \leq (\frac{h}{2} - c)$
- **N** (compression)
- **C** est compris entre les armatures théorique A_i et A_s , avec la condition

Suivante : $N_u(d - c') - M_f \leq (0.337 - 0.81 \frac{c'}{h})bh^2f_{bc}$

Avec : $M_f = N \cdot g$

Deux situations peuvent se présenter :

Situation 1 :

$\mu = \frac{M_f}{bd^2f_{bc}} \geq \mu_l = 0.392 \longrightarrow$ Section doublement armée (SDA)

Les sections d'armatures sont :

$$\begin{cases} A_1 = \frac{\Delta M_f}{(d-c')(\frac{f_e}{\gamma_s})} & \text{avec: } \Delta M_f = M_f - M_l \\ A_2 = \frac{M_l}{\beta d(\frac{f_e}{\gamma_s})} & \text{avec: } M_l = \mu_l bd^2 f_{bc} \end{cases}$$

D'où la section réelle est :

$$\begin{cases} A_s = A_1 = \frac{\Delta M_f}{(d-c')(\frac{f_e}{\gamma_s})} \\ A_i = A_1 - \frac{N_u}{(\frac{f_e}{\gamma_s})} \end{cases}$$

Situation 2 :

$\mu = \frac{M_f}{bd^2f_{bc}} \leq \mu_l = 0.392 \longrightarrow$ Section simplement armée (SSA)

Les sections d'armatures sont :

$$\begin{cases} A_1 = \frac{M_f}{bd(\frac{f_e}{\gamma_s})} \\ A_2 = 0 \end{cases}$$

D'où la section réelle est :

$$\begin{cases} A_s = A_1 - \frac{N_u}{(\frac{f_e}{\gamma_s})} \\ A_i = 0 \end{cases}$$

Section complètement comprimée (SC) :

La section est dite complètement comprimée si :

- **N** : effort normal de compression.
- **C** : le centre de pression se trouve entre les armatures
- $e_u = \frac{M_u}{N_u} \leq (\frac{h}{2} - c)$
- $N_u(d - c') - M_f \leq (0.337 - 0.81 \frac{c'}{h})bh^2f_{bc}$

Deux situations peuvent se présenter :

Situation 1 :



$$(0.5h - c')bhf_{bc} \geq N_u(d - c') - M_f$$

Section doublement armée (SDA)

Les sections d'armatures sont :

$$\begin{cases} A_s = \frac{M_f - (d - 0.5h)bhf_{bc}}{(d - c')\sigma_s} \\ A_i = \frac{N - Bhf_{bc}}{\sigma_s} - A_s \end{cases}$$

Situation 2 :

$$(0.5h - c')bhf_{bc} \leq N_u(d - c') - M_f \longrightarrow \text{Section simplement armée (SSA)}$$

Les sections d'armatures sont :

$$\begin{cases} A_s = \frac{N - \psi bhf_{bc}}{\sigma_s} \text{ avec: } \psi = \frac{0.357 + \frac{N_u(d - c') - M_f}{bh^2 f_{bc}}}{0.8571 - \left(\frac{c'}{h}\right)} \\ A_i = 0 \end{cases}$$

V.1.3 Calcul des armatures longitudinales à l'ELU :

Les efforts internes dans les poteaux :

Les valeurs des efforts dans le sens le plus défavorable sont résumées dans le tableau ci-dessous selon les différentes combinaisons.

Tableau V.1.3.1 : Efforts internes dans les poteaux.

niveau	Section	Sollicitation	Combinaison	N [KN]	M[KN.m]
s-sol RDC Et 1er étage	35x35	$N_{max} - M_{corres}$	ELU	-1192.81	4.04
		$N_{corres} - M_{max}$	G+Q+E	-783.81	56.697
		$N_{min} - M_{corres}$	0.8G+E	558.79	2.30
Etage 2/5	30x30	$N_{max} - M_{corres}$	ELU	-746.39	22.424
		$N_{corres} - M_{max}$	G+Q+E	-23.15	45.126
		$N_{min} - M_{corres}$	0.8G+E	194.7	2.30

Calcul du ferrailage des poteaux avec SOCOTEC :

On introduit les caractéristiques de nos matériaux et nos efforts dans le logiciel

Figure V.1.3 : Caractéristiques et sollicitation de la section.

Cliquons sur l'icône **Résultats** pour extraire nos résultats, Puis la fenêtre suivante s'affiche

Tableau V.1.3.2 : Calcul des armatures pour les poteaux

niveau	Section	Sollicitation	Combinaison	N [KN]	M[KN.m]	Nature	A_i [cm ²]	A_s [cm ²]	A_{min} [cm ²]	ferrailage	$A_{adopté}$ [cm ²]
s-sol RDC et 1er etage	35x35	$N_{max} - M_{corres}$	ELU	-1192.81	4.04	SEC	0	0	9.8	4HA14+4HA12	10.67
		$N_{corres} - M_{max}$	0.8G+E	-783.81	56.697	SPC	2.82	0			
		$N_{min} - M_{corres}$	G+Q+E	558.79	2.30	SEC	0	0			
Etage 2/5	30x30	$N_{max} - M_{corres}$	ELU	-746.39	22.424	SEC	0	0	7.2	8HA12	9.04
		$N_{corres} - M_{max}$	0.8G+E	-23.15	45.126	SPC	4.36	0			
		$N_{min} - M_{corres}$	G+Q+E	194.7	2.30	SEC	0	0			

V.1.4 Armatures transversales (Article 7.4.2.2) [1] :

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho V_u}{h_1 f_e}$$

Avec :

V_u : Effort tranchant de calcul

h_1 : Hauteur totale de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

ρ : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort Tranchant, il est pris égal à 2,50 si l'élançement géométrique λ_g dans la direction considérée est supérieur ou égal à 5 et à 3,75 dans le cas contraire.

S_t : Espacement des armatures transversales dont la valeur est déterminé dans la formule (7.1); Par ailleurs la valeur maximum de cet espacement est fixée comme suit:

Dans la zone nodale : $S_t \leq \text{Min}(10\phi_1, 15\text{cm})$ en zone I et II.

Dans la zone courante : $S_t \leq 15\phi_1$ en zone I et II

Où :

ϕ_1 est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

Zone I : (sous-sol, RDC et 1^{er} étage).

Zone II : (2eme, 3eme, 4eme, terrasse).

➤ **Diamètres des armatures transversales :**

D'après les règles du BAEL91/modifié 99, le diamètre des armatures transversales est au moins égal à la valeur normalisée la plus proche du tiers du diamètre des armatures longitudinales qu'elles maintiennent

$$\phi_t = \frac{\phi_1}{3} = \frac{14}{3} = 4.66\text{mm}$$

Soit : $\phi_t = 8\text{mm}$

Avec : ϕ_1 le plus grand diamètre des armatures longitudinales

Les armatures transversales des poteaux seront encadrées par deux cadres en $\phi = 8\text{mm}$.

Soit $A_t = 2.01\text{cm}^2 = 4\text{HA}8$

➤ **Espacement des armatures transversales.**

Selon le BAEL 91 modifié 99 (Art A8.1.3)

$$S_t \leq \min\{15\phi_1^{\min}; 40\text{cm}; (a + 10)\text{cm}\}$$

$$S_t \leq \min\{15 \times 1.2; 40\text{cm}; (35 + 10)\text{cm}\}$$

$$S_t \leq \min\{18; 40\text{cm}; 45\text{cm}\}$$

$$S_t \leq 18\text{cm} \rightarrow \text{Soit } S_t = 15\text{cm}$$

Selon RPA99 vs 2003 (Art 7.4.2.2)

En zone courante (pour zone IIa) :

$$S_t \leq \{15\phi_1^{\min}\} = 15 \times 1.2 = 18\text{cm}$$

$$S_t \leq 18\text{cm} \rightarrow \text{soit } S_t = 15\text{cm}$$

En zone nodale (pour zone IIa) :

$$S_t \leq \min\{15\text{cm}; 10\phi_1^{\min}\} = \min\{15\text{cm}; 10 \times 1.2\} = 12\text{cm}$$

$$S_t \leq 12\text{cm} \rightarrow \text{Soit } S_t = 10\text{cm}$$

➤ **Vérification de la quantité d'armatures transversales :**

La quantité d'armatures transversales minimale $\frac{A_t}{t.b_1}$ en % est donnée comme suit :

Si $\lambda_g \geq 5 \rightarrow A_t^{min} = 0.3\%St \times b$

Si $\lambda_g \leq 3 \rightarrow A_t^{min} = 0.8\%St \times b$

Si $3 \leq \lambda_g \leq 5 \rightarrow$ Interpoler entre les deux valeurs présidentes.

λ_g est l'élançement géométrique du poteau $\lambda_g = \left(\frac{L_f}{a} \text{ ou } \frac{L_f}{b}\right)$

Avec : a et b, dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée

L_f : Longueur de flambement du poteau $L_f = 0.7h$

h: longueur libre de poteau.

Les résultats se résument dans le tableau suivant :

Tableau V.1.4 : Vérification de la quantité d'armatures transversales

Poteau	Hauteur	L_f	λ_g	A_t^{min}		$A_{adopté}$ e 4HA8	Observation
				Zone Courante $S_t = 15\text{cm}$	zone nodale $S_t = 10\text{cm}$		
35x35	4.42	3.094	8.84	1.575	1.05	2.01	CV
35x35	3.06	2.142	6.12	1.575	1.05	2.01	CV
30x30	3.06	2.142	7.14	1.35	0.9	2.01	CV

➤ **Détermination de la zone nodale**

La zone nodale est constituée par le nœud poutre-poteaux proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent. Les longueurs à prendre en compte de chaque barre sont données dans la figure ci-dessus.

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60\right)$$

$$l' = 2h$$

Avec :

h_e : Hauteur libre d'étage

$(b_1; h_1)$: Dimensions du poteau.

h: Hauteur de la poutre.

Poteaux (35x35) : $h' = 60 \text{ Cm}$

Poteaux (30x30) : $h' = 60 \text{ Cm}$

Poutre principale : $l' = 2 \times 35 = 70\text{Cm}$

Poutre secondaire : $l' = 2 \times 30 = 60\text{Cm}$

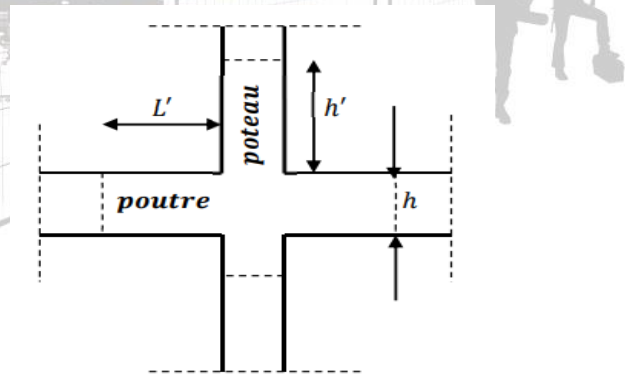


Figure V.1.4 : Zone nodale.

➤ **Longueur minimale des recouvrements**

Selon le RPA : la longueur minimale de recouvrement pour la zone IIa est : $L_r = 40 \times \emptyset$.

$\emptyset = 14\text{mm} \rightarrow L_r = 40 \times 1.4 = 56\text{cm}$

$\emptyset = 12\text{mm} \rightarrow L_r = 40 \times 1.2 = 48\text{cm}$

Longueur d'ancrage : BAEL91 modifié 99 (Art .A.6.1.221).

$$l_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_{su}}$$

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

$$\tau_{su} = 0.6 \times \Psi^2 \times f_{t28}$$

Avec: $\Psi = 1.5$ pour les acier haute adhérence

$$\tau_{su} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1$$

$$\tau_{su} = 2.835 \text{ MPa}$$

$$\text{Pour HA 12 : } l_s = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.32 \text{ Cm}$$

$$\text{Pour HA 14 : } l_s = \frac{1.4 \times 400}{4 \times 2.835} = 49.38 \text{ Cm}$$

V.1.5 Vérification des contraintes tangentielles : RPA99 version 2003 (Art.7.4.3.2).

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton τ_{bu} sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite $\bar{\tau}_{bu}$

$$\tau_{bu} = \frac{T_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28}$$

➤ Selon le RPA :

$$\left\{ \begin{array}{l} \lambda_g \geq 5 \quad d'ou \rho_b = 0.075 \\ \lambda_g < 5 \quad d'ou \rho_b = 0.04 \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \lambda_g \geq 5 \quad d'ou \rho_b = 0.075 \\ \lambda_g < 5 \quad d'ou \rho_b = 0.04 \end{array} \right.$$

$$\lambda_g \geq 5 \rightarrow \rho_d = 0.075$$

$$\bar{\tau}_{bu} = 0.075 \times 25 = 1.875$$

$$\bar{\tau}_{bu} = 1.875$$

Tableau V.1.5 : Vérification des contraintes tangentielle.

Poteau (cm ²)	h _e (m)	b=h (mm)	λ _g ≥ 5	d (mm)	T _u x 10 ³ N	τ _b (MP)	τ̄ _{bu} (MPa)	Observation
35x35	4.42	350	8.84	320	37.95	0.338	1.875	Condition vérifiée
35x35	3.06	350	6.12	320	37.95	0.338	1.875	Condition vérifiée
30x30	3.06	300	7.14	270	31.35	0.387	1.875	Condition vérifiée

V.1.6 Vérification à l'ELS

➤ Condition de non fragilité (Art A.4.2,1 BAEL 91/ Modifié 99)

$$A_{min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} \left[\frac{e_s - 0.455d}{e_s - 0.185d} \right] \quad \text{Avec : } e_s = \frac{M_s}{N_s}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.1.6.1 : Vérification de la condition de non fragilité pour les poteaux

Section (cm ²)	Sollicitation (cm ²)	N _s (kN)	M _s (kN.m)	e _s (m)	h/6	Nature	A _{min} (cm ²)	A _{adop} (cm ²)	Observation
35x35	N _{max} - M _{corres}	-857.97	2.907	0.003	0.0583	SEC	3.33	10.67	vérifiée
	N _{min} - M _{corres}	-43.69	1.234	0.028	0.0583	SEC	3.33		
	N _{corres} - M _{max}	-642.18	-38.9			SEC	3.34		

				0.06 0	0.058 3				
30x30	$N_{max} - M_{corres}$	-541.51	-15.869	0.02 9	0.05	SPC	2.41	9.05	vérifiée
	$N_{min} - M_{corres}$	-2.48	2.398	0.96 6	0.05	SEC	2.74		
	$N_{corres} - M_{max}$	-50.08	18.182	0.36 3	0.05	SPC	2.51		

➤ **État limite d'ouvertures des fissures**

Aucune vérification n'est nécessaire car la fissuration est peu nuisible

➤ **Etat limite de compression du béton : BAEL 91 modifié 99 (Art A.4.5.2).**

Les sections adoptées seront vérifiées à l'ELS ; pour cela on détermine les contraintes max du béton afin de les comparer aux contraintes admissibles.

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

Remarque : Aucune vérification n'est nécessaire pour l'acier (fissuration peu nuisible).

Tableau récapitulatif des vérifications de contraintes calculées en utilisant le logiciel **SOCOTEC**

Tableau V.1.6.2 : vérifications de contraintes

Section (cm ²)	N (kN)	M (kN.m)	σ_{bs} (MPa)	σ_{bi} (MPa)	$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	Observation
35x35	$N_{max} = -857.97$	$M_{cor} = 2.907$	7.41	6.6	15	Condition vérifiée
	$N_{min} = -43.69$	$M_{cor} = 1.234$	0.41	0.3	15	Condition vérifiée
	$N_{cor} = -642.18$	$M_{max} = -38.9$	4.29	0.21	15	Condition vérifiée
30x30	$N_{max} = -541.51$	$M_{cor} = -15.869$	9.54	2.49	15	Condition vérifiée
	$N_{min} = -2.48$	$M_{cor} = 2.398$	0.05	0.01	15	Condition vérifiée
	$N_{cor} = -50.08$	$M_{cor} = 18.182$	9.87	0	15	Condition vérifiée

V.1.7 Conclusion :

Tableau V.1.7 : Le ferrailage final adopté pour les poteaux

Niveaux	Section	A adopté (cm ²)
s-sol, RDC ,1 ^{er} étage	35 x 35	4HA14+4HA12=10.67 cm ²
2, 3, 4, 5eme étage	30 x 30	8HA12=9.05 cm ²

Schéma de ferrailage des poteaux :

Poteaux (35×35) :

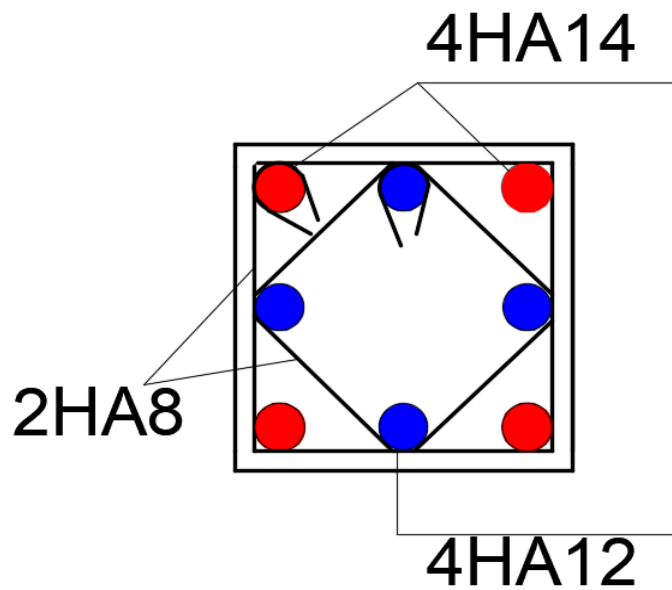


Figure V.1.7.1 : Ferrailage Poteau 35x35.

Poteaux (30×30) :

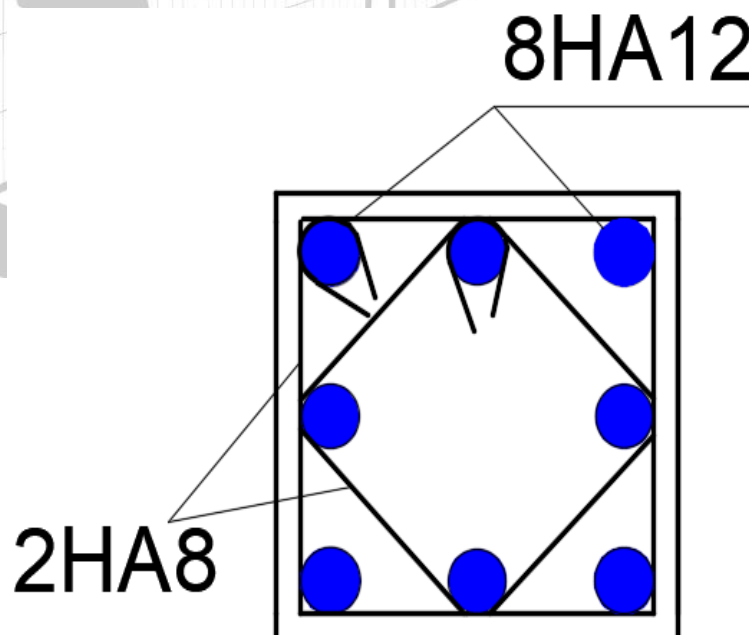


Figure V.1.7.2: Ferrailage Poteau 30x30.

V.2 Ferrailage des poutres :

V.2.1 Introduction

Les poutres sont des éléments non exposés aux intempéries et sollicités par des moments de flexion et des efforts tranchants. Donc le calcul se fera en flexion simple avec les sollicitations les plus défavorables en considérant la fissuration comme étant peu-nuisible.

Les moments et les efforts les plus défavorables sont extraits du logiciel **ETABS** en tenant comptes des combinaisons suivantes

- 1.35 G + 1.5 Q (ELU)
- G + Q ± E selon RPA99
- 0.8 G ± E selon RPA99

Ensuite on fera des vérifications à l'ELS

- G+Q à l'ELS

V.2.2 Recommandations du RPA (Art 7.5.2.1 RPA 99/ version 2003):

➤ Armatures longitudinales :

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5 % en toute section $A_{min} = 0.5\%bh$.

- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

$A_{min} = 4\%bh$ en zone courante.

$A_{min} = 6\%bh$ en zone de recouvrement.

Les calculs sont montrés dans le tableau suivant :

Tableau V.2.2.1 : Section des armatures longitudinales.

	$A_{min} = 0.5\%bh$	$A_{max} = 4\%bh$	$A_{max} = 6\%bh$
Poutres principales (25x35)	4.37	35	52.5
Poutres secondaires (25x30)	3.75	30	45

- La longueur minimale des recouvrements est de : 40ϕ en zone II_a .

- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures, est effectué au niveau des poteaux de rives, il est fait avec des crochets d'angle (**90°**).

- On doit avoir un espacement maximum de 10cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœud.

➤ Armatures transversales : RPA 99/ version 2003 (Art 7.5.2.2).

- La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par

$$A_t = 0,003 \times S_t \times b$$

- L'espacement maximal entre les armatures transversales est données comme suit :

$$S_t = \min \left(\frac{h}{4}, 12 \Phi_t \right) \rightarrow \text{en zone nodale.}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} \rightarrow \text{en dehors de la zone nodale.}$$

Φ_l : Le plus petit diamètre utilisé pour les armatures longitudinales

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm de nu de l'appui ou l'encastrement.

Calcul des armatures longitudinales à l'ELU

Les armatures seront déterminées en utilisant les moments fléchissant en travée et aux appuis résultants des combinaisons de charges les plus défavorables

Soit
$$\mu_b = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} \qquad f_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b}$$

$$\begin{cases} \theta = 0.85 & \text{cas accidentel.} \\ \theta = 1 & \text{cas durable.} \end{cases}$$

Tableau V.2.2.2 : les différentes caractéristiques de béton et l'acier

Situation	Béton			Acier		
	γ_b	f_{c28} (MPa)	f_{bu} (MPa)	γ_s	Fe (MPa)	σ_s (MPa)
Durable	1.5	25	14.2	1.15	400	348
Accidentelle	1.15	25	18.48	1	400	400

Étapes de calcul

Si $\mu_b < \mu_l \Rightarrow$ Section simplement armée

Si $\mu_b > \mu_l \Rightarrow$ Section doublement armée

➤ **1er cas** : $\mu \leq \mu_l \Rightarrow$ Section simplement armée (SSA)

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires $\rightarrow A_{sc} = 0$.

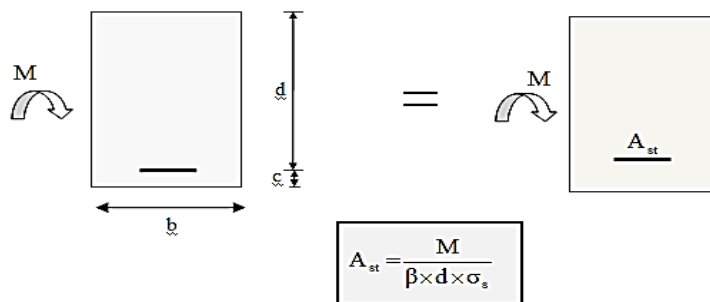


Figure V.2.2.1 : Disposition des armatures tendus S.S.A.

➤ **2ème cas** : $\mu \geq \mu_l \Rightarrow$ Section doublement armée (SDA)

La section réelle est considérée comme équivalente à la somme des deux sections fictives.

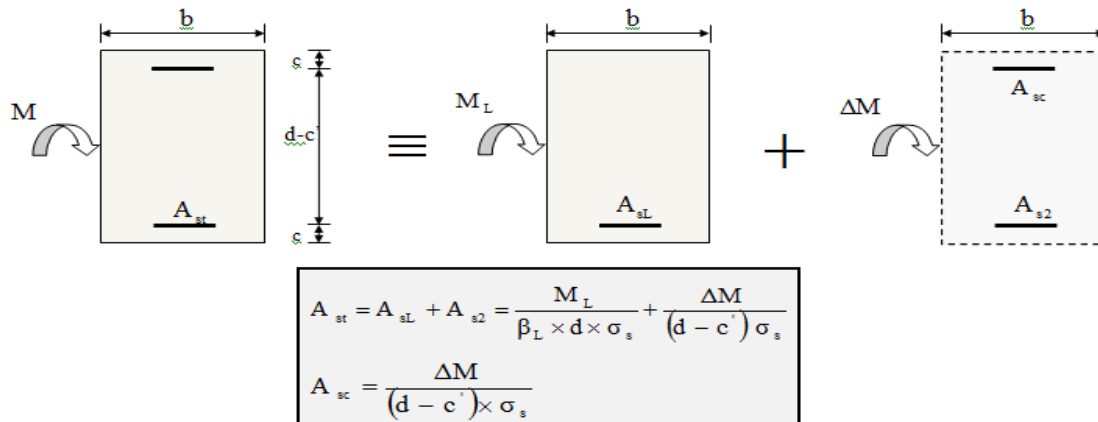


Figure V.2.2.2 : Disposition des armatures S.D.A.

➤ **Sollicitation de calcul** :

Les sollicitations de calcul selon les combinaisons les plus défavorables sont extraites directement de notre modèle,

V.2.3 Ferrailages Des Poutres

➤ **Poutres principale (25 x35)**

▪ **En travée**

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{52.85 \times 10^3}{25 \times 32^2 \times 14.2} = 0.145 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A} \Rightarrow \beta = 0.921$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \times d \times \bar{\sigma}_{st}} = \frac{52.85 \times 10^3}{0.921 \times 32 \times 348} = 5.15 \text{ cm}^2$$

▪ **Aux appuis**

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{73.81 \times 10^3}{25 \times 32^2 \times 18.48} = 0.156 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A} \Rightarrow \beta = 0.915$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \times d \times \bar{\sigma}_{st}} = \frac{73.81 \times 10^3}{0.915 \times 32 \times 400} = 6.30 \text{ cm}^2$$

➤ **Les poutres secondaires (25 x30) :**

▪ **En travées :**

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{47.94 \times 10^3}{25 \times 27^2 \times 14.2} = 0.186 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A} \Rightarrow \beta = 0.896$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \times d \times \bar{\sigma}_{st}} = \frac{47.94 \times 10^3}{0.896 \times 27 \times 348} = 5.69 \text{ cm}^2$$

▪ **Aux appuis :**

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{92.84 \times 10^3}{25 \times 27^2 \times 18.48} = 0.276 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A} \Rightarrow \beta = 0.835$$

$$A_{st} = \frac{M_a}{\beta \times d \times \bar{\sigma}_{st}} = \frac{92.84 \times 10^3}{0.835 \times 27 \times 400} = 10.29 \text{ cm}^2$$

Les tableaux qui suivent résument les calculs et le ferrailage des poutres principales et secondaires de notre structure :

Tableau V.2.3.1 : Ferrailage des poutres principales

	M_{\max} (KN.m)	μ_b	Obs	β	A_{st}	Ferrailage	$A_{\text{adopté}}$ (cm^2)
En travée	52.85	0.145	SSA	0.921	5.15	3HA16	6.03
Aux appuis	73.81	0.156	SSA	0.915	6.30	3HA14 (fil) +3HA12 (chap)	8.01

Tableau V.2.3.2 : Ferrailage des poutres secondaires.

	M_{\max} (KN.m)	μ_b	obs	β	A_{st}	Ferrailage	$A_{\text{adopté}}$ (cm^2)
En travée	47.94	0.186	SSA	0.896	5.69	3HA16	6.03
Aux appuis	92.84	0.276	SSA	0.835	10.29	3HA16 (fil) +3HA14(chap)	10.65

V.2.4 Vérifications à l'ELU :

➤ **Condition de non fragilité BAEL9 1 modifié 99 (Art A.4.2.1).**

Le ferrailage de la poutre doit satisfaire la C.N.F : $A_{st} \geq A_{st}^{\min}$

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

- Poutres principales $A_{st}^{\min} \geq \frac{0,23 \times 25 \times 32 \times 2,1}{400} = 0.966 \text{cm}^2$
- Poutres secondaire $A_{st}^{\min} \geq \frac{0,23 \times 25 \times 27 \times 2,1}{400} = 0.81 \text{cm}^2$

Le résultat des vérifications sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau V.2.4.1 : Condition de non fragilité du béton de la section minimale.

		A_{st}	A_{\min}	vérifications
Poutres principales	En travée	6.03	0.966	Condition vérifiée
	Aux appuis	8.01	0.966	Condition vérifiée
Poutres secondaires	En travée	6.03	0.81	Condition vérifiée
	Aux appuis	10.65	0.81	Condition vérifiée

➤ **Armatures longitudinales RPA / version 2003 (Art 7.5.2.1).**

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% de la section totale du béton.

$$A_{\min} = 0.5\% \times b \times h.$$

Tableau V.2.4.2: Vérifications armatures longitudinales à l'ELU.

		$A_{adopté}$	A_{min}	vérifications
poutres principales	En travées	6.03	4.37	Condition vérifiée
	Aux appuis	8.01		Condition vérifiée
poutres secondaires	En travées	6.03	3.75	Condition vérifiée
	Aux appuis	10.65		Condition vérifiée

Remarque : Toutes les sections sont vérifiées par rapport à la section minimale des aciers du RPA

➤ **Armatures transversales (Art 7.5.2.1 RPA 99/ version 2003):**

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0.003S_t$$

Calcul de l'espacement S_t :

Tableau V2.4.3 : Armatures transversales

		l'espacement S_t (cm)		$A_t = 0.003bS_t$	ferrailage
poutres principales	Zone nodale $S_t \leq \min(\frac{h}{4}; 12\phi)$	$S_t \leq \min(8.75; 16.8)$	$S_t = 10$	0.75	4HA8=2,01
	Zone courante $S_t \leq \frac{h}{2}$	$S_t \leq 17.5$	$S_t = 15$	1.12	
poutres secondaires	Zone nodale $S_t \leq \min(\frac{h}{4}; 12\phi)$	$S_t \leq \min(7.5; 16.8)$	$S_t = 10$	0.75	4HA8=2,01
	Zone courante $S_t \leq \frac{h}{2}$	$S_t \leq 15$	$S_t = 15$	1.12	

V.2.5 Vérification à L'ELU :

➤ Vérification de la contrainte de cisaillements (Art A.5.1.211 BAEL91 modifiée99) :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u \quad \text{avec } T_u \text{ effort tranchant max}$$

Pour les fissurations peu préjudiciables :

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \begin{array}{l} 0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \\ 5 \text{ MPa} \end{array} \right. \quad \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$$

Tableau V2.5.1: Vérification au cisaillement.

poutres	effort tranchant (KN)		b (cm)	d (cm)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	observation
Principales	T_{max}	117.83	25	32	1.472	3.33	Condition vérifiée
secondaires	T_{max}	102.51	25	27	1.518	3.33	Condition vérifiée

➤ Influence de l'effort tranchant sur les armatures :

Influence sur le béton :

$$T_{max} \leq T_u = \frac{0.4 f_{c28}}{\gamma_b} \times 0.9 db$$

Tableau V2.5.2 : Influence de l'effort tranchant sur le béton.

poutres	effort tranchant(KN)		b (cm)	d (cm)	f_{c28} (MPa)	T_u (MPa)	observation
Principales	T_{max}	117.83	25	32	25	4800	Condition vérifiée
secondaires	T_{max}	102.51	25	27	25	4050	Condition vérifiée

➤ Vérification de l'adhérence et de l'entraînement des barre (Art A.6.1.3BAEL91 modifiée 99) :

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28} = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9 d \sum u_i}$$

Avec :

$$\Psi_s = 1.5$$

$\sum u_i$: Somme des périmètres utiles des barres

Poutres Principales :

$$\sum U_i = n \times \pi \times \phi = 3 \times 3.14 \times 16 = 150.72 \text{ mm}$$

Poutres Secondaires :

$$\sum U_i = n \times \pi \times \phi = 3 \times 3.14 \times 16 = 150.72 \text{ cm}$$

Tableau V2.5.3 : Vérification de l'adhérence et de l'entraînement des barre

poutres	effort tranchant(KN)		d (cm)	$\sum U_i$	τ_{se}	$\bar{\tau}_{se}$ (MPa)	observation
Principales	T_{max}	117.83	32	150.72	2.71	3.15	Condition vérifiée
secondaires	T_{max}	102.51	27	150.72	2.80	3.15	Condition vérifiée

➤ **Ancrage des armateurs (langueur de scellement) (Art A.6.1.22 BAEL91 modifiée 99) :**

Calcul de la langueur de scellement droit des barres

Langueur de scellement : $L_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_{su}}$

Avec : $\tau_{su} = 0.6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = 2.835 \text{ MPa}$

Pour les ϕ_{16} → $L_s = 56.43 \text{ cm}$

Pour les ϕ_{14} → $L_s = 49.38 \text{ cm}$

Pour les ϕ_{12} → $L_s = 42.32 \text{ cm}$

Selon le (BAEL91 modifié 99 Art A.6.1 ,21), l'ancrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, la langueur de la partie ancrée mesurée hors crochet est au moins égale à « 0,4ls » pour les barres à haute adhérence.

Pour les ϕ_{12} → $L_a = 16.93 \text{ cm}$

Pour les ϕ_{14} → $L_a = 19.75 \text{ cm}$

Pour les ϕ_{16} → $L_a = 22.57 \text{ cm}$

V.2.6 Vérification à L'ELS :

➤ **Condition de non fragilité :**

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivant :

$A_{adoptée} > A_{min} = 0.23 \frac{f_{t28}}{f_e} b d$ Avec $f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$

Tableau V.2.6.1 : Vérification condition de non fragilité

		$A_{adopté}$	A_{min}	vérifications
poutres principales	En travées	6.03	0.966	Condition vérifiée
	Aux appuis	8.01		Condition vérifiée
poutres secondaires	En travées	6.03	0.815	Condition vérifiée
	Aux appuis	10.65		Condition vérifiée

➤ **État limite d'ouvertures des fissures :**
Aucune vérification n'est nécessaire car la fissuration est peu préjudiciable.

➤ **Vérification des contraintes :**
- Contrainte admissible de l'acier : $\bar{\sigma}_s = 348$ MPa.
- Contrainte admissible du béton : $\bar{\sigma}_{bc} = 15$ MPa.

a- Vérification de la contrainte dans les aciers

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 d A} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

β_1 et K_1 sont obtenus à l'aide d'abaques à L'ELS, en fonction de : $\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b_0 d}$

b- Vérification de la contrainte dans le béton BAEL9 1 modifié 99 (Art A.4.5.2).

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{K_1} \sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28}$$

Les résultats sont récapitulatifs dans le tableau suivant :

Tableau V2.6.2 : vérification des contraintes à L'ELS.

Poutre		M_s (KN.m)	A_{st} (cm ²)	d (cm)	ρ_1	β_1	K_1	σ_{st} (MPa)	$\bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	o bs	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	o bs
P.P.	Travée	36.03	6.0 3	3 2	0.75 4	0.87 5	25.0 0	213. 39	348	C V	8.5 3	1 5	C V
	Appui	-46.85	8.0 1	3 2	1.00	0.86 0	20.7 1	212. 53	348	C V	10. 26	1 5	C V
P.S.	Travée	23.11	6.0 3	2 7	0.89 4	0.86 6	22.3 1	163. 90	348	C V	7.3 4	1 5	C V
	Appui	-42.39	10. 65	2 7	1.58 0	0.83 6	15.4 9	176. 33	348	C V	11. 38	1 5	C V

- **Etat limite de compression du béton (Art A.4.5,2/BAEL 91):**
La fissuration dans le cas des poutres étant considéré peu préjudiciable, alors cette vérification n'est pas nécessaire.
- **Etat limite de déformation (la flèche) BAEL [Art B.6.5] :**
La flèche développée au niveau de la poutre extraite à partir du logiciel **ETABS** doit rester suffisamment petite par rapport à la flèche admissible pour ne pas nuire l'aspect et l'utilisation de la ~~construction~~

V.2.7 Conclusion :

- Ferrailage des poutres principales :
En travée : $3HA16 = 6.03Cm^2$
Aux appuis : $3HA14+3HA12 = 8.01Cm^2$
- Ferrailage des poutres secondaires :
En travée : $3HA16 = 6.03Cm^2$
Aux appuis : $3HA16+3HA14 = 10.65Cm^2$
- Armatures transversales :
Poutres principales : $4HA8 = 2,01$
Poutres secondaires : $4HA8 = 2,01$

Schéma de ferrailage des poutres :
La Poutre Principale :

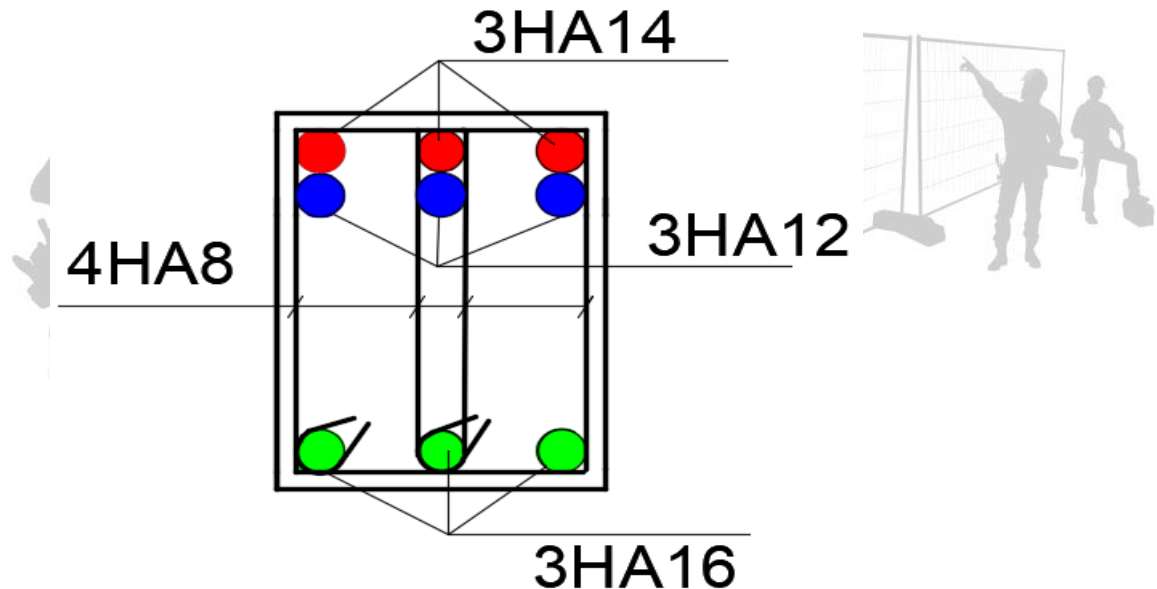


Figure V2.7.1 : Ferrailage de la poutre principale.

La poutre secondaire :

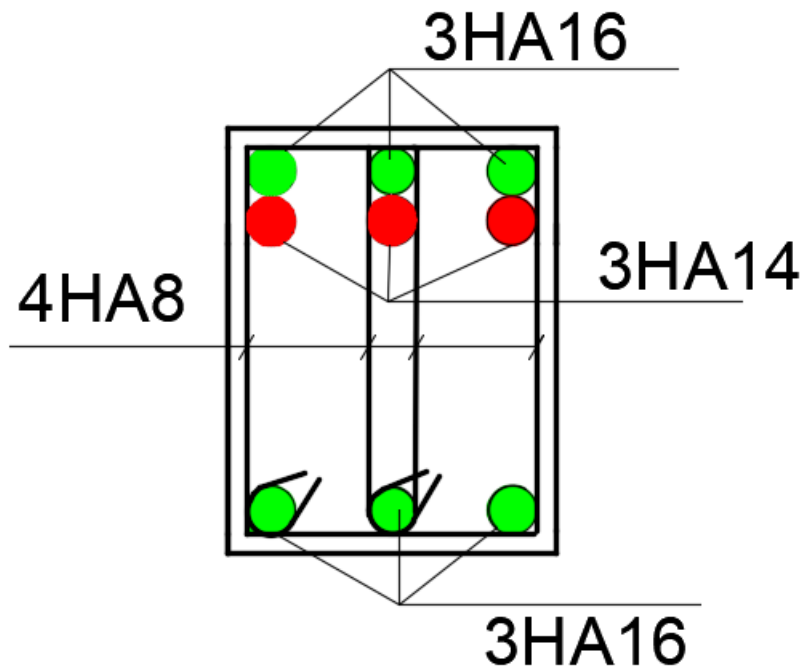


Figure V2.7.2 : Ferrailage de la poutre secondaire.



V.3 Les voiles :

V.3.1 Introduction :

Les voiles sont des éléments réalisés afin d'assurer deux fonctions principales. La première est une fonction porteuse telle qu'ils permettent la reprise d'une partie des charges verticales. La deuxième est une fonction de contreventement assurant ainsi, la stabilité des structures sous l'action des charges horizontales.

Ils sont calculés en flexion composée à l'aide de la méthode des contraintes résultantes des combinaisons suivantes :

Combinaison fondamentale :

$$1.35G + 1.5Q \text{ (ELU)}$$

Combinaison accidentelle :

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

Dans le but de faire face aux différentes sollicitations auxquelles ils sont exposés, les voiles doivent comportés trois types d'armatures (Armatures verticales, horizontales et transversales).

V.3.2 Exposé de la méthode :

La méthode à utiliser pour le ferrailage des voiles est la méthode de RDM. Elle consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables. Les contraintes seront relevées du logiciel ETABS.

Le calcul se fera pour des bandes verticales de largeur (d) :

$$d \leq \min \left(\frac{h_e}{2}, \frac{2}{3} l_c \right) \text{ [Art 7.7.4 RPA99/mod2003]}$$

Avec :

he : La hauteur entre nus de plancher du voile considéré.

Lc : La longueur de la zone comprimée

$$L_c = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{max} + \sigma_{min}} \times L$$

L : longueur du voile.

Lt : La longueur de la zone tendue.

$$L_t = L - L_c$$

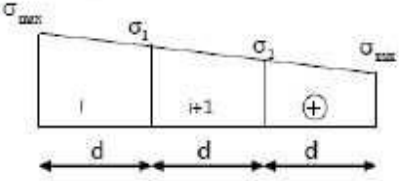
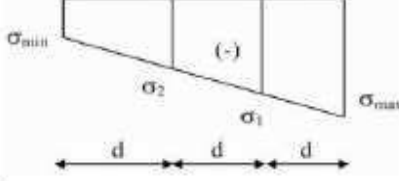
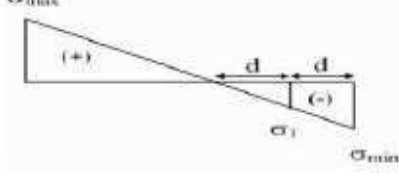
V.3.3 Détermination des diagrammes de contraintes :

En fonction des contraintes agissant sur le voile, trois cas peuvent se présenter :

- Section entièrement comprimé (S.E.C)
- Section entièrement tendue (S.E.T)
- Section partiellement comprimé (S.P.C)

Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés en fonction des diagrammes des contraintes obtenues :

Tableau V.3.3 : des efforts normaux.

Section	Diagramme des contraintes	L'effort normal N_i	L'effort normal N_{i+1}
S.E.C		$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$	$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times d \times e$
S.E.T		$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$	$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times d \times e$
S.P.C		$N_i = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \times d \times e$	$N_{i+1} = \frac{\sigma_1}{2} \times d \times e$

V.3.4 Calcul des armatures :

a- **Armatures verticales :**

- Situation accidentelle=400MPa
- Situation courante =348MPa

Tableau V.3.4 : Tableau des armatures verticales.

SECTION	ARMATURES VERTICALES
S.E.C	$A_{vi} = \frac{N_i + B \times ft28}{\sigma_s}$
S.E.T	$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$
S.P.C	$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$

On peut concentrer les armatures à l'extrémité du voile. L'espacement des armatures verticales doit être réduit de moitié sur une distance $[L/10]$ de chaque extrémité et il doit être au plus égale à 15 cm.

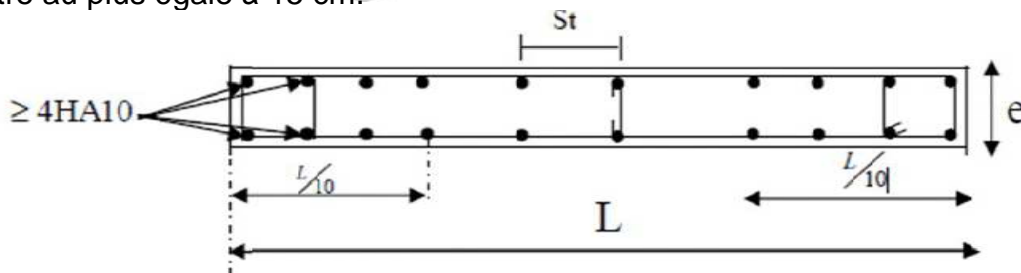


Figure V.3.4: Disposition des armatures verticales dans les voiles.

Les barres verticales des zones extrêmes, sont ligaturées par des cadres horizontaux dont l'espacement est inférieur à l'épaisseur du voile formant ainsi des potelets.

b- Armatures minimales :

➤ **Section entièrement comprimée (Art .8.1, 21 BAEL 91) :**

$A_{min} \geq 4\text{cm}^2$ par mètre(m) de parement mesuré perpendiculaire à ces à la direction des armatures : $0, 20\% \leq A_{min}/B \leq 0, 5 \%$

Avec :

B : section du béton comprimée.

➤ **Traction simple (Art A.4.2.1/ BAEL91modifié99) :**

$$A_{mi} > \frac{B \times f_{t28}}{f_e}$$

Le pourcentage minimum des armatures verticales de la zone tendue doit rester au moins égale à 0,2 % de la section horizontale du béton tendu (Art.7.7.4.1 RPA 99/2003).

$$A_{mi} > 0.002B$$

c- Armatures horizontales :

Les barres horizontales doivent être munies de crochet à 135° ayant une longueur de $10\emptyset$. (Art 7.7.4.2 RPA99/2003).

D'après le BAEL 91 : $A_h = \frac{A_v}{4}$

A_v : Section des armatures verticales

Les armatures horizontales sont disposées vers l'extérieur dans chaque nappe d'armatures.

d- Règles communes du RPA pour les armatures verticales et horizontales (Art 7.7.4.3 RPA99/2003) :

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales est donné comme suit :

A_v et $A_h > 0,15\%B \implies$ Globalement dans la section du voile.

A_v et $A_h > 0,10\%B \implies$ En zone courante.

e- Espacement :

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$S_t \leq 1,5a$ Avec : $a=20\text{cm}$: épaisseur du voile.

$S_t \leq 30\text{cm}$

Dans notre cas :

$S_t \leq \min \{30\text{cm}, 30\text{cm}\} \rightarrow S_t = 30\text{cm}$

f- Longueur de recouvrement

Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

➤ $40\emptyset$ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.

➤ $20\emptyset$ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

g- Diamètre maximale :

Le diamètre utilisé pour les armatures verticales et horizontales à l'exception des

Armatures des potelets doit être inférieur ou égale au $1/10$ eme de l'épaisseur du voile.

$\emptyset \leq 0, 1a = 0, 1 \times 200 = 20\text{mm}.$

h- Armatures transversales :

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends, Elles Retiennent les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles (au moins 4 épingles par m²), dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression.

i- 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 : $A_{vj}=1.1\frac{\bar{v}}{f_e}$

Avec :

$\bar{v}=1.4V_u$

V_u : Effort tranchant calculé au niveau considéré.

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'acier tendue nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

V.3.5 Les vérifications :

➤ **Vérification de la contrainte dans le béton à l'ELS :**

$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B+15A} \leq \bar{\sigma}_{bc}=0.6 \times f_{c28} = 150 \text{ MPa}$

Avec :

N_s : L'effort normal appliqué.

B : section du béton.

A : section des armatures adoptées (verticales).

➤ **Vérification de la contrainte limite de cisaillement (Art A.5.1.21 BAEL91/ modifié 99) :**

• **D'après (Art A.5.1.21 BAEL91/ modifié 99) :** $\sigma_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u$

Avec :

$\bar{\tau}_u$: Contrainte limite de cisaillement : $\bar{\tau} : \min(0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa})$

• **D'après (Art 7.7.2 RPA 99/2003) :** $\tau = \frac{\bar{v}_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}=0.2f_{c28}$

Avec :

$\bar{v}_u= 1, 4V_u$

V_u : Effort tranchant calculé au niveau considéré.

b : Epaisseur du voile.

d : Hauteur utile ($d= 0,9 h$).

h : Hauteur totale de la section brute.

V.3.6 Calcule De Ferrailage :

➤ Zone I : S-S , RDC, 1er niveau

➤ Zone II : du 2 éme au 5 éme niveau

Dans notre projet on a introduit les voiles dans les deux directions :

Sens X-X :

. V_{T1} : Voiles de 3.20 m de longueur.

. V_{T2} : Voiles de 4.00 m de longueur.

- . V_{T5} : Voiles de 2.30m de longueur
- . V_{T6} : Voiles de 2.20 m de longueur

Sens Y-Y :

- . V_{L1} : Voiles de 4.25 m de longueur.
- . V_{L3} : Voiles de 4.00 m de longueur.
- . V_{L4} : Voiles de 3.25 m de longueur.
- . V_{L5} : Voiles de 2.10 m de longueur.

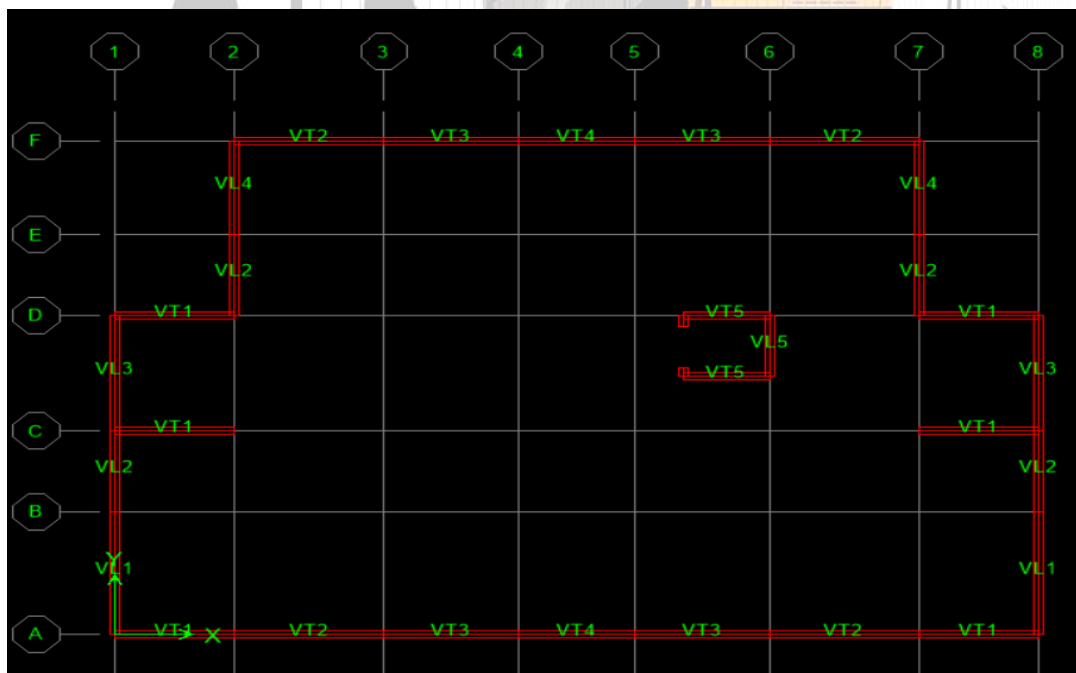
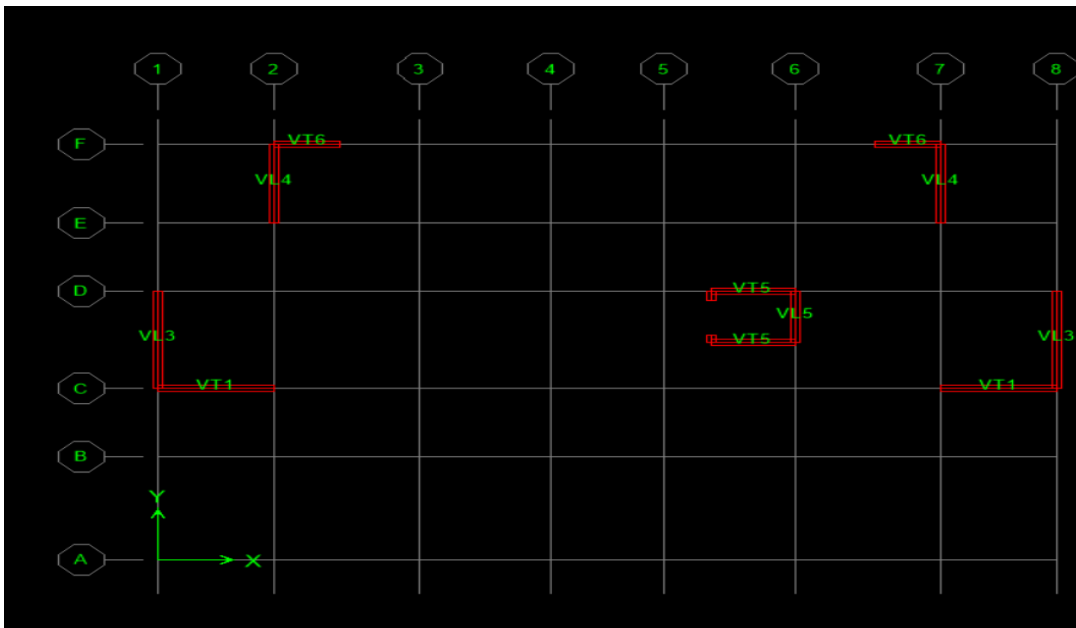


Figure V.3.6 : La disposition des voiles.

Exemple de calcul :

Soit à calculer le ferrailage d'un voile transversal **L= 3.20 m** sur la zone I.

Caractéristiques géométriques :

Tableau V.3.6.1 : Caractéristiques géométriques

L(m)	e(m)	B (m ²)	I (m ⁴)
3.2	0,25	0.8	0.68

Sollicitations de calcul :

On calcul les efforts (Ni et Ni+1) agissant sur le voile considéré pour tous les étages de la zone et en tirant les contraintes les plus défavorables pour enfin calculer le ferrailage que l'on adoptera pour tous les étages de la zone.

Les contraintes les plus défavorables sont données par **ETABS :**

$$\sigma_{max} = 92.99 \text{KN/m}^2$$

$$\sigma_{min} = -414.34 \text{KN/m}^2$$

- **Largeur de la zone comprimée « Lc » et de la zone tendue « Lt » :**

$$L_c = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{max} - \sigma_{min}} \times L = L_c = \frac{92.99}{92.99 + 414.34} \times 3.2 = 0.59$$

$$L_t = L - L_c = 3.2 - 0.59 = 2.61$$

- **Calcul « d » :**

Le découpage du diagramme est en deux bandes de longueur (d) :

$$D \leq \min \left(\frac{h_e}{2}; \frac{2}{3} l_c \right) = (1.355 ; 1.227) = 1.307$$

$$\text{Avec } h_e = h_{\text{etage}} - h_{\text{poutre}} = 3,06 - 0,35 = 2,71 \text{ m}$$

- **Détermination de N :**

$$\frac{\sigma_{min}}{L_t} = \frac{\sigma_1}{L_t - d}$$

$$\sigma_1 = \frac{\sigma_{min} (L_t - d)}{L_t} = \frac{414.36(2.61 - 1.307)}{2.058} = 207.170 \text{kn/m}^2$$

$$N_1 = \frac{\sigma_{min} + \sigma_1}{2} \times dx e = \frac{414.36 - 207.170}{2} \times 1.30 \times 0.25 = 101.52 \text{ KN}$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \times dx e = \frac{207.17}{2} \times 1.30 \times 0.25 = 33.839 \text{kn KN}$$

- **Calcul des armatures verticales :**

$$1^{\text{ere}} \text{ bande : } A_{v1} = \frac{N_1}{\sigma_s} = \frac{101.52}{40} = 2.54 \text{cm}^2$$

$$2^{\text{ere}} \text{ bande : } A_{v2} = \frac{N_2}{\sigma_s} = \frac{33.839}{40} = 0.85 \text{ cm}^2$$

- **Les armatures des coutres :**

$$A_{vj} = 1.1 \frac{v-}{f_e} = 1.1 \frac{213.4 \times 1.4}{40} = 8.22 \text{cm}^2$$

- ✓ **Armatures minimales :**

$$A_{min} \geq \max \left(\frac{d \cdot e \cdot f_t \cdot 28}{f_e}; 0.2\% B \right) \text{ avec } B = d \times e$$

$$A_{min} \geq \max \left(\frac{1.3 \times 0.25 \times 2.1}{400}; 0.002 \times 1.3 \times 0.25 \right) = (12.6 ; 0.48)$$

$$A_{\min} = 17.15 \text{ cm}^2$$

✓ **Calcul des sections totales :**

$$A_1 = A_v + \frac{A_{vj}}{4} = 2.54 + \frac{8.22}{4} = 4.59 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = 0.85 + \frac{8.22}{4} = 2.90 \text{ cm}^2$$

• **Ferrailage adopté :**

Tableau V3.6.2 : Ferrailage adopté

	Section total	Ferrailage adoptee	Escapement
1^{er} bande	$A_1 = 4.59$	14HA14=21.54cm ²	$S_t=15\text{cm}$
2^{eme} bande	$A_2 = 2.90$	14HA14=21.54cm ²	$S_t=15\text{cm}$

• **Armatures horizontales :**

D'après le BAEL 91 : $A_v/4 = 21.54/4 = 5.385 \text{ cm}^2$

D'après le RPA 2003 : $A_h \geq 0.15\%B = 0.0015 \times 0.25 \times 3.2 = 12 \text{ cm}^2$

On prend : $A_H = 12 \text{ cm}^2$

Soit : 12 HA 12 = 12.3cm² / 1m de hauteur ; avec $S_H = 15 \text{ cm}$.

• **Armatures transversales :**

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées au minimum par (04) épingle au mètre carré soit avec HA8. (4 HA 8)

• **Les vérifications :**

➤ **Vérification des espacements :**

L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire :

$$S_t = \min(1, 5e ; 30\text{cm}) = S_t = \min(30 ; 30\text{cm})$$

$$S_t = 12 \text{ cm et } 20\text{cm} \implies \text{Condition vérifiée}$$

$$S_H = 15 \text{ cm} \implies \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Vérification de la contrainte dans le béton à l'ELS :**

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B+15A} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{v28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{312.26 \times 1000}{078 \times 1000000 + 15 \times 18.09 \times 100} = 0,36 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0,36 < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \implies \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Vérification des contraintes de cisaillement :**

▪ **Selon le RPA 2003 : $\tau_b \leq \bar{\tau}_b$**

$$\tau_b = \frac{\bar{V}u}{b \times d} = \frac{1.4 \times 213.4 \times 1000}{250 \times 1.30 \times 3060} = 4.16 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_b = 0.2 f_{c28} = 5 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 4.16 < \bar{\tau}_b = 5 \text{ MPa} \implies \text{Condition vérifiée}$$

▪ **D'après le BAEL 91 : $\tau_b = \frac{V_u}{b \times d}$**

$$\tau_b = \frac{213.4}{250 \times 1.3 \times 3060} = 4.16 \text{ MPa}$$

➤ **Voile VT1.**

#NOM?		Zone I	Zone II	
Caractéristiques géométriques	L (m)	3.2	3.2	
	e (m)	0.25	0.25	
	B (m)	0.8	0.8	
Sollicitations de calcul	σ_{max} [KN/m ²]	92.99	34.11	
	σ_{min} [KN/m ²]	-414.34	-319.85	
	Nature de la section		SPC	SPC
	V _u (kN)	213.4	214.54	
	L _t (m)	2.61	2.89	
	L _c (m)	0.59	0.31	
	d (m)	1.307	1.446	
	σ_1 [KN/m ²]	207.170	159.925	
	N (kN)	N ₁	101.52	86.71
		N ₂	33.839	28.903
	A _v (cm ²)	A _{v1}	2.54	2.17
		A _{v2}	0.85	0.72
	A _{vj} (cm ²)		8.22	8.26
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vj} /4	4.59	4.23
		A2=A _{v2} +A _{vj} /4	2.90	2.79
	A _{min} (cm ²)		17.15	18.98
	A _v adopté (cm ²)	Bande 1	21.54	21.54
		Bande 2	21.54	21.54
Ferrailage des v	Choix des barres	Bande 1	14HA14	
		Bande 2	14HA14	
	S _t (cm)	Bande 1	15cm	
		Bande 2	15 cm	
	A _{Hmin} =0.0015*B (cm2)/bande		9.80	10.84
	A _H /nappe (cm ²)		5.39	5.39
	Choix des barres/nappe (cm ²)		8HA12/nap	4HA10/nappe
ep =25cm		(A=5.65cm ²)	(A=3.9cm ²)	
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m²	
	contrainte	τ_u (MPa)	0.296	
		τ_b (MPa)	4.166	
	ELS	N _s (kN)	312.26	
σ_b (MPa)		0.36		

➤ VT2

#NOM?		Zone I	
Caractéristiques géométriques	L (m)	4	
	e (m)	0.25	
	B (m)	1	
Sollicitations de calcul	σ_{max} [KN/m ²]	55.37	
	σ_{min} [KN/m ²]	-433.33	
	Nature de la section		SPC
	V _u (kN)	58.25	
	L _t (m)	3.55	
	L _c (m)	0.45	
	d (m)	1.773	
	σ_1 [KN/m ²]	216.665	
	N (kN)	N ₁	144.09
		N ₂	48.029
	A _v (cm ²)	A _{v1}	3.60
		A _{v2}	1.20
	A _{vj} (cm ²)		2.24
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vj} /4	4.16
		A2=A _{v2} +A _{vj} /4	1.76
	A _{min} (cm ²)		23.28
	A _v adopté (cm ²)	Bande 1	24.61
		Bande 2	24.61
	Ferrailage des v	Choix des barres	Bande 1
Bande 2			16HA14
S _t (cm)		Bande 1	15cm
		Bande 2	15 cm
A _{Hmin} =0.0015*B (cm ²)/bande		13.30	
A _H /nappe (cm ²)		6.15	
Choix des barres/nappe (cm ²)		14HA12/nap	
ep =25cm		(A=5.65cm ²)	
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²
	contrainte	τ_u (MPa)	0.065
		τ_b (MPa)	4.166
	ELS	N _s (kN)	312.26
σ_b (MPa)		0.29	

➤ VT5

#NOM?		Zone I	Zone II		
Caractéristiques géométriques	L (m)	2.3	2.3		
	e (m)	0.25	0.25		
	B (m)	0.575	0.575		
Sollicitations de calcul	σ_{max} [KN/m ²]	119.52	27.65		
	σ_{min} [KN/m ²]	-311.36	-212.96		
	Nature de la section		SPC	SPC	
	V _u (kN)	70.13	128.24		
	L _t (m)	1.66	2.04		
	L _c (m)	0.64	0.26		
	d (m)	0.831	1.018		
	σ_1 [KN/m ²]	155.680	106.480		
	N (kN)	N ₁	48.51	40.64	
		N ₂	16.171	13.548	
	A _v (cm ²)	A _{v1}	1.21	1.02	
		A _{v2}	0.40	0.34	
	A _{vj} (cm ²)		2.70	4.94	
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vj} /4	1.89	2.25	
		A2=A _{v2} +A _{vj} /4	1.08	1.57	
	A _{min} (cm ²)		10.91	13.36	
	A _v adopté (cm ²)	Bande 1	12.3088	15.38	
		Bande 2	12.3088	15.38	
	Ferrailage des v	Choix des barres	Bande 1	8HA14	10HA14
			Bande 2	8HA14	10HA14
S _t (cm)		Bande 1	15cm	15cm	
		Bande 2	15 cm	15cm	
A _{Hmin} =0.0015*B (cm2)/bande		6.23	7.63		
A _H /nappe (cm ²)		3.08	3.85		
Choix des barres/nappe (cm ²)		8HA12/nap	8HA12/nappe		
ep =25cm		(A=5.65cm ²)	(A=3.9cm ²)		
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles		
	contrainte	τ_u (MPa)	0.136	0.248	
		τ_b (MPa)	4.166	0.347	
	ELS	N _s (kN)	312.26	216.11	
		σ_b (MPa)	0.51	0.90	

➤ VT6

#NOM?		Zone I	Zone II	
Caractéristiques géométriques	L (m)	2.2	2.2	
	e (m)	0.25	0.25	
	B (m)	0.55	0.55	
Sollicitations de calcul	σ_{max} [KN/m ²]	59.69	118.55	
	σ_{min} [KN/m ²]	-183.77	-65.67	
	Nature de la section		SPC	SPC
	V _u (kN)	70.13	115.81	
	L _t (m)	1.66	0.78	
	L _c (m)	0.54	1.42	
	d (m)	0.830	0.392	
	σ_1 [KN/m ²]	91.885	32.835	
	N (kN)	N ₁	28.61	4.83
		N ₂	9.537	1.609
	A _v (cm ²)	A _{v1}	0.72	0.12
		A _{v2}	0.24	0.04
	A _{vj} (cm ²)		2.70	4.46
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vj} /4	1.39	1.24
		A2=A _{v2} +A _{vj} /4	0.91	1.15
	A _{min} (cm ²)		10.90	5.15
	A _v adopté (cm ²)	Bande 1	11.304	6.78
Bande 2		11.304	6.78	
aillage des v	Choix des barres	Bande 1	10HA12	6HA12
		Bande 2	10HA12	6HA12
	S _t (cm)	Bande 1	15cm	15cm
		Bande 2	15 cm	15cm
	A _{Hmin} =0.0015*B (cm2)/bande		6.23	2.94
	A _H /nappe (cm ²)		2.83	1.70
	Choix des barres/nappe (cm ²)		8HA12/nap	4HA12/nappe
ep =25cm		(A=5.65cm ²)	(A=3.9cm ²)	
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles	
	contrainte	τ_u (MPa)	0.142	0.234
		τ_b (MPa)	4.166	0.328
	ELS	N _s (kN)	312.26	216.11
σ_b (MPa)		0.53	0.90	

➤ VL1

Zo+B2:H23+G32+B2:H33		Zone I		
Caractéristiques géométriques	L (m)	4.25		
	e (m)	0.25		
	B (m)	1.0625		
Sollicitations de calcul	σ_{max} [KN/m²]	54.59		
	σ_{min} [KN/m²]	-204.19		
	Nature de la section		SPC	
	V_u (kN)	92.4		
	L_t(m)	3.35		
	L_c(m)	0.90		
	d (m)	1.677		
	σ_1 [KN/m²]	102.095		
	N (kN)	N₁	64.19	
		N₂	21.398	
	A_v (cm²)	A_{v1}	1.60	
		A_{v2}	0.53	
	A_{vj} (cm²)		3.56	
	A (cm²)	A1=A_{v1}+A_{vj}/4	2.49	
		A2=A_{v2}+A_{vj}/4	1.42	
	A_{min} (cm²)		22.01	
	A_v adopté (cm²)	Bonde 1	24.61	
		Bonde 2	24.61	
	Ferrailage des v	Choix des barres	Bonde 1	16HA14
			Bonde 2	16HA14
S_t (cm)		Bonde 1	15cm	
		Bonde 2	15 cm	
A_{Hmin}=0.0015*B (cm2)/bande		12.58		
A_H /nappe (cm²)		6.15		
Choix des barres/nappe (cm²)		12HA12/nap		
ep =20cm		(A=5.65cm²)		
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m²	
	contrainte	τ_u(MPa)	0.097	
		τ_b(MPa)	4.166	
	ELS	N_s (kN)	523.87	
σ_b(MPa)		0.46		

➤ **VL3**

Zo+B2:H23+G32+B2:H33		Zone I	Zone II	
Caractéristiques géométriques	L (m)	4	4	
	e (m)	0.25	0.25	
	B (m)	1	1	
Sollicitations de calcul	σ_{max} [KN/m²]	40.95	142.24	
	σ_{min} [KN/m²]	-387.39	-247.02	
	Nature de la section		SPC	SPC
	V_u (kN)		157.2	71.55
	L_t(m)		3.62	2.54
	L_c(m)		0.38	1.46
	d (m)		1.809	1.269
	σ_1 [KN/m²]		193.695	123.510
	N (kN)	N₁	131.38	58.78
		N₂	43.794	19.595
	A_v (cm²)	A_{v1}	3.28	1.47
		A_{v2}	1.09	0.49
	A_{vj} (cm²)		6.05	2.75
	A (cm²)	A1=A_{v1}+A_{vj}/4	4.80	2.16
		A2=A_{v2}+A_{vj}/4	2.61	1.18
	A_{min} (cm²)		23.74	16.66
	A_v adopté (cm²)	Bonde 1	21.54	15.38
		Bonde 2	21.54	15.38
	Ferrailage des v	Choix des barres	Bonde 1	16HA14
			Bonde 2	12HA14
S_t (cm)		Bonde 1	15cm	
		Bonde 2	15 cm	
A_{Hmin}=0.0015*B (cm²)/bande		13.57	9.52	
A_H /nappe (cm²)		5.39	3.85	
Choix des barres/nappe (cm²)		14HA12/nap	10HA12/nappe	
ep =20cm		(A=5.65cm²)	(A=3.9cm²)	
Armature transversal		4 Epingles HA8/m²		
Vérification des contraintes	contrainte	τ_u(MPa)	0.175	
		τ_b(MPa)	4.166	
ELS	N_s (kN)		523.87	
	σ_b(MPa)		0.49	

➤ VL4

		Zo+G32+B2:H33	Zone I	Zone II	
Caractéristiques géométriques	L (m)		3.25	3.25	
	e (m)		0.25	0.25	
	B (m)		0.8125	0.8125	
Sollicitations de calcul	σ_{max} [KN/m ²]		79.48	166.17	
	σ_{min} [KN/m ²]		-438.13	-348	
	Nature de la section		SPC	SPC	
	V _u (kN)		74.06	60.4	
	L _t (m)		2.75	2.20	
	L _c (m)		0.50	1.05	
	d (m)		1.375	1.100	
	σ_1 [KN/m ²]		219.065	174.000	
	N (kN)	N ₁		112.99	71.76
		N ₂		37.665	23.921
	A _v (cm ²)	A _{v1}		2.82	1.79
		A _{v2}		0.94	0.60
	A _{vj} (cm ²)			2.85	2.33
	A (cm ²)	A ₁ =A _{v1} +A _{vj} /4		3.54	2.38
		A ₂ =A _{v2} +A _{vj} /4		1.65	1.18
	A _{min} (cm ²)			18.05	14.44
	A _v adopté (cm ²)	Bonde 1		21.54	15.38
Bonde 2			21.54	15.38	
Ferrailage des v	Choix des barres	Bonde 1	14HA14	10HA14	
		Bonde 2	14HA14	10HA14	
	S _t (cm)	Bonde 1	15cm	15cm	
		Bonde 2	15 cm	15cm	
	A _{Hmin} =0.0015*B (cm ²)/bande			10.32	8.25
	A _H /nappe (cm ²)			5.39	3.85
	Choix des barres/nappe (cm ²)		10HA12/nap	8HA12/nappe	
ep =20cm		(A=5.65cm ²)	(A=3.9cm ²)		
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles		
	contrainte	τ_u (MPa)	0.101	0.083	
		τ_b (MPa)	4.166	0.116	
	ELS	N _s (kN)	523.87	1105.8	
		σ_b (MPa)	0.60	0.90	

➤ VL5

		Zo+B2:H23+G32+B2:H33	Zone I	Zone II
Caractéristiques géométriques	L (m)		2.1	2.1
	e (m)		0.25	0.25
	B (m)		0.525	0.525
Sollicitations de calcul	σ_{max} [KN/m ²]		121.79	34.78
	σ_{min} [KN/m ²]		-392.68	-286.88
	Nature de la section		SPC	SPC
	V _u (kN)		112.63	215.09
	L _t (m)		1.60	1.87
	L _c (m)		0.50	0.23
	d (m)		0.801	0.936
	σ_1 [KN/m ²]		196.340	143.440
	N (kN)	N ₁	59.01	50.37
		N ₂	19.669	16.791
	A _v (cm ²)	A _{v1}	1.48	1.26
		A _{v2}	0.49	0.42
	A _{vj} (cm ²)		4.34	8.28
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vj} /4	2.56	3.33
		A2=A _{v2} +A _{vj} /4	1.58	2.49
	A _{min} (cm ²)		10.52	12.29
	A _v adopté (cm ²)	Bonde 1	13.56	13.56
Bonde 2		13.56	13.56	
Aillage des v	Choix des barres	Bonde 1	12HA12	12HA12
		Bonde 2	12HA12	12HA12
	S _t (cm)	Bonde 1	15cm	15cm
		Bonde 2	15 cm	15cm
	A _{Hmin} =0.0015*B (cm ²)/bande		6.01	7.02
	A _H /nappe (cm ²)		3.39	3.39
	Choix des barres/nappe (cm ²)		8HA12/nap	18HA12/nappe
ep =20cm		(A=5.65cm ²)	(A=3.9cm ²)	
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles	
			HA8/m ²	
	contrainte	τ_u (MPa)	0.238	0.455
		τ_b (MPa)	4.166	0.637
	ELS	N _s (kN)	523.87	1105.8
σ_b (MPa)		0.93	0.90	



Chapitre 06 : Etude de l'Infrastruc- ture.

VI.1 Introduction :

On appelle infrastructure, la partie enterrée d'un ouvrage reposant sur un terrain d'assise auquel sont transmises toutes les charges engendrées par la superstructure tel que :

- Un effort normal : charge verticale centrée dont il convient de connaître les valeurs extrêmes.
- Une force horizontale résultant de l'action de séisme, qui peut être variable en grandeur et en direction.
- le moment qui peut s'exercer dans différents plans.

Cette transmission se fait soit directement (cas des semelles reposant sol ou cas des radiers), soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux).

On distingue donc deux types de fondation :

➤ Fondations superficielles :

Elles sont utilisées pour les sols de bonne capacité portante. Elles permettent la transmission directe des efforts au sol, les principaux types de fondations superficielles sont :

- Les semelles continues sous murs.
- Les semelles continues sous poteaux.
- Les semelles isolées.
- Les radiers.

➤ Fondations profondes :

Ce type de fondation est généralement utilisé pour des sols ayant une faible capacité portante, ou lorsque le bon sol se trouve à une grande profondeur, les principaux types de fondations profondes sont :

- Les pieux.
- Les puits.

VI.2 Les combinaisons de charges à prendre en considération pour le calcul des fondations sont les suivantes :

- $1.35G + 1.5Q$ (l'ELU)
- $\begin{cases} G + Q \pm E \\ 0.8G \pm E \end{cases}$ (Article 10.1.4.1 du RPA 99)

VI.3 Choix du type de fondation :

Le choix du type de fondation est conditionné par les critères suivants :

- La nature de l'ouvrage à fonder : (pont, bâtiment d'habitation, bâtiment industriel, soutènement,
- La nature du terrain et sa contrainte admissible $\overline{\sigma_{sol}}$
- Profondeur du bon sol
- Le tassement du sol.
- La raison économique.

VI.4 Étude du sol :

Il est vivement conseillé de faire réaliser une étude de sol avant de commencer l'étude des fondations. L'étude de sol peut faire des économies sur le type de fondations elle peut préconiser le déplacement du bâtiment vers une zone plus saine du terrain.

Pour notre étude, n'ayant pas de connaissance de la nature de terrain et des caractéristiques du sol, la capacité portante a été prise égale à $\overline{\sigma_{sol}}=2\text{bar}$

VI.5 Dimensionnement

VI.5.1 Semelles isolées sous poteaux :

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal N_s max qui est obtenue à la base du poteau le plus sollicité.

$$A \times B \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$$

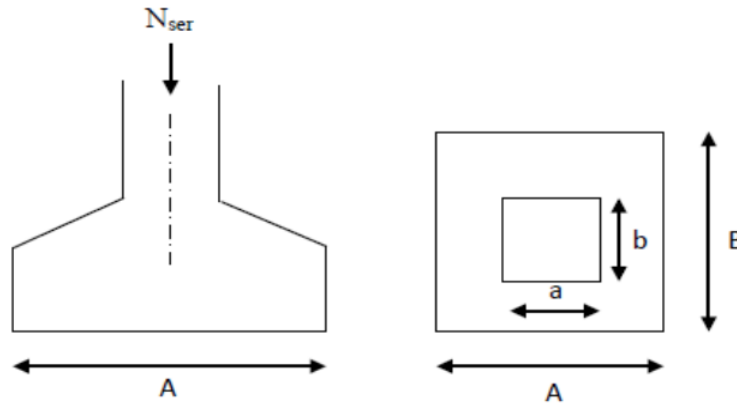


Figure VI.5.1 : Semelle isolée.

Avec :

$$\frac{A}{B} = \frac{a}{b} = \frac{35}{35} = 1 = k \text{ donc: } A = B$$

$$\text{alors : } B \geq \sqrt{\frac{N_{ser}}{K \times \sigma_{sol}}} \text{ avec: } N_{ser} = 857.97 \text{KN} , \overline{\sigma_{sol}} = 2 \text{ bar}$$

$$\text{donc : } A = B \geq \sqrt{\frac{857.97}{1 \times 2 \times 10^2}} = 2.07 \text{ m}$$

Conclusion :

L'importance des dimensions des semelles expose nos fondations au chevauchement, alors il faut opter pour des semelles filantes.

VI.5.2 Semelles filantes :

a- Semelles filantes sous voiles :

$$\frac{N_{ser}}{S} = \frac{G+Q}{B \times L} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow B \geq \frac{G+Q}{\sigma_{sol} \times L}$$

Avec :

- B : La largeur de la semelle.
- L : Longueur de la semelle
- G, Q : Charge et surcharge revenant au voile considéré
- $\overline{\sigma_{sol}}$: Contrainte admissible du sol

Surfaces des semelles filantes sous voiles :

Tableau VI.5.2.1 : Semelles filantes sous voiles (sens longitudinal)

Voiles	$N_s(KN)$	L(m)	B(m)	Nombre « n »	S=B x Lx n (m^2)
V_{L1}	393.03	4.25	0.46	2	3.91
V_{L2}	202.31	2.80	0.36	2	2.02
V_{L3}	337.76	4.00	0.42	2	3.36
V_{L4}	355.10	2.80	0.63	2	3.53
V_{L5}	354.53	3.25	0.55	1	1.78
Somme					14.6

Tableau VI.5.2.2 : Semelles filantes sous voiles (sens transversal)

Voiles	$N_s(KN)$	L(m)	B(m)	Nombre « n »	S=B x Lx n (m^2)
V_{T1}	337.36	3.20	0.52	6	9.98
V_{T2}	312.26	4.00	0.40	4	6.40
V_{T3}	312.26	3.60	0.43	4	6.20
V_{T4}	239.19	3.10	0.40	4	4.96
V_{T5}	291.04	2.30	0.63	2	2.90
Somme					30.44

$$S_V = \sum S_i = 30.44 + 14.60 = 45.04m^2.$$

S_V : Surface totale des semelles filantes sous voiles.

b- Semelles filantes sous poteaux :

➤ **Etape de calcul**

➤ Détermination de la résultante des charges $R = \sum N_i$

➤ Détermination des coordonnées de la structure $e_i = \frac{\sum N_i \times e_i + \sum M_i}{R}$

➤ Détermination de la hauteur de la semelle : $\frac{L}{9} \leq h_t \leq \frac{L}{6}$ avec : **L** distance entre nus des poteaux.

➤ Détermination de la distribution (par mètre linéaire) des sollicitations de la semelle

:

Si $e_i \leq e = \frac{L}{6}$ → Répartition trapézoïdale.

Si $e_i > e = \frac{L}{6}$ → Répartition triangulaire.

$$q_{max} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{6e}{L}\right) = q \left(\frac{B}{4}\right) = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{6e}{L}\right)$$

$$q_{min} = \frac{R}{L} \left(1 - \frac{6e}{L}\right) = q\left(\frac{B}{4}\right) = \frac{R}{L} \left(1 - \frac{6e}{L}\right)$$

➤ Détermination de la largeur B de la semelle : $B \geq \frac{q\left(\frac{L}{4}\right)}{\sigma_{sol}}$

Tableau VI.5.2.3 : Résultante des charges sous poteaux.

Poteau	N_i (KN)	M_i (KN.m)	e_i (m)	$N_i \times e_i$
C25	840.21	21.98	-5.52	-4637.96
C17	1324.68	14.50	-1.25	-2013.51
C9	728.32	26.065	1.27	924.97
C1	669.76	15.10	5.52	3697.10
Somme	3562.97	77.64	/	-2029.40

On obtient :

➤ La charge totale transmise par les poteaux est: $R = \sum N_i = 3562.97$ kN

➤ Distribution de la réaction par mètre linéaire :

$$e = \frac{L}{6} = \frac{11.05}{6} = 1.85 \text{ m}$$

➤ Détermination des coordonnées de la structure :

$$e_i = \frac{\sum N_i \times e_i + \sum M_i}{R} = \frac{(-2029.40) + (77.64)}{3562.97} = -0.55 \text{ m}$$

On a : $e_i = -0.55 \text{ m} < e = 1.85 \text{ m} \rightarrow$ Répartition trapézoïdale.

$$q_{max} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{6e}{L}\right)$$

$$q_{max} = \frac{3562.97}{11.05} \left(1 + \frac{6 \times (-0.55)}{11.05}\right) = 226.14 \text{ KN/m}$$

$$q_{min} = \frac{R}{L} \left(1 - \frac{6e}{L}\right)$$

$$q_{min} = \frac{3562.97}{11.05} \left(1 - \frac{6 \times (-0.55)}{11.05}\right) = 418.73 \text{ KN/m}$$

➤ Détermination de la largeur B de la semelle

$$B \geq \frac{q\left(\frac{L}{4}\right)}{\sigma_{sol}}$$

$$\text{Avec : } q\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{3e}{L}\right) = \frac{3562.97}{11.05} \left(1 + \frac{3 \times (-0.55)}{11.05}\right) = 274.29 \text{ KN}$$

$$B \geq \frac{q\left(\frac{L}{4}\right)}{\sigma_{sol}} = \frac{274.29}{200} = 1.37 \text{ m}$$

On prend : **B = 1.5 m**

On aura donc, $S = 1.5 \times 11.05 = 16.58 \text{ m}^2$

Nous aurons la surface totale de la semelle filante :

$$S_t = nS_p + S_v = 16.58 \times 2 + 1.5 \times 17.1 \times 6 + 45.04 = 232.1 \text{ m}^2$$

Avec :

n : Nombre de portique dans le sens considéré.

➤ Le rapport de la surface des semelles sur la surface de la structure est :

$$\frac{S_t}{S_{bat}} = \frac{232.1}{383.64} = 0.60 = 60\%$$

S St. Filantes = 60% > 50% S Bâtiment

Conclusion :

Le rapport surface semelles filantes /surface totale de bâtiment est 60 % ce qui présente un risque inévitable de chevauchement des semelles .donc les semelles filante ne sont pas adoptées.

Finalement, le type de fondation qui convient le mieux à cette structure est un radier général.

VI.5.3 Radier général :

Le radier nervuré est défini comme étant une fondation superficielle, travaillant comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux de l'ossature et qui est soumis à la réaction du sol et à son poids propre.

Les caractéristiques du radier sont :

- Rigidité en son plan horizontal.
- Permet une meilleure répartition de la charge sur le sol de fondation (répartition linéaire).
- Facilité de coffrage.
- Rapidité d'exécution.
- Semble mieux convenir face aux désordres ultérieurs qui peuvent Provenir des tassements éventuels.

VI.5.3.1 Prédimensionnement :

➤ **Selon la condition d'épaisseur minimale :**

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25 cm ($h_{min} \geq 25 \text{ cm}$)

➤ **Selon la condition forfaitaire :**

$$\frac{L_{max}}{8} \leq h_n \leq \frac{L_{max}}{5}$$

$$\frac{425}{8} \leq h_n \leq \frac{425}{5} \Rightarrow 53.12 \text{ cm} \leq h_n \leq 85 \text{ cm}$$

On prend : $h_n = 80 \text{ cm}$.

➤ **Condition de la longueur élastique**

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{K \times b}} \geq \frac{2}{\pi} L_{max}$$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol, le radier est rigide s'il vérifie :

$$L_{max} \leq \frac{\pi}{2} L_e \Rightarrow \text{Ce qui nous conduit à : } h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times L_{max}\right)^4 \times \frac{3K}{E}}$$

Avec :

- L_e : Longueur élastique.
- K : Module de raideur du sol, rapporte à l'unité de surface $K = 40 \text{ MPa}$
- I : L'inertie de la section.
- E : Module de déformation longitudinale déferée

$$E = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.86 \text{ MPa}$$

➤ L_{max} : Distance maximale entre deux nervures successives.

$$D'ou : h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times 4.25\right)^4 \times \frac{3 \times 40}{10818.86}} =$$

$$0.84 \text{ m} = 84 \text{ cm}$$

Donc le choix final : $h_n = 100 \text{ cm}$

➤ **Epaisseur de la dalle du radier « h_r » :**

La dalle du radier doit satisfaire à la condition suivante :

$$h_d \geq \frac{L_{\max}}{20} \Rightarrow h_d \geq \frac{425}{20} = 21.25 \text{ cm Avec : une hauteur minimale de 25cm.}$$

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

➤ **Epaisseur des nervures « h_n » :**

Les nervures du radier doivent avoir une hauteur qui vérifie la condition suivante :

$$h_n \geq \frac{L_{\max}}{10} \Rightarrow h_n \geq \frac{425}{10} = 42.5 \text{ cm.}$$

On prend : $h_n = 60 \text{ cm}$

➤ **Epaisseur de la dalle flottante**

$$\frac{L_{\max}}{50} \leq h_t \leq \frac{L_{\max}}{40} \text{ (dalle sur 4 appuis)}$$

$$8.5 \text{ cm} \leq h_t \leq 10.62 \text{ cm.}$$

Soit : $h_t = 10 \text{ cm}$

➤ **Largeur de la nervure**

$$0.4 \times h_n \leq b_n \leq 0.7 h_n \Rightarrow 0.4 \times 100 \leq b_n \leq 0.7 \times 100 \Rightarrow 40 \text{ cm} \leq b_n \leq 70 \text{ cm}$$

On opte pour : $b_n = 50 \text{ cm}$

Conclusion :

Les choix définitifs des dimensions de radier sont les suivantes :

- La hauteur de la nervure suivant les deux sens : $h_n = 100 \text{ cm.}$
- Largeur de la nervure : $b_n = 50 \text{ cm.}$
- La hauteur de la dalle de radier : $h_d = 40 \text{ cm.}$
- Dalle flottante : $h_t = 10 \text{ cm.}$

VI.5.3.2 Détermination de la surface nécessaire du radier

➤ **Les charges**

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Charge permanente : } G_{\text{batim}} = 28563.42 \text{ KN} \\ \text{Charge d'exploitation : } Q_{\text{batim}} = 7061.68 \text{ KN} \end{array} \right.$$

➤ **Les combinaisons**

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{L'ELU : } N_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 28563.42 + 1.5 \times 7061.68 = 49153.137 \text{ KN.} \\ \text{L'ELS : } N_s = G + Q = 28563.42 + 7061.68 = 35625.1 \text{ KN.} \end{array} \right.$$

➤ **La surface de radier**

$$\text{Etat limite ultime : } S_{\text{rad}}^{\text{ELU}} \geq \frac{N_u}{1.33 \times \bar{\sigma}_{\text{sol}}}$$

$$S_{\text{rad}}^{\text{ELU}} \geq \frac{49153.137}{1.33 \times 200} = 184.78 \text{ m}^2$$

$$\text{Etat limite de service : } S_{\text{rad}}^{\text{ELS}} \geq \frac{N_s}{1.33 \times \bar{\sigma}_{\text{sol}}}$$

$$S_{\text{rad}}^{\text{ELS}} \geq \frac{35625.1}{1.33 \times 200} = 133.93 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{radier}} = \max (S_{\text{rad}}^{\text{ELU}} ; S_{\text{rad}}^{\text{ELS}}) = (184.78; 133.93)$$

$$S_{\text{radier}} = 184.78 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{batiment}} = 383.64 \text{ m}^2 > S_{\text{radier}} = 184.78 \text{ m}^2$$

Remarque :

On remarque que la surface totale du bâtiment est supérieure à la surface nécessaire du radier, dans ce cas on opte juste pour un débord minimal que nous imposent les règles du BAEL, et il sera calculé comme suit :

$L_{deb} \geq \left(\frac{h_n}{2}; 30 \text{ cm}\right) = \left(\frac{100}{2}; 30 \text{ cm}\right) = 50 \text{ cm} \Rightarrow$ soit un débord de : $L_{deb} = 50 \text{ cm}$ dans les 4 sens.

Donc, on aura une surface totale de radier : $S_{radier} = S_{bat} + S_{deb}$

Avec :

$$S_{deb} = (24.7+17.1) \times 2 \times 0.5 = 41.8 \text{ m}^2$$

$$\text{D'où : } S_{rad} = S_{bat} + S_{deb} = 383.64 + 41.8 = 425.44 \text{ m}^2$$

VI.5.3.3 Calcul des sollicitations à la base de radier

➤ **Charge permanente :**

Poids de radier :

P_{radier} = poids de la dalle de radier + poids de la nervures + poids de (T.V.O) + poids de la dalle flottante

Poids de la dalle de radier :

$$P_{dalle} = S_{radier} \times h_d \times \rho_{beton}$$

$$P_{dalle} = 425.44 \times 0.4 \times 25 = 4254.4 \text{ KN}$$

Poids de la nervure :

$$P_{nervure} = b_n \times (h_n - h_d) \times (L_x \times n_x + L_y \times n_y) \times \rho_{beton}$$

$$P_{nervure} = 0.50 (1 - 0.4) \times ((24.7 \times 4 + 18.3 \times 2) + (11.05 \times 2 + 17.1 \times 6)) \times 25 = 1950.75 \text{ KN}$$

Poids de TVO :

$$P_{TVO} = (S_{rad} - S_{nerv}) \times (h_n - h_d) \times \rho_{TVO}$$

Avec:

$$S_{nervures} = 0.5 \times (1 - 0.4) \times ((24.7 \times 4 + 18.3 \times 2) + (11.05 \times 2 + 17.1 \times 6)) = 78.03 \text{ m}^2$$

$$P_{TVO} = (S_{rad} - S_{nerv}) \times (h_n - h_d) \times \rho_{TVO}$$

$$P_{TVO} = (425.44 - 78.03) \times (1 - 0.4) \times 17 = 3849.58 \text{ KN}$$

Avec: le poids de la TVO : $\rho_{TVO} = 17 \text{ KN/m}^3$

Poids de la dalle flottante :

$$P_{dalle \text{ flottante}} = (S_{rad} - S_{nerv}) \times e_p \times \rho_{beton} = (425.44 - 78.03) \times 0.1 \times 25 = 868.52 \text{ KN}$$

D'où:

$$G_{radier} = P_{dalle} + P_{nervure} + P_{tvo} + P_{dalle \text{ flottante}}$$

$$G_{radier} = 4254.4 + 1950.75 + 3849.58 + 868.52 = 10923.25 \text{ KN}$$

➤ **Surcharge du bâtiment et de radier :**

$$Q_{batiment} = 7061.68 \text{ KN}$$

$$Q_{radier} = \text{surcharge d'exploitation de RDC} \times \text{surface de radier} = 5 \times 425.44 = 2127.2 \text{ KN}$$

➤ **Poids totale de la structure :**

$$G_t = G_{batiment} + G_{radier} = 28563.42 + 10923.25 = 39486.67 \text{ KN}$$

$$Q_t = Q_{batiment} + Q_{radier} = 7061.68 + 2127.2 = 9188.88 \text{ KN}$$

➤ **Combinaison d'action :**

$$\text{ELU: } N_u = 1.35 G + 1.5 Q = 1.35 \times 39486.67 + 1.5 \times 9188.88 = 67090.32 \text{ KN}$$

$$\text{ELS : } N_s = G + Q = 39486.67 + 9188.88 = 48675.55 \text{ KN}$$

VI.5.3.4 Vérifications :

Vérification de la contrainte de cisaillement (BAEL91 modifié 99(Art A.5.1.1)) :

Il faut vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min\left\{\frac{0.15}{\gamma_b} f_{cj}, 4\text{MPa}\right\}$ en Fissuration préjudiciable

$$\bar{\tau}_u = \min\{2.5, 4\text{MPa}\} = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \cdot d}$$

Avec :

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

$$d = 0.9 h_d = 0.9 \times 40 = 36 \text{ cm}$$

$$T_u^{\max} = q_u \cdot \frac{L_{\max}}{2} = \frac{N_u \cdot b}{S_{\text{rad}}} \cdot \frac{L_{\max}}{2} = \frac{67090.32 \times 1}{425.44} \times \frac{4.25}{2} = 335.10 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{335.10 \times 10^3}{1000 \cdot 360} = 0.93 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.93 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \implies \text{Condition vérifiée}$$

➤ Vérification de la stabilité du radier :

Calcul du centre de gravité du radier

$$X_G = \frac{\sum s_i X_i}{\sum s_i} = 11.42 \text{ m}$$

$$Y_G = \frac{\sum s_i Y_i}{\sum s_i} = 8.16 \text{ m}$$

Avec :

Si : aire du panneau considéré

Xi, Yi : centre de gravité du panneau considéré

Moment d'inertie du radier :

$$I_{XX} = \sum \left(\frac{bh^3}{12} + s_i X_i^2 \right) = 54012.93 \text{ m}^4$$

$$I_{YY} = \sum \left(\frac{hb^3}{12} + s_i Y_i^2 \right) = 47200.13 \text{ m}^4$$

➤ Vérifier la stabilité du radier

La stabilité du radier consiste à vérifier les contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants :

- Effort normal (N) due aux charges verticales.
- Moment de renversement (M) due au séisme dans le sens considéré.

$$M = M_0 + T_0 \times Z$$

Avec : M_0 : Moment sismique à la base du bâtiment.

T_0 : Effort tranchant à la base du bâtiment.

Z : Profondeur de l'infrastructure

Tableau VI.5.3.4: Calcul du moment de renversement.

Sollicitations		M_0 (KN.m)	T_0 (KN)	Z(m)	M (KN.m)
Sens	xx	3683.70	26.41	1	3710.11
	yy	792.95	226.53	1	1019.48

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne :

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

Ainsi ; nous devons vérifier que :

$$\text{AELU : } \sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1.33\sigma_{sol}$$

$$\text{AELU : } \sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{sol}$$

$$\text{Avec : } \sigma_1 \text{ et } \sigma_2 = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M}{I} \times V$$

V: distance entre le centre de gravité du radier et la fibre la plus éloignée de ce dernier

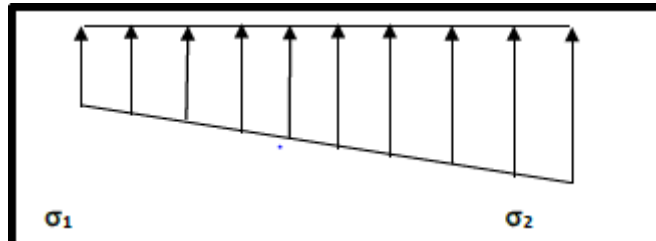


Figure VI.5.3.4.1:

Diagramme des contraintes sous le radier

Effort normal :

$$N_u = 49153.137 \text{ KN.}$$

$$N_s = 35625.1 \text{ KN.}$$

Sens longitudinal :

A ELU :

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{XX}} \times V = \frac{49153.137}{425.44} + \frac{3710.11}{54012.93} \times 8.16 = 116.09 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{XX}} \times V = \frac{49153.137}{425.44} - \frac{3710.11}{54012.93} \times 8.16 = 114.97 \text{ KN/m}^2$$

D'où :

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3 \times 116.09 + 114.97}{4} = 115.81 \text{ KN/m}^2$$

$$1.33\sigma_{sol} = 1.33 \times 200 = 266 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 115.81 \text{ KN/m}^2 \leq 1.33\sigma_{sol} = 266 \text{ KN/m}^2 \implies \text{Condition vérifiée}$$

A ELS :

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{XX}} \times V = \frac{35625.1}{425.44} + \frac{3710.11}{54012.93} \times 8.16 = 84.29 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{XX}} \times V = \frac{35625.1}{425.44} - \frac{3710.11}{54012.93} \times 8.16 = 83.17 \text{ KN/m}^2$$

D'où :

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3 \times 84.29 + 83.17}{4} = 84.00 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 84.00 \text{ KN/m}^2 \leq \sigma_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2 \implies \text{Condition vérifiée}$$

Sens transversal :

A ELU :

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_Y}{I_{YY}} x V = \frac{49153.137}{425.44} + \frac{1019.48}{47200.13} x 11.42 = 115.78 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_Y}{I_{YY}} x V = \frac{49153.137}{425.44} - \frac{1019.48}{47200.13} x 11.42 = 115.28 \text{ KN/m}^2$$

D'où :

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3x115.78 + 115.28}{4} = 115.65 \text{ KN/m}^2$$

$$1.33\bar{\sigma}_{sol} = 1.33x200 = 266 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 115.65 \text{ KN/m}^2 \leq 1.33\bar{\sigma}_{sol} = 266 \text{ KN/m}^2 \implies \text{Condition vérifiée}$$

A ELS :

$$\sigma_1 = \frac{N_S}{S_{rad}} + \frac{M_Y}{I_{YY}} x V = \frac{35625.1}{425.44} + \frac{1019.48}{47200.13} x 11.42 = 83.98 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_S}{S_{rad}} - \frac{M_Y}{I_{YY}} x V = \frac{35625.1}{425.44} - \frac{1019.48}{47200.13} x 11.42 = 83.49 \text{ KN/m}^2$$

D'où :

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3x83.98 + 83.49}{4} = 83.85 \text{ KN/m}^2$$

$$\bar{\sigma}_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 83.85 \text{ KN/m}^2 \leq \bar{\sigma}_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2 \implies \text{Condition vérifiée}$$

Donc : La stabilité est vérifiée dans les deux sens

➤ **Vérification au poinçonnement [Art. A.5.2.42/BAEL91 modifiée 99] :**

Il s'agit de vérifier que : $N_u \leq \frac{0.045 \mu_c \cdot h \cdot f_{c28}}{\gamma_b}$

Avec : N_u : Charge de calcul à l'ELU pour le poteau ou le voile

μ_c : Périmètre du contour cisailé sur le plan du feuillet moyen du radier.

h : hauteur de la nervure égale à 1 m.

a : Epaisseur du voile ou du poteau.

b : Largeur du poteau ou du voile (une bande de 1m).

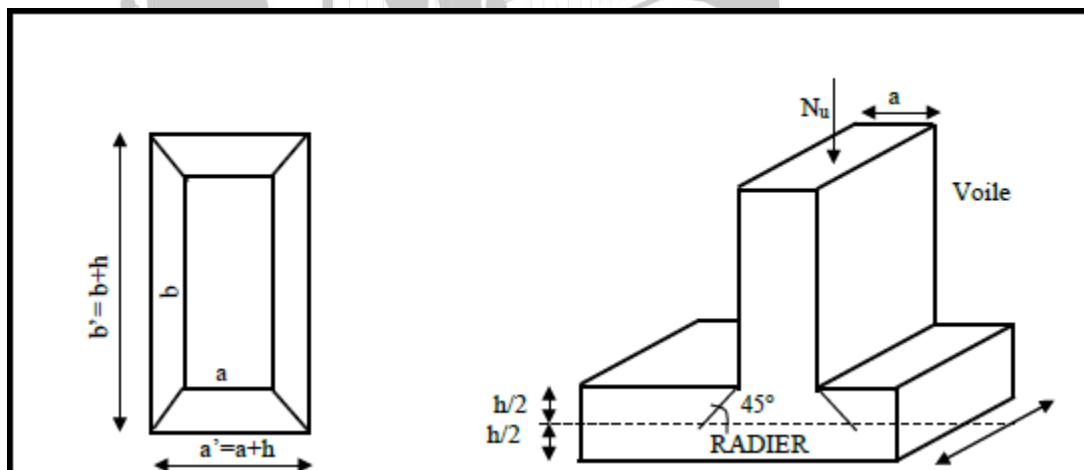


Figure VI.5.3.4.2 : Périmètre utile des voiles et des poteaux.

➤ **Vérification de poteau le plus sollicité :**

$$\mu_c = 2(a' + b') = 2(a + b + 2.h) = 2(0.35 + 0.35 + 2 \times 1) = 5.4 \text{ m}$$

$$N_u = 1042.83 \text{ KN.}$$

$$N_u = 1042.83 \text{ KN} < \frac{0,045 \times 5.4 \times 1 \times 25 \times 10^3}{1,5} = 4050 \text{ KN} \implies \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Vérification pour le voile le plus sollicité :**

On considère une bande de 1ml du voile :

$$\mu_c = 2(a' + b') = 2(a + b + 2.h) = 2(0.25 + 1 + 2 \times 1) = 6.5 \text{ m}$$

$$N_u = 4417.43 \text{ KN.}$$

$$N_u = 4417.43 \text{ KN} < \frac{0,045 \times 6.5 \times 1 \times 25 \times 10^3}{1,5} = 4875 \text{ KN} \implies \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Vérification de l'effort de sous pression [Art.3.634/DTR-BC 2.331] :**

Elle est jugée nécessaire pour justifier le non soulèvement du bâtiment sous l'effet de la pression hydrostatique.

On doit vérifier : **P > P'**

- P = 15616.98 KN (poids total du bâtiment à la base du radier).
- P' = $\alpha \times \gamma_w \times S_{rad} \times Z$

Avec :

- α : Coefficient de sécurité vis-à-vis du soulèvement ($\alpha = 1.5$)
 - γ_w : Poids volumique de l'eau ($\gamma_w = 10 \text{ KN/m}^3$)
 - Z : profondeur de l'infrastructure ($h = 100 \text{ cm}$)
- $$P' = 1.5 \times 10 \times 425.44 \times 1 = 6381.6 \text{ KN}$$

$$P = 15616.98 \text{ KN} > P' = 6381.6 \text{ KN} \implies \text{Condition vérifiée}$$

Donc : Pas de risque de soulèvement de la structure.

VI.5.4 Ferrailage du radier :

Le radier fonctionne comme un plancher renversé, son ferrailage sera calculé en utilisant les méthodes exposées dans le [B.E.A.L 91 modifiée 99].

VI.5.4.1 Ferrailage de la dalle du radier :

La dalle du radier sera étudiée comme un panneau rectangulaire uniformément chargé reposant sur quatre cotés. On distingue deux cas :

1^{er} Cas : $\rho_x = \frac{l_x}{l_y} < 0.4 \implies$ La dalle travaille dans un seul sens.

2^{eme} Cas : $0.4 < \rho_x = \frac{l_x}{l_y} \leq 1 \implies$ La dalle travaille dans les deux sens.

- Dans le sens de la petite portée L_x : $M_{ox} = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2$
- Dans le sens de la grande portée L_y : $M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox}$

Les coefficients μ_x, μ_y sont donnés par les tables de PIGEAUD.

$$\text{Avec : } \rho = \frac{L_x}{L_y}; \quad L_x < L_y$$

Remarque

Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement voisin, afin d'homogénéiser le ferrailage et de faciliter la mise en pratique, on adopte la même section d'armatures en considérant pour les calculs le panneau le plus sollicité.

➤ **Identification du panneau le plus sollicité :**

On a :

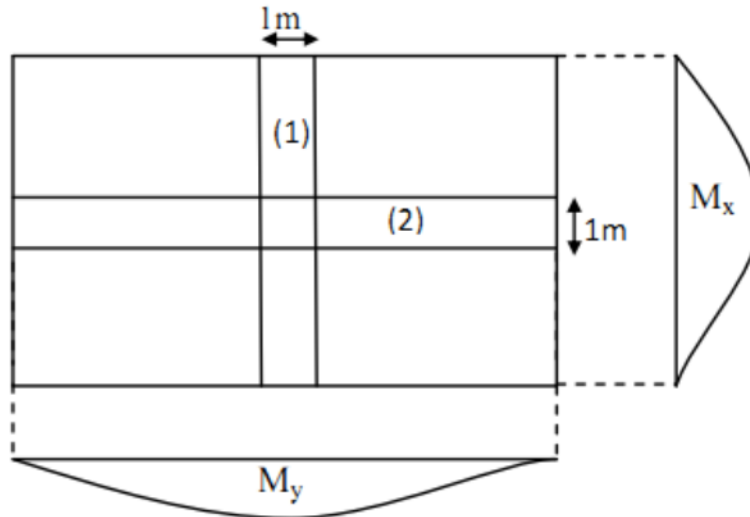
$$L_x = 4.00\text{m}$$

$$L_y = 4.50\text{m}$$

Donc :

$$0.4 < \rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4.00}{4.25} = 0.94 < 1 \Rightarrow \text{Le panneau travaille dans les deux sens}$$

Dans ce cas, on utilise la méthode de l'annexe E3 du BAEL 91 modifié 99. On considère une bande de 1 m de largeur au milieu de chaque portée.



Remarque : Pour le calcul du ferrailage, soustrait de la contrainte σ_m , la contrainte due au poids propre duradier, ce dernier étant directement repris par le sol.

A ELU :

$$q_{um} = \sigma_m(ELU) - \frac{1.35G_{radier}}{S_{radier}} = 115.81 - \frac{1.35 \times 10923.25}{425.44} = 81.08 \text{KN/m}$$

A ELS :

$$q_{sm} = \sigma_m(ELS) - \frac{G_{radier}}{S_{radier}} = 84.00 - \frac{10923.25}{425.44} = 58.27 \text{KN/m}$$

Calcul à l'ELU :

• **Détermination des coefficients μ_x et μ_y :**

Les tables de Pigeaud donnent la valeur des coefficients μ_x et μ_y en fonction ν et ρ_x :

$$\rho_x = 0.94 ; \nu = 0 \text{ (ELU)} \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0419 \\ \mu_y = 0.864 \end{cases}$$

• **Calcul des moments M_{0x} et M_{0y} :**

$$M_{0x} = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2 = 0.0419 \times 81.08 \times 4.00^2$$

$$M_{0x} = 54.35 \text{ kN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x} = 0.864 \times 54.35$$

$$M_{0y} = 46.95 \text{ KN.m}$$

Remarque :

Si le panneau considéré est continu au-delà de ses appuis, alors :

- Moment en travée : $0.75M_{0x}$ ou $0.75M_{0y}$.

- Moment sur appuis : $0.5M_{0x}$ ou $0.5M_{0y}$

Si le panneau considéré est un panneau de rive dont l'appui peut assurer un encastrement partiel

Alors :

- Moment en travée : **$0.85M_{0x}$ ou $0.85M_{0y}$.**

- Moment sur appui de rive : **$0.3M_{0x}$ ou $0.3M_{0y}$.**

- Moment sur appui intermédiaire : **$0.5M_{0x}$ ou $0.5M_{0y}$**

Donc :

Afin de tenir compte des semi encastrement du panneau au niveau de son contour, les moments obtenus sont affectés d'un coefficient de (0.85) en travée, de (-0.5) aux appuis intermédiaires et de (-0.3) aux appuis de rives. Donc :

Moments aux appuis :

$$\begin{cases} M_{1x}^a = -0.5 \times 54.35 = -27.17 \text{ KN.m} \\ M_{2x}^a = -0.5 \times 54.35 = -27.17 \text{ KN.m} \\ M_{1y}^a = -0.5 \times 46.95 = -23.47 \text{ KN.m} \\ M_{2y}^a = -0.3 \times 46.95 = -14.08 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Moments en travées :

$$\begin{cases} M_x^t = 0.75 \times 54.35 = 40.76 \text{ KN.m} \\ M_y^t = 0.85 \times 46.95 = 39.90 \text{ KN.m} \end{cases}$$

VI.5.4.2 Calcul des armatures :

Le ferrailage se fera pour une bande de 1m de largeur

Sens x-x :

▪ **En travée :**

$$\mu = \frac{M_x^t}{bd^2f_{bu}} = \frac{40.76 \times 10^3}{100 \times 36^2 \times 14.2} = 0.022$$

$\mu = 0.022 < \mu_l = 0.392 \implies$ **La section est simplement armée (SSA).**

$$\mu = 0.022 \implies \beta = 0.989$$

$$A_x^t = \frac{M_x^t}{\beta x d x \sigma_{st}} = \frac{40.76 \times 10^4}{0.989 \times 360 \times 348} = 3.28 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_x^t = 4\text{HA}12 = 4.52 \text{ cm}^2$ avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$

▪ **Aux appuis :**

$$\mu = \frac{M_{1x}^a}{bd^2f_{bu}} = \frac{27.17 \times 10^3}{100 \times 36^2 \times 14.2} = 0.014$$

$\mu = 0.014 < \mu_l = 0.392$ **La section est simplement armée (SSA).**

$$\mu = 0.014 \implies \beta = 0.993$$

$$A_{1x}^a = \frac{M_{1x}^a}{\beta x d x \sigma_{st}} = \frac{27.17 \times 10^4}{0.993 \times 360 \times 348} = 2.18 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_{1x}^a = 4\text{HA}10 = 3.14 \text{ cm}^2$ avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$

$$\mu = \frac{M_{2x}^a}{bd^2f_{bu}} = \frac{16.30 \times 10^3}{100 \times 36^2 \times 14.2} = 0.008$$

$\mu = 0.008 < \mu_l = 0.392$ **La section est simplement armée (SSA).**

$$\mu = 0.008 \implies \beta = 0.996$$

$$A_{2x}^a = \frac{M_{2x}^a}{\beta x d x \sigma_{st}} = \frac{16.30 \times 10^4}{0.996 \times 360 \times 348} = 1.30 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_{2x}^a = 4\text{HA}10 = 3.14 \text{ cm}^2$ avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$

On prend : $A_x^a = 4\text{HA}10 = 3.14 \text{ cm}^2$ avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$

Sens Y-Y :

▪ **En travée :**

$$\mu = \frac{M_y^t}{bd^2f_{bu}} = \frac{39.90 \times 10^3}{100 \times 36^2 \times 14.2} = 0.021$$

$\mu = 0.021 < \mu_l = 0.392 \implies$ **La section est simplement armée (SSA).**

$$\mu = 0.021 \implies \beta = 0.989$$

$$A_y^t = \frac{M_y^t}{\beta x d x \sigma_{st}} = \frac{39.90 \times 10^4}{0.989 \times 360 \times 348} = 3.22 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_x^t = 4\text{HA}12 = 4.52 \text{ cm}^2$ avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$

▪ **Aux appuis :**

$$\mu = \frac{M_{1y}^a}{bd^2 f_{bu}} = \frac{23.47 \times 10^3}{100 \times 36^2 \times 14.2} = 0.012$$

$\mu = 0.012 < \mu_l = 0.392 \implies$ **La section est simplement armée (SSA).**

$$\mu = 0.012 \quad \beta = 0.994$$

$$A_{1y}^a = \frac{M_{1y}^a}{\beta x d x \sigma_{st}} = \frac{23.47 \times 10^4}{0.994 \times 360 \times 348} = 1.88 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_{1y}^a = 4\text{HA}10 = 3.14 \text{ cm}^2$ avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$

$$\mu = \frac{M_{2y}^a}{bd^2 f_{bu}} = \frac{14.08 \times 10^3}{100 \times 36^2 \times 14.2} = 0.007$$

$\mu = 0.007 < \mu_l = 0.392 \implies$ **La section est simplement armée (SSA).**

$$\mu = 0.007 \quad \beta = 0.996$$

$$A_{2y}^a = \frac{M_{2y}^a}{\beta x d x \sigma_{st}} = \frac{14.08 \times 10^4}{0.996 \times 360 \times 348} = 1.12 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_{2x}^a = 4\text{HA}10 = 3.14 \text{ cm}^2$ avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$

On prend : $A_x^a = 4\text{HA}10 = 3.14 \text{ cm}^2$ avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$

VI.5.4.3 Vérifications à l'ELU

Condition de non fragilité [Article B.7.4 BAEL91révisé 99]:

$$\rho_x = \rho_0 b h \frac{(3 - \frac{l_x}{l_y})}{2} \quad \text{et} \quad \rho_y = \rho_0 b h$$

Avec :

ρ_x et ρ_y : pourcentage d'acier

ρ_0 : Taux des armatures (0.0008 pour les aciers HA FeE400)

Sens X-X :

$$A_{min} = \rho_0 b h \frac{(3 - \frac{l_x}{l_y})}{2}$$

$$A_{min} = 0.0008 \times 100 \times 36 \times \frac{(3 - \frac{400}{425})}{2} = 2.96 \text{ cm}^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{min} = 2.96 \text{ cm}^2 \\ A_x^t = 4.52 \text{ cm}^2 \\ A_x^a = 3.14 \text{ cm}^2 \end{array} \right. \implies A_x > A_{min} \implies$$

Condition vérifiée

Sens Y-Y :

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{min} = 2.96 \text{ cm}^2 \\ A_y^t = 3.32 \text{ cm}^2 \\ A_y^a = 3.14 \text{ cm}^2 \end{array} \right. \implies A_y > A_{min} \implies$$

Condition vérifiée

▪ **Vérification de l'espacement des barres :**

$$S_{tx} = 25 \text{ cm} \leq \min(2h; 25\text{cm}) = 25\text{cm} \implies$$

Condition vérifiée

$$S_{ty} = 25 \text{ cm} \leq \min(2h; 25\text{cm}) = 25 \text{ cm} \implies$$

Condition vérifiée

VI.5.4.4 Vérification à ELS :

- Calcul des moments M_{0x} et M_{0y} :

$$M_{0x} = \mu_x \cdot q_s \cdot L_x^2 = 0.0419 \times 58.27 \times 4.00^2$$

$$M_{0x} = 44.65 \text{ kN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x} = 0.864 \times 44.65$$

$$M_{0y} = 38.57 \text{ KN.m}$$

Moments aux appuis :

$$\begin{cases} M_{1x}^a = -0.5 \times 44.65 = -22.32 \text{ KN.m} \\ M_{2x}^a = -0.3 \times 44.65 = -13.39 \text{ KN.m} \\ M_{1y}^a = -0.5 \times 38.57 = -19.28 \text{ KN.m} \\ M_{2y}^a = -0.3 \times 38.57 = -11.57 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Moments en travées :

$$\begin{cases} M_x^t = 0.85 \times 44.65 = 37.95 \text{ KN.m} \\ M_y^t = 0.85 \times 38.57 = 32.78 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Sens X-X :

$$\begin{cases} A_x^t = 3.14 \text{ cm}^2 \\ A_x^a = 3.14 \text{ cm} \end{cases}$$

Sens y-y :

$$\begin{cases} A_y^t = 3.14 \text{ cm}^2 \\ A_y^a = 3.14 \text{ cm} \end{cases}$$

- Vérification des contraintes dans le béton et l'acier :

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ et $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$

Sens X-X :

Vérification des contraintes dans l'acier :

Aux appuis :

$$\sigma_{st} = \frac{M_x^a}{A_x^a \times \beta_1 \times d} \quad \text{Avec : } \rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} \quad \text{et } \bar{\sigma}_{st} = 400 \text{ MPa}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 36} = 0.08 \quad \Rightarrow \quad \begin{cases} \beta_1 = 0.952 \\ k_1 = 89.2 \end{cases}$$

$$\sigma_{st} = \frac{22.32 \times 10^3}{3.14 \times 0.952 \times 36} = 207.40 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 207.40 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 400 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

- Vérification des contraintes dans le béton :

$$\sigma_{bc} = k \cdot \sigma_{st} \quad \text{avec : } k = \frac{1}{k_1} = \frac{1}{89.2} = 0.011$$

$$\sigma_{bc} = 0.011 \times 207.40 = 2.28 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 2.28 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

Sens Y-Y :

- Vérification des contraintes dans l'acier :

$$\sigma_{st} = \frac{M_y^a}{A_y^a \times \beta_1 \times d} \quad \text{Avec : } \rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} \quad \text{et } \bar{\sigma}_{st} = 400 \text{ MPa}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 36} = 0.08 \quad \begin{cases} \beta_1 = 0.952 \\ k_1 = 89.2 \end{cases}$$

$$\sigma_{st} = \frac{19.28 \times 10^3}{3.14 \times 0.952 \times 36} = 179.15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 179.15 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 400 \text{ MPa} \implies \text{Condition vérifiée}$$

- Vérification des contraintes dans le béton :

$$\sigma_{bc} = k \cdot \sigma_{st} \quad \text{avec : } k = \frac{1}{k_1} = \frac{1}{89.2} = 0.011$$

$$\sigma_{bc} = 0.011 \times 179.15 = 1.97 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1.97 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \implies \text{Condition vérifiée}$$

Sens X-X :

- Vérification des contraintes dans l'acier :

En travée :

$$\sigma_{st} = \frac{M_x^t}{A_x^t \times \beta_1 \times d} \quad \text{Avec : } \rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} \quad \text{et } \bar{\sigma}_{st} = 400 \text{ MPa}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 36} = 0.08 \implies \begin{cases} \beta_1 = 0.952 \\ k_1 = 89.2 \end{cases}$$

$$\sigma_{st} = \frac{37.95 \times 10^3}{3.14 \times 0.952 \times 36} = 352.64 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 352.64 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 400 \text{ MPa} \implies \text{Condition vérifiée}$$

- Vérification des contraintes dans le béton :

$$\sigma_{bc} = k \cdot \sigma_{st} \quad \text{avec : } k = \frac{1}{k_1} = \frac{1}{89.2} = 0.011$$

$$\sigma_{bc} = 0.011 \times 352.64 = 3.87 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 3.87 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \implies \text{Condition vérifiée}$$

Sens Y-Y :

- Vérification des contraintes dans l'acier :

$$\sigma_{st} = \frac{M_y^t}{A_y^t \times \beta_1 \times d} \quad \text{Avec : } \rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} \quad \text{et } \bar{\sigma}_{st} = 400 \text{ MPa}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 36} = 0.08 \implies \begin{cases} \beta_1 = 0.952 \\ k_1 = 89.2 \end{cases}$$

$$\sigma_{st} = \frac{32.78 \times 10^3}{3.14 \times 0.952 \times 36} = 304.60 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 304.60 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 400 \text{ MPa} \implies \text{Condition vérifiée}$$

- Vérification des contraintes dans le béton :

$$\sigma_{bc} = k \cdot \sigma_{st} \quad \text{avec : } k = \frac{1}{k_1} = \frac{1}{89.2} = 0.011$$

$$\sigma_{bc} = 0.011 \times 304.60 = 3.35 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 3.35 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \implies \text{Condition vérifiée}$$

VI.5.5 Ferrailage du débord

Le débord est assimilé à une console rectangulaire soumise à une charge uniformément répartie comme illustrée dans la figure ci-dessous. Le calcul se fera pour une bonde de 1 mètre de longueur.

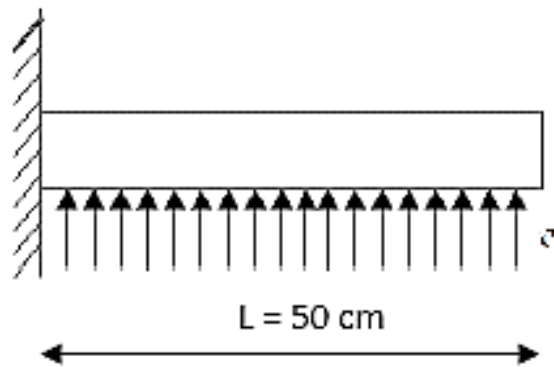


Figure VII. 5 : Schéma statique du débord.

A L'ELU:

$$M_u = \frac{q_u l^2}{2} = \frac{81.08 \times 0.5^2}{2} = 10.13 \text{ KN/m}$$

$$T_u = q_u x l = 81.08 \times 0.5 = 40.54 \text{ KN}$$

A L'ELS:

$$M_s = \frac{q_s l^2}{2} = \frac{58.27 \times 0.5^2}{2} = 7.28 \text{ KN/m}$$

$$T_s = q_s x l = 58.27 \times 0.5 = 29.13 \text{ KN}$$

VI.5.5.1 Calcul des armatures :

Armatures principales :

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{10.13 \times 10^3}{100 \times 36^2 \times 14,2} = 0.005 \leq 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0.005 \Rightarrow \beta = 0.997$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{10.13 \times 10^4}{0.987 \times 360 \times 348} = 0.81 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_s = 4\text{HA}12 = 4.52 \text{ cm}^2$$

Les armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.313 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_r = 4\text{HA}10 = 3.14 \text{ cm}^2$$

VI.5.5.2 Vérification a ELU :

Vérification à la condition de non fragilité du béton de la section minimale : (Art A.4.2.1 BAEL91 modifié 99)

$$A_{min} = \frac{0.23bd f_{t28}}{f_e} \quad \text{Avec : } f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$A_{min} = \frac{0.23 \times 100 \times 36 \times 2.1}{400} = 4.35 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 4.35 \text{ cm}^2 < A_s = 4.52 \text{ cm}^2$$

VI.5.5.3 Vérification à ELS :

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left[\frac{2}{3} f_e ; \max \left(\frac{1}{2} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right) \right] \quad \text{Avec : } \eta = 1.6$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{A_s \times \beta_1 \times d} \quad \text{Avec : } \rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times 4.52}{100 \times 36} = 0.126 \quad \left\{ \begin{array}{l} \beta_1 = 0.941 \\ k_1 = 69.75 \end{array} \right.$$

$$\sigma_{st} = \frac{7.28 \times 10^3}{4.52 \times 0.941 \times 36} = 47.54 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 47.54 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa} \implies \text{Condition vérifiée}$$

○ **Vérification des contraintes dans le béton :**

$$\sigma_{bc} = k \cdot \sigma_{st} \quad \text{Avec : } k = \frac{1}{k_1} = \frac{1}{69.75} = 0.014$$

$$\sigma_{bc} = 0.014 \times 47.54 = 0.66 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0.66 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \implies \text{Condition vérifiée}$$

VI.5.6 Ferrailage des nervures :

Afin d'éviter tout risque de soulèvement du radier (vers le haut), celui-ci est sera muni de nervures (raidisseurs) dans les deux sens.

Pour le calcul des sollicitations, la nervure sera assimilée à une poutre continue sur plusieurs appuis et les charges revenant à chaque nervure seront déterminées en fonction du mode de transmission des charges (triangulaires ou trapézoïdales) vers celle-ci

VI.5.6.1 Chargement simplifié admis :

Les nervures seront considérées comme des poutres doublement encastées à leurs extrémités.

Afin de ramener les charges appliquées sur les nervures à des charges uniformément réparties on doit calculer le chargement simplifié et cela consiste à trouver la largeur de la dalle correspondante à un diagramme rectangulaire qui donnerait le même moment (largeur L_m) et le même effort tranchant (largeur L_t) que le diagramme trapézoïdal/triangulaire.

- **Le Chargement simplifié**

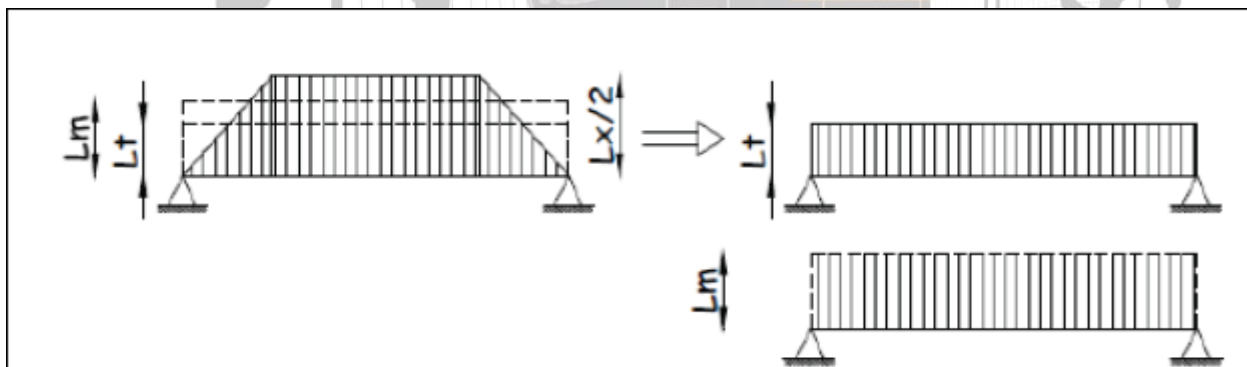


Figure VI.5.6.1.1 : Chargement simplifié

Remarque :

Les réactions du sol sont transmises aux nervures sous forme de charge triangulaire et trapézoïdale.

- **Charge trapézoïdale :**

$$\text{Moment fléchissant : } L_m = l_x \left(0.5 - \frac{\rho^2}{6} \right)$$

$$\text{Effort tranchant : } L_t = l_x \left(0.5 - \frac{\rho}{4} \right)$$

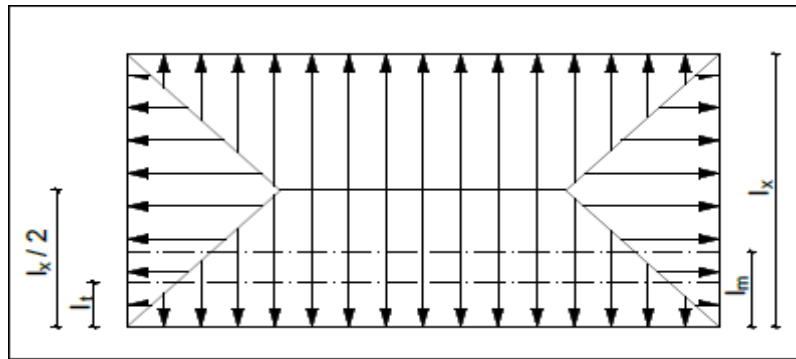


Figure VI5.6.1.2 : charge trapézoïdale

▪ Charge triangulaire :

Moment fléchissant : = $0.333 l_x$.

Effort tranchant : $L_t = 0.25 l_x$.

▪ Charges à considérer :

Pour les moments fléchissant :

$$Q_{Mu} = q_u x L_m.$$

$$Q_{Ms} = q_s x L_m.$$

Pour les efforts tranchants

$$Q_u = q_u x L_t.$$

$$Q_s = q_s x L_t.$$

VI5.6.2 Détermination des charges :

ELU :

$$q_u = \left(\sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} - \frac{G_{ner}}{S_{ner}} \right) = \left(115.75 - \frac{10923.25}{425.44} - \frac{1950.75}{78.03} \right) = 65.07 \text{KN/m}^2$$

ELS :

$$q_s = \left(\sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} - \frac{G_{ner}}{S_{ner}} \right) = \left(83.95 - \frac{10923.25}{425.44} - \frac{1950.75}{78.03} \right) = 33.27 \text{KN/m}^2$$

Pour calculer, on va choisir la file la plus sollicitée dans les deux sens.

Calcul des charges

Les valeurs des charges revenant sur la nervure sont données dans les tableaux suivants :

Tableau VI 5.6.2.1: Calcul des charges selon le sens (X-X).

Panneau	L _x	L _y	ρ _x	Chargement	L _m	L _t	q _u	q _s	Effort tranchant				Moment fléchissant			
									Q _u	ΣQ _u	Q _s	ΣQ _s	Q _{Mu}	ΣQ _{Mu}	Q _{Ms}	ΣQ _{Ms}
AB	3.20	4.25	0.75	Triangulaire	1.06	0.8	65.07	33.27	52.05	103.45	26.61	52.89	59.43	117.74	35.26	69.86
	2.80	3.20	0.87	trapézoïdale	1.04	0.79	65.07	33.27	51.40		26.28		58.31		34.60	
BC	4.00	4.25	0.94	Triangulaire	1.33	1	65.07	33.27	65.07	124.28	33.27	63.54	74.57	140.17	44.24	83.16
	2.80	4.00	0.70	trapézoïdale	1.17	0.91	65.07	33.27	59.21		30.27		65.60		38.92	
CD	3.60	4.25	0.84	Triangulaire	1.19	0.9	65.07	33.27	58.56	114.52	29.94	58.56	66.72	129.51	39.59	76.85
	2.80	3.60	0.77	trapézoïdale	1.12	0.86	65.07	33.27	55.96		28.62		62.79		37.26	
DE	3.10	4.25	0.72	Triangulaire	1.03	0.77	65.07	33.27	50.10	100.20	25.61	51.22	57.75	115.5	34.26	68.52
	2.80	3.10	0.90	trapézoïdale	1.03	0.77	65.07	33.27	50.10		25.61		57.75		34.26	
EF	3.60	4.25	0.84	Triangulaire	1.19	0.9	65.07	33.27	58.56	114.52	29.94	58.56	66.72	129.51	39.59	76.85
	2.80	3.60	0.77	trapézoïdale	1.12	0.86	65.07	33.27	55.96		28.61		62.79		37.26	
FG	4.00	4.25	0.94	Triangulaire	1.33	1	65.07	33.27	65.07	124.28	33.27	63.54	74.57	140.17	44.24	83.16
	2.80	4.00	0.70	trapézoïdale	1.17	0.91	65.07	33.27	59.21		30.27		65.60		38.92	
GH	3.20	4.25	0.75	Triangulaire	1.06	0.8	65.07	33.27	52.05	103.45	26.61	52.89	59.43	117.74	35.26	69.86
	2.80	3.20	0.87	trapézoïdale	1.04	0.79	65.07	33.27	51.40		26.28		58.31		34.60	

Tableau VI 5.6.2.2 : Calcul des charges selon le sens (Y-Y).

Panneau	L _x	L _y	ρ _x	Chargement	L _m	L _t	q _u	q _s	Effort tranchant				Moment fléchissant			
									Q _u	ΣQ _u	Q _s	ΣQ _s	Q _{Mu}	ΣQ _{Mu}	Q _{Ms}	ΣQ _{Ms}
AB	3.60	4.25	0.84	trapézoïdale	1.37	1.04	65.07	33.27	67.67	136.64	34.60	69.85	89.14	180.88	45.57	92.48
	4.00	4.25	0.94	trapézoïdale	1.41	1.06	65.07	33.27	68.97		35.26		91.74		46.91	
BC	2.80	3.60	0.77	Triangulaire	0.93	0.7	65.07	33.27	45.54	91.08	23.28	46.56	60.51	121.02	30.94	61.88
	2.80	4.00	0.70	Triangulaire	0.93	0.7	65.07	33.27	45.54		23.28		60.51		30.94	
CD	3.60	4.00	0.90	trapézoïdale	1.31	0.99	65.07	33.27	64.41	129.48	32.93	66.20	85.24	171.78	43.58	87.82
	4.00	4.00	1.00	Triangulaire	1.33	1	65.07	33.27	65.07		33.27		86.54		44.24	
DE	2.80	3.60	0.77	Triangulaire	0.93	0.7	65.07	33.27	45.54	91.08	23.28	46.56	60.51	121.02	30.94	61.88
	2.80	4.00	0.7	Triangulaire	0.93	0.7	65.07	33.27	45.54		23.28		60.51		30.94	
EF	3.25	3.60	0.90	Triangulaire	1.08	0.81	65.07	33.27	52.70	105.4	26.94	53.88	70.27	140.54	35.93	71.86
	3.25	4.00	0.81	Triangulaire	1.08	0.81	65.07	33.27	52.70		26.94		70.27		35.93	

Diagramme des sollicitations : transversal

Les diagrammes obtenus à l'aide du logiciel « ETABS » sont les suivant :
Sens transversal X-X

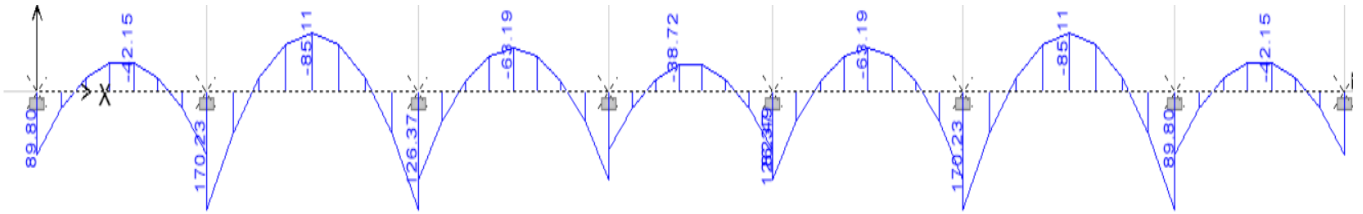


Figure VI 5.6.2.1: Diagramme des moments fléchissant à l'ELU

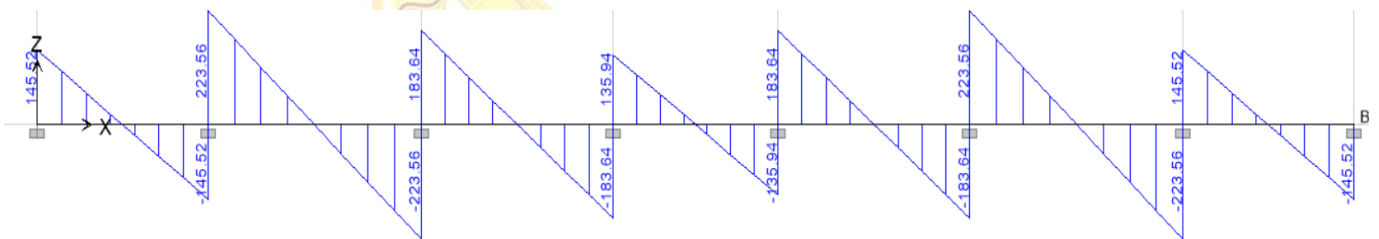


Figure VI 5.6.2.2: Diagramme des efforts tranchants à l'ELU

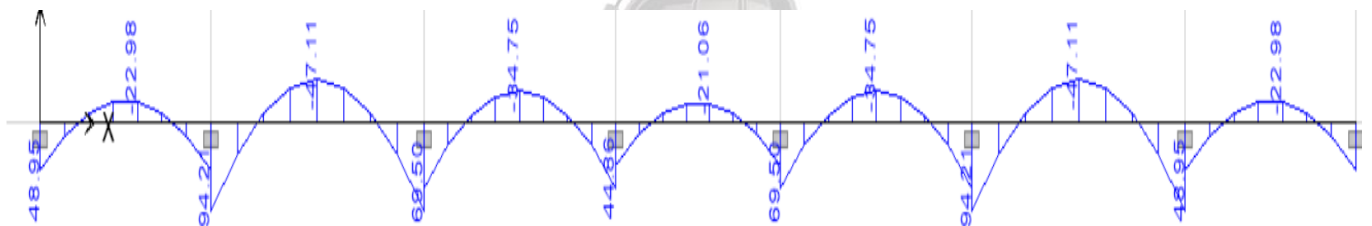


Figure VI 5.6.2.3 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS.

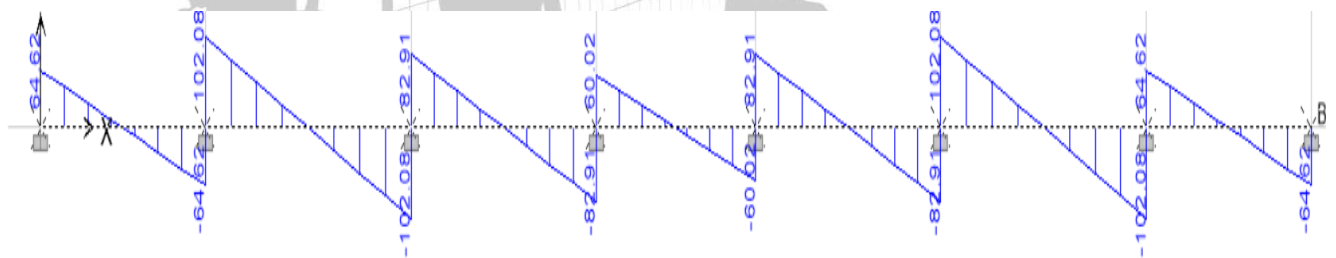


Figure VI 5.6.2.4: Diagramme des efforts tranchants à l'ELS

Sens longitudinale Y-Y

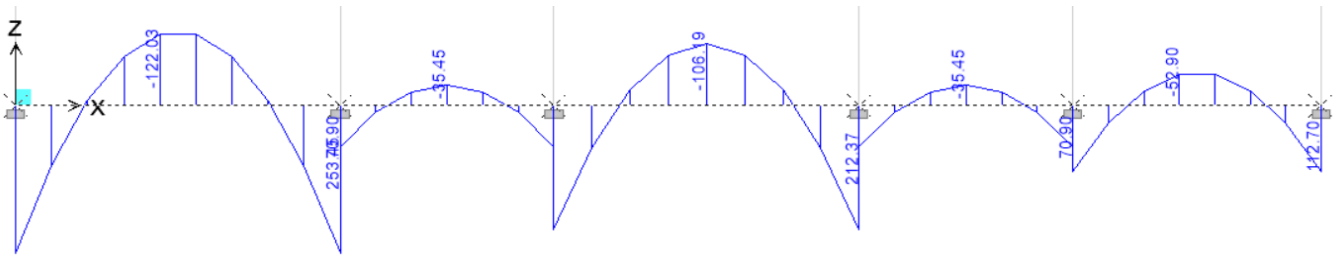


Figure VI 5.6.2.5 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU.

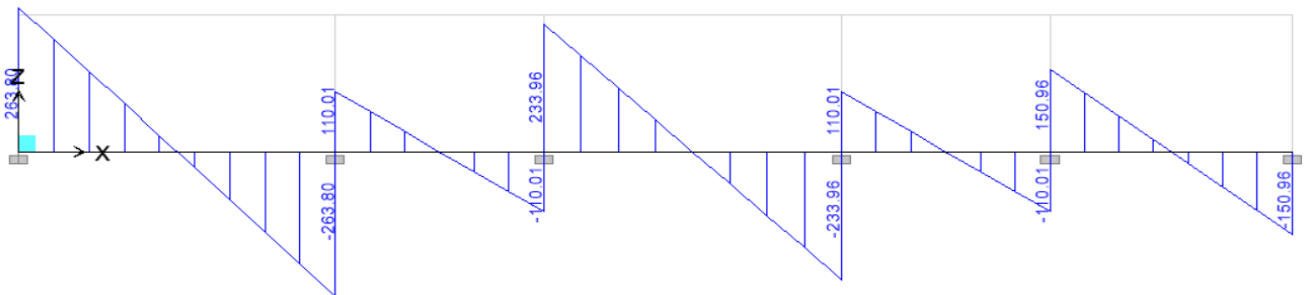


Figure VI 5.6.2.6 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU.

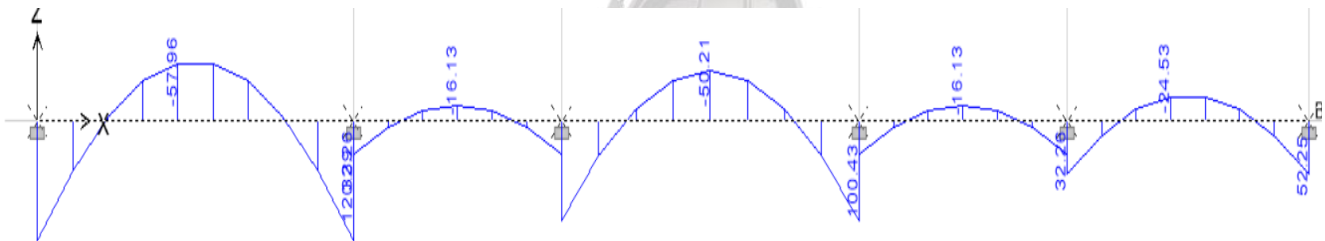


Figure VI 5.6.2.7 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS

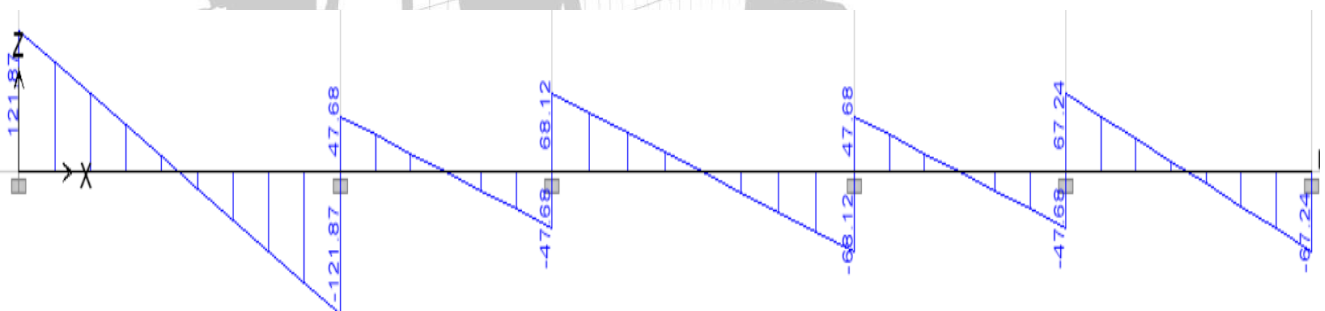


Figure VI 5.6.2.8 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELS.

• **Récapitulatif des moments et des efforts tranchants :**

❖ **Sens transversale « x-x » :**

Tableau VI 5.6.2.3 : Moments fléchissant sens x-x.

	ELU	ELS
M_{app} (KN.m)	170.23	94.21
M_t (KN.m)	-85.11	-47.11

Tableau VI 5.6.2.4 : Efforts tranchants sens x-x.

	ELU	ELS
T_{sup} (KN.m)	223.56	102.08
T_{inf} (KN.m)	-223.56	-102.08

❖ **Sens longitudinale « y-y » :**

Tableau VI 5.6.2.5 : Moments fléchissant sens y-y.

	ELU	ELS
M_{app} (KN.m)	253.45	120.29
M_t (KN.m)	- 122.03	- 57.96

Tableau VI 5.6.2.6 : Efforts tranchants sens y-y.

	ELU	ELS
T_{sup} (KN.m)	263.80	121.87
T_{inf} (KN.m)	- 263.80	- 121.87

VI5.6.3 Calcul des armatures :

➤ **Armature longitudinale :**

Sens x-x :

$$M_a^{max} = 170.23 \text{ KN.m} ; M_t^{max} = 85.11 \text{ KN.m}$$

$$b_n = 50 \text{ cm} ; h_n = 100 \text{ cm} ; d = h - c = 100 - 3 = 97 \text{ cm} ; f_{bu} = 14.2 \text{ MPa} ; \sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$$

Aux appuis

$$\mu = \frac{M_a^{max}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{170.23 \times 10^3}{50 \times 97^2 \times 14.2} = 0.026$$

$$\mu = 0.026 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{section simplement armée (SSA)}$$

$$\mu = 0.026 \Rightarrow \beta = 0.987$$

$$A_a = \frac{M_a^{max}}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{170.23 \times 10^3}{0.987 \times 97 \times 348} = 5.10 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_a = 4HA14 = 6.15 \text{ cm}^2$ avec : un espacement $St = 15 \text{ cm}$.

En travée:

$$\mu = \frac{M_t^{\max}}{bd^2f_{bu}} = \frac{85.11 \times 10^3}{50 \times 97^2 \times 14.2} = 0.012$$

$\mu = 0.012 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow$ section simplement armée (SSA)

$$\mu = 0.012 \Rightarrow \beta = 0.994$$

$$A_t = \frac{M_t^{\max}}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{85.11 \times 10^3}{0.994 \times 97 \times 348} = 2.53 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_t = 4HA14 = 6.15 \text{ cm}^2$ avec : un espacement $S_t = 15 \text{ cm}$.

Sens Y-Y :

$$M_a^{\max} = 253.45 \text{ KN.m} ; M_t^{\max} = 122.03 \text{ KN.m}$$

$$b_n = 50 \text{ cm} ; h_n = 100 \text{ cm} ; d = 97 \text{ cm} ; f_{bu} = 14.2 \text{ MPa} ; \sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$$

Aux appuis

$$\mu = \frac{M_a^{\max}}{bd^2f_{bu}} = \frac{253.45 \times 10^3}{50 \times 97^2 \times 14.2} = 0.038$$

$\mu = 0.038 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow$ section simplement armée (SSA)

$$\mu = 0.038 \Rightarrow \beta = 0.981$$

$$A_a = \frac{M_a^{\max}}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{253.45 \times 10^3}{0.981 \times 97 \times 348} = 7.65 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_a = 4HA16 = 8.04 \text{ cm}^2$ avec : un espacement $S_t = 15 \text{ cm}$.

En travée:

$$\mu = \frac{M_t^{\max}}{bd^2f_{bu}} = \frac{122.03 \times 10^3}{50 \times 97^2 \times 14.2} = 0.018$$

$\mu = 0.018 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow$ section simplement armée (SSA)

$$\mu = 0.018 \Rightarrow \beta = 0.991$$

$$A_t = \frac{M_t^{\max}}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{122.03 \times 10^3}{0.991 \times 97 \times 348} = 3.64 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_t = 4HA14 = 6.15 \text{ cm}^2$ avec : un espacement $S_t = 15 \text{ cm}$.

Les résultats des ferrillages sont résumés dans le tableau qui suit :

Tableau VI5.6.3 : Le ferrillage adopté pour la nervure.

	Sens x-x	Sens y-y
appuis	4 HA 14 = 6.15 cm ²	4HA16 = 8.04 cm ²
travée	4 HA14 = 6.15 cm ²	4HA14 = 6.15 cm ²

➤ **Armatures transversales :**

Le diamètre minimal des armatures transversales est estimé comme suit :

$$\phi_1 \geq \frac{\phi_l}{3} = \frac{14}{3} = 4.66 \text{ mm} \Rightarrow \phi_1 = 10 \text{ mm.}$$

➤ **Espacement des armatures (Art 7.5.2.2 RPA99/modifier2003)**

Zone nodale

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h_n}{4} ; 12 \phi_1 \right\} = \min \{25; 12\} = 12 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 10 \text{ cm}$$

Avec : ϕ_1 le plus petit diamètre utilisé dans l'armature longitudinale.

Zone courante

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{100}{2} = 50 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 20 \text{ cm}$$

➤ **Armatures transversales minimales :**

$$A_{\min} = 0.003 \times S_t \times b$$

Zone nodale

$$A_{\min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 10 \times 50 = 1.5 \text{ cm}^2$$

Donc: **A_{adopté} = 4HA 10 = 3.14 cm²**

Zone courante

$$A_{\min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 20 \times 50 = 3 \text{ cm}^2$$

Donc: **A_{adopté} = 4HA 10 = 3.14 cm²**

➤ **Armatures de peau**

Des armatures dénommées « armature de peau » sont réparties et disposées parallèlement à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur, leur section est au moins égale à 3 cm² par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction, en l'absence de ces armatures, on risquerait d'avoir des fissures relativement ouvertes en dehors des zones armées.

Dans notre cas, la hauteur de la nervure est de 100 cm, la quantité d'armatures de peau Nécessaire est donc :

$$A_p = 3 \text{ cm}^2 / \text{ml} = 3 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Soient : } A_p = 2HA14 = 3.08 \text{ cm}^2$$

VI5.6.4 Vérification à l'ELU :

➤ **Condition de non fragilité**

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 50 \times 97 \times 2.1}{400} = 5.86 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{adopté}} = 6.15 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 5.86 \text{ cm}^2 \implies \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Vérification de la contrainte de cisaillement [Art 5.1.1 BAEL 91 modifiée 99] :**

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} \leq \bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = \{ 2.5 \text{ MPa} ; 4 \text{ MPa} \} = 2.5 \text{ MPa}$$

Sens X-X :

$$T_u = 223.56 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{223.56 \times 10^3}{500 \times 970} = 0.46 \text{ MPa} < 2.5 \text{ MPa} \implies \text{Condition vérifiée}$$

Sens Y-Y :

$$T_u = 263.80 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{263.80 \times 10^3}{500 \times 970} = 0.54 \text{ MPa} < 2.5 \text{ MPa} \implies \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Vérification de l'adhérence des barres [Art A.6.1,3/BAEL91/2003] :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{0.9d \sum U_i} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \times f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MP}$$

Avec : coefficient de scellement ($\Psi_s = 1.5$ pour les aciers de HA)

$$\sum U_i = \pi n \phi \quad \text{La somme des périmètres utiles des barres.}$$

Avec : ϕ : le diamètre maximale des armatures transversale
 n: le nombre des barres longitudinales de la nervure transversale.

➤ **Nervure transversale**

$$\sum U_i = \pi n \phi = 3.14 \times 4 \times 16 = 200.96 \text{ mm}$$

$$\tau_u = \frac{223.56 \times 10^3}{0.9 \times 970 \times 200.96} = 1.27 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \times f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1.27 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \implies \text{Condition vérifiée}$$

La condition est vérifiée donc il n'ya pas de risque d'entrainement des barres.

➤ **Nervure longitudinale**

$$\sum U_i = \pi n \phi = 3.14 \times 4 \times 16 = 200.96 \text{ mm}$$

$$\tau_u = \frac{263.80 \times 10^3}{0.9 \times 970 \times 200.96} = 1.50 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1.50 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \implies \text{Condition vérifiée}$$

Donc : il n'ya pas de risque d'entrainement des barres.

VI 5.6.4 Vérification à L'ELS

➤ **Vérification de la contrainte dans le béton et l'acier (Art 4.3.5 BAEL91 modifiée 99)**

Dans les aciers : on doit vérifier que :

$$\sigma_s = \frac{M_s}{A_s \times \beta_1 \times d} \leq \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{n f_{t28}} \right\} = 201.63 \text{ MPa} \text{ dans le cas fissuration préjudiciable}$$

Avec : n = 1.6 pour des HA > 6mm

Dans : le cas fissuration préjudiciable

$$\rho = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_s}$$

$$\sigma_s = \frac{\sigma_s}{k_1} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{k_1} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

Les résultats sont donnés sur le tableau suivant :

Tableau VI 5.6.4: Calcul des contraintes

		M_s (KN.m)	A_s (cm ²)	ρ_1	K_1	β_1	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	σ_b (MPa)	$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	Observation
Sens XX	Travée	47.11	6.15	0.126	69.75	0.941	83.92	348	1.20	15	Condition vérifiée
	Appuis	94.21	6.15	0.126	69.75	0.941	167.82		2.40		Condition vérifiée
Sens YY	Travée	120.29	8.04	0.168	59.63	0.933	163.91		2.74		Condition vérifiée
	Appuis	57.96	6.15	0.126	69.75	0.941	103.25		1.48		Condition vérifiée

Conclusion :

- **Ferraillage de la dalle du radier :**

Sens x-x :

- **En travée :**

$$A_x^t = 4HA12 = 4.52 \text{ cm}^2 \text{ avec un espacement } S_t = 25 \text{ cm}$$

- **Aux appuis**

$$A_{1x}^a = 4HA10 = 3.14 \text{ cm}^2 \text{ avec un espacement } S_t = 25 \text{ cm}$$

Sens Y-Y :

- **En travée :**

$$A_x^t = 4HA12 = 4.52 \text{ cm}^2 \text{ avec un espacement } S_t = 25 \text{ cm}$$

- **Aux appuis :**

$$A_{1y}^a = 4HA10 = 3.14 \text{ cm}^2 \text{ avec un espacement } S_t = 25 \text{ cm}$$

- **Ferraillage du débord :**

Armatures principales :

$$A_s = 4HA12 = 4.52 \text{ cm}^2$$

Les armatures de répartition :

$$A_r = 4HA10 = 3.14 \text{ cm}^2$$

- **Ferraillage des nervures :**

Armature longitudinale :

Sens x-x :

Aux appuis

$$A_a = 4HA14 = 6.15 \text{ cm}^2$$

En travée:

$$A_t = 4HA14 = 6.15 \text{ cm}^2$$

Sens Y-Y :

Aux appuis

$$A_a = 4HA16 = 8.04 \text{ cm}^2$$

En travée:

$$A_t = 4HA14 = 6.15 \text{ cm}^2$$

- **Armatures transversales :**

Zone nodale

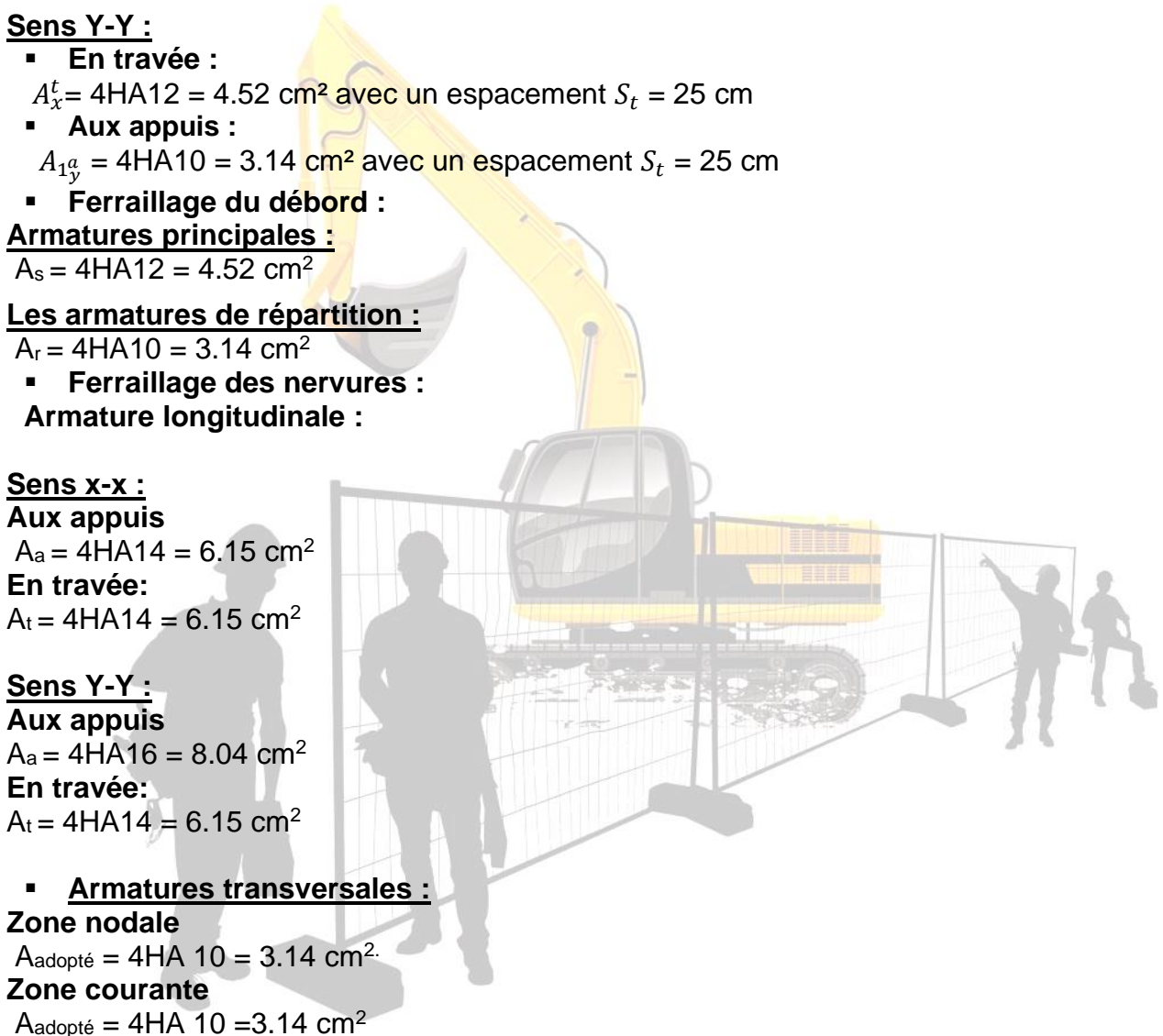
$$A_{\text{adopté}} = 4HA 10 = 3.14 \text{ cm}^2.$$

Zone courante

$$A_{\text{adopté}} = 4HA 10 = 3.14 \text{ cm}^2$$

- **Armatures de peau :**

$$A_p = 2HA14 = 3.08 \text{ cm}^2$$





Conclusion Générale.

Conclusion Générale

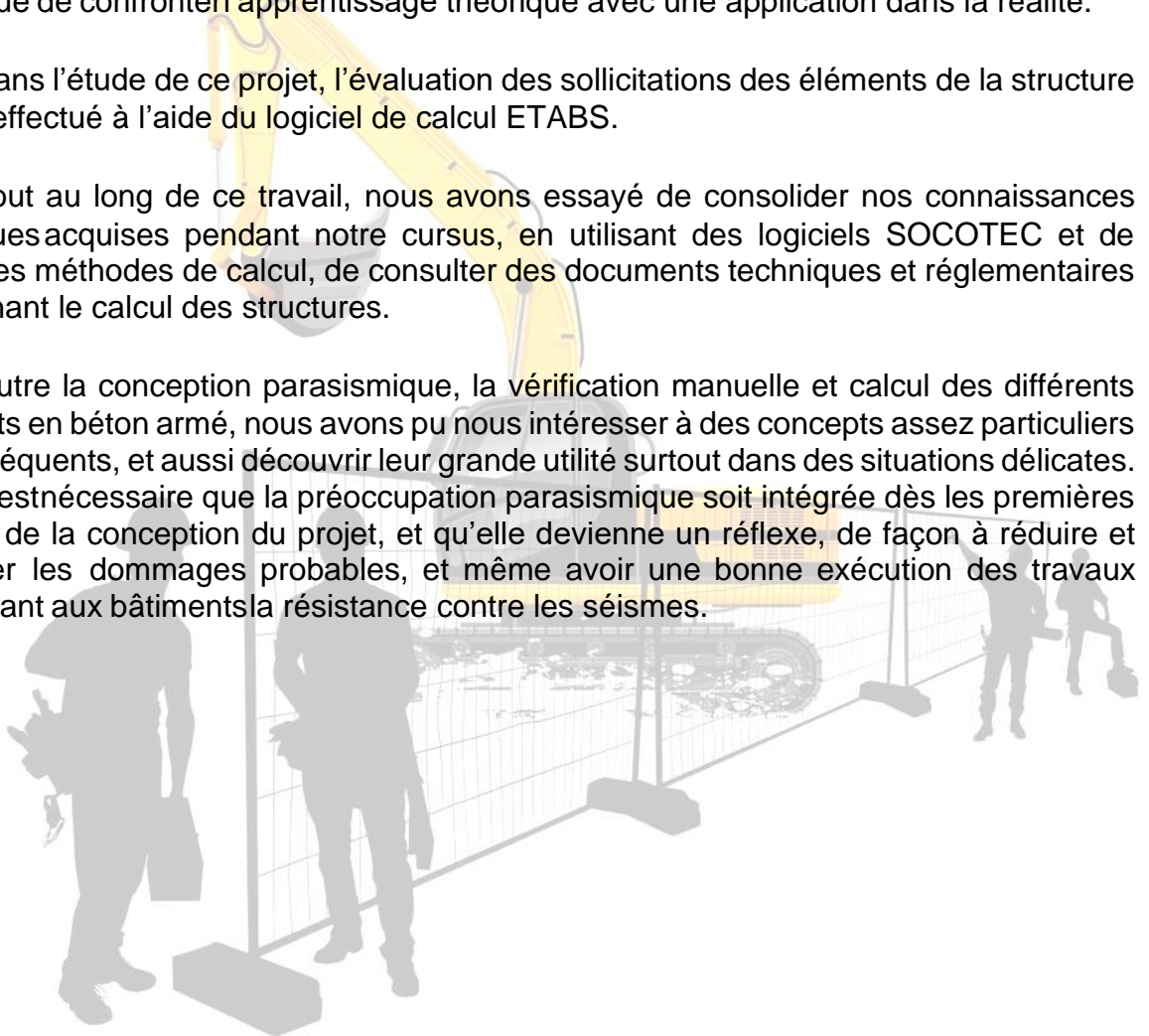
Dans le domaine de génie civil. Tout ingénieur a pour rôle de concevoir et calculer les éléments de la structure afin qu'ils puissent résister à toutes les sollicitations prévues et à présenter une durabilité satisfaisante pendant toute la période d'exploitation.

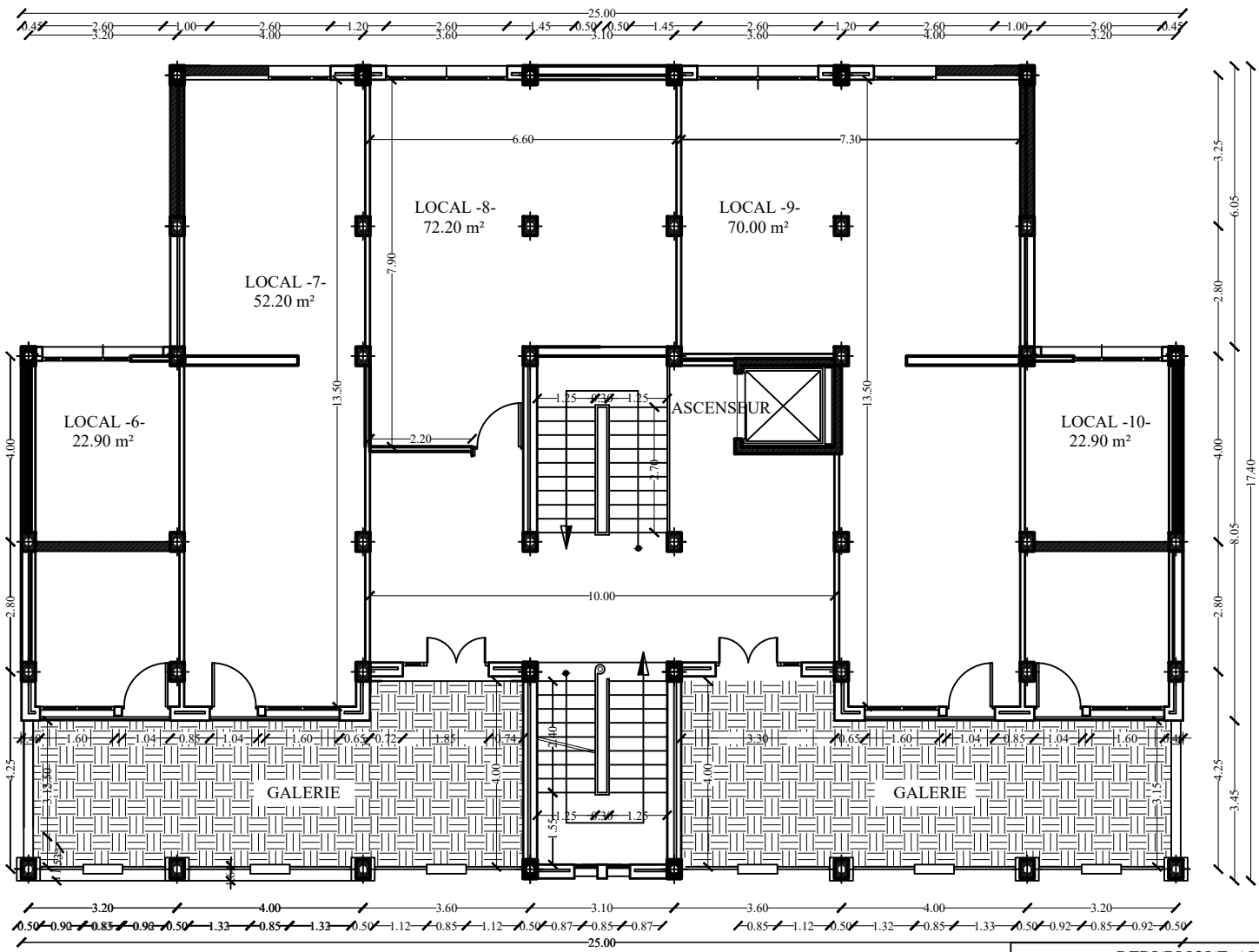
A ce titre, le projet de fin d'études qui nous a été confié, a permis de mettre à l'épreuve un aspect fondamental de notre profession d'ingénieur qui est purement technique de confronter l'apprentissage théorique avec une application dans la réalité.

Dans l'étude de ce projet, l'évaluation des sollicitations des éléments de la structure ont été effectués à l'aide du logiciel de calcul ETABS.

Tout au long de ce travail, nous avons essayé de consolider nos connaissances théoriques acquises pendant notre cursus, en utilisant des logiciels SOCOTEC et de nouvelles méthodes de calcul, de consulter des documents techniques et réglementaires concernant le calcul des structures.

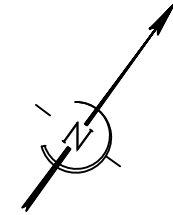
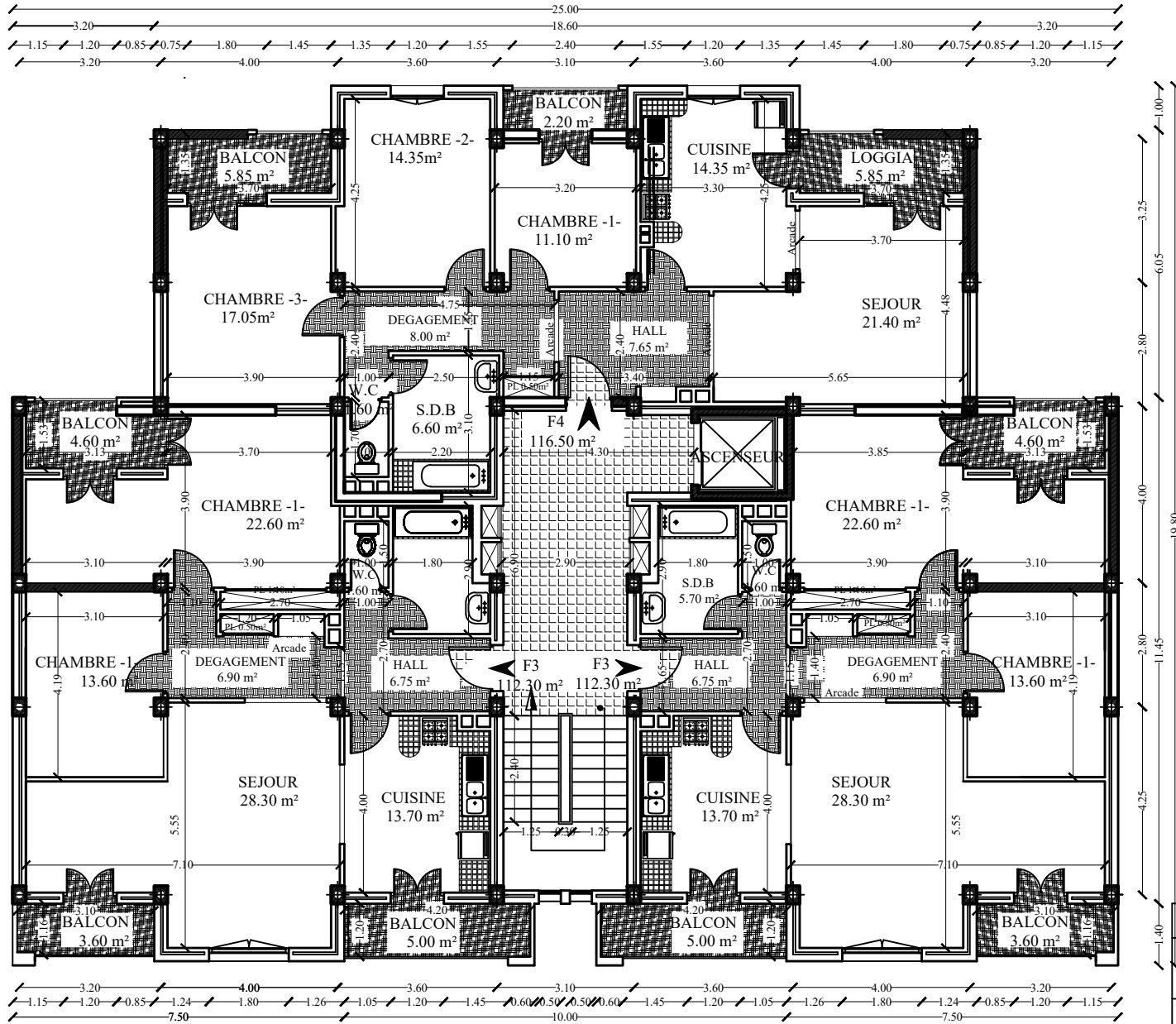
Outre la conception parasismique, la vérification manuelle et calcul des différents éléments en béton armé, nous avons pu nous intéresser à des concepts assez particuliers et peu fréquents, et aussi découvrir leur grande utilité surtout dans des situations délicates. Donc il est nécessaire que la préoccupation parasismique soit intégrée dès les premières phases de la conception du projet, et qu'elle devienne un réflexe, de façon à réduire et contrôler les dommages probables, et même avoir une bonne exécution des travaux permettant aux bâtiments la résistance contre les séismes.





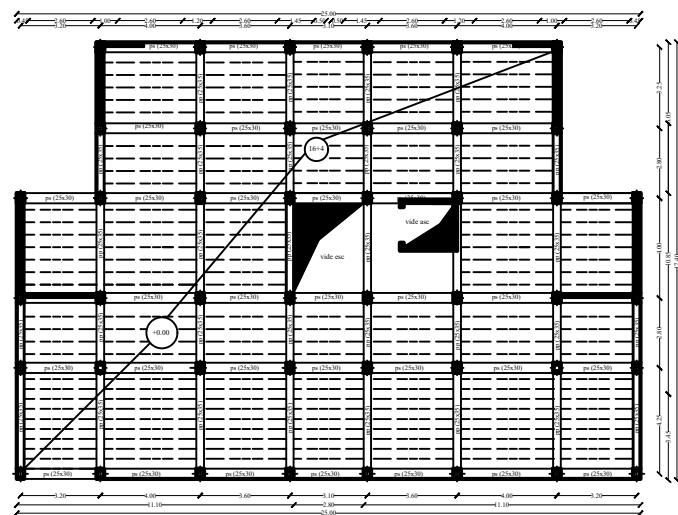
PLAN DU 1er ETAGE

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE			
Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou Département de Génie Civil			
PROJET FIN D'ETUDE ETUDE D'UNE TOUR R+5 / SOUS-SOL			
PLANS <small>D'ARCHITECTURE</small>	PLAN DU 1er ETAGE		
Elaboré par:	- AMARA YANIS	- AIT SAADI TOUFIK	Année: 2021/2022
			Echelle: 1/100

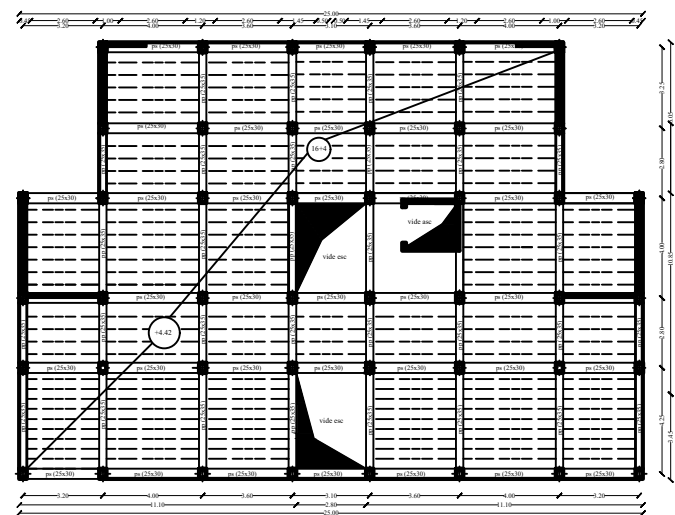




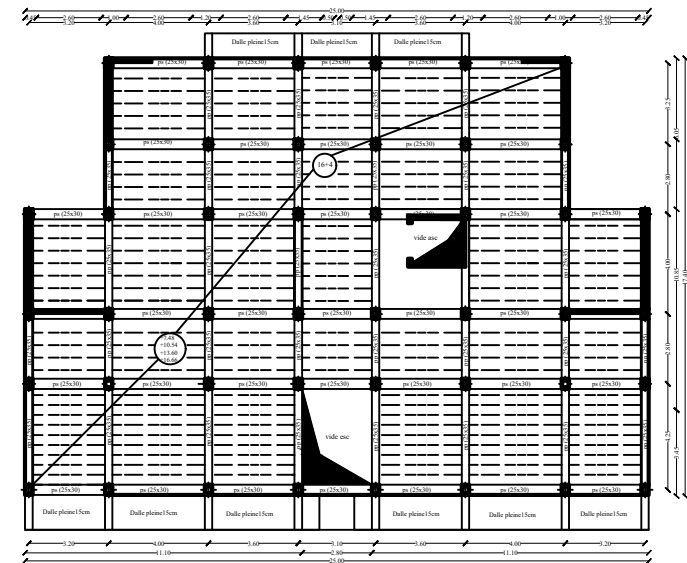
Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou Département de Génie Civil



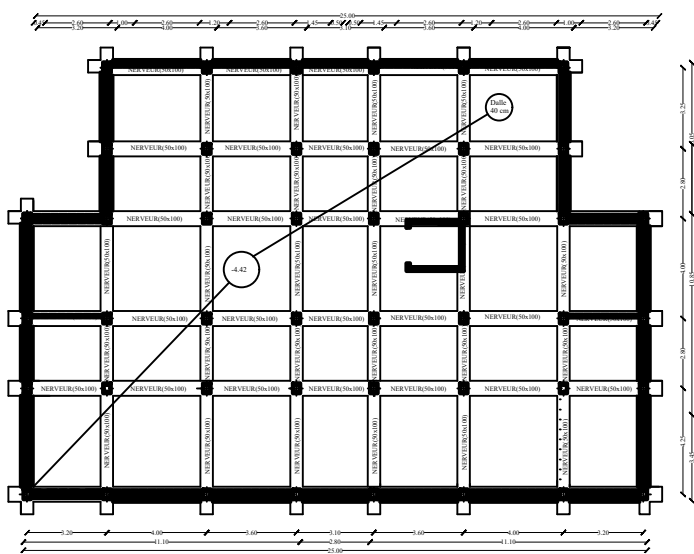
Plancher niv +0.00



Plancher niv +4.42



Plancher niv +7.48



Plan des fondations niv -4.42

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou
Département de Génie Civil



PROJET FIN D'ETUDE
ETUDE D'UNE TOUR R+5 / SOUS-SOL

PLANS

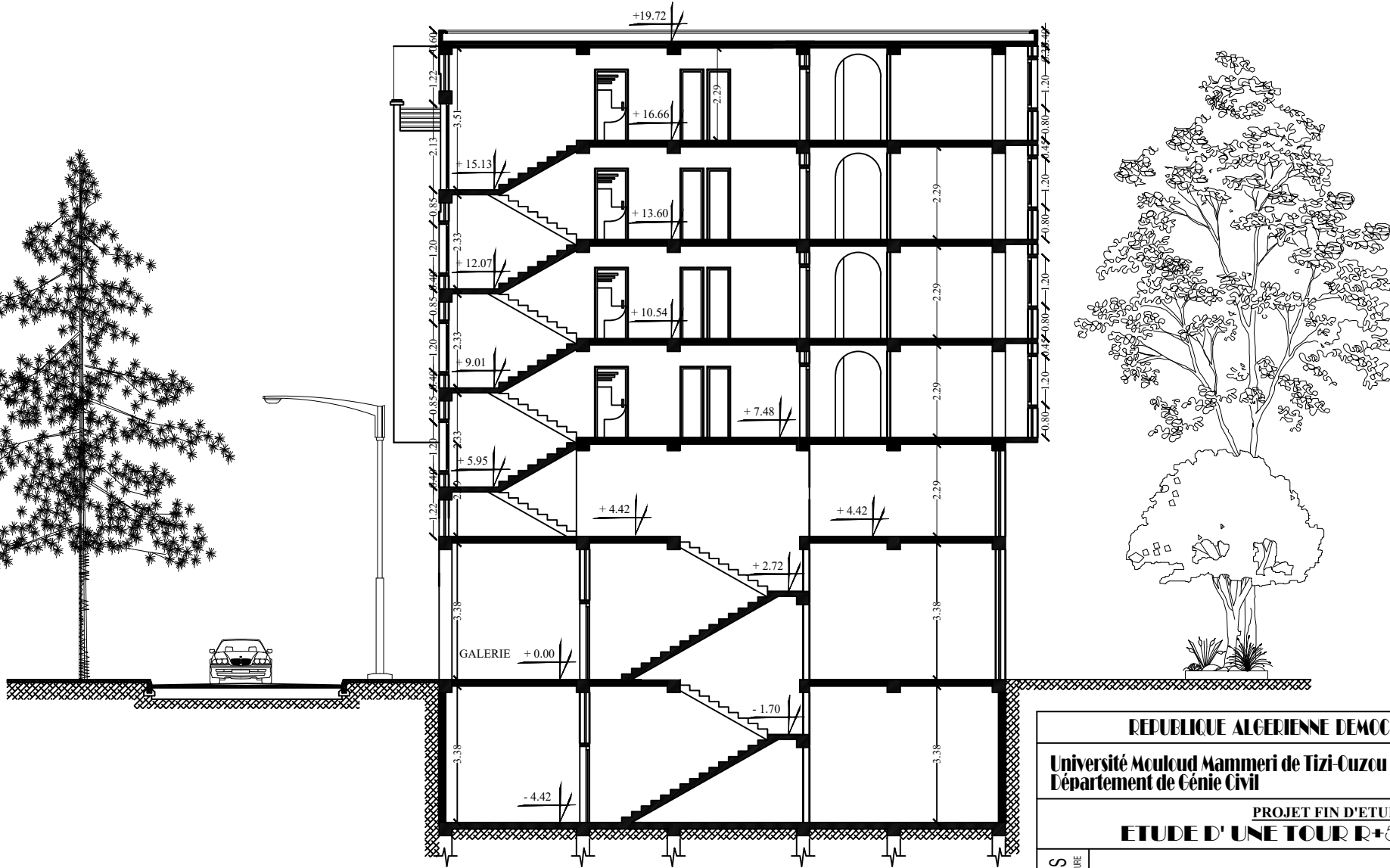
PLANS DE COFFRAGE:

- PLAN DE COFFRAGE niv +0.00
- PLAN DE COFFRAGE niv +4.42
- PLAN DE COFFRAGE niv +7.48,+1054,+13.6,+16.66
- PLAN DES FONDATION

Elaboré par:
- AMARA YANIS
- AIT SAADI TOUFIK

Année: 2021/2022

Echelle: 1/100



COUPE AA

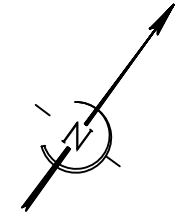
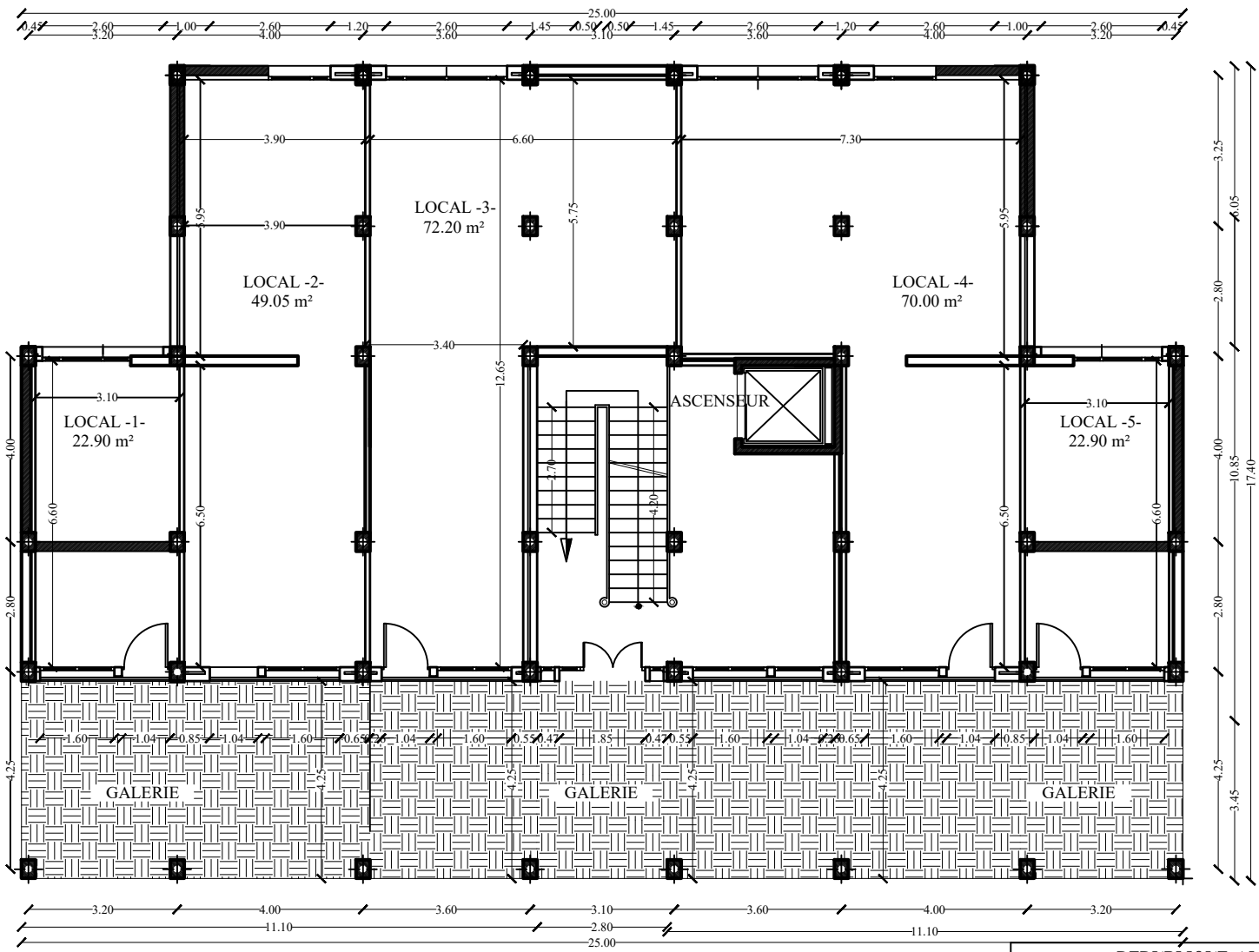
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE	
Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou Département de Génie Civil	
<p align="center">PROJET FIN D'ETUDE ETUDE D'UNE TOUR R+5 / SOUS-SOL</p>	
PLANS D'ARCHITECTURE	COUPE AA

Elaboré par:	- AMARA YANIS - AIT SAADI TOUFIK	Année: 2021/2022	Echelle: 1/100
--------------	-------------------------------------	------------------	----------------



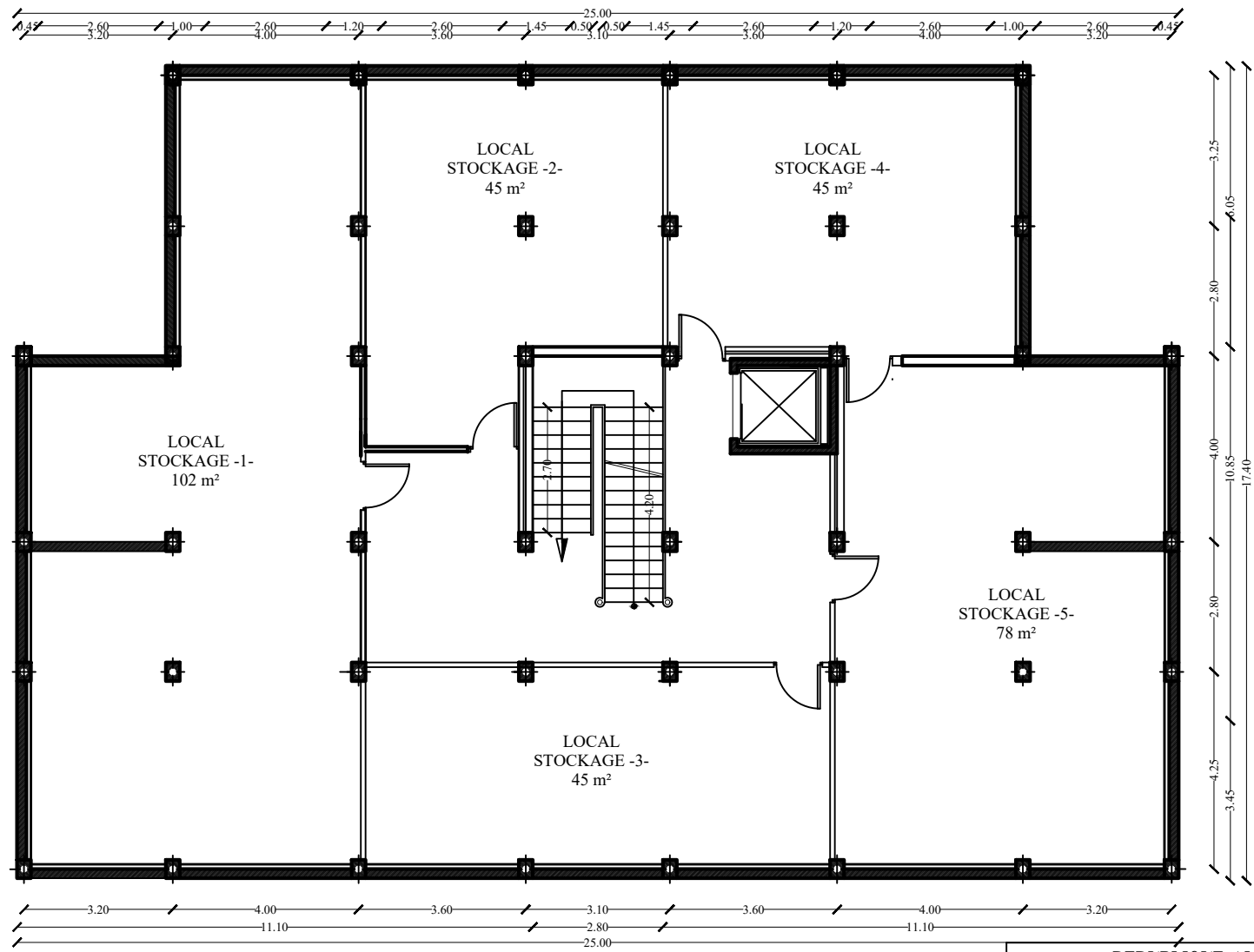
FACADE PRINCIPALE

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE			
Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou Département de Génie Civil			
PROJET FIN D'ETUDE ETUDE D'UNE TOUR R+5 / SOUS-SOL			
PLANS D'ARCHITECTURE	FACADE PRINCIPALE		
	Elaboré par:	- AMARA YANIS - AIT SAADI TOUFIK	Année: 2021/2022 Echelle: 1/100



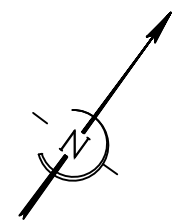
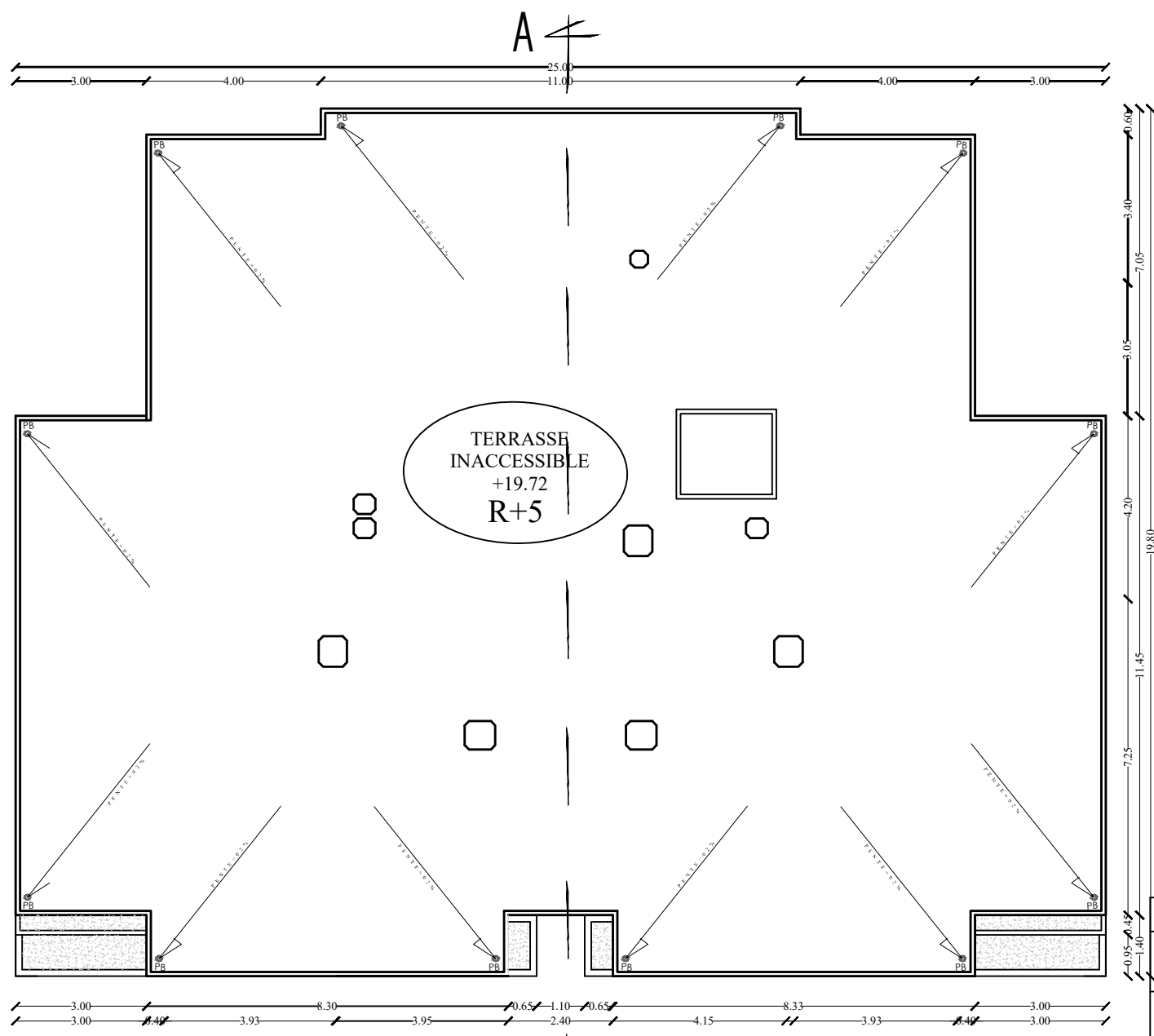
PLAN DU REZ DE CHAUSSEE

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE			
Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou Département de Génie Civil			
PROJET FIN D'ETUDE ETUDE D'UNE TOUR R+5 / SOUS-SOL			
PLANS <small>D'ARCHITECTURE</small>	PLAN DU REZ DE CHAUSSEE		
Elaboré par:	- AMARA YANIS	- AIT SAADI TOUFIK	Année: 2021/2022
			Echelle: 1/100



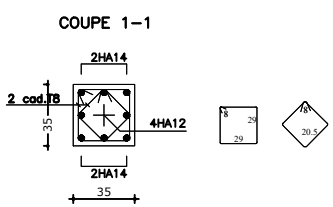
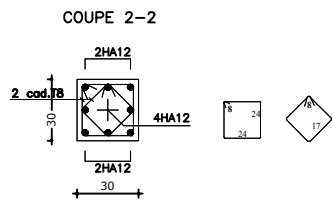
PLAN SOUS-SOL

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE			
Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou Département de Génie Civil			
PROJET FIN D'ETUDE ETUDE D'UNE TOUR R+5 / SOUS-SOL			
PLANS <small>D'ARCHITECTURE</small>	PLAN SOUS-SOL		
Elaboré par:	- AMARA YANIS	- AIT SAADI TOUFIK	Année: 2021/2022
			Echelle: 1/100



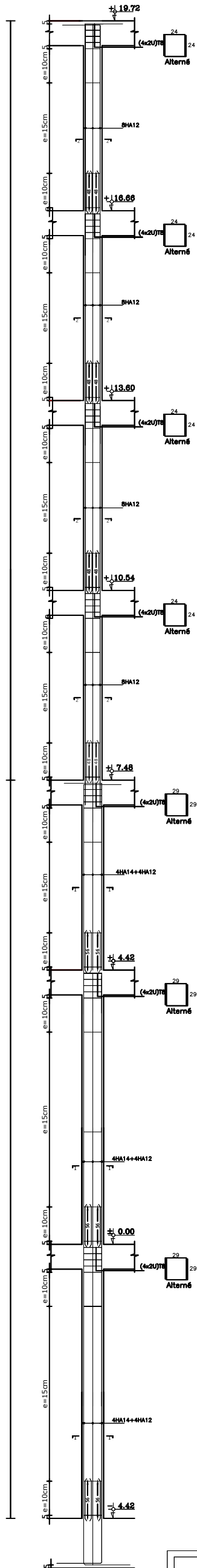
PLAN DE TOITURE





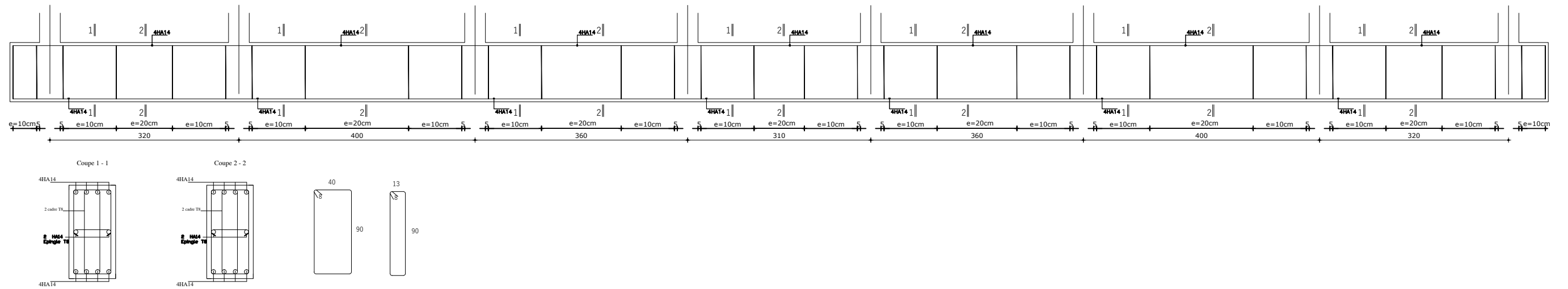
ZONE II

ZONE I

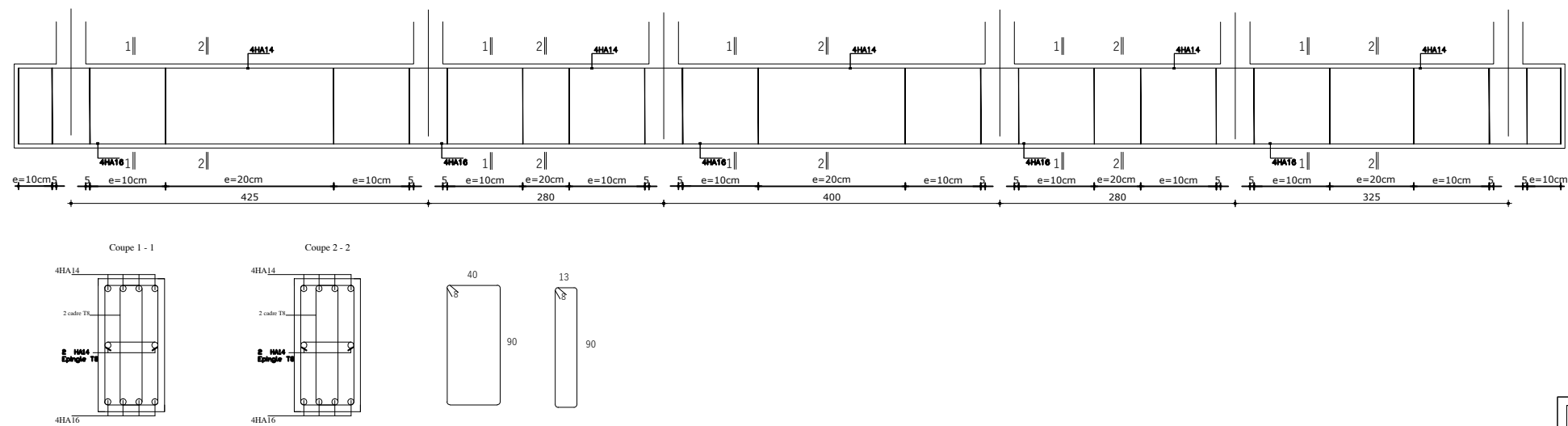



République Algérienne démocratique et populaire Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou Faculté de génie de la construction Département de génie civil		Proposé par: B.E.T
Etudié par : AMARA YANIS AIT SAADI TOUFIK Dirigé par : Mme BAIDI.F	 Plan de Ferrailage des poteaux	Echelle:1/50 Promotion: 2022

Nervures sens X-X

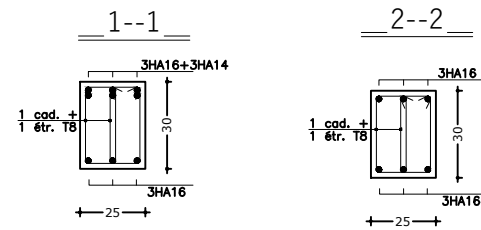
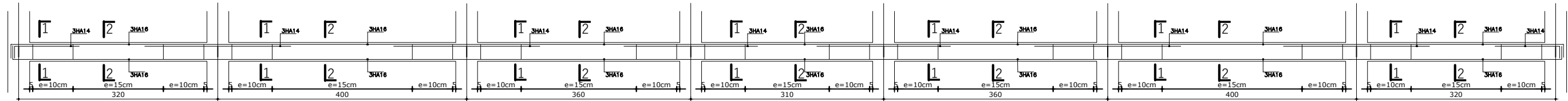


Nervures sens Y-Y

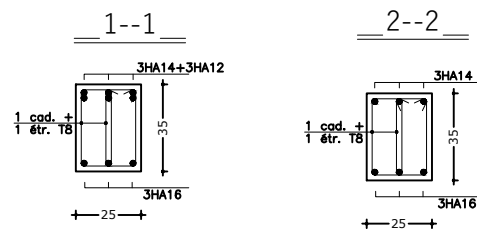
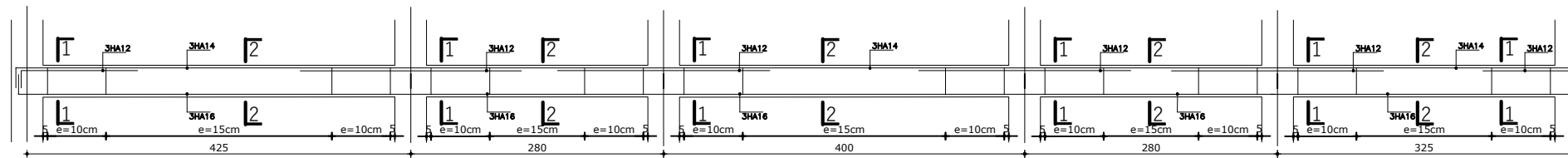


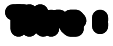
République Algérienne démocratique et populaire Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou Faculté de génie de la construction Département de génie civil		Proposé par: B.E.T
Etudié par : AMARA YANIS AIT SAADI TOUFIK	 Plan de Ferrailage des nervures	Echelle:1/50 Promotion: 2022
Dirigé par : Mme BAIDI.F		

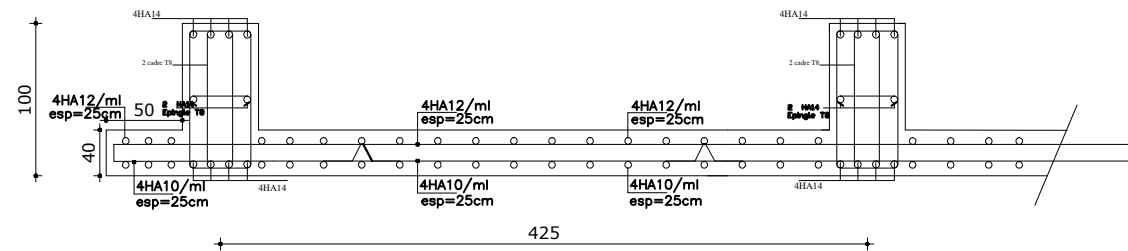
Poutres Secondaires



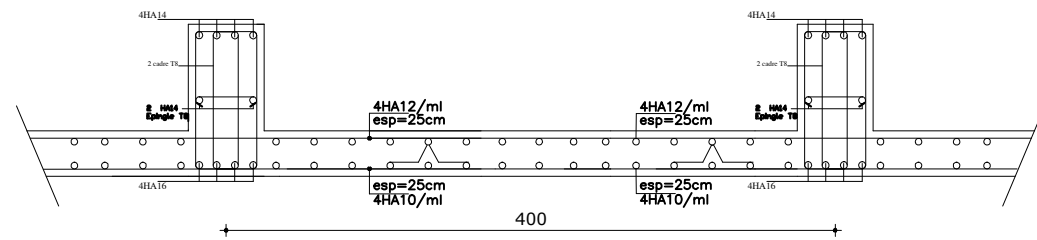
Poutres Principales



République Algérienne démocratique et populaire Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou Faculté de génie de la construction Département de génie civil		Proposé par: B.E.T
Etudié par : AMARA YANIS AIT SAADI TOUFIK	 Plan de Ferrailage des poutres	Echelle:1/50
Dirigé par : Mme BAIDI.F		Promotion: 2022



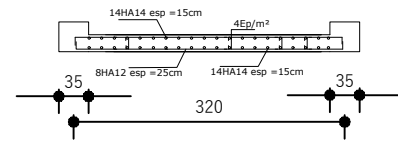
Ferraillage du radier dans le sens Y-Y



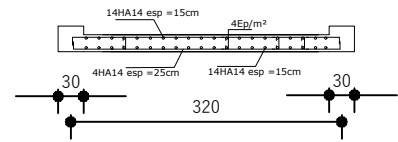
Ferraillage du radier dans le sens X-X

République Algérienne démocratique et populaire Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou Faculté de génie de la construction Département de génie civil		Proposé par: B.E.T
Etudié par : AMARA YANIS AIT SAADI TOUFIK	Titre : Plan de Ferraillage du radier	Echelle:1/50
Dirigé par : Mme BAIDI.F		Promotion: 2022

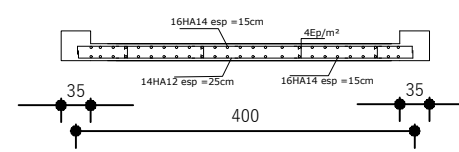
Voile VT1 L=3.2m zone I



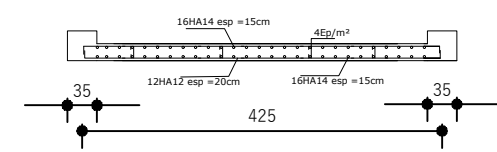
Voile VT1 L=3.2m zone II



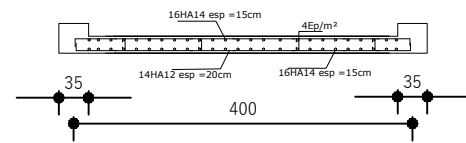
Voile VT2 L=4m zone I



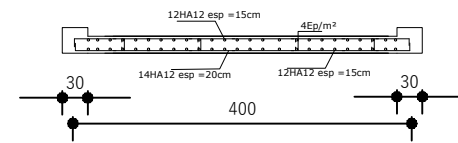
Voile VL1 L=4.25m zone I



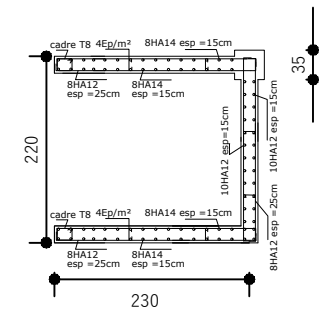
Voile VL3 L=4m zone I



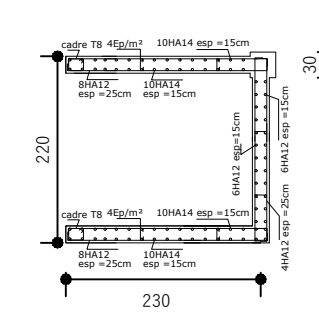
Voile VL3 L=4m zone II



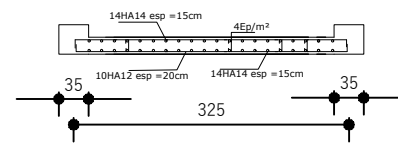
Voile cage d'ascenseur zone I



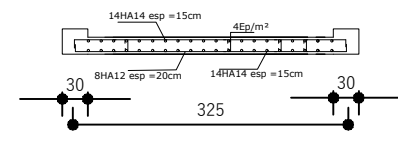
Voile cage d'ascenseur zone II



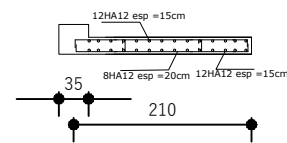
Voile VL4 L=3.25m zone I



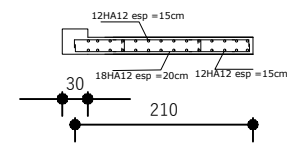
Voile VL4 L=3.25m zone II



Voile VL5 L=2.1m zone I



Voile VL5 L=2.1m zone II



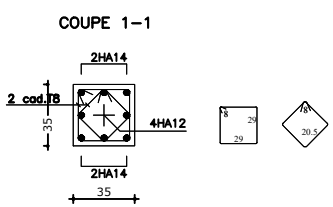
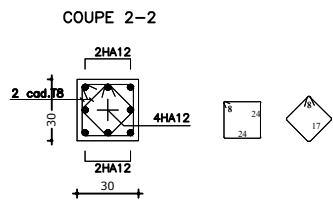
République Algérienne démocratique et populaire
 Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou
 Faculté de génie de la construction
 Département de génie civil

Proposé par:
 B.E.T

Etudié par:
 AMARA YANIS
 AIT SAADI TOUFIK
 Dirigé par:
 Mme BAIDI.F

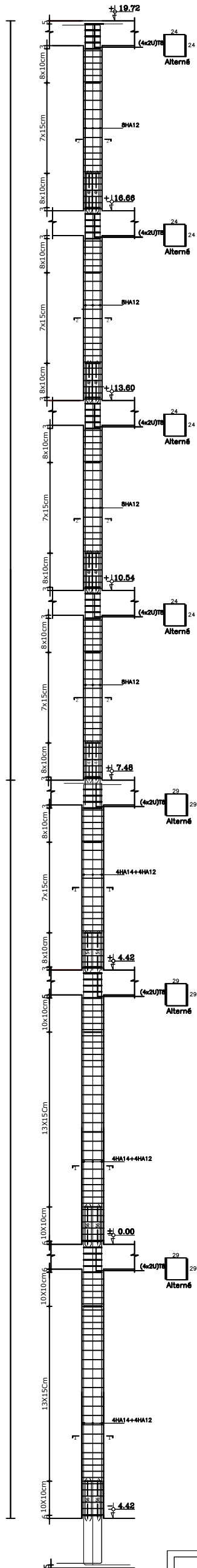
Plan de ferrailage des voiles

Echelle:1/50
 Promotion:
 2022



ZONE II

ZONE I



République Algérienne démocratique et populaire Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou Faculté de génie de la construction Département de génie civil		Proposé par: B.E.T
Etudié par : AMARA YANIS AIT SAADI TOUFIK Dirigé par : Mme BAIDI.F	 Plan de Ferrailage des poteaux	Echelle:1/50 Promotion: 2022