

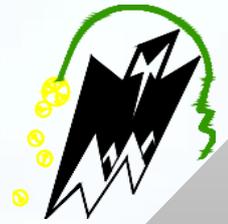
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique

UNIVERSITE MOULOU MAMMARI DE TIZI-OUZOU

Faculté du génie de la construction

Département de génie civil



Projet de fin d'étude

En vue d'obtention du diplôme master en génie civil

Option : Construction civil et industriel

Thème :

**Etude d'un bâtiment en R+6 à usage multiple
(habitation et service)**

Réalisé par :

- M^r Chekir Mehdi**
- M^r Bessah Ali**

Dirigé par : M^r Khelil.N

Année universitaire : 2020/2021

REMERCIEMENTS

En premier lieu, nous remercions Dieu tout puissant de nous avoir donné le courage, la volonté et la patience le long de la réalisation de ce modeste travail à terme.

Nous tenons à adresser nos vifs remerciements à notre encadreur Mr KHELIL pour ces orientations et précieux conseils tout au long de notre travail.

Nous tenons également à remercier nos familles et toute personne qui, de près ou de loin, nous a apporté aide et encouragements.

Enfin, nous remercions les membres du jury qui ont accepté d'évaluer notre modeste travail et qui nous feront l'honneur de juger et enrichir notre travail par leurs propositions.

Liste des figures

- Figure I.1 : Présentation de l'ouvrage en 3D
- Figure I.2 : Caractéristiques d'un escalier droit
- Figure I.3 : Diagramme simplifié des contraintes de déformation du béton à l'ELU
- Figure I.4 : Diagramme simplifié des contraintes de déformation du béton à l'ELS.
- Figure I.5 : Diagramme des contraintes de déformation de l'acier
- Figure II.1 : Coupe verticale du plancher à corps creux.
- Figure II.2 : Schéma de la poutre.
- Figure II.3 : Surface afférente.
- Figure II.4 : Dégression verticale des surcharges d'exploitation
- Figure II.5 : Coupe verticale d'un voile
- Figure II.6 : Coupe horizontale des voiles
- Figure III.1.1 : Treillis soudés (200×200).
- Figure III.1.2 : Surface revenant aux poutrelles.
- Figure III.1.3 : Schéma statique de la poutrelle
- Figure III.1.4 : Caractéristique géométrique de la section en T
- Figure III.1.5 : Dimensionnement de la poutrelle.
- Figure III.1.6 : Schéma statique de la poutrelle type 1.
- Figure III.1.7 : Schéma statique de la poutrelle type 2
- Figure III.1.8 : Schéma statique de la poutrelle type 3
- Figure III.1.9 : Schéma statique de la poutrelle type 4
- Figure III.1.10 : Coefficients des moments sur appuis poutrelle type 1
- Figure III.1.11 : Diagramme des moments à l'ELU poutrelle type 1
- Figure III.1.12 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU poutrelle type 1
- Figure III.1.13 : Diagramme des moments à l'ELS poutrelle type 1
- Figure III.1.14 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELS poutrelle type 1
- Figure III.1.15 : Coefficients des moments sur appuis poutrelle type 2.
- Figure III.1.16 : Diagramme des moments à l'ELU poutrelle type 2
- Figure III.1.17 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU poutrelle type 2
- Figure III.1.18 : Diagramme des moments à l'ELS poutrelle type 2
- Figure III.1.19 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELS poutrelle type 2
- Figure III.1.20 : Coefficients des moments sur appuis poutrelle type 3
- Figure III.1.21 : Diagramme des moments à l'ELU poutrelle type 3
- Figure III.1.22 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU poutrelle type 3
- Figure III.1.23 : Diagramme des moments à l'ELS poutrelle type 3.

Figure III.1.24 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELS poutrelle type 3.
Figure III.1.25 : Schéma statique de la poutrelle type 3
Figure III.1.26 : Diagramme des moments à l'ELU poutrelle type 4
Figure III.1.27 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU poutrelle type 4.
Figure III.1.28 : Diagramme des moments à l'ELS poutrelle type 4
Figure III.1.29 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELS poutrelle type 4.
Figure III.2.1 : Schéma de l'escalier
Figure III.2.2 : Schéma de la paillasse 1.
Figure III.2.3 : Schéma de la paillasse 2
Figure III.2.4 : Schéma de la paillasse 3
Figure III.2.5 : Schéma statique de la paillasse 3 ELU.
Figure III.2.6 : Schéma statique de la paillasse 3 ELU.
Figure III.2.7 : Schéma statique de la paillasse 1 ELS.
Figure III.2.8 : Schéma statique de la paillasse 3 ELS.
Figure III.2.9 : Schéma du ferrailage des escaliers.
Figure III.3.1 : Schéma statique poutre palière ELU
Figure III.3.2 : Schéma statique poutre palière ELS.
Figure III.3.3 : Schéma Ferrailage poutre palière.
Figure III.4.1 : Coupe transversale d'un acrotère.
Figure III.4.2 : Diagramme des efforts internes de l'acrotère
Figure III.4.3 : Section rectangulaire soumise à la flexion composée
Figure III.4.4 : Schéma du ferrailage de l'acrotère.
Figure III.5.1 : Schéma statique du chargement du balcon
Figure III.5.2 : Schéma Ferrailage du balcon
Figure III.6.1 : Coupe transversal de la poutre
Figure III.6.2 : Schéma statique de calcul à L'ELU
Figure III.6.3 : Diagramme des efforts internes à L'ELU
Figure III.6.4 : Schéma statique de calcul à L'ELS
Figure III.6.5 : Diagramme des efforts internes à L'ELS
Figure III.6.6 : Schéma du ferrailage de la poutre de chaînage
Figure III.7.1 : Cage de l'ascenseur
Figure III.7.2 : Diffusion des charges dans le feuillet moyen
Figure III.7.3 : Diagramme des moments dans les deux sens à l'ELU
Figure III.7.4 : Diagramme des moments dans les deux sens à l'ELS
Figure IV.1 : Vue en 3D de la structure sur logiciel ETABS
Figure V.1 : Déformation de la structure en élévation

Figure V.2 : Effort horizontal à la base selon le sens x-x
Figure V.3 : Effort horizontal repris par les voiles selon le sens x-x
Figure V.4 : Effort horizontal à la base selon le sens y-y
Figure V.5 : Effort horizontal repris par les voiles selon le sens y-y
Figure V.6 : Déplacement relatif dans le sens longitudinal
Figure V.7 : Déplacement relatif dans le sens transversal
Figure VI.2.1 : Zone nodale.
Figure VI.3.1 : Section simplement armée
Figure VI.3.2 : Section doublement armée
Figure VI.4.1 : Disposition des voiles dans la structure
Figure VII.1 : Coupe verticale sur le radier
Figure VII.2 : Diagramme des contraintes
Figure VII.3 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU dans le sens x-x
Figure VII.4 : Diagramme des efforts tranchant à l'ELU dans le sens x-x
Figure VII.5 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS dans le sens x-x
Figure VII.6 : Diagrammes des moments fléchissant à l'ELU dans le sens y-y
Figure VII.7 : Diagrammes des efforts tranchant à l'ELU dans le sens y-y
Figure VII.8 : Diagrammes des moments fléchissant à l'ELS dans le sens y-y

Liste des tableaux

- Tableau I.1 : le Coefficient k dépendant du risque de l'ouvrage.
- Tableau I.2 : Caractéristiques des aciers.
- Tableau I.3 : limites d'élasticité des aciers.
- Tableau II.1 : Vérification des conditions exigées par le RPA
- Tableau II.2 : Évaluation des charges revenant au plancher terrasse à corps creux..
- Tableau II.3 : Évaluation des charges revenant au plancher courant à corps creux.
- Tableau II.4 : Évaluation des charges revenant aux murs de séparation.
- Tableau II.5 : Évaluation des charges revenant aux murs extérieurs.
- Tableau II.6 : Évaluation des surcharges revenant aux planchers.
- Tableau II.7 : Valeurs des coefficients de dégression des surcharges.
- Tableau II.8 : Récapitulatif de la descente des charges.
- Tableau II.9 : Récapitulatif des vérifications aux exigences du RPA.
- Tableau II.10 : Récapitulatif de la résistance des poteaux au flambement.
- Tableau II.11 : Récapitulatif du pré-dimensionnement des éléments
- Tableau III.1.1 : Tableau des coefficients
- Tableau III.1.2 : Evaluations des efforts internes à l'ELU poutrelle type 1
- Tableau III.1.3 : Evaluations des efforts internes à l'ELS poutrelle type 1
- Tableau III.1.4 : Evaluations des efforts internes à l'ELU poutrelle type 2
- Tableau III.1.5 : Evaluations des efforts internes à l'ELS poutrelle type 2
- Tableau III.1.6 : Evaluations des efforts internes à l'ELU poutrelle type 3.
- Tableau III.1.7 : Evaluations des efforts internes à l'ELS poutrelle type 3
- Tableau III.1.8 : Evaluations des efforts internes à l'ELU poutrelle type 4
- Tableau III.1.9 : Evaluations des efforts internes à l'ELS poutrelle type 4
- Tableau III.5.1 : Charges permanentes du balcon.
- Tableau III.5.2 : Charge concentrée sur le balcon due au poids propre du garde corps
- Tableau III.7.1 : Résultats de ferrailage de la dalle d'ascenseur
- Tableau III.7.2 : Résultats du calcul de ferrailage des armatures
- Tableau V.3.1 : Critère Q
- Tableau V.3.2 : Période et nombre de mode à considérer
- Tableau V.3.3 : Vérification de vibration des modes
- Tableau V.3.4 : Coefficient d'accélération
- Tableau V.3.5 : Récapitulatif des valeurs de A, D, R, T et WT
- Tableau V.3.6 : Vérification des déplacements dans le sens longitudinal

Tableau V.3.7 : Vérification des déplacements dans le sens transversal

Tableau V.3.8 : Vérification de l'effet P- Δ sens x-x

Tableau V.3.9 : Vérification de l'effet P- Δ sens y-y

Tableau V.3.10 : Récapitulatif de l'excentricité de la structure

Tableau VI.2.1 : Caractéristiques mécaniques des matériaux en situation durable et accidentelle

Tableau VI.2.2 : Armatures longitudinales des poteaux exigés par le RPA

Tableau VI.2.3 : Sollicitations de calcul à l'ELU

Tableau VI.2.4 : Calcul de ferrailage des poteaux à l'ELU

Tableau VI.2.5 : Vérification de la quantité d'armatures transversales

Tableau VI.2.6 : Détermination de la zone nodale

Tableau VI.2.7 : Vérification au cisaillement dans les poteaux

Tableau VI.2.8 : Vérification des ferrillages à l'ELS

Tableau VI.2.9 : Vérification des contraintes

Tableau VI.2.10 : Ferrailage final des poteaux

Tableau VI.3.1 : Armatures minimale longitudinales des poutres exigés par le RPA

Tableau VI.3.2 : Ferrailage des poutres principales non adhérents aux voiles

Tableau VI.3.3 : Ferrailage des poutres principales adhérentes aux voiles

Tableau VI.3.4 : Ferrailage des poutres secondaires non adhérents aux voiles

Tableau VI.3.5 : Ferrailage des poutres secondaires adhérentes aux voiles

Tableau VI.3.6 : Vérification aux cisaillements

Tableau VI.3.7 : Influence de l'effort tranchant sur le béton.

Tableau VI.3.8 : Influence de l'effort tranchant sur l'acier

Tableau VI.3.9 : L'espacement des armatures transversales

Tableau VI.3.10 : Vérification du ferrailage des poutres principales non adhérents aux voiles

Tableau VI.3.11 : Vérification du ferrailage des Poutres principales adhérents aux voiles

Tableau VI.3.12 : Vérification du ferrailage des Poutres secondaires non adhérents aux voiles

Tableau VI.3.13 : Vérification du ferrailage de poutres secondaires adhérentes aux voiles

Tableau VI.3.14 : Ferrailage final des poutres.

Tableau VI.4.1 : Les combinaisons d'action pour le ferrailage des voiles

Tableau VI.4.2 : Calcul des contraintes sens x-x.

Tableau VI.4.3 : Calcul des contraintes sens y-y.

Tableau VI.4.4 : Ferrailage des voiles longitudinaux VL

Tableau VI.4.5 : Ferrailage des voiles transversaux VT

Tableau VII.1 : Surface des semelles filantes sous les voiles (sens longitudinal)

Tableau VII.2 : Surface des semelles filantes sous les voiles (sens transversal)

Tableau VII.3 : Résultante des charges sous poteaux

Tableau VII.4 : Calcul des moments

Tableau VII.5 : Les résultats des contraintes

Tableau VII.6 : Vérification des contraintes.

Tableau VII.7 : Résultats du calcul des armatures du panneau de dalle du radier

Tableau VII.8 : Vérification des contraintes à l'ELS pour la dalle du radier.

Tableau VII.9 : Charges revenant à la nervure la plus sollicitée (sens longitudinal)

Tableau VII.10 : Charges revenant à la nervure la plus sollicitée (sens transversal)

Tableau VII.11 : Résumés des efforts internes dans la nervure

Tableau VII.12 : Résultats du calcul des armatures des nervures

Tableau VII.13 : Vérification des contraintes à l'ELS pour les nervures

Sommaire

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage.

I.1. Présentation de l'ouvrage.....	1
I.2. Les caractéristiques géométriques de l'ouvrage.....	1
I.3. Les éléments constitutifs de l'ouvrage.....	1
I.3.1 L'ossature.....	1
I.3.2 Les planchers.....	1
I.3.3 Les escaliers.....	2
I.3.4 Cage d'ascenseur.....	2
I.3.5 La Maçonnerie.....	2
I.3.6 Le revêtement.....	2
I.3.7 Le Coffrage.....	2
I.3.8 Les voiles.....	3
I.3.9 L'acrotère.....	3
I.4. Caractéristiques mécaniques des matériaux.....	3
I.4.1 Le béton.....	3
I.4.2 L'Acier.....	6

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments

II.1. Introduction.....	9
II.2. Les planchers.....	9
II.3. Les poutres.....	10
II.3.1. Poutres principales.....	10
II.3.2. Poutres secondaires.....	11
II.3.3. Vérification des conditions exigées par le RPA.....	11

II.4. Les poteaux.....	11
II.4.1. Descente de charges.....	12
II.4.1.a. Surface afférente.....	12
II.4.1.b. Evaluation des charges et surcharges.....	13
II.4.1.c. Poids propre des éléments.....	15
II.4.1.d. Charges d'exploitation.....	16
II.4.1.e. Loi de dégression des charges.....	16
II.4.2. Vérification : (R.P.A 99).....	19
II.4.2.a. Vérifications relatives aux exigences du RPA (article 7.4.1).....	19
II.4.2.b. Vérifications de la résistance des poteaux au flambement.....	20
II.5. Les Voiles.....	21

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

III.1. Calcul des planchers.....	23
III.2. Escaliers.....	59
III.3. Calcul de la poutre palière.....	87
III.4. Calcul de l'acrotère.....	101
III.5. Calcul du balcon.....	107
III.6. La poutre de chainage.....	114
III.7. Calcul de la salle machine.....	124

Chapitre IV : Modélisation de la structure

IV.1. Introduction.....	137
IV.2. Description du logiciel ETABS.....	137
IV.3. Méthode de calcul.....	137
IV.4. Etapes de modélisation.....	138

Chapitre V : Vérification des exigences du RPA

V.1. Introduction.....	151
V.2. Objectifs et exigences.....	151
V.3. Vérification de la structure selon les exigences du RPA 99 mod 2003.....	151

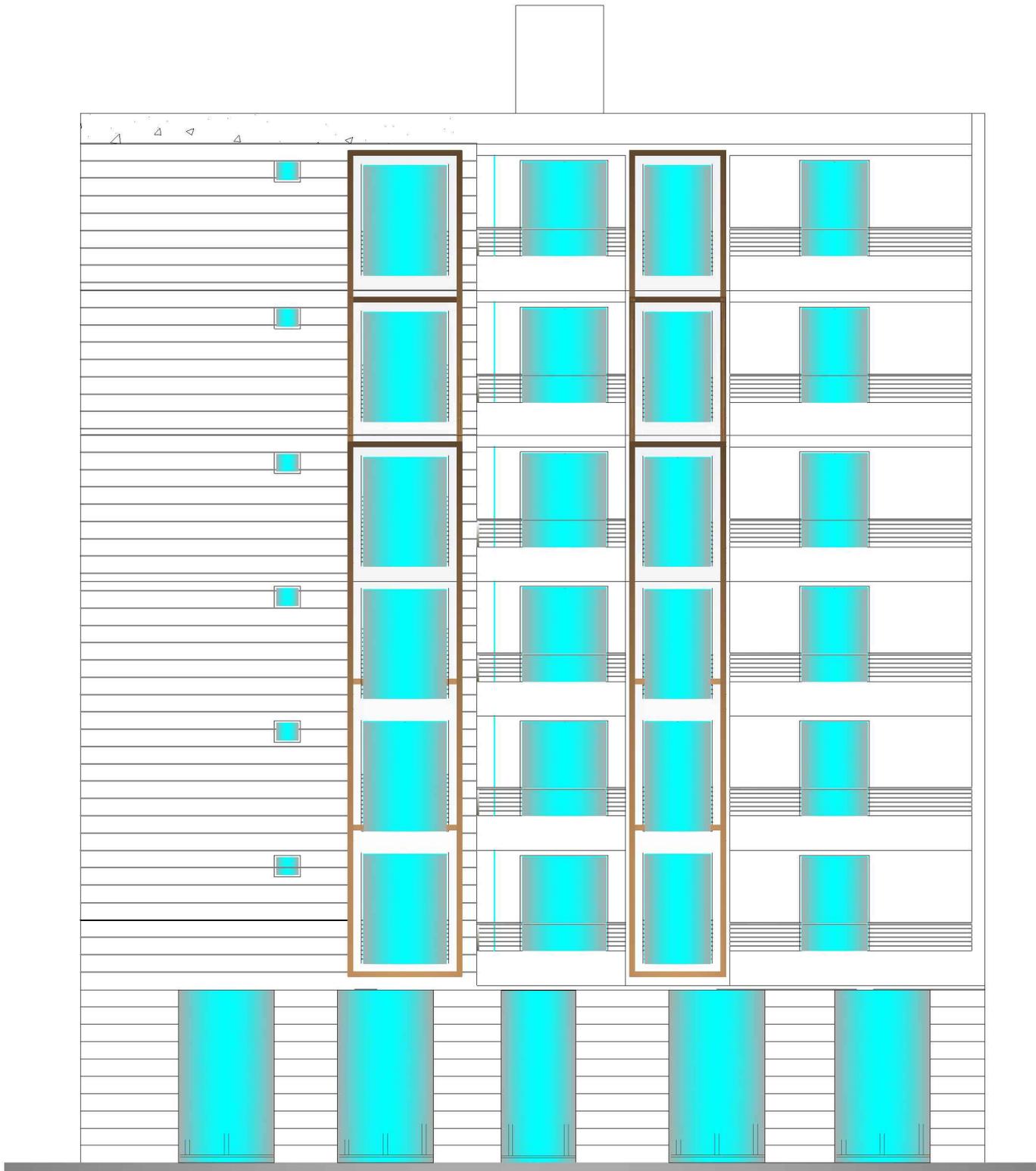
Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux

VI.1. Introduction.....	168
VI.2. Ferrailage des poteaux.....	168
VI.3. Ferrailage des poutres.....	180
VI.4. Ferrailage des voiles.....	191

Chapitre VII : Etude de l'infrastructure

VII.1. Introduction.....	207
VII.2. Choix du type de fondations.....	207
VII.3. Etude de radier général.....	210
VII.3.1. Dimensionnement.....	210
VII.3.2. Calcul des charges nécessaires au radier.....	212
VII.3.3. Vérifications.....	214
VII.4. Ferrailage du radier.....	217
VII.4.1. Ferrailage de la dalle du radier.....	218
VII.4.2. Ferrailage des débords.....	221
VII.4.3. Ferrailage des nervures.....	222

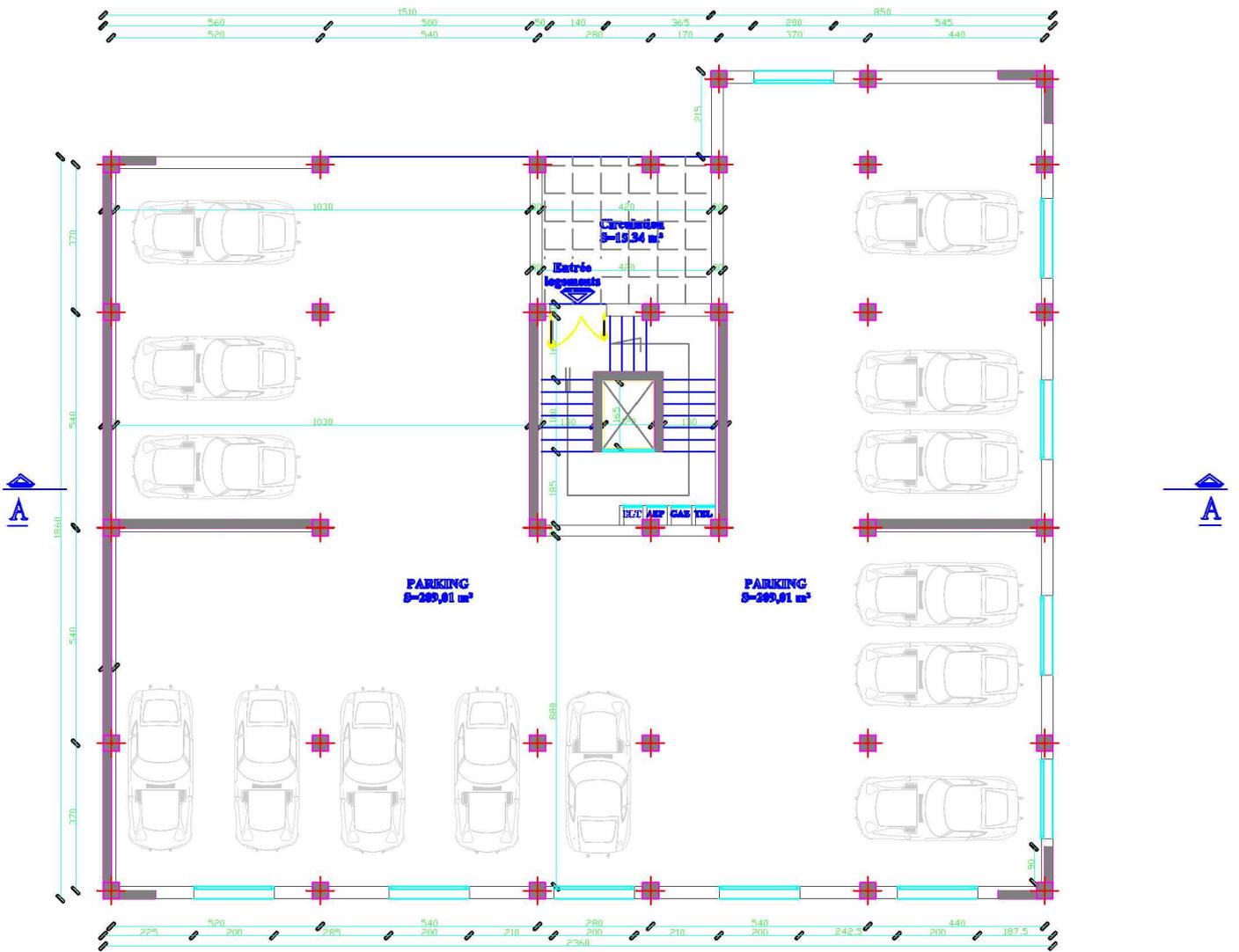
PLANS D'ARCHITECTURE



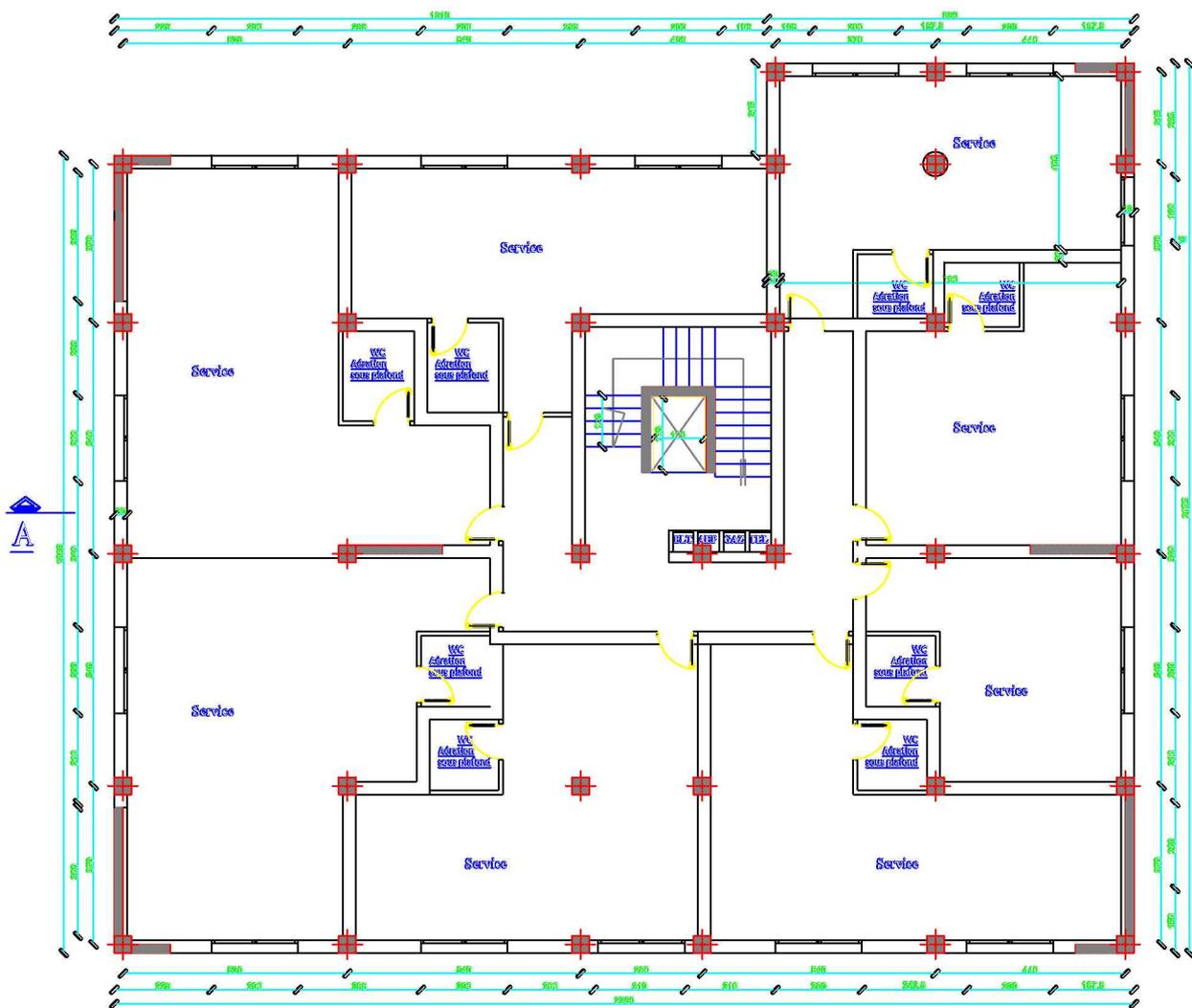
FACADE PRINCIPALE



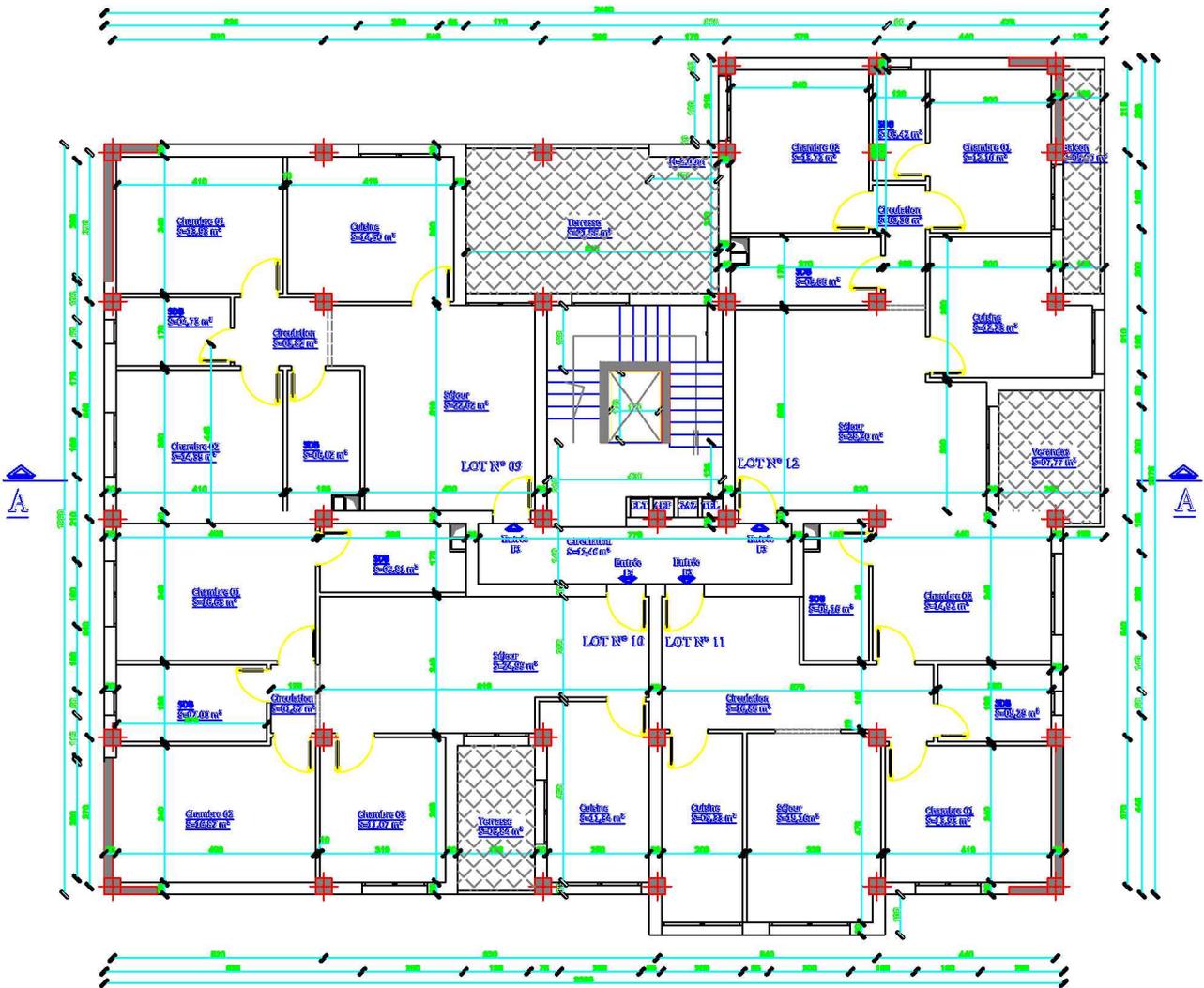
COUPE (A-A)



PLAN DU RDC



PLAN DE L'ETAGE 01



PLAN DE L'ETAGE COURANT (2, 3, 4, 5 et 6)

INTRODUCTION GENERALE

L'étude des ouvrages de génie civil nous incite à faire le calcul de manière à assurer la stabilité de l'ouvrage étudié face aux actions horizontales engendrées par le séisme ainsi la sécurité des usages pendant et après la réalisation, tout en minimisant le cout de la réalisation.

L'Algérie se situe dans une zone de convergence de plaques tectoniques, donc elle se représente comme étant une région à forte activité sismique, c'est pourquoi elle a de tout temps été soumise à une activité sismique intense. Pour cela nos calculs seront conformes au règlement parasismique algérien RPA99 version 2003 et les règlements du béton aux états limites BAEL 91, ces règlements visent à assurer un niveau de sécurité acceptable des vies humaines et des biens vis-à-vis des actions sismiques, par une conception et un dimensionnement appropriés.

Le présent travail est l'étude d'une structure à usage multiple (service et habitation) constituée d'un RDC destiné à un espace de stationnement pour les véhicules légers, de plus un étage Aménagé par des bureaux (espace de travail) plus 5 étages pour habitation, implanté à Mekla dans la wilaya de Tizi Ouzou, cette région est classée dans la zone à moyenne sismicité ; zone IIa. La résistance de la structure aux charges horizontale et verticale est assurée par un système de contreventement : voiles porteurs.

Le projet est reparti sur sept chapitres :

- Le premier constituant la présentation de l'ouvrage en termes d'architecture ainsi que les caractéristiques des matériaux utilisés.
- Le seconde est un pré dimensionnement des éléments.
- La troisième s'est basée essentiellement sur l'étude des éléments secondaires.
- La quatrième consiste à modéliser la structure à l'aide d'un logiciel de calcul des structures sous efforts sismiques.
- Le cinquième consiste à vérifier les exigences imposées par le règlement parasismique algérien.
- Le sixième est destiné pour le calcul de ferrailage des éléments principales.

Enfin dans le dernier chapitre on s'est intéressé à l'étude de l'infrastructure et on termine par une conclusion générale.

I.1. Présentation de l'ouvrage :

Notre projet consiste à étudier les différents éléments constitutifs d'un bâtiment à usage d'habitation et commercial en R+6 à ossature en Béton Armé réalisé en portique mixte, poteaux, poutres contreventé par des voiles.

Le projet est situé à MEKLA, wilaya de TIZI-OUZOU en Zone sismique IIa d'après la classification établie par le RPA 99 version 2003. Le contreventement de l'ensemble du projet est assuré par des portiques et voiles.

I. 2. Les caractéristiques géométriques de l'ouvrage :

- Longueur totale : $L= 24.20$ [m]
- Largeur totale : $l = 21.35$ [m]
- Hauteur du RDC : $h =3,06$ [m].
- Hauteur du 1^{er} au 6^{ème} étage : $h =3,06$ [m].
- Hauteur de la salle machine $h =2.50$ [m].
- Hauteur totale : $H=23.92$ [m].

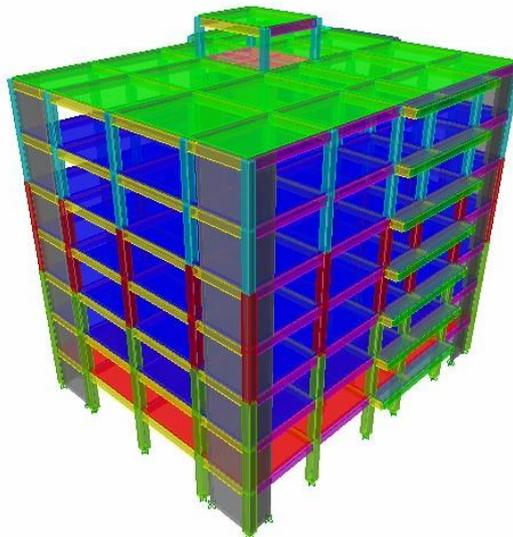


Figure I.1 : Présentation du projet en 3D

I.3. Les éléments constitutifs de l'ouvrage :

I.3.1. L'ossature :

L'ossature est mixte composée de portiques longitudinaux et transversaux (ensemble poteaux poutres), et d'un ensemble de voiles en béton armé disposés dans les deux sens (longitudinal et transversal).

I .3.2. Les planchers :

Le plancher est une structure horizontale infiniment rigide limitant les différents niveaux d'un bâtiment, son rôle consiste à :

- Supporter les charges d'exploitation et les charges permanentes.
- Transmission des charges aux éléments structuraux.
- Assurer l'isolation thermique et phonique entre les différents niveaux.
- Assurer l'étanchéité à l'eau et à l'humidité.

Dans notre ouvrage on a opté pour deux type de plancher :

- Planchers en corps creux pour tous les étages.
- Dalles pleines pour les balcons et la cage d'ascenseur.

I.3.3 Les escaliers :

L'escalier est une construction constituée d'une suite régulière de marches, permettant de passer d'un niveau à un autre. Notre bâtiment comporte une cage d'escalier composé de trois volées droites avec deux paliers de repos et un palier d'arrivée.

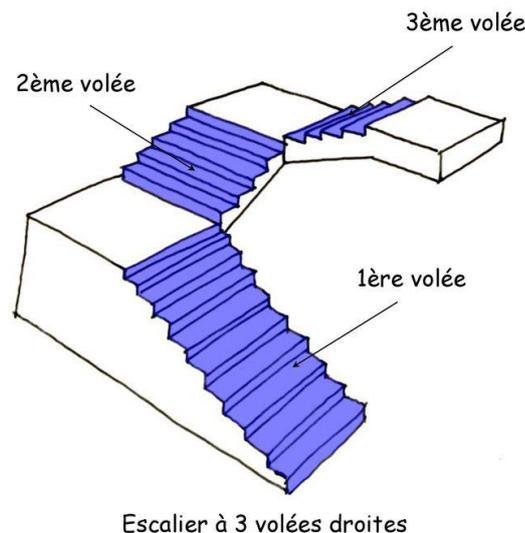


Figure I.2 : Caractéristiques d'un escalier droit

I.3.4 Cage d'ascenseur :

La cage d'ascenseur sera réalisée en voiles en béton armé, coulés sur place.

I.3.5 La Maçonnerie :

-Les murs extérieurs seront réalisés en double cloison de briques creuses de 10 cm d'épaisseur, séparées par une lame d'air de 5cm.

-Les murs de séparation intérieure seront réalisés en simple cloison de briques creuses de 10 cm d'épaisseur.

I.3.6 Le revêtement :

-Mortier de ciment de 2 cm d'épaisseur pour les murs des façades extérieures.

-Enduit de plâtre de 2 cm d'épaisseur pour tous les murs intérieurs et plafonds.

-Carrelage pour les planchers courants, les balcons et les escaliers.

-Céramique pour les salles d'eaux et les cuisines

I.3.7 Le Coffrage :

On opte pour un coffrage classique en bois pour les portiques et un coffrage métallique qui permettra de couler les planchers et les voiles simultanément de façon à limiter le temps d'exécution et réduire les opérations manuelles.

I.3.8 Les voiles :

Les voiles sont des murs en béton armé destinés à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des forces horizontales, ainsi qu'ils reprennent une partie des charges verticales.

I.3.9 L'acrotère :

L'acrotère est un relief en béton armé qui entoure la bordure de la terrasse sur lequel peut se fixer les éléments de protection et d'étanchéité de la partie supérieure, sa hauteur est de 70 cm pour notre projet.

I.4. Caractéristiques mécaniques des matériaux :

L'objectif de cette partie est de présenter les principales caractéristiques des matériaux essentiels utilisés en béton armé à savoir le béton et l'acier, qui doivent répondre aux exigences du RPA 99 version 2003 ainsi que les règles du Béton armé aux états limites (BAEL 91 modifier 99).

I.4.1 Le béton :

Le béton est un matériau de construction composé d'un mélange de : liant hydraulique (ciment), granulats (sable, gravier) et d'eau de gâchage ainsi que des adjuvants. La composition du béton sera déterminée en laboratoire. Un béton est défini par sa résistance à la compression à 28 jours d'âge, dite résistance caractéristique à la compression, notée f_{c28} .

a) Résistance caractéristique à la compression :

Le béton est défini par la valeur de sa résistance mécanique à l'âge de 28 jours notée f_{c28} , qu'on détermine après un essai de compression axiale fait sur des éprouvettes normalisées (16x32cm) et cela après 28 jours de durcissement. On déterminera une valeur moyenne de résistance de la manière suivante :

Soit à écraser n éprouvettes, on aura donc n valeurs de la résistance du béton :

$$\text{La résistance moyenne est : } f_{cmoy} = \frac{\sum_{i=1}^n f_{ci}}{n}$$

$$\text{L'écart-type } S = \sqrt{\frac{\sum (f_{ci} - f_{cmoy})^2}{n - 1}}$$

$$\text{Coefficient de variation : } V(\%) = \frac{S}{f_{cmoy}} \times 100$$

A 28 jours la résistance caractéristique du béton à la compression est égale à :

$$f_{c28} = \bar{f}_c - k.S$$

Ordre de risque	1%	5%	10%	20%	50%
k	2.33	1.64	1.28	0.80	0

Tableau I.1 : le Coefficient k dépendant du risque de l'ouvrage.

- k : coefficient dépendant de l'importance de l'ouvrage, dans notre cas il sera égale à 1,64.

Lorsque la sollicitation s'exerce sur un béton d'âge ≤ 28 jours, sa résistance à la compression est calculée comme suit (Art 2-1- 11 BAEL 91).

- Bétons de résistance courante : $f_{cj} = \frac{j}{(4.76+0.83j)} \times f_{c28}$ pour : $f_{c28} \leq 40\text{MPa}$
- Bétons de haute résistance : $f_{cj} = \frac{j}{(1.40+0.95j)} \times f_{c28}$ pour : $f_{c28} > 40\text{MPa}$

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

b) Résistance caractéristique à la traction :

La résistance caractéristique à la traction, notée f_{tj} , est donnée conventionnellement en fonction de la résistance caractéristique à la compression par la relation suivante

$$f_{tj} = 0,6 + 0.06f_{c28} \text{ (BAEL 91, art A.2.1,12)}$$

Dans notre cas :

$$f_{tj} = 0,6 + 0.06 \times 25 = 2,1 \text{ MPa}$$

Cette formule est valable pour les valeurs de $f_{cj} \leq 60 \text{ MPa}$.

c) Contrainte limite de compression : (BAEL 91, art A.4.3,41)

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

γ_b : Coefficient de sécurité

$\gamma_b = 1,50$ en situation courante

$$f_{bc} = 14,20\text{MPa}$$

$\gamma_b = 1,15$ en situation accidentelle

$$f_{bc} = 18,48 \text{ MPa}$$

θ : coefficient qui est en fonction de la durée d'application des actions

- $\theta = 1$ si durée d'application est supérieur à 24 heures.
- $\theta = 0.9$ si la durée d'application est entre 1 heures et 24 heures.
- $\theta = 0.85$ si la durée d'application est inférieur à 1 heures.

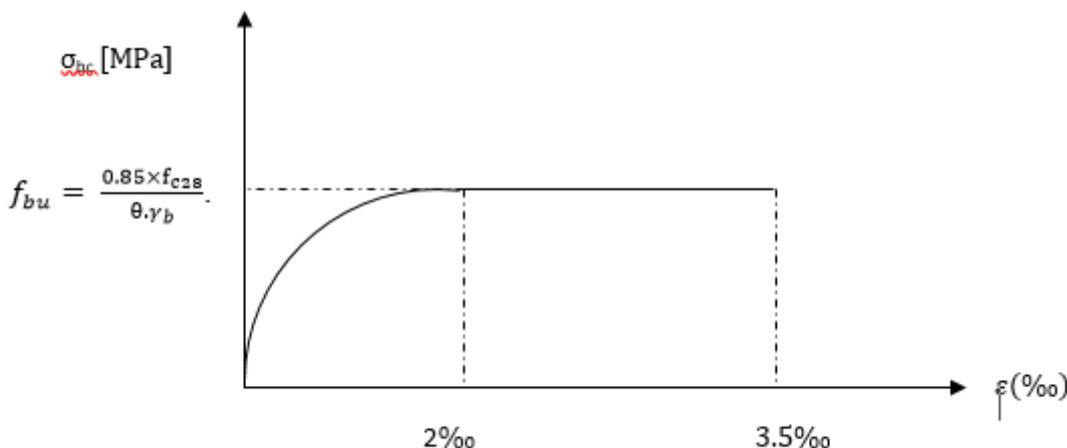


Figure I.3 : Diagramme simplifié des contraintes de déformation du béton à l'ELU.

d) Contrainte limite de cisaillement : (BAEL 91, art A-5.1.21)

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d}$$

V_u : Effort tranchant à l'ELU dans la section.

b_0 : Largeur de la section cisailée.

d : Hauteur utile (0,9h position d'aciers tendus).

$\tau_u = \min [0,13f_{c28} ; 5\text{MPa}]$ pour la fissuration peu nuisible

$\tau_u = \min [0,10f_{c28} ; 4\text{MPa}]$ pour la fissuration préjudiciable

e) Contrainte de service à la compression : (. BAEL 91, art A-4.5.2)

$$\sigma_{bc} = 0,6f_{c28} [\text{MPa}] \Rightarrow \sigma_{bc} = 15\text{MPa}.$$

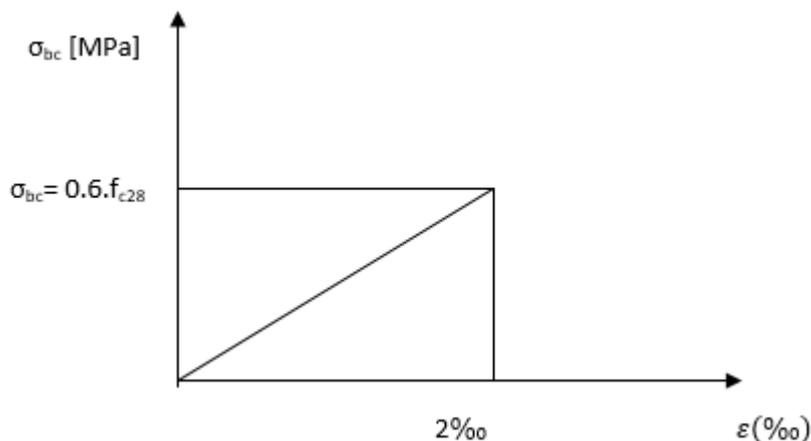


Figure I.4 : Diagramme simplifié des contraintes de déformation du béton à l'ELS.

f) Module d'élasticité :**f).1 Module d'élasticité longitudinal :**

Le module d'élasticité est le rapport de la contrainte normale et la déformation engendrée selon la durée de l'application de la contrainte, on distingue deux sortes de module :

- **Module d'élasticité instantané** : (art A-2.1.21 BAEL 91)

Il est utilisé pour les calculs sous chargement vertical de la durée inférieure à 24h

Lorsque la contrainte appliquée est inférieure à 24 heures il résulte un module égale à :

$$E_{ij} = 11000 \times \sqrt[3]{f_{cj}}$$

Pour $f_{c28} = 25\text{MPa}$; $E_{ij} = 32164,2 \text{ MPa}$.

- **Module d'élasticité différé** : (art A-2.1.22 BAEL 91).

Il est utilisé pour les chargements de longue durée.

Lorsque la contrainte normale appliquée est en longue durée, et afin de tenir compte de l'effort de fluage de béton on prend un module égal :

$$E_{ij} = 3700 \times \sqrt[3]{f_{cj}}$$

Pour $f_{c28} = 25\text{MPa}$; $E_{ij} = 10819 \text{ MPa}$.

f).2 Module d'élasticité transversal :

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

E : Module de Young (module d'élasticité).

ν: Coefficient de poisson.

g) Coefficient de poisson :

C'est le rapport des déformations transversales et longitudinales $\nu = \frac{\Delta d/d}{\Delta l/l}$,

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

$\Delta l/l$: déformation relative longitudinale

Il sera pris égale à : $\nu = 0,2$ l'état limite de service

$\nu = 0$ l'état limite ultime.

I.4.2 L'Acier :

L'acier est un alliage Fer et Carbone en faible pourcentage. L'acier est un matériau caractérisé par une bonne résistance à la traction (et aussi à la compression pour des structures faibles) ; de l'ordre de 520 MPa ; sa bonne adhérence au béton, en constitue un matériau homogène.

Principales armatures utilisés :

- Barres à haute adhérence (HA)
- Treillis soudé

a) Caractéristiques des aciers utilisés :

Type d'aciers	nomination	symbole	Limite d'élasticité f_e [MPa]	Résistance à la rupture	Allongement relatif à la rupture	Coefficient de fissuration (η)	Coefficient de scellement (ψ)
Aciers en barres	Haute adhérence FeE400	HA	400	480	14‰	1.6	1.5
Aciers en treillis	Treillis soudé (TS) TL520 ($\Phi < 6mm$)	TS	520	550	8‰	1.3	1

Tableau I.2 : caractéristiques des aciers.

b) Module d'élasticité longitudinal :

Nous supposons que les aciers travaillent dans le domaine élastique. Tous les types d'aciers ont le même comportement élastique, donc le même module de Young :

$$E_s = 200000 \text{ MPA} \quad \text{ART.A.2.2 ,1 BAEL91}$$

c) Contrainte limite ultime :

Le comportement des aciers pour les calculs à l'ELU vérifie une loi de type plastique parfait,

avec : $\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$

- σ_{st} : Contrainte admissible de l'acier

- f_e : Limite d'élasticité garantie

- γ_s : Coefficient de sécurité

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_s = 1.15 \rightarrow \text{pour les situations durables} \\ \gamma_s = 1 \rightarrow \text{pour les situations accidentelles} \end{array} \right.$$

Nuance de l'acier	Situation courante	Situation accidentelle
Fe=400MPA	$\sigma_{st}=348\text{MPA}$	$\sigma_{st}=400\text{MPA}$
Fe=520MPA	$\sigma_{st}=452\text{MPA}$	$\sigma_{st}=520\text{MPA}$

Tableau 1.3 : limites d'élasticité des aciers.

d) Contrainte limite de service :

À l'ELS on suppose que les aciers travaillent dans le domaine élastique.

➤ Cas de fissuration peu nuisible : Pas de vérification à faire $\sigma_{st} = f_e$ (ART.4.5 ; 32/BAEL91)

➤ Cas de fissuration préjudiciable : $\sigma_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 90 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \right\}$ **ART (A.4.5.34 BAEL91)**

Avec :

f_{tj} : résistance caractéristique du béton a la traction

η : coefficient de fissuration pour :

$$\left\{ \begin{array}{l} \eta = 1.6 \text{ pour les HA } (\varphi \geq 6\text{mm}) \\ \eta = 1.3 \text{ pour les HA } (\varphi < 6\text{mm}) \end{array} \right.$$

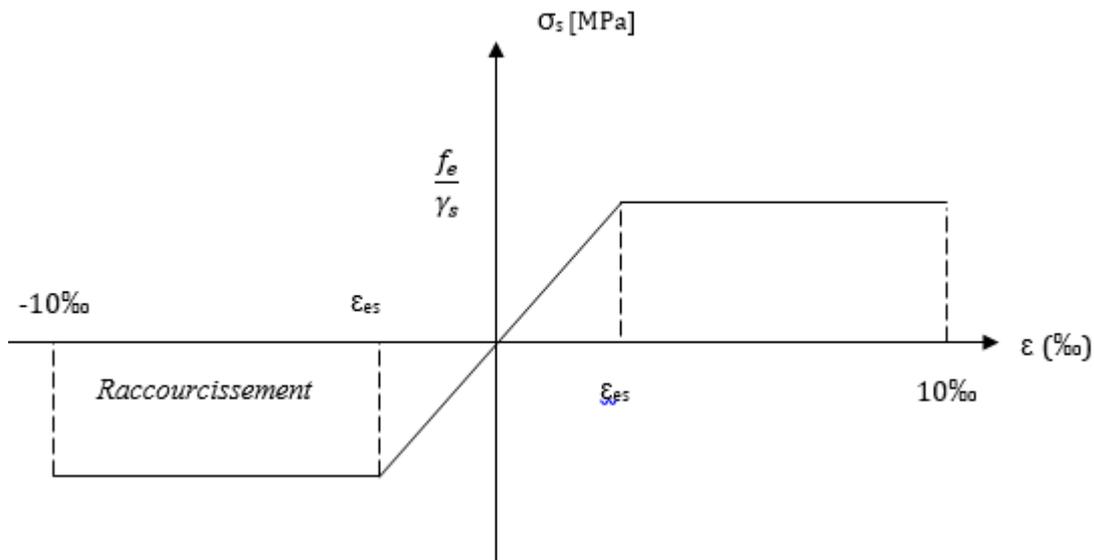


Figure I.5 : Diagramme des contraintes de déformation de l'acier.

e) Coefficient de poisson des aciers :

Le coefficient de poisson pour les aciers est pris égal à 0.3.

f) Protection des Armatures (Art A.7.1/BAEL91) :

Afin d'éviter des problèmes de corrosion des aciers ; il convient de les enrober par une épaisseur de béton suffisante. Cette épaisseur appelée l'enrobage, dépend des conditions d'exposition de l'ouvrage. On optera pour les valeurs suivantes (Art A/BAEL 91 modifiées 99) :

- **C ≥ 5cm** : pour des ouvrages exposés à la mer ; aux embruns ou aux tout autre atmosphères très agressives tel les industries chimiques
- **C ≥ 3cm** : pour des parois soumises à des actions agressives ; des intempéries ou à des condensations
- **C ≥ 1cm** : pour les parois situées dans un local couvert et clos et qui ne sont pas exposées aux condensations.

II.1. Introduction :

Après que nous avons présenté l'ouvrage et les caractéristiques des matériaux, nous passons au pré dimensionnement des éléments de notre projet ; à savoir les planchers, les poutres, les poteaux et les voiles. Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être augmenter après vérifications dans la phase du dimensionnement. Ce pré dimensionnement permet d'évaluer les différentes charges qui seront appliquées aux différents éléments de la structure :

* les sollicitations verticales résultantes des charges permanentes et des surcharges qui empruntent le cheminement : planchers, poutrelles, poutres, poteaux sont finalement transmises au sol par l'intermédiaire des fondations.

* les sollicitations horizontales généralement sismiques ou dues aux charges climatiques doivent être reprises par des éléments dits contreventements, constitués par des portiques longitudinaux et transversaux auxquels on ajoute des voiles.

Ainsi le pré dimensionnement de tous les éléments de l'ossature sera conduit selon les prescriptions de la réglementation du BAEL91 modifié 99 et celles du RPA99 modifié 2003.

II.2. Les planchers :

Les planchers de notre structure sont des planchers à corps creux, constitués d'une dalle de compression et de l'hourdis reposant sur les poutrelles préfabriquées, disposées dans le sens des petites portées.

Le dimensionnement du plancher en corps creux est donné par la formule :

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

Avec :

L_{\max} : Portée libre de la plus grande portée dans le sens des poutrelles.

h_t : hauteur totale du plancher

le RPA exige $\min (b, h) \geq 25 \text{ cm}$ en zone IIa on prend $\min = 30 \text{ cm}$

$$L_{\max} = 540 - 30 = 510 \text{ cm}$$

Ce qui donne par la suite : $h_t \geq \frac{510}{22.5} = 22.67 \text{ cm}$

On opte pour un plancher de $h_t = 25 \text{ cm}$; soit un plancher de (20+5)

Avec : Epaisseur du corps creux : 20 cm

Epaisseur de la dalle de compression 5 cm.

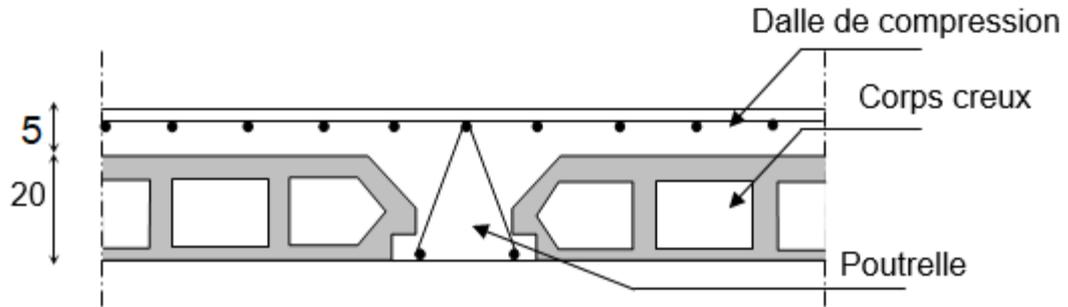


Figure II.1 : coupe verticale du plancher à corps creux.

II.3. Les poutres :

D'après le : [RPA2003-Art 7-5-1], les dimensions des poutres doivent satisfaire les conditions

suivantes :

$$\begin{cases} h \geq 30cm \\ b \geq 20cm \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{cases}$$

D'après les règles de déformabilité des éléments, les dimensions des poutres sont données comme suit :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \quad 0.4h \leq b \leq 0.7h$$

Avec h : hauteur de la poutre,

b : largeur de la poutre,

L : portée maximum entre nus d'appuis.

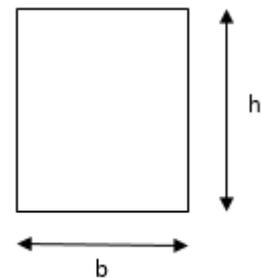


Figure II.2 : schéma de la poutre.

II.3.1. Poutres principales :

Ce sont les poutres porteuses.

$$L = 540 - 30 = 510cm$$

$$\frac{510}{15} \leq h \leq \frac{510}{10} \Rightarrow 34cm \leq h \leq 51cm \quad \text{Soit } h = 45 \text{ cm}$$

$$0.4 \times 45 \leq b \leq 0.7 \times 45 \Rightarrow 18cm \leq b \leq 31.5cm \quad \text{Soit } b = 30 \text{ cm}$$

La section des poutres principales est :(30x45) cm²

II.3.2. Poutres secondaires :

Elles sont parallèles aux poutrelles. Elles assurent le chaînage

$$L = 540 - 30 = 510 \text{ cm}$$

$$\frac{510}{15} \leq h \leq \frac{510}{10} \Rightarrow 34 \text{ cm} \leq h \leq 51 \text{ cm} \quad \text{Soit } h = 45 \text{ cm}$$

$$0.4 \times 45 \leq b \leq 0.7 \times 45 \Rightarrow 18 \text{ cm} \leq b \leq 31.5 \text{ cm} \quad \text{Soit } b = 30 \text{ cm}$$

La section des poutres secondaires est : (30x45) cm²

II.3.3. Vérification des conditions exigées par le RPA :

Conditions	Poutres principales	Poutres secondaires	Vérification
$h \geq 30 \text{ cm}$	45 cm	45 cm	OK
$b \geq 20 \text{ cm}$	30 cm	30 cm	OK
$h/b \leq 4$	1.5	1.5	OK

Tableau II.1 : Vérification des conditions exigées par le RPA

Conclusion :

Poutres principales (30x45) cm².

Poutres secondaires (30x45) cm².

II.4. Les poteaux :

Le poteau est une tige droite en béton armé sur laquelle se concentrent de façon ponctuelle les charges de la superstructure.

Le pré-dimensionnement des poteaux se fera à l'ELS en compression simple, en considérant un effort N_s qui sera appliqué sur la section de béton du poteau le plus sollicité avec :

$$N_s = G_{cum} + Q_{cum}$$

Avec : N_s : effort normal repris par le poteau,

G : charge permanente,

Q : surcharge d'exploitation en tenant compte de la dégression des surcharges.

En supposant que seul le béton reprend la totalité des sollicitations, la section transversale du poteau

le plus sollicité est donnée par : $S = \frac{N_s}{\sigma_{bc}}$

S : air de la section du poteau.

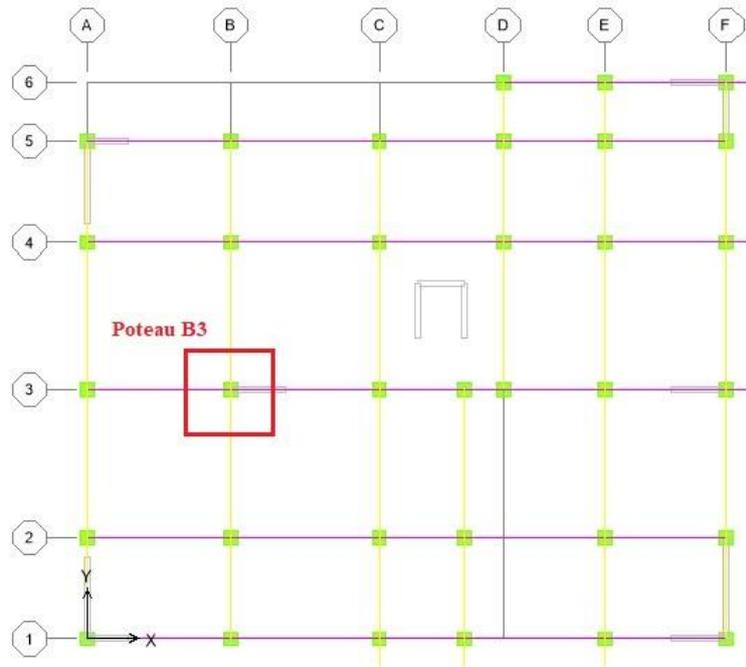
N_s : effort normal repris par le poteau.

$\overline{\sigma}_{bc}$: contrainte admissible du béton à la compression simple donnée par : $\overline{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15MPa$

On détermine l'effort normal « N_s » à partir de la descente de charge donnée par les règles du BAEL 91.

II.4.1. Descente de charges :

Le poteau qui reprend la plus grande surface est le poteau **B3**



II.4.1.a. Surface afférente :

- Surface du plancher reposant sur le poteau
- Section nette :

$$S_n = (2.45 \times 2.55) + (2.45 \times 2.55) + (2.55 \times 2.55) - (2.55 \times 2.55) = 25.5 \text{ m}^2.$$

- Section brute :

$$S_b = 5.4 \times 5.3 = 28.62 \text{ m}^2$$

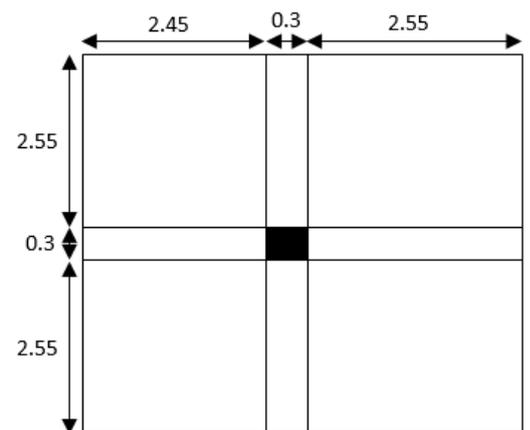


Figure II.3 : surface afférente.

II.4.1.b. Evaluation des charges et surcharges :

i) Charges permanentes :

- Plancher terrasse :

N°	Eléments	Epaisseur (m)	ρ (kN/m ³)	G (kN/m ²)
1	Protection lourde	0.05	17	0.85
2	Etanchéité multi couche	0.02	06	0.12
3	Forme de pente en béton	0.09	22	1.98
4	Feuille de polyane (par vapeur)	0.01	01	0.01
5	Isolation thermique en liège	0.04	04	0.16
6	Plancher en corps creux	0.25	/	3.7
7	Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
Charge permanente totale G_t				7.02

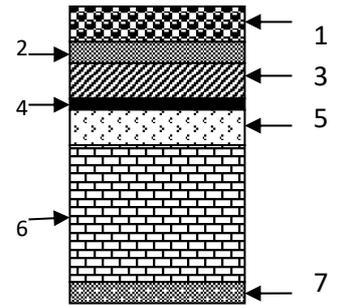


Tableau II.2 : Évaluation des charges revenantes au plancher terrasse à corps

- Plancher étage courant:

N°	Eléments	Epaisseur (m)	ρ (kN/m ³)	G (kN/m ²)
1	Revêtement en carrelage	0.02	20	0.40
2	Mortier de pose	0.02	22	0.44
3	Couche de sable	0.02	18	0.36
4	Plancher en corps creux	0.25	/	3.7
5	Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
6	Cloison intérieure	0.1	10	1
Charge permanente totale G_t				6.1

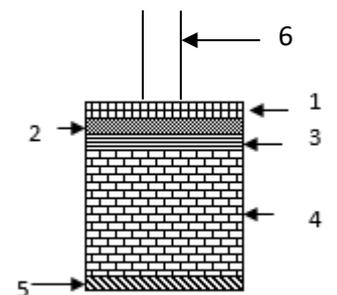
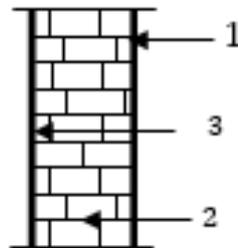


Tableau II.3 : Évaluation des charges revenantes au plancher courant à corps

- Murs de séparation :

N°	Eléments	Hauteur (m)	Epaisseur (m)	ρ (kN/m ³)	G (kN/ml)
1	Enduit de plâtre	3.06	0.02	10	0.612
2	Briques creuses	3.06	0.1	9	2.754
3	Enduit de plâtre	3.06	0.02	10	0.612
Charge permanente totale Gt					3.98

Tableau II.4 : Évaluation des charges revenantes aux murs de séparation.



- Murs extérieurs :

N°	Eléments	Epaisseur (m)	Hauteur (m)	ρ (kN/m ³)	Poids (KN/ml)
1	Enduit ciment	0.02	3.06	11	0.673
2	Brique creuse	0.10	3.06	9	2.754
3	Brique creuse	0.10	3.06	9	2.754
4	Enduit plâtre	0.02	3.06	10	0.612
G total					6.79

Tableau II.5 : Évaluation des charges revenantes aux murs extérieurs.

- Surcharges d'exploitation :

Eléments	Surcharge (kN/m ²)
Plancher terrasse inaccessible	1
Plancher d'étage courant habitation	1.5
Plancher d'étage de service	2.5
Plancher terrasse accessible	1.5
Balcons	3.5

Tableau II.6 : Évaluation des surcharges revenantes aux planchers.

II.4.1.c. Poids propre des éléments :

- Plancher terrasse inaccessible

$$G_t = 25.5 \times 7.02 = 179.01 \text{ kN.}$$

- Plancher courant

$$G_c = 25.5 \times 6.1 = 155.55 \text{ kN.}$$

- Poutres

- Poutres principales

$$G_{pp} = (0.3 \times 0.45) (2.55 + 2.55) 25 = 17.213 \text{ kN.}$$

- Poutres secondaires

$$G_{pc} = (0.3 \times 0.45) (2.55 + 2.45) 25 = 16.875 \text{ kN}$$

- $G_{p \text{ tot}} = G_{pp} + G_{pc} = 34.088 \text{ kN.}$

- Murs de séparation :

- Suivant les poutres principales :

$$G_m = 3.98 \times 2.55 \times 2 = 20.3 \text{ KN}$$

- Suivant les poutres secondaires :

$$G_m = 3.98 \times (2.55 + 2.45) = 19.9 \text{ KN}$$

$$G_m(\text{tot}) = 20.3 + 19.9 = 40.2 \text{ KN.}$$

- Poteaux :

Pour calculer le poids, nous avons fixé les dimensions suivantes pour tous les poteaux de notre structure :

$$\begin{cases} b = 30 \text{ cm} \\ h = 30 \text{ cm} \end{cases}$$

– Poids des poteaux :

$$G = 0.30 \times 0.30 \times 3.06 \times 25 = 6.88 \text{ KN.}$$

II.4.1.d. Charges d'exploitation:

- Plancher terrasse inaccessible : $Q_0 = 1.00 \times 28.62 = 28.62 \text{ KN.}$
- Plancher étage courant à usage habitation : $Q_1 = Q_2 = \dots = Q_5 = 1.50 \times 28.62 = 42.93 \text{ KN.}$
- Plancher, RDC (service) : $Q_6 = 2.5 \times 28.62 = 71.55 \text{ KN}$

II.4.1.e. Loi de dégression des charges :

Les règles du BAEL 99 ainsi que le document technique réglementaire DTR, exigent l'application de la dégression des surcharges d'exploitation. Ces dernières s'appliquent aux bâtiments à grand nombre d'étages ou de niveaux, où les occupations des divers niveaux peuvent être considérées comme indépendantes.

La loi de dégression est :
$$Q_n = Q_0 + \frac{3+n}{2n} \sum_{i=1}^n Q_i \quad \text{pour } n \geq 5.$$

Q_0 : 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

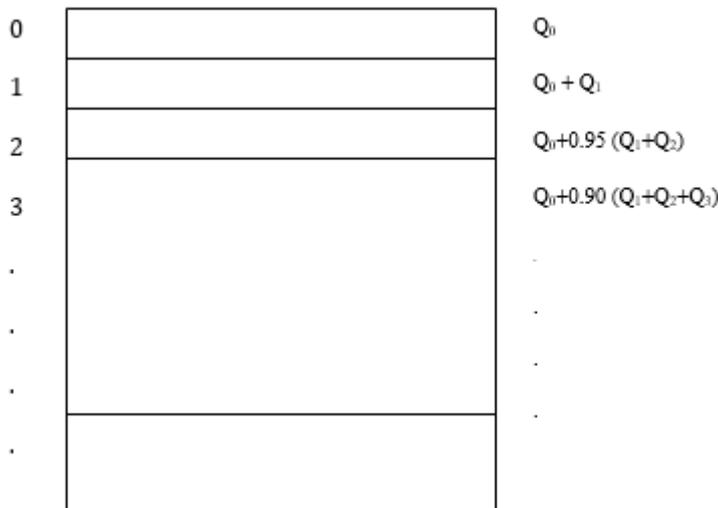


Figure II.4 : dégression verticale des surcharges d'exploitation.

Niveaux	6	5	4	3	2	1	RDC
Coefficient	1	1	0.95	0.9	0.85	0.8	0.75

Tableau II.7 : Valeurs des coefficients de dégression des surcharges.

Les surcharges cumulées

Niveau 6 : Q_0

Niveau 5 : Q_0+Q_1

Niveau 4 : $Q_0+0.95 (Q_1+Q_2)$

Niveau 3 : $Q_0+0.90 (Q_1+Q_2+Q_3)$

Niveau 2 : $Q_0+0.85 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)$

Niveau 1 : $Q_0+0.80 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5)$

Niveau RDC : $Q_0+0.75 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5)+Q_6$

Calcul des surcharges

Niveau 6 : $Q_0 = 28.62 \text{ KN.}$

Niveau 5 : $Q_1 = 28.62 + 42.93 = 71.55 \text{ KN.}$

Niveau 4 : $Q_2 = 28.62 + 0,95 (42.93 + 42.93) = 110.187 \text{ KN.}$

Niveau 3 : $Q_3 = 28.62 + 0,90 (42.93 \times 3) = 144.531 \text{ KN.}$

Niveau 2 : $Q_4 = 28.62 + 0,85 (42.93 \times 4) = 174.582 \text{ KN.}$

Niveau 1 : $Q_5 = 28.62 + 0,80 [(42.93 \times 5) = 200.34 \text{ KN.}$

Niveau RDC : $Q_6 = 28.62 + 0,75 (42.93 \times 5) + 71.55 = 261.16 \text{ KN.}$

Pour la vérification de la section du poteau :(RPA99/version 2003 Art7.4.1), En Zone IIa nous impose :

- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm.}$

Etages	Charges pérennante [KN]						Charges d'exploitations [KN]		Efforts Normaux Ns	$\frac{S \geq N_s}{0.6 f_c 28}$ (cm ²)	Section calculée (cm ²)	Section Adoptée (cm ²)
	G Plancher	G Poutre	G Poteaux	G Murs	G Total	G Cumulé	Q plancher	Q Cumulé				
6	179.01	34.088	6.88	40.2	260.178	260.178	28.62	28.62	288.798	192.53	13.87x13.87	30x30
5	155.55	34.088	6.88	40.2	236.718	496.896	42.93	71.55	568.446	378.96	19.46x19.46	30x30
4	155.55	34.088	6.88	40.2	236.718	733.614	42.93	110.187	843.801	562.53	23.72x23.72	35x35
3	155.55	34.088	6.88	40.2	236.718	970.332	42.93	144.531	1114.863	743.24	27.26x27.26	35x35
2	155.55	34.088	6.88	40.2	236.718	1207.05	42.93	174.582	1381.632	921.09	30.35x30.35	40x40
1	155.55	34.088	6.88	40.2	236.718	1443.768	42.93	200.34	1644.108	1096.07	33.11x33.11	40x40
RDC	155.55	34.088	6.88	40.2	236.718	1680.486	71.55	243.72	1924.206	1282.8	35.82x35.82	40x40

Tableau II.8 : Récapitulatif de la descente des charges.

Pour une bonne répartition des aciers, nous avons opté à des sections supérieures à celles que nous avons calculées.

II.4.2. Vérification : (R.P.A 99) :

II.4.2.a. Vérifications relatives aux exigences du RPA (article 7.4.1) :

Selon l'article (Art 7.4.1) du R.P.A 99 Version 2003 : Les dimensions de la section transversale des poteaux en zone **IIa** doivent satisfaire les conditions suivantes :

- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm}$
- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20}$ avec h_e : hauteur libre du poteau.
- $\frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} < 4$

➤ $\text{Min}(b_1, h_1) = 30 \text{ cm} > 25 \text{ cm}$.

➤ Tous les poteaux de notre structure ont la même hauteur libre d'un étage à l'autre ce qui donne :

$$\frac{h_e}{20} = \frac{306}{20} = 15.3 \text{ cm}$$

- Poteaux RDC, 1^{er} et 2^{ème} étage : $\Rightarrow \text{min}(b_1, h_1) = 40 \text{ cm} \geq \frac{h_e}{20} = 15.3 \text{ cm}$
- Poteaux 3^{ème} et 4^{ème} étage : $\Rightarrow \text{min}(b_1, h_1) = 35 \text{ cm} \geq \frac{h_e}{20} = 15.3 \text{ cm}$
- Poteaux 5^{ème} et 6^{ème} étage : $\Rightarrow \text{min}(b_1, h_1) = 30 \text{ cm} \geq \frac{h_e}{20} = 15.3 \text{ cm}$
- Pour le RDC, 1er et 2ème étage : $1/4 < b/h = 40/40 = 1 < 4$ Condition vérifiée.
- Pour le 3 et 4ème étage : $1/4 < b/h = 35/35 = 1 < 4$ Condition vérifiée.
- Pour le 5 et 6ème étage : $1/4 < b/h = 30/30 = 1 < 4$ Condition vérifiée.

Poteaux	Conditions exigées par RPA	Valeur calculée et vérification	Observation
30x30	$\text{min}(b, h) \geq 25 \text{ cm}$	$\text{min}(b, h) = 30 > 25 \text{ cm}$	Condition vérifiée
	$\text{min}(b, h) \geq \frac{h_e}{20}$	$\frac{h_e}{20} = \frac{306}{20} = 15.3 \text{ cm} < 30 \text{ cm}$	
	$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4$	$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} = \frac{30}{30} = 1 < 4$	
35x35	$\text{min}(b, h) \geq 25 \text{ cm}$	$\text{min}(b, h) = 35 > 25 \text{ cm}$	Condition vérifiée
	$\text{min}(b, h) \geq \frac{h_e}{20}$	$\frac{h_e}{20} = \frac{306}{20} = 15.3 \text{ cm} < 35 \text{ cm}$	
	$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4$	$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} = \frac{35}{35} = 1 < 4$	
40x40	$\text{min}(b, h) \geq 25 \text{ cm}$	$\text{min}(b, h) = 40 \geq 25 \text{ cm}$	Condition vérifiée
	$\text{min}(b, h) \geq \frac{h_e}{20}$	$\frac{h_e}{20} = \frac{306}{20} = 15.30 \text{ cm} < 40 \text{ cm}$	
	$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4$	$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} = \frac{40}{40} = 1 < 4$	

Tableau II.9 : Récapitulatif des vérifications aux exigences du RPA.

II.4.2.b. Vérifications de la résistance des poteaux au flambement :

La vérification de la résistance du poteau au flambement consiste à vérifier la condition suivante :

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

Avec : λ : élancement du poteau.

L_f : longueur de flambement $L_f = 0.7 L_0$

L_0 : distance entre les faces supérieures de deux planchers consécutifs

i : rayon de giration

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} \quad ; \quad I = \frac{ab^3}{12} \quad \text{Avec : } I : \text{Moment d'inertie.}$$

$S = a \times b =$ Section transversale du poteau.

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

-Poteaux du RDC, 1^{er} et 2^{ème} étage (40×40) cm², $L_0 = 3.06$ m $\Rightarrow \lambda = 18.55 < 35$

-Poteaux du 3^{ème} et 4^{ème} étage (35×35) cm², $L_0 = 3.06$ m $\Rightarrow \lambda = 21.20 < 35$

-Poteaux du 5^{ème} et 6^{ème} étage (30×30) cm², $L_0 = 3.06$ m $\Rightarrow \lambda = 24.73 < 35$

On constate que la condition de l'élancement $\lambda \leq 35$ est vérifiée, donc tous les poteaux de la structure sont prémunis contre le risque de flambement.

Niveau	b (cm)	h (cm)	S (cm ²)	I (cm ⁴)	i (cm)	l ₀ (cm)	L _f (cm)	λ	Condition λ ≤ 35
6	30	30	900	67500	8.66	306	214,2	24.73	condition vérifiée
5	30	30	900	67500	8.66	306	214,2	24.73	condition vérifiée
4	35	35	1225	125052	10.10	306	214,2	21.20	condition vérifiée
3	35	35	1225	125052	10.10	306	214,2	21.20	condition vérifiée
2	40	40	1600	213333,33	11,55	306	214,2	18.55	condition vérifiée
1	40	40	1600	213333,33	11,55	306	214,2	18.55	condition vérifiée
RDC	40	40	1600	213333,33	11,55	306	214,2	18.55	condition vérifiée

Tableau II.10 : Récapitulatif de la résistance des poteaux au flambement.

II.5. Les Voiles :

Les voiles sont des éléments rigides en béton armé coulés sur place. Leur rôle principal est de reprendre les charges horizontales ainsi que 20% des charges verticales.

Le pré dimensionnement des voiles se fera conformément à (Art 7.7.1 de RPA 99), tel qu'il doit satisfaire les conditions suivantes :

L'épaisseur du voile a : est déterminé en fonction de la hauteur libre de l'étage (he) et des conditions de rigidité aux extrémités, de plus l'épaisseur minimal est de **15cm**.

Tel que : $h_e = h - e_p$ avec : e_p : épaisseur du plancher et h : la hauteur totale de l'étage.

La longueur du voile ne doit pas être inférieure à 4 fois l'épaisseur $L \geq 4a$.

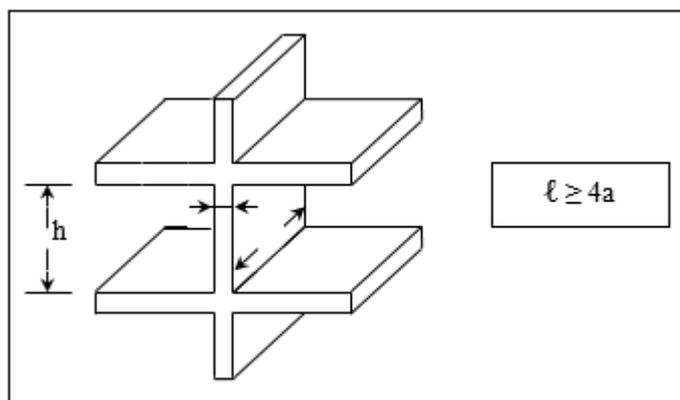


Figure II.5 : Coupe verticale d'un voile.

Dans notre structure, on dispose de deux formes de voiles.

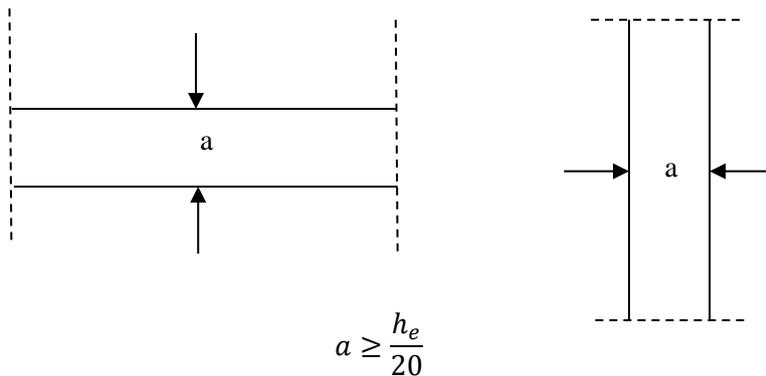


Figure II.6 : Coupe horizontale des voiles.

Dans notre projet la hauteur max d'étages $h_e = 306 - 25 = 281$ cm

Par suite :

$$a \geq \frac{281}{20} = 14.05 \text{ cm}$$

Enfin on opte pour une épaisseur de 20 cm pour tous les voiles.

➤ **Largeur minimale du voile :**

La largeur minimale l_{\min} du voile devra satisfaire la condition $l_{\min} \geq 4a$.

$$4a = 80 \text{ cm soit } l_{\min} = 150 \text{ cm} \geq 4a \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Élément		Pré dimensionnements
Planchers		$h_t = 25$ cm
Voiles		$a = 20$ cm
Poutres	Poutres principales	$(30 \times 45) \text{ cm}^2$
	Poutres secondaires	$(30 \times 45) \text{ cm}^2$
Poteaux	RDC, 1 ^{er} et 2 ^{ème} étages	$(40 \times 40) \text{ cm}^2$
	3 ^{ème} et 4 ^{ème} étages	$(35 \times 35) \text{ cm}^2$
	5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage	$(30 \times 30) \text{ cm}^2$

Tableau II.11 : Récapitulatif du pré-dimensionnement des éléments.

III.1. Calcul des planchers :

III.1.1 Introduction :

Comme nous l’avons déjà indiqué ; notre projet est constitué des planchers en corps creux avec une dalle de compression, reposant sur des poutrelles préfabriquées disposées dans le sens de la petite portée.

Dans notre cas, nous avons trois planchers différents qui diffèrent de leurs charges d’exploitation (service, habitation, terrasse) et le calcul se fera pour le plancher le plus défavorable et on adoptera le même ferrailage pour tous les planchers.

Le plancher en corps creux est constitué de :

- Nervures appelées poutrelles de section en T, espacées de 65 cm. elles assurent la fonction de portance ;
- Remplissage en corps creux, utilisés comme coffrage perdu, et comme isolant, d’épaisseur de 20 cm ;
- Une dalle de compression en béton armé de 5cm d’épaisseur

III.1.2. Calcul de la dalle de compression :

La dalle de compression est coulée sur place, elle est de “5 cm” d’épaisseur, armée d’un treillis soudé de nuance (TS 520) dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser les valeurs indiquées par B.A.E.L.(Art B.6.8.423) :

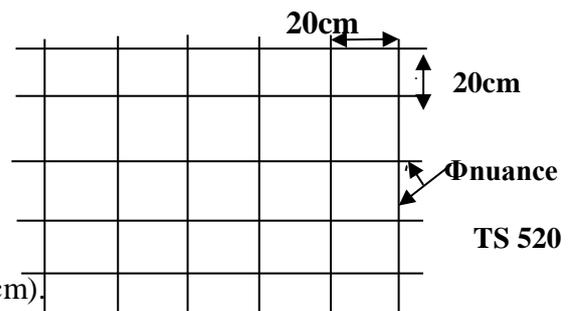
- 20 cm (5 p.m) pour les armatures perpendiculaires aux nervures.
- 33 cm (3 p.m) pour les armatures parallèles aux nervures.

➤ **Armatures perpendiculaires aux poutrelles :**

$$A_{\perp} = \frac{4 \times l}{f_c} = \frac{4 \times 65}{520} = 0.5 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_{\perp} = 5T_4 = 0.63 \text{ cm}^2/\text{ml}$, $e_s = 20 \text{ cm}$

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



➤ **Armatures parallèles aux poutrelles :**

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{0.63}{2} = 0.315 \text{ cm}^2$$

Figure.III.1.1 : Treillis soudés (200×200)

Soit : $A_{//} = 5T_4 = 0.63 \text{ cm}^2/\text{ml}$; $e_s = 20 \text{ cm}$

III.1.3. Etude des poutrelles

La poutrelle pré fabriqué est considérée comme une poutre de section rectangulaire de dimension (12 ×4) cm².

III.1.3.1 Disposition des poutrelles

La disposition des poutrelles se fait suivant deux critères :

- Critère de la petite portée :

Les poutrelles sont disposées parallèlement à la petite portée.

- Critère de la continuité :

Si les deux sens ont les mêmes dimensions, alors les poutrelles sont disposées parallèlement aux sens de plus grand nombre d'appuis.

Pour notre projet, Les poutrelles sont disposées parallèlement à la petite portée, qui est le sens X-X.

III.1.3.2 Calcul des poutrelles :

Les poutrelles supportent des charges uniformément réparties et seront calculées en deux étapes

Première étape : Avant coulage de la dalle de compression :

La poutrelle est considérée comme étant simplement appuyée à ces deux extrémités. Elle doit supporter son poids propre, le poids du corps creux qui est de 0.95KN/m² ainsi que celui de l'ouvrier :

- Poids propre : $G_1 = (0.04 \times 0.12) \times 25 = 0.12 \text{ KN/ml}$
- Poids du corps creux : $G_2 = 0.95 \times 0.65 = 0.62 \text{ KN/ml}$
- Surcharge de l'ouvrier : $Q = 1 \text{ KN/ml}$

Ferraillage à l'ELU :

- Le calcul se fera pour la travée la plus longue.
- En considérant la fissuration comme étant non préjudiciable.

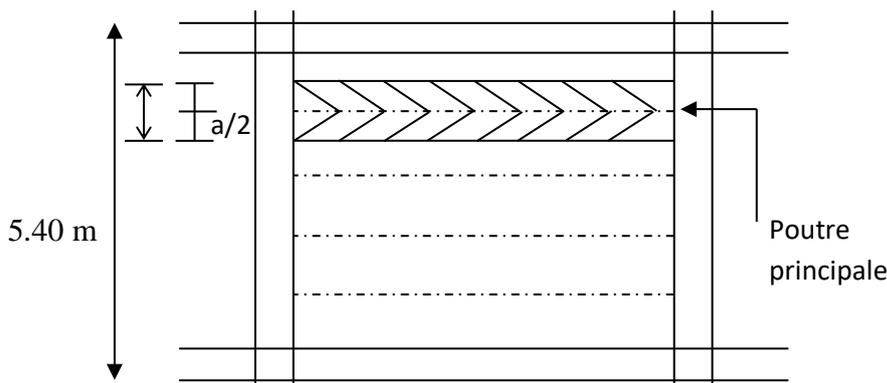


Figure.III.1.2 : surface revenant aux poutrelles

Combinaison de charges :

$$q_u = 1.35G + 1.5Q \quad \text{Avec } G = G_1 + G_2$$

$$q_u = 1.35 \times (0.12 + 0.62) + 1.5 \times 1 = 2.50 \text{ KN/ml}$$

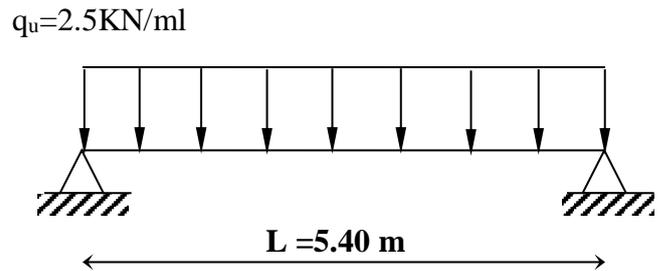
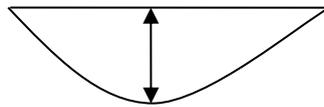


Figure III.1.3: Schéma statique de la poutrelle

Moment max en travée :

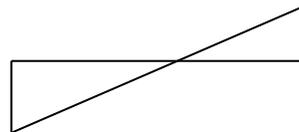
$$M_u = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{2.5 \times 5.40^2}{8} = 9.11 \text{ KN.m}$$



$$M_u = 9.11 \text{ KN.m}$$

Effort tranchant max :

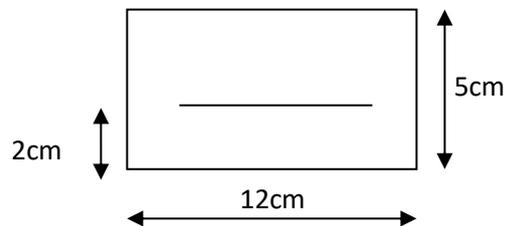
$$T = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{2.5 \times 5.40}{2} = 6.75 \text{ KN}$$



$$T = 6.75 \text{ KN}$$

Calcul des armatures :

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



Avec : $b = 12 \text{ cm}$; $d = h - c$; $h = 5 \text{ cm}$; $c = 2 \text{ cm}$; $d = 3 \text{ cm}$ (hauteur utile)

$$\mu_b = \frac{9.11 \times 10^3}{12 \times 3^2 \times 14.2} = 5.94 > \mu_l = 0.392 \quad \rightarrow \quad \text{la section est doublement armée.}$$

NB : Donc les armatures comprimées sont nécessaires, et comme la section de la poutrelle est très réduite il est impossible de les placer, alors on est obligé de prévoir des étais intermédiaires pour l'aider à supporter les charges avant le coulage de la dalle de compression (espacement entre étais : 80 à 120 cm).

Deuxième étape : Après coulage de la dalle de compression :

Après le coulage, la poutrelle travaille comme une poutre continue en T, les appuis de rives sont considérés comme partiellement encastrés, elle supporte son poids propre, le poids du corps creux et de la dalle de compression en plus des charges et les surcharges revenant au plancher, elles travaillent en flexion simple.

Les règles **BAEL91** préconise que la largeur b_1 de la dalle de compression à prendre en compte dans chaque côté d'une nervure, est limitée par la plus faible des valeurs suivantes :

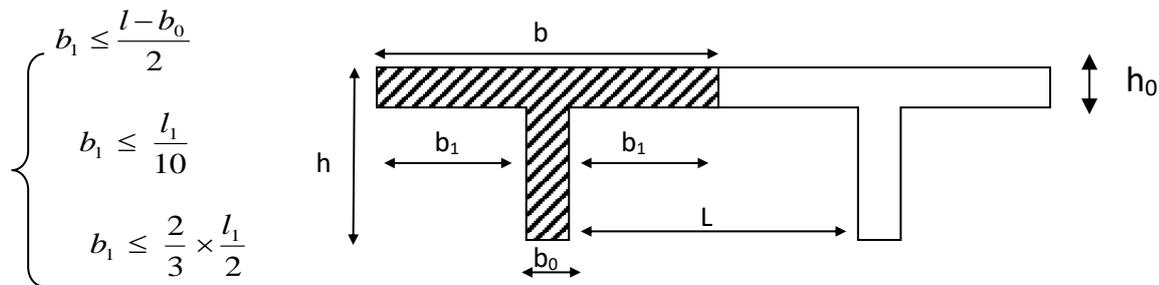


Figure III.1.4: Caractéristiques géométriques de la section en T.

Avec :

L : distance entre axe des poutrelles ;

l_1 : portée de la plus grande travée telle que $l_1 = 5,40$ m (la travée la plus sollicitée) ;

b : largeur de la dalle de compression à prendre en considération dans les calculs

b_0 : largeur de la nervure ($b_0 = 12$ cm) ;

b_1 : est le débord.

$h = 20+5 = 25$ cm (hauteur de la dalle) ;

$h_0 = 5$ cm (épaisseur de la dalle de compression) ;

$c = 2$ cm (enrobage) ;

$d = 23$ cm (hauteur utile).

D'où : Largeur efficace de la table de compression :

$$b_1 \leq 65-12 / 2 = 26,5 \text{ cm}$$

$$b_1 \leq 540 / 10 = 54 \text{ cm}$$

$$b_1 \leq 540 / 3 = 180 \text{ cm}$$

On prend : **$b_1 = 26,5$ cm**

D'où: $b = 2b_1 + b_0 = 65$ cm

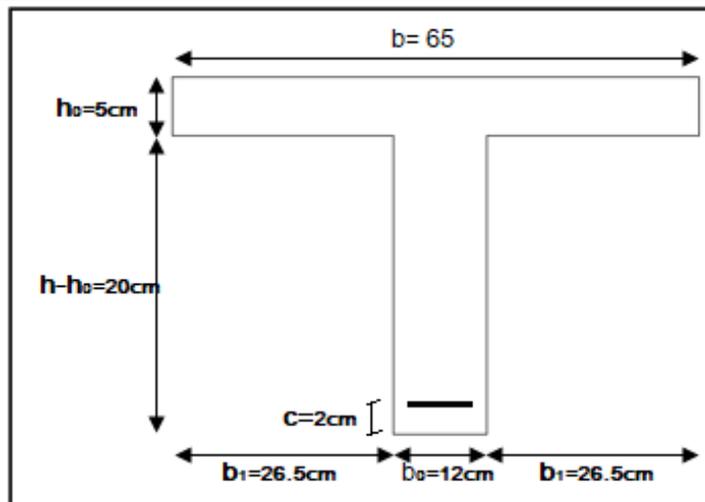


Figure III.1.5 : Dimensionnement de la poutrelle.

Poids du plancher

- **Plancher terrasse inaccessible :**
 Poids propre de plancher : $G = 7.02 \times 0.65 = 4.563 \text{ KN/ml}$.
 Surcharge d'exploitation : $Q = 1 \times 0.65 = 0.65 \text{ KN/ml}$.
- **Plancher étage service :**
 Poids propre de plancher : $G = 6.1 \times 0.65 = 3.965 \text{ KN/ml}$.
 Surcharge d'exploitation : $Q = 2.5 \times 0.65 = 1.625 \text{ KN/ml}$.
- **Plancher étage d'habitation**
 Poids propre de plancher : $G = 6.1 \times 0.65 = 3.965 \text{ KN/ml}$.
 Surcharge d'exploitation : $Q = 1.5 \times 0.65 = 0.975 \text{ KN/ml}$.

Combinaison de charges :

- ❖ **Plancher terrasse inaccessible :**
 ELU : $q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 1.35 \times 4.563 + 1.5 \times 0.65 = 7.14 \text{ KN/m}$
 ELS : $q_s = G + Q = 4.563 + 0.65 = 5.213 \text{ KN/m}$
- ❖ **Plancher à usage service :**
 ELU : $q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 1.35 \times 3.965 + 1.5 \times 1.625 = 7.79 \text{ KN/m}$
 ELS : $q_s = G + Q = 3.965 + 1.625 = 5.59 \text{ KN/m}$
- ❖ **Plancher à usage d'habitation :**
 ELU : $q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 1.35 \times 3.965 + 1.5 \times 0.975 = 6.815 \text{ KN/ml}$.
 ELS : $q_s = G + Q = 3.965 + 0.975 = 4.94 \text{ KN/ml}$.

Remarque :

– Nous considérons pour nos calculs, le plancher qui présente le cas le plus défavorable. Dans notre cas on fait le calcul pour le plancher à usage service.

1. Choix de la méthode :

Les efforts interne sont déterminer, Selon le type de plancher, à l'aide des méthodes suivantes :

- a) Méthode forfaitaire.
- b) Méthode de Caquot.
- c) Méthode des trois moments

Méthode forfaitaire :

Elle s'agit d'une méthode simplifiée de calcul applicable aux planchers à surcharges modérées, tels que les planchers des constructions courantes comme les bâtiments à usage d'habitation, bureaux, d'enseignement...

L'utilisation de cette méthode conduit à un calcul rapide et direct, c'est-à-dire déterminer les efforts internes forfaitairement suivant le **BAEL91**, on peut appliquer cette méthode si les conditions suivantes sont vérifiées.

❖ **Condition d'application :**

- Le plancher soit à surcharge modérée c'est-à-dire : $Q \leq \min (2 \times G ; 5 \text{ KN/m}^2)$
- Le rapport entre deux travées successives : $0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25$
- Le moment d'inertie soit constant sur toutes les travées.
- La fissuration peu nuisible (FPN).

❖ **Exposé de la méthode :**

Soit une poutre soumise à une charge uniformément répartie. Soit le coefficient α , tel que :

$$\alpha = \frac{Q}{Q + G}$$

❖ **Moments sur appuis :**

La valeur du moment sur appui intermédiaire **Ma** est égale à :

- $0,6 M_0$ pour une poutre à deux travées ;
- $0,5 M_0$ pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées ;
- $0,4 M_0$ pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.

Tel que M_0 est la valeur maximale du moment fléchissant dans les travées de référence (travée isostatique) à gauche et à droite de l'appui considéré.

Les moments sur les appuis de rive sont nuls sauf seulement le BAEL91 préconise de mettre des aciers de fissuration équilibrant un moment fictif égale à : $-0.15M_0$. $M_0 = \frac{qL^2}{8}$

❖ **Moments en travées :**

Les moments en travées sont déterminés à partir des conditions suivantes :

$$1- M_t + \frac{Mg + Md}{2} \geq \max \left\{ \begin{array}{l} (1 + 0.3\alpha) \cdot M_0 \\ 1.05 M_0 \end{array} \right.$$

$$2- \begin{cases} M_t \geq \frac{(1.2+0.3\alpha)}{2} M_0 \dots \dots \dots \text{pour une travée de rive} \\ M_t \geq \frac{(1+0.3\alpha)}{2} M_0 \dots \dots \dots \text{pour une travée intermédiaire} \end{cases}$$

Mt : le maximum entre (1) et (2)
 Mg : moment gauche. Md : moment droite
 M0 : Moment isostatique de la travée considérée.

❖ **Calcul des efforts tranchants :**

$$T(x) = \theta(x) + \frac{M_{i+1} - M_i}{l}$$

l : longueur de la travée considérée,

$\theta(x)$: Effort tranchant de la travée isostatique,

Mi et Mi+1 sont les moments aux appuis (i) et (i+1) respectivement en valeurs algébrique, on aura :

$$T_w = \frac{q_u \times l}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{l} \qquad T_e = \frac{-q_u \times l}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{l}$$

Nous considérons pour nos calculs, le plancher qui présente le cas le plus défavorable. Dans notre cas on fait le calcul pour le plancher à usage service.
 Nous avons 04 différents types de poutrelles à étudier.

Type 1 :

Poutre isostatique sur six (6) appuis :

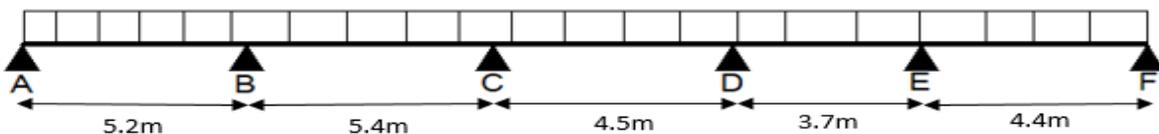


Figure III.1.6: Schéma statique de la poutrelle type 1.

Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire: (Art B.6.2.210 BAEL 91 modifiée99) :

1^{ère} condition: $Q \leq \min \left(2G ; 5 \frac{KN}{ml} \right)$

G = 6.10 KN/ml

$Q = 2.5 \text{ KN/ml} < \min(12.2 \text{ KN/ml} ; 5 \text{ KN/ml}) = 5 \text{ KN/ml} \rightarrow$ **Condition vérifiée.**

2^{ème} condition:

Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées \rightarrow **C.v**

3^{ème} condition:

La fissuration est considérée comme non préjudiciable \rightarrow **Condition vérifiée.**

4^{ème} condition:

Le rapport des portées successives doit être compris entre : $0,8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1,25$

On a:

$$L_{AB} / L_{BC} = 5.20 / 5.40 = 0.96$$

$$L_{BC} / L_{CD} = 5.40 / 4.50 = 1.20$$

$$L_{CD} / L_{DE} = 4.50 / 3.70 = 1.21$$

$$L_{DE} / L_{EF} = 3.70 / 4.40 = 0.84$$

\Rightarrow **Condition vérifiée.**

\Rightarrow **la méthode forfaitaire est applicable.**

Type 2 :

Poutre isostatique sur trois (3) appuis :

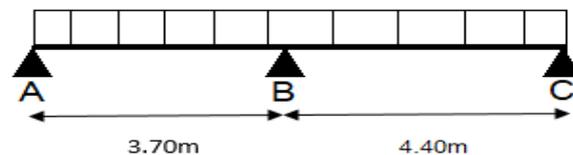


Figure III.1.7: Schéma statique de la poutrelle type 2.

Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire: (Art B.6.2.210 BAEL 91 modifiée99) :

Les trois premières conditions sont vérifiées puisque on utilise le même chargement et la même section des poutrelles

4^{ème} condition:

Le rapport des portées successives doit être compris entre : $0,8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1,25$

On a:

$$L_{AB} / L_{BC} = 3.70 / 4.40 = 0.84$$

\Rightarrow **Condition vérifiée.**

⇒ la méthode forfaitaire est applicable.

Type 3 :

Poutre isostatique sur trois (3) appuis :

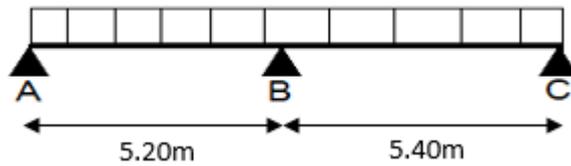


Figure III.1.8 : Schéma statique de la poutrelle type 3.

Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire: (Art B.6.2.210 BAEL 91 modifiée99) :

4^{ème} condition:

Le rapport des portées successives doit être compris entre : $0,8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1,25$

On a:

$$L_{AB} / L_{BC} = 5.20 / 5.40 = 0.96$$

⇒ Condition vérifiée.

Type 4 :

Poutre isostatique sur six (6) appuis :

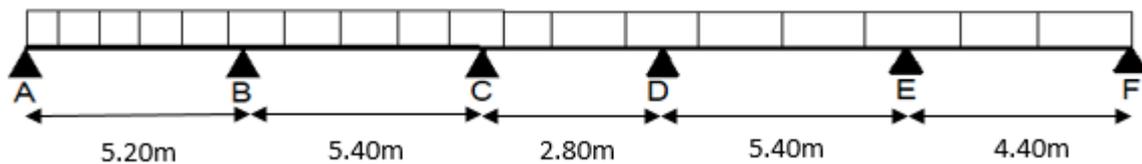


Figure III.1.9: Schéma statique de la poutrelle type 4.

Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire: (Art B.6.2.210 BAEL 91 modifiée99) :

4^{ème} condition:

Le rapport des portées successives doit être compris entre : $0,8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1,25$

On a:

$$L_{AB} / L_{BC} = 5.20 / 5.40 = 0.96$$

$$L_{BC} / L_{CD} = 5.40 / 2.80 = 1.92$$

$$L_{CD} / L_{DE} = 2.80 / 5.40 = 0.52$$

$$L_{DE} / L_{EF} = 5.40 / 4.40 = 1.22$$

⇒ **Condition non vérifiée.**

Dans ce cas-là, la 4^{ème} condition n'est pas vérifiée, alors la méthode forfaitaire ne peut être appliquée, on calcule par la méthode de Caquot.

- **Méthode de Caquot**

Principe de la méthode :

Le principe repose sur la méthode des trois moments simplifiée et corrigée afin de tenir compte de la variation des moments d'inerties des sections transversales le long de la ligne moyenne de la poutre, ainsi que de l'amortissement des efforts de chargement des travées successives.

Comme la condition suivante $0,8 \leq l_i/l_{i+1} \leq 1,25$ n'est pas satisfaite dans les portées successives, on utilisera la méthode de **Caquot minoré.**

Moment en travée :

$$M_t = M_0(x) + M_g \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_d \left(\frac{x}{l}\right)$$

$$\text{Avec : } M_0(x) = \frac{q \times x}{2} (l - x)$$

$$x = \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{q \times l}$$

Moment aux appuis :

$$M_a = - \frac{q_g \times l'_g{}^3 + q_d \times l'_d{}^3}{8.5(l'_g + l'_d)}$$

Avec : $l'=l$ pour un appui de rive

$l'=0.8l$ pour un appui intermédiaire.

Effort tranchant :

$$T(x) = \theta(x) + \frac{M_{i+1} - M_i}{l}$$

l : longueur de la travée considérée,

$\theta(x)$: Effort tranchant de la travée isostatique,

M_i et M_{i+1} sont les moments aux appuis (i) et (i+1) respectivement en valeurs algébriques, on aura :

$$T_w = \frac{q_u \times l}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{l}$$

$$T_e = \frac{-q_u \times l}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{l}$$

Application numérique :

Type 1 :

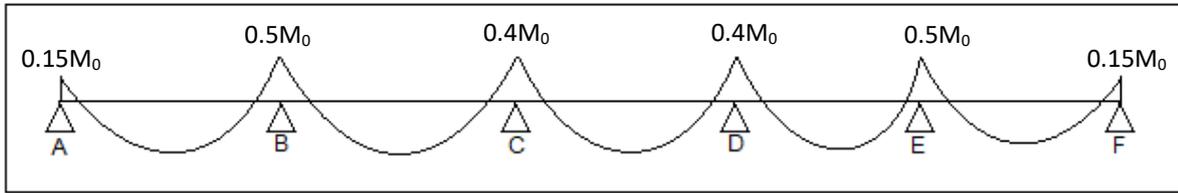


Figure III.1.10: coefficients des moments sur appuis poutrelle type 1.

Application de la méthode forfaitaire :

On calcul pour un seul type en terme d'exemple et les autres types seront résumés dans un tableau.

➤ **Calcul du rapport de charge (α) et des fonctions $f(\alpha)$:**

$$\alpha = \frac{Q}{Q + G} \quad \alpha = \frac{2.5}{2.5 + 6.10} = 0.2907$$

$$(1 + 0.3\alpha) = 1 + 0.3 \times 0.2907 = 1.0872$$

$$\frac{(1.2 + 0.3\alpha)}{2} = \frac{1.2 + 0.3 \times 0.2907}{2} = 0.643$$

$$\frac{(1 + 0.3\alpha)}{2} = \frac{1 + 0.3 \times 0.2907}{2} = 0.543$$

		Travée intermédiaire	Travée de rive
α	$(1 + 0.3\alpha)$	$(1 + 0.3\alpha) / 2$	$(1.2 + 0.3\alpha) / 2$
0.2907	1.0872	0.543	0.643

Figure III.1.1: tableau des coefficients.

a- ELU :

$$q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 1.35 \times 3.965 + 1.5 \times 1.625 = 7.79 \text{ KN/m}$$

▪ **Calcul des moments isostatique :**

$$M_0^{AB} = \frac{q_u \times L_{AB}^2}{8} = \frac{7.79 \times (5.2)^2}{8} = 26.33 \text{ KN.m}$$

$$M_0^{BC} = \frac{q_u \times L_{BC}^2}{8} = \frac{7.79 \times (5.4)^2}{8} = 28.39 \text{ KN.m}$$

$$M_0^{CD} = \frac{q_u \times L_{CD}^2}{8} = \frac{7.79 \times (4.5)^2}{8} = 19.72 \text{ KN.m}$$

$$M_0^{DE} = \frac{q_u \times L_{DE}^2}{8} = \frac{7.79 \times (3.7)^2}{8} = 13.33 \text{ KN.m}$$

$$M_0^{EF} = \frac{q_u \times L_{EF}^2}{8} = \frac{7.79 \times (4.4)^2}{8} = 18.85 \text{ KN.m}$$

▪ **Calcul des moments aux appuis :**

Selon le le BAEL91 les appuis de rive : $M_A = M_F = 0.15 \times M_0^{AB} = 0.15 \times 26.33 = 3.95 \text{ KN.m}$

$$M_B = \max \begin{cases} 0.5 M_0^{AB} = 0.5 \times 26.33 = 13.165 \text{ KN.m} \\ 0.5 M_0^{BC} = 0.5 \times 28.39 = 14.195 \text{ KN.m} \end{cases} \Rightarrow M_B = 14.195 \text{ KN.m}$$

$$M_C = \max \begin{cases} 0.4 M_0^{BC} = 0.4 \times 28.39 = 11.356 \text{ KN.m} \\ 0.4 M_0^{CD} = 0.4 \times 19.72 = 7.888 \text{ KN.m} \end{cases} \Rightarrow M_C = 11.356 \text{ KN.m}$$

$$M_D = \max \begin{cases} 0.4 M_0^{CD} = 0.4 \times 19.72 = 7.888 \text{ KN.m} \\ 0.4 M_0^{DE} = 0.4 \times 13.33 = 5.332 \text{ KN.m} \end{cases} \Rightarrow M_D = 7.888 \text{ KN.m}$$

$$M_E = \max \begin{cases} 0.5 M_0^{DE} = 0.5 \times 13.33 = 6.665 \text{ KN.m} \\ 0.5 M_0^{EF} = 0.5 \times 18.85 = 9.425 \text{ KN.m} \end{cases} \Rightarrow M_E = 9.425 \text{ KN.m}$$

▪ **Calcul des moments en travées :**

Travée AB :

$$M_t \geq \max\{1.05 M_0^{AB}; (1 + 0.3\alpha)M_0^{AB}\} - \frac{M_A + M_B}{2}$$

$$M_t \geq \max\{1.05 \times 26.33; 1.0872 \times 26.33\} - \frac{3.95 + 14.195}{2}$$

$$M_t \geq 19.553 \text{ KN.m} \dots \dots \dots (1)$$

$$M_t \geq \frac{(1.2 + 0.3\alpha)}{2} M_0^{AB} \Rightarrow \text{travée de rive}$$

$$M_t \geq 0.643 \times 26.33 = 16.93 \text{ KN.m} \dots \dots \dots (2)$$

De (1) et (2) $\Rightarrow M_{tAB} = 19.553 \text{ KN.m}$

De la même manière on calcul les autres travées.

Travée BC :

$$M_{BC} = 18.09 \text{ KN.m}$$

Travée CD :

$$M_{CD} = 11.817 \text{ KN.m}$$

Travée DE :

$$M_{DE} = 7.238 \text{ KN.m}$$

Travée EF :

$$M_{EF} = 13.806 \text{ KN.m}$$

Effort tranchant :

Travée AB :

$$T_A = \frac{7.79 \times 5.2}{2} + \frac{14.195 - 3.95}{5.2} = 22.22 \text{ KN} \quad ; \quad T_B = -\frac{7.79 \times 5.2}{2} + \frac{14.195 - 3.95}{5.2} = -18.28 \text{ KN}$$

Travée BC :

$$T_B = 20.51 \text{ KN} \quad T_C = -21.56 \text{ KN}$$

Travée CD :

$$T_C = 16.757 \text{ KN} \quad T_D = -18.298 \text{ KN}$$

Travée DE :

$$T_D = 14.827 \text{ KN} \quad T_E = -13.996 \text{ KN}$$

Travée EF :

$$T_E = 15.89 \text{ KN} \quad T_F = -18.38 \text{ KN}$$

Type	Appuis	L_i	Moment				Effort tranchant		
			M_{oi}	coefficient	M_{appui}	α	$M_{travée}$	T_{gauche}	T_{droite}
1	A			0.15	3.95	0.29	/	/	22.22
	B	5.2	26.33	0.5	14.195	0.29	19.553	-18.28	20.51
	C	5.4	28.39	0.4	11.356	0.29	18.09	-21.56	16.757
	D	4.5	19.72	0.4	7.888	0.29	11.817	-18.298	14.827
	E	3.7	13.33	0.5	9.425	0.29	7.238	-13.996	15.89
	F	4.4	18.85	0.15	3.95	0.29	13.806	-18.38	/

Tableau III.1.2: Evaluation des efforts internes à l'ELU , poutrelle type 1.

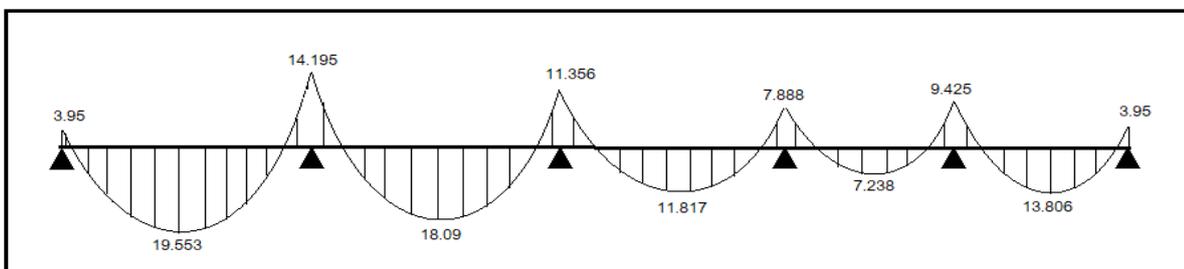


Figure III.1.11: Diagramme des moments à l'ELU poutrelle type 1.

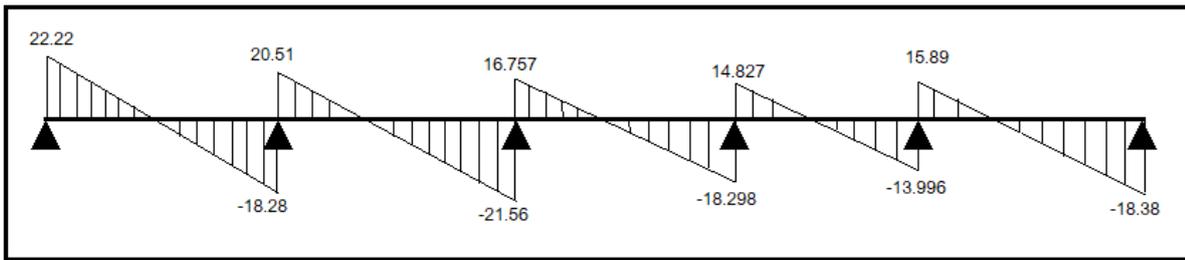


Figure III.1.12: Diagramme des efforts tranchant à l'ELU poutrelle type 1.

b- ELS :

$$q_s = G + Q = 3.965 + 1.625 = 5.59 \text{ KN/m}$$

- **Calcul des moments isostatique :**

$$M_0^{AB} = \frac{q_u \times L_{AB}^2}{8} = \frac{5.59 \times (5.2)^2}{8} = 18.89 \text{ KN.m}$$

$$M_0^{BC} = \frac{q_u \times L_{BC}^2}{8} = \frac{5.59 \times (5.4)^2}{8} = 20.375 \text{ KN.m}$$

$$M_0^{CD} = \frac{q_u \times L_{CD}^2}{8} = \frac{5.59 \times (4.5)^2}{8} = 14.15 \text{ KN.m}$$

$$M_0^{DE} = \frac{q_u \times L_{DE}^2}{8} = \frac{5.59 \times (3.7)^2}{8} = 9.566 \text{ KN.m}$$

$$M_0^{EF} = \frac{q_u \times L_{EF}^2}{8} = \frac{5.59 \times (4.4)^2}{8} = 13.53 \text{ KN.m}$$

- **Calcul des moments aux appuis :**

Selon le le BAEL91 les appuis de rive : $M_A = M_F = 0.15 \times M_0^{AB} = 0.15 \times 18.89 = 2.834 \text{ KN.m}$

$$M_B = \max \begin{cases} 0.5 M_0^{AB} = 0.5 \times 18.89 = 9.445 \text{ KN.m} \\ 0.5 M_0^{BC} = 0.5 \times 20.375 = 10.19 \text{ KN.m} \end{cases} \Rightarrow M_B = 10.19 \text{ KN.m}$$

$$M_C = \max \begin{cases} 0.4 M_0^{BC} = 0.4 \times 20.375 = 8.15 \text{ KN.m} \\ 0.4 M_0^{CD} = 0.4 \times 14.15 = 5.66 \text{ KN.m} \end{cases} \Rightarrow M_C = 8.15 \text{ KN.m}$$

$$M_D = \max \begin{cases} 0.4 M_0^{CD} = 0.4 \times 14.15 = 5.66 \text{ KN.m} \\ 0.4 M_0^{DE} = 0.4 \times 9.566 = 3.83 \text{ KN.m} \end{cases} \Rightarrow M_D = 5.66 \text{ KN.m}$$

$$M_E = \max \begin{cases} 0.5 M_0^{DE} = 0.5 \times 9.566 = 4.783 \text{ KN.m} \\ 0.5 M_0^{EF} = 0.5 \times 13.53 = 6.765 \text{ KN.m} \end{cases} \Rightarrow M_E = 6.765 \text{ KN.m}$$

- **Calcul des moments en travées :**

Travée AB :

$$M_t \geq \max \left\{ 1.05 M_0^{AB}; (1 + 0.3\alpha) M_0^{AB} \right\} - \frac{M_A + M_B}{2}$$

$$M_t \geq \max\{1.05 \times 18.89 ; 1.0872 \times 18.89\} - \frac{2.834 + 10.19}{2}$$

$$M_t \geq 14.025 \text{ KN.m} \dots \dots \dots (1)$$

$$M_t \geq \frac{(1.2 + 0.3\alpha)}{2} M_0^{AB} \Rightarrow \text{travée de rive}$$

$$M_t \geq 0.643 \times 18.89 = 12.146 \text{ KN.m} \dots \dots \dots (2)$$

De (1) et (2) $\Rightarrow M_{tAB} = 14.025 \text{ KN.m}$

De la même manière on calcul les autres travées.

Travée BC :

$$M_{BC} = 12.98 \text{ KN.m}$$

Travée CD :

$$M_{CD} = 8.48 \text{ KN.m}$$

Travée DE :

$$M_{DE} = 5.19 \text{ KN.m}$$

Travée EF :

$$M_{EF} = 9.91 \text{ KN.m}$$

Effort tranchant :

Travée AB :

$$T_A = \frac{5.59 \times 5.2}{2} + \frac{10.19 - 2.834}{5.2} = 15.95 \text{ KN} \quad ; \quad T_B = -\frac{5.59 \times 5.2}{2} + \frac{10.19 - 2.834}{5.2} = -13.12 \text{ KN}$$

Travée BC :

$$T_B = 14.72 \text{ KN} \quad T_C = -15.47 \text{ KN}$$

Travée CD :

$$T_C = 12.02 \text{ KN} \quad T_D = -13.13 \text{ KN}$$

Travée DE :

$$T_D = 10.64 \text{ KN} \quad T_E = -10.04 \text{ KN}$$

Travée EF :

$$T_E = 13.19 \text{ KN} \quad T_F = -11.40 \text{ KN}$$

Type	Appuis	L_i	Moment				Effort tranchant		
			M_{oi}	Coefficient	M_{appui}	α	$M_{travée}$	T_{gauche}	T_{droite}
1	A			0.15	2.834	0.29	/	/	15.95
	B	5.2	18.89	0.5	10.19	0.29	14.025	-13.12	14.72
	C	5.4	20.38	0.4	8.15	0.29	12.98	-15.47	12.02
	D	4.5	14.15	0.4	5.66	0.29	8.48	-13.13	10.64
	E	3.7	9.566	0.5	6.765	0.29	5.19	-10.04	13.19
	F	4.4	13.53	0.15	2.834	0.29	9.91	-11.40	/

Tableau III.1.3: Evaluation des efforts internes à l'ELS , poutrelle type 1.

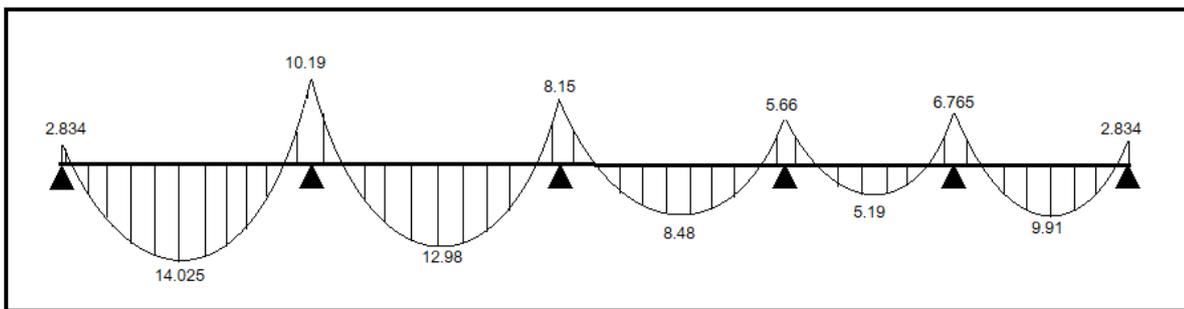


Figure III.1.13: Diagramme des moments à l'ELS poutrelle type 1.

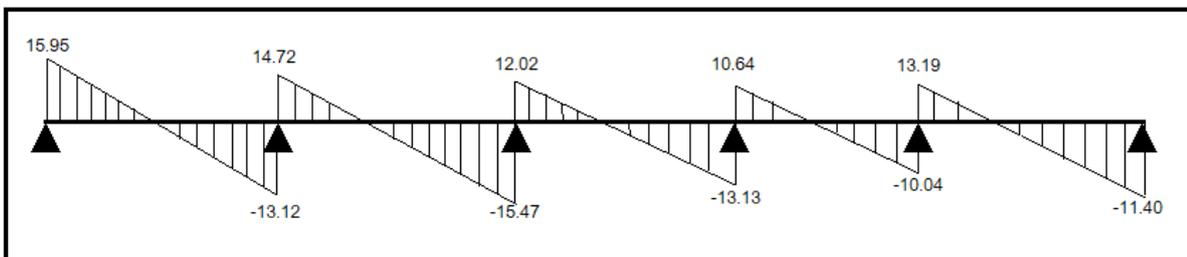


Figure III.1.14: Diagramme des efforts tranchants à l'ELS poutrelle type 1.

Type 2 :

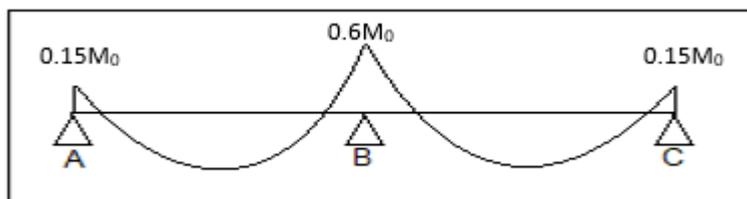


Figure III.1.15: coefficients des moments sur appuis poutrelle type 2

a- ELU :

$$q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 1.35 \times 3.965 + 1.5 \times 1.625 = 7.79 \text{ KN/m}$$

Moments aux appuis :

$$M_A = M_C = 2.83 \text{ KN.m}$$

$$M_B = 11.31 \text{ KN.m}$$

Moments en travées :

$$M_{AB} = 8.57 \text{ KN.m} \quad ; \quad M_{BC} = 13.42 \text{ KN.m}$$

Effort tranchant :

Travée AB :

$$T_A = 16.70 \text{ KN} \quad ; \quad T_B = -12.12 \text{ KN}$$

Travée BC :

$$T_B = 15.21 \text{ KN} \quad ; \quad T_C = -19.065 \text{ KN}$$

Type	Appuis	L_i	Moment				Effort tranchant		
			M_{oi}	Coefficient	M_{appui}	α	$M_{travée}$	T_{gauche}	T_{droite}
2	A			0.15	2.83	0.29	/	/	16.70
	B	3.7	13.33	0.6	11.31	0.29	8.57	-12.12	15.21
	C	4.4	18.85	0.15	2.83	0.29	13.42	-19.065	/

Tableau III.1.4: Evaluation des efforts internes à l'ELU , poutrelle type 2.

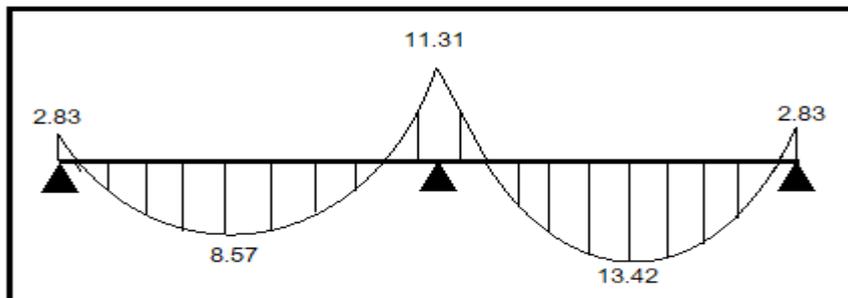


Figure III.1.16: Diagramme des moments à l'ELU poutrelle type 2.

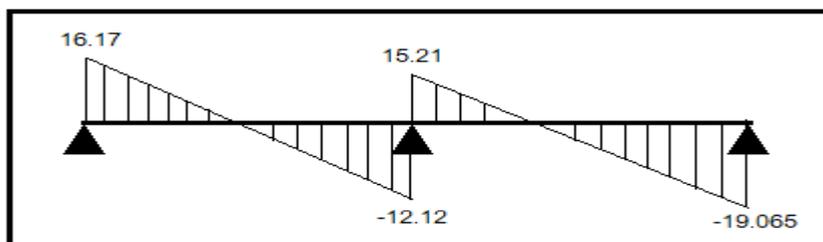


Figure III.1.17: Diagramme des efforts tranchants à l'ELU poutrelle type 2.

b- ELS :

$$q_s = G + Q = 3.965 + 1.625 = 5.59 \text{ KN/m}$$

Moments aux appuis :

$$M_A = M_C = 2.03 \text{ KN.m}$$

$$M_B = 8.12 \text{ KN.m}$$

Moments en travées :

$$M_{AB} = 6.15 \text{ KN.m} \quad ; \quad M_{BC} = 9.63 \text{ KN.m}$$

Effort tranchant :

Travée AB :

$$T_A = 11.987 \text{ KN} \quad ; \quad T_B = -8.695 \text{ KN}$$

Travée BC :

$$T_B = 10.91 \text{ KN} \quad ; \quad T_C = -13.68 \text{ KN}$$

Type	Appuis	L_i	Moment				Effort tranchant		
			M_{oi}	Coefficient	M_{appui}	α	$M_{travée}$	T_{gauche}	T_{droite}
2	A			0.15	2.03	0.29	/	/	11.987
	B	3.7	9.57	0.6	8.12	0.29	6.15	-8.695	10.91
	C	4.4	13.53	0.15	2.03	0.29	9.63	-13.68	/

Tableau III.1.5: Evaluation des efforts internes à l'ELS , poutrelle type 2.

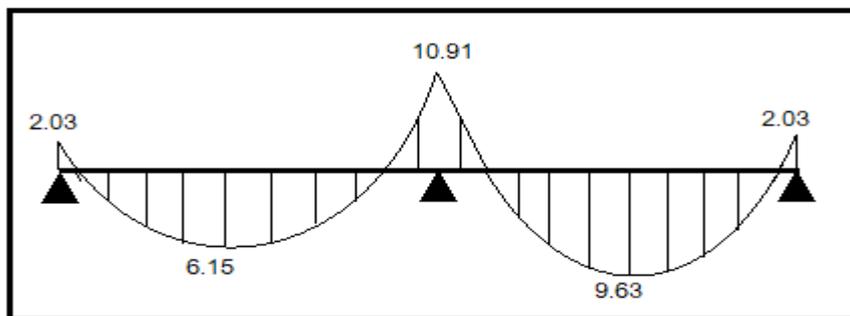


Figure III.1.18: Diagramme des moments à l'ELS poutrelle type 2.

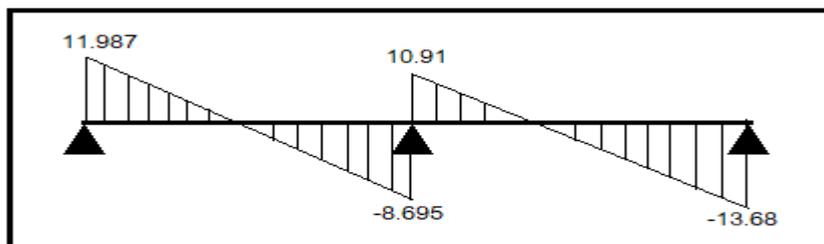


Figure III.1.19: Diagramme des efforts tranchants à l'ELS poutrelle type 2.

Type 3 :

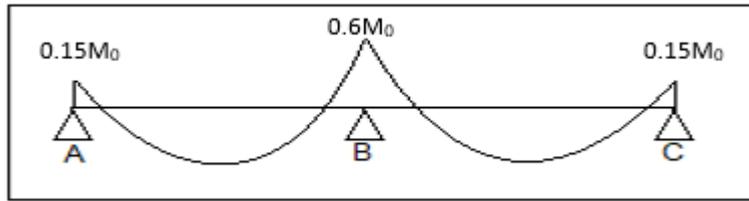


Figure III.1.20: Coefficients des moments sur appuis poutrelle type 3.

a- ELU :

$$q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 1.35 \times 3.965 + 1.5 \times 1.625 = 7.79 \text{ KN/m}$$

Moments aux appuis :

$$M_A = M_C = 4.26 \text{ KN.m}$$

$$M_B = 17.03 \text{ KN.m}$$

Moments en travées :

$$M_{AB} = 17.98 \text{ KN.m} \quad ; \quad M_{BC} = 20.22 \text{ KN.m}$$

Effort tranchant :

Travée AB :

$$T_A = 22.71 \text{ KN} \quad ; \quad T_B = -17.80 \text{ KN}$$

Travée BC :

$$T_B = 18.67 \text{ KN} \quad ; \quad T_C = -23.40 \text{ KN}$$

Type	Appuis	L_i	Moment				Effort tranchant		
			M_{oi}	Coefficient	M_{appui}	α	$M_{travée}$	T_{gauche}	T_{droite}
3	A			0.15	4.26	0.29	/	/	22.71
	B	5.2	26.33	0.6	17.03	0.29	17.98	-17.80	18.67
	C	5.4	28.39	0.15	4.26	0.29	20.22	-23.40	/

Tableau III.1.6: Evaluation des efforts internes à l'ELU , poutrelle type 3.

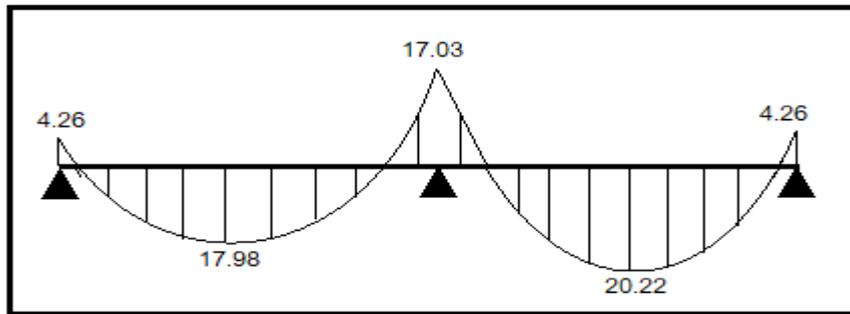


Figure III.1.21: Diagramme des moments à l'ELU poutrelle type 3.

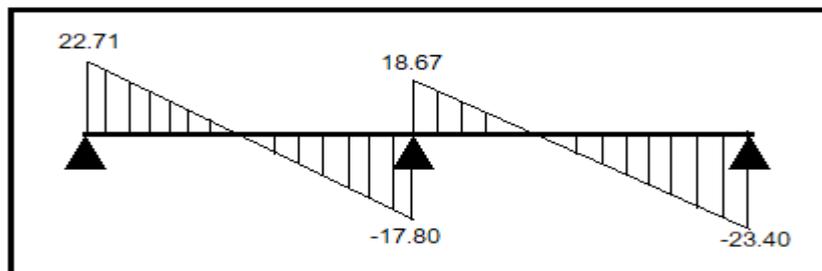


Figure III.1.22: Diagramme des efforts tranchants à l'ELU poutrelle type 3.

b- ELS :

$$q_s = G + Q = 3.965 + 1.625 = 5.59 \text{ KN/m}$$

Moments aux appuis :

$$M_A = M_C = 3.057 \text{ KN.m}$$

$$M_B = 12.23 \text{ KN.m}$$

Moments en travées :

$$M_{AB} = 12.89 \text{ KN.m} \quad ; \quad M_{BC} = 14.51 \text{ KN.m}$$

Effort tranchant :

Travée AB :

$$T_A = 16.30 \text{ KN} \quad ; \quad T_B = -12.77 \text{ KN}$$

Travée BC :

$$T_B = 13.39 \text{ KN} \quad ; \quad T_C = -16.79 \text{ KN}$$

Type	Appuis	L_i	Moment				Effort tranchant		
			M_{oi}	Coefficient	M_{appui}	α	$M_{travée}$	T_{gauche}	T_{droite}
3	A			0.15	3.057	0.29	/	/	16.30
	B	5.2	18.89	0.6	12.23	0.29	12.89	-12.77	13.39
	C	5.4	20.38	0.15	3.057	0.29	14.51	-16.79	/

Tableau III.1.7: Evaluation des efforts internes à l'ELS , poutrelle type 3.

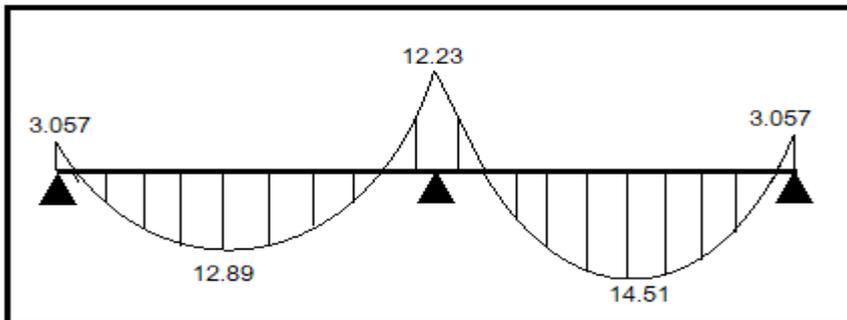


Figure III.1.23: Diagramme des moments à l'ELS poutrelle type 3.

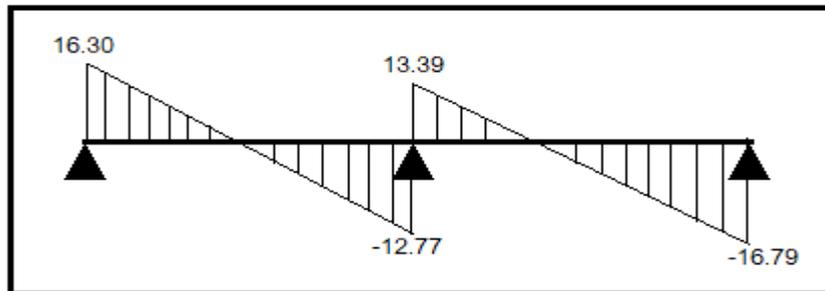


Figure III.1.24: Diagramme des efforts tranchants à l'ELS poutrelle type 3.

Type 4 :

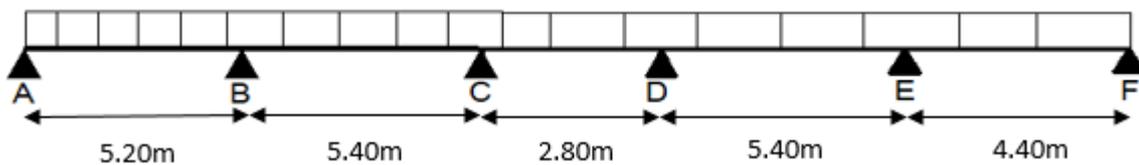


Figure III.1.25: Schéma statique de la poutrelle type 3.

Application de la méthode de Caquot minoré :**a- ELU :**

$$G' = 2/3 G = 2/3 \times 6.1 \times 0.65 = 2.64 \text{ KN/m}$$

$$q_u' = 1.35 G' + 1.5 Q = 1.35 \times 2.64 + 1.5 \times 1.625 = 6 \text{ KN/m}$$

$$l'_{AB} = l_{AB} = 5.2 \text{ m}$$

$$l'_{BC} = 0.8 l_{BC} = 0.8 \times 5.4 = 4.32 \text{ m}$$

$$l'_{CD} = 0.8 l_{CD} = 0.8 \times 2.8 = 2.24 \text{ m}$$

$$l'_{DE} = 0.8 l_{DE} = 0.8 \times 5.4 = 4.32 \text{ m}$$

$$l'_{EF} = l_{EF} = 4.4 \text{ m}$$

➤ Moments aux appuis :

$$M_0^{AB} = \frac{q_u' \times l_{AB}^2}{8} = \frac{6 \times (5.2)^2}{8} = 20.28 \text{ KN.m}$$

$$M_A = M_F = -0.15 M_0^{AB} = -0.15 \times 20.28 = -3.042 \text{ KN.m}$$

$$M_B = -\frac{q_u' (l_{AB}^3 + l_{BC}^3)}{8.5 (l_{AB} + l_{BC})}$$

$$M_B = -\frac{6 \times ((5.2)^3 + (4.32)^3)}{8.5 \times (5.2 + 4.32)} = -16.40 \implies M_B = -16.40 \text{ KN.m}$$

$$M_C = -\frac{q_u' (l_{BC}^3 + l_{CD}^3)}{8.5 (l_{BC} + l_{CD})}$$

$$M_C = -\frac{6 \times ((4.32)^3 + (2.24)^3)}{8.5 \times (4.32 + 2.24)} = -9.88 \implies M_C = -9.88 \text{ KN.m}$$

$$M_D = -\frac{q_u' (l_{CD}^3 + l_{DE}^3)}{8.5 (l_{CD} + l_{DE})}$$

$$M_D = -\frac{6 \times ((2.24)^3 + (4.32)^3)}{8.5 \times (2.24 + 4.32)} = -9.88 \implies M_D = -9.88 \text{ KN.m}$$

$$M_E = -\frac{q_u' (l_{DE}^3 + l_{EF}^3)}{8.5 (l_{DE} + l_{EF})}$$

$$M_E = -\frac{6 \times ((4.32)^3 + (4.4)^3)}{8.5 \times (4.32 + 4.4)} = -13.42 \implies M_E = -13.42 \text{ KN.m}$$

➤ Moments en travées :**Travée AB :**

$$x_0 = \frac{l_{AB}}{2} - \frac{M_A - M_B}{q_u \times l_{AB}} = \frac{5.2}{2} - \frac{(-3.042) - (-16.40)}{7.79 \times 5.2} = 2.27 \implies x_0 = 2.27 \text{ m}$$

$$M_0(x_0) = \frac{q_u \times x_0}{2} (l_{AB} - x_0) = \frac{7.79 \times 2.27}{2} (5.2 - 2.27) = 25.9 \implies M_0(x_0) = 25.9 \text{ KN.m}$$

$$M_{AB} = M_0(x_0) + M_A \left(1 - \frac{x_0}{l_{AB}}\right) + M_B \left(\frac{x_0}{l_{AB}}\right)$$

$$M_{AB} = 25.9 - 3.024 \left(1 - \frac{2.27}{5.2}\right) - 16.40 \left(\frac{2.27}{5.2}\right) = 17.026$$

$$M_{AB} = 17.026 \text{ KN.m}$$

Travée BC :

$$M_{BC} = 15.34 \text{ KN.m}$$

Travée CD :

$$M_{CD} = -2.246 \text{ KN.m}$$

Travée DE :

$$M_{DE} = 16.77 \text{ KN.m}$$

Travée EF :

$$M_{EF} = 10.97 \text{ KN.m}$$

Effort tranchant :

Travée AB :

$$T_A = \frac{7.79 \times 5.2}{2} + \frac{(-16.40) - (-3.042)}{5.2} = 17.685 \text{ KN} \quad ; \quad T_B = -\frac{7.79 \times 5.2}{2} + \frac{(-16.40) - (-3.042)}{5.2} = -22.82 \text{ KN}$$

Travée BC :

$$T_B = 22.24 \text{ KN} \quad T_C = -19.83 \text{ KN}$$

Travée CD :

$$T_C = 10.906 \text{ KN} \quad T_D = -10.906 \text{ KN}$$

Travée DE :

$$T_D = 20.37 \text{ KN} \quad T_E = -21.68 \text{ KN}$$

Travée EF :

$$T_E = 19.496 \text{ KN} \quad T_F = -14.779 \text{ KN}$$

Type	Appuis	L_i	L'_i	x_0	Moments			Effort tranchant	
					M_{appui}	$M_0(x_0)$	$M_{travée}$	T_{gauche}	T_{droite}
4	A				-3.042	/	/	/	17.685
	B	5.2	5.2	2.27	-16.40	25.9	17.026	-22.82	22.24
	C	5.4	4.32	2.85	-9.88	28.3	15.34	-19.83	10.906
	D	2.8	2.24	1.4	-9.88	7.634	-2.246	-10.906	20.37
	E	5.4	4.32	2.62	-13.42	28.37	16.77	-21.68	19.496
	F	4.4	4.4	2.5	-3.042	18.5	10.97	-14.779	/

Tableau III.1.8: Evaluation des efforts internes à l'ELU , poutrelle type 4.

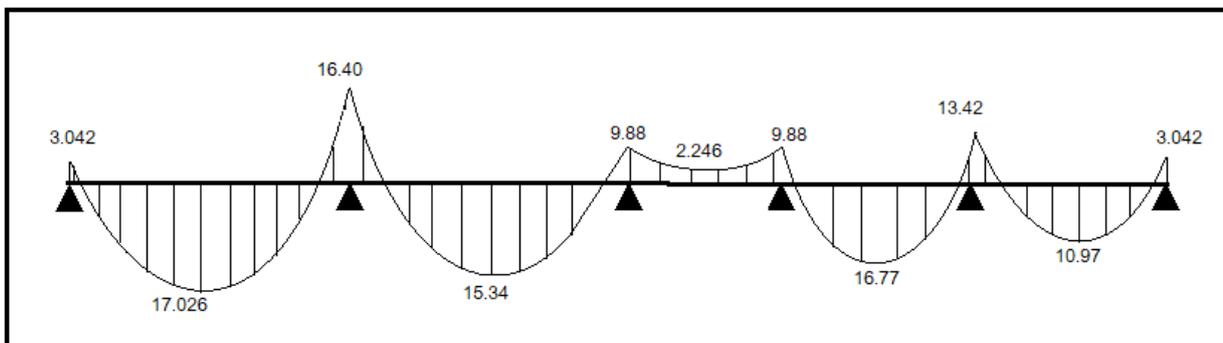


Figure III.1.26: Diagramme des moments à l'ELU poutrelle type 4.

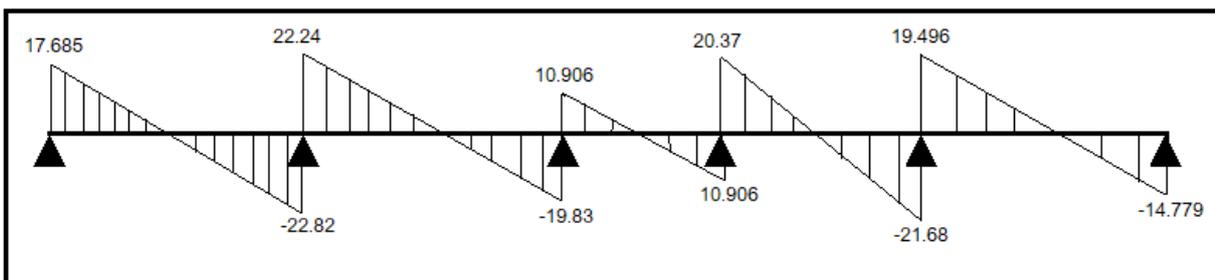


Figure III.1.27: Diagramme des efforts tranchants à l'ELU poutrelle type 4.

b- ELS :

$$G' = \frac{2}{3} G = \frac{2}{3} \times 6.1 \times 0.65 = 2.64 \text{ KN/m}$$

$$qs' = G' + Q = 2.64 + 1.625 = 4.265 \text{ KN/m}$$

$$l'_{AB} = l_{AB} = 5.2\text{m}$$

$$l'_{BC} = 0.8 l_{BC} = 0.8 \times 5.4 = 4.32\text{m}$$

$$l'_{CD} = 0.8 l_{CD} = 0.8 \times 2.8 = 2.24\text{m}$$

$$l'_{DE} = 0.8 l_{DE} = 0.8 \times 5.4 = 4.32\text{m}$$

$$l'_{EF} = l_{EF} = 4.4\text{m}$$

➤ **Moments aux appuis :**

$$M_0^{AB} = \frac{q_s' \times L_{AB}^2}{8} = \frac{4.265 \times (5.2)^2}{8} = 14.41 \text{ KN.m}$$

$$M_A = M_F = -0.15 M_0^{AB} = -0.15 \times 14.41 = -2.16 \text{ KN.m}$$

$$M_B = -\frac{q_s' (l'_{AB}^3 + l'_{BC}^3)}{8.5 (l'_{AB} + l'_{BC})}$$

$$M_B = -\frac{4.265 \times ((5.2)^3 + (4.32)^3)}{8.5 \times (5.2 + 4.32)} = -11.66 \implies M_B = -11.66 \text{ KN.m}$$

$$M_C = -\frac{q_s' (l'_{BC}^3 + l'_{CD}^3)}{8.5 (l'_{BC} + l'_{CD})}$$

$$M_C = -\frac{4.265 \times ((4.32)^3 + (2.24)^3)}{8.5 \times (4.32 + 2.24)} = -7.02 \implies M_C = -7.02 \text{ KN.m}$$

$$M_D = -\frac{q_s' (l'_{CD}^3 + l'_{DE}^3)}{8.5 (l'_{CD} + l'_{DE})}$$

$$M_D = -\frac{4.265 \times ((2.24)^3 + (4.32)^3)}{8.5 \times (2.24 + 4.32)} = -7.02 \implies M_D = -7.02 \text{ KN.m}$$

$$M_E = -\frac{q_s' (l'_{DE}^3 + l'_{EF}^3)}{8.5 (l'_{DE} + l'_{EF})}$$

$$M_E = -\frac{4.265 \times ((4.32)^3 + (4.4)^3)}{8.5 \times (4.32 + 4.4)} = -9.54 \implies M_E = -9.54 \text{ KN.m}$$

➤ **Moments en travées :**

Travée AB :

$$x_0 = \frac{l_{AB}}{2} - \frac{M_A - M_B}{q_s \times l_{AB}} = \frac{5.2}{2} - \frac{(-2.16) - (-11.66)}{5.59 \times 5.2} = 2.27 \implies x_0 = 2.27\text{m}$$

$$M_0(x_0) = \frac{q_s \times x_0}{2} (l_{AB} - x_0) = \frac{5.59 \times 2.27}{2} (5.2 - 2.27) = 18.59 \implies M_0(x_0) = 18.59 \text{ KN.m}$$

$$M_{AB} = M_0(x_0) + M_A \left(1 - \frac{x_0}{l_{AB}}\right) + M_B \left(\frac{x_0}{l_{AB}}\right)$$

$$M_{AB} = 18.59 - 2.16 \left(1 - \frac{2.27}{5.2}\right) - 11.66 \left(\frac{2.27}{5.2}\right) = 12.28$$

$$M_{AB} = 12.28 \text{ KN.m}$$

Travée BC :

$$M_{BC} = 11.10 \text{ KN.m}$$

Travée CD :

$$M_{CD} = -1.542 \text{ KN.m}$$

Travée DE :

$$M_{DE} = 12.11 \text{ KN.m}$$

Travée EF :

$$M_{EF} = 6.92 \text{ KN.m}$$

Effort tranchant :

Travée AB :

$$T_A = \frac{5.59 \times 5.2}{2} + \frac{(-11.66) - (-2.16)}{5.2} = 12.70 \text{ KN} ; \quad T_B = -\frac{5.59 \times 5.2}{2} + \frac{(-11.66) - (-2.16)}{5.2} = -16.36 \text{ KN}$$

Travée BC :

$$T_B = 15.95 \text{ KN} \quad T_C = -14.23 \text{ KN}$$

Travée CD :

$$T_C = 7.826 \text{ KN} \quad T_D = -7.826 \text{ KN}$$

Travée DE :

$$T_D = 15.56 \text{ KN} \quad T_E = -14.63 \text{ KN}$$

Travée EF :

$$T_E = 13.975 \text{ KN} \quad T_F = -10.62 \text{ KN}$$

Type	Appuis	L_i	L'_i	x_0	Moment			Effort tranchant	
					M_{appui}	$M_0(x_0)$	$M_{travée}$	T_{gauche}	T_{droite}
4	A				-2.16	/	/	/	12.70
	B	5.2	5.2	2.27	-11.66	18.59	12.28	-16.36	15.95
	C	5.4	4.32	2.85	-7.02	20.31	11.10	-14.23	7.826
	D	2.8	2.24	1.4	-7.02	5.478	-1.542	-7.826	15.56
	E	5.4	4.32	2.62	-9.54	20.357	12.11	-14.63	13.975
	F	4.4	4.4	2.5	-2.16	13.276	6.92	-10.62	/

Tableau III.1.9: Evaluation des efforts internes à l'ELS , poutrelle type 4.

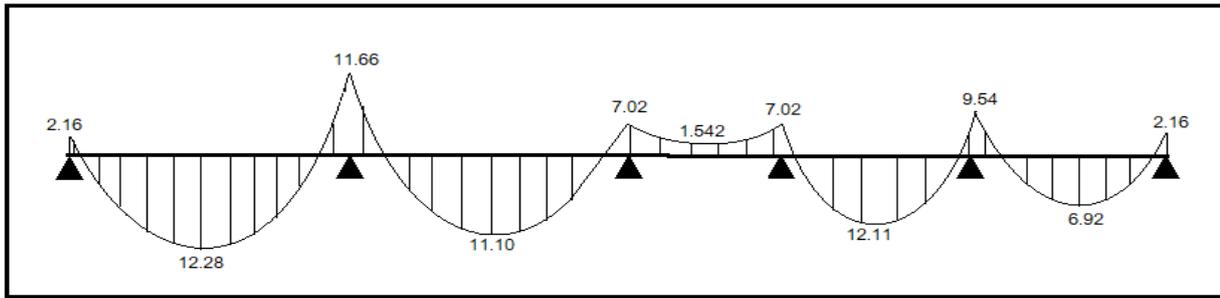


Figure III.1.28: Diagramme des moments à l'ELS poutrelle type 4.

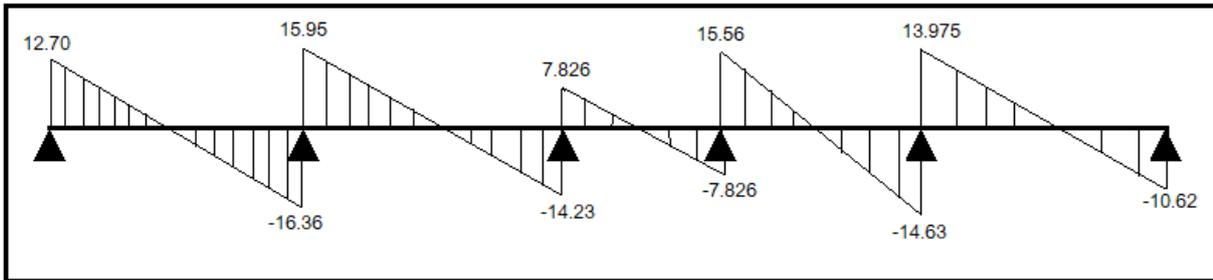


Figure III.1.29: Diagramme des efforts tranchants à l'ELS poutrelle type 4.

III.1.4. Ferrailage des poutrelles :

On adopte le même ferrailage pour tous les type de poutrelle tel qu'on prend le moment et l'effort tranchant maximum.

III.1.4.1 Armatures longitudinales :

La poutrelle sera calculée comme une section en T dont les caractéristiques géométriques suivantes : $b = 65 \text{ cm}$; $b_0 = 12\text{cm}$; $h = 25 \text{ cm}$; $h_0 = 5 \text{ cm}$; $d = 23 \text{ cm}$.

a) En travée

$$M_{t \text{ max}} = 20.22 \text{ KN.m}$$

Le moment équilibré par la table de compression :

$$M_0 = f_{bu} \times h_0 \times b \times \left(d - \frac{h_0}{2}\right)$$

$$M_0 = 14.2 \times 10^3 \times 0.05 \times 0.65 \times \left(0.23 - \frac{0.05}{2}\right)$$

$$M_0 = 94.61 \text{ KN.m}$$

$$M_{t \text{ max}} = 20.22 \text{ KN.m} < M_0 = 94.61 \text{ KN.m}$$

L'axe neutre se situe dans la table de compression, le béton tendu est négligé.

La table est entièrement tendue donc le calcul se fera comme une section rectangulaire

$$(b \times h) = (65 \times 25).$$

$$\mu = \frac{M_{t \text{ max}}}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$\text{Avec : } f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b \times \theta} = \frac{0.85 \times 25}{1.5 \times 1} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M_{t \max}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{20.22 \times 10^6}{650 \times 230^2 \times 14.2} = 0.041$$

$$\mu = 0.041 < \mu_l = 0.392 \quad \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0.041 \Rightarrow \beta = 0.9795 \text{ (donnée par le tableau).}$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

La section d'armature est déterminée à partir de la formule suivante :

$$A_{st} = \frac{M_{t \max}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{20.22 \times 10^6}{0.9795 \times 230 \times 348} = 257.9 \text{ mm}^2 = 2.58 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_{st} = 2\text{HA}10 + 1\text{HA}12 = 1.57 + 1.13 = 2.70 \text{ cm}^2$$

b) Aux appuis

$$M_{a \max} = 17.03 \text{ KN.m}$$

$$M_{\max} = 17.03 \text{ KN.m} < M_0 = 94.61 \text{ KN.m}$$

L'axe neutre se situe dans la table de compression, le béton tendu est négligé.

La table est entièrement tendue donc le calcul se fera comme une section rectangulaire

$$(b_0 \times h) = (12 \times 25).$$

$$\mu = \frac{M_a^{\max}}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{17.03 \times 10^6}{120 \times 230^2 \times 14.2} = 0.189$$

$$\mu = 0.189 < \mu_l = 0.392 \quad \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0.189 \Rightarrow \beta = 0.8945 \text{ (donnée par le tableau).}$$

La section d'armature est déterminée à partir de la formule suivante :

$$A_a = \frac{M_a^{\max}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{17.03 \times 10^6}{0.8945 \times 230 \times 348} = 237.8 \text{ mm}^2 = 2.38 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_{st} = 2\text{HA}10 + 1\text{HA}12 = 1.57 + 1.13 = 2.70 \text{ cm}^2$$

III.1.4.2 Armatures transversales :

- **Section minimale d'armatures d'âme :** (Art A.5.1,22 /BAEL91 modifié 99)

Si on désigne par A_t la section d'un cours d'armatures transversales de limite d'élasticité f_e , on doit

$$\text{avoir : } \frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq 0.4 \text{MPa} \quad \Rightarrow \quad A_t \geq \frac{0.4 b_0 S_t}{f_e}$$

L'espacement (S_t) des cours successifs de ces armatures doit être au plus égal à la plus petite des valeurs : $0.9d$ et 40 cm .

$$S_t \leq \min \{0.9d; 40 \text{ cm} \}$$

$$S_t \leq \min \{0.9 \times 23; 40\} = 20.7 \text{ cm} \quad \text{Soit: } S_t = 20 \text{ cm}$$

$$A_t \geq \frac{0.4 \times 12 \times 20}{400} = 0.24 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_{\min} = 0.24 \text{ cm}^2$$

- **Possibilité de bétonnage correct :** (Art A.5.1 ,22 /BAEL91 modifié 99)

Le diamètre d'armature d'âme d'une poutre est au plus à $h/35$ (h étant la hauteur de la poutre), ainsi qu'au diamètre des barres longitudinales et au dixième de la longueur d'âme.

$$\Phi \leq \min \left\{ \frac{h}{35}, \frac{b_0}{10}, \phi_l \right\} \quad \Phi_l : \text{Diamètre maximal des armatures longitudinales.}$$

$$\Phi \leq \min \left\{ \frac{h}{35}, \frac{b_0}{10}, \phi_l^{\max} \right\} = \min \left\{ \frac{25}{35}, \frac{12}{10}, 1.2 \right\} = 0.71 \text{ cm} = 7,1 \text{ mm}$$

$$\text{On choisit un étrier } 2\text{T8} : \quad A_t = 1.00 \text{ cm}^2 > A_t^{\min} = 0.24 \text{ cm}^2$$

Conclusion :

Les armatures transversales seront réalisées par des étriers **T8**, avec un espacement constant $S_t = 20 \text{ cm}$ le long des poutrelles.

III.1.4.3. Calcul de l'ancrage :

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

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

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

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

$$L_s = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.32 \text{ cm} \quad \text{Soit : } L_s = 45 \text{ cm}$$

III.1.5. Vérifications à L'ELU :

III.1.5.1. Condition de non fragilité BAEL91modifié99 (Art A.4.2,1)

La section d'armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

$$A_{adoptée} > A_{min} = \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e}$$

1. En travée

$$A_{min} = \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 65 \times 23 \times 2.1}{400} = 1.81 \text{ cm}^2$$

$$A_{adoptée} = 2.70 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1.81 \text{ cm}^2 \implies \text{Condition vérifiée.}$$

2. Aux appuis

$$A_{min} = \frac{0.23 \cdot b_0 \cdot d \cdot f_{t28}}{400} = \frac{0.23 \times 12 \times 23 \times 2.1}{400} = 0.33 \text{ cm}^2$$

$$A_{adoptée} = 2.70 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0.33 \text{ cm}^2 \implies \text{Condition vérifiée.}$$

III.1.5.2. Vérification au cisaillement BAEL91modifié99 (A.5.1, 322)

pour une fissuration peu nuisible :

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

$$\tau_u = \frac{22.71 \times 10^3}{120 \times 230} = 0.82 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.82 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \implies \text{Condition vérifiée.}$$

Il n'y a pas risque de cisaillement.

III.1.5.3. Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres BAEL91modifié99 (Art A6.1.3)

On doit vérifier que : $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$

$$\tau_{se} = \frac{T_u^{\max}}{0.9 \times d \times \sum U_i} \quad \text{avec : } \sum u_i: \text{ Somme des périmètres utiles.}$$

$$\sum u_i = n \cdot \pi \cdot \varnothing = 3 \times 3.14 \times 10 = 94.2 \text{ mm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{22.71 \times 10^3}{0.9 \times 230 \times 94.2} = 1.16 \text{ MPa}$$

$\tau_{se} = 1.16 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \implies$ **Condition vérifiée.**

III.1.5.4. Influence de l'effort tranchant

✚ **Au niveau des appuis de rive BAEL91modifié99 (Art. 5.1, 312)**

$$A_{\text{adopté}} > A_s = \frac{\gamma_s \times V_u^{\max}}{f_e}$$

$$A_s = \frac{\gamma_s \times V_u^{\max}}{f_e} = \frac{1.15 \times 22.71 \times 10^3}{400 \times 10^2} = 0.65 \text{ cm}^2$$

$A_{\text{adopté}} = 2.70 \text{ cm}^2 > A_s = 0.65 \text{ cm}^2 \implies$ **Condition vérifiée.**

✚ **Au niveau des appuis intermédiaires BAEL91modifié99 (Art. 5.1, 321)**

« Lorsque la valeur absolue du moment fléchissant de calcul vis-à-vis de l'état ultime M_u est inférieure à $0.9V_u d$, on doit prolonger au-delà du bord d'appuis (coté travée) et y ancrer une section d'armatures suffisante pour équilibrer un effort égal à : $V_u + \frac{M_u}{0.9d}$ ».

D'où :

$$0.9V_u d = 0.9 \times 22.71 \times 0.23 = 4.7 \text{ kN.m.}$$

$$M_u = 20.22 \text{ kN.m.}$$

Donc :

$$0.9V_u d = 4.7 \text{ kN.m} < M_u = 20.22 \text{ kN.m} \implies$$
 Condition vérifiée.

Nous constatons que les armatures calculées sont suffisantes.

✚ Sur le béton BAEL91modifié99 (Art A.5.1, 313)

$$\frac{2T_u}{b \times 0.9d} \leq 0.8 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\frac{2T_u}{b \times 0.9d} = \frac{2 \times 22.71 \times 10^3}{120 \times 0.9 \times 230} = 1.83 \text{ MPa}$$

$$0.8 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.8 \times 25}{1.5} = 13.33 \text{ MPa}$$

$$\frac{2T_u}{b \times 0.9d} = 1.83 \text{ MPa} < 0.8 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 13.33 \text{ MPa} \implies \text{Condition vérifiée.}$$

III.1.5.5. État ultime des armatures d'âme : BAEL91modifié99 (Art A.5.1, 23)

La justification vis-à-vis de l'état limite ultime des armatures d'âme, dans le cas courant de flexion simple avec des armatures d'âme droites (c'est-à-dire perpendiculaires à la fibre moyenne), s'exprime par :

$$A_t \geq A_{\min} = \frac{\gamma_s (\tau_u - 0.3 f_{t28}) b_0 S_t}{0.9 f_e}$$

$$A_{\min} = \frac{1.15(0.82 - 0.3 \times 2.1) \times 120 \times 200}{0.9 \times 400} = 0.15 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 1.00 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.15 \text{ cm}^2 \implies \text{Condition vérifiée}$$

III.1.6. Vérification à l'ELS :

Les vérifications auxquelles nous sommes chargés de faire sont les suivantes :

- Etat limite d'ouverture des fissures
- Etat limite de compression de béton (Vérification des contraintes)
- Etat limite de déformation (évaluation de la flèche).

III.1.6.1. Etat limite d'ouverture des fissures BAEL91modifié99 (Art.5.3,2)

La fissuration étant peu nuisible donc aucune vérification n'est nécessaire.

III.1.6.2. Etat limite de résistance du béton en compression BAEL91modifié99 (Art A.4.5,2)

On peut se dispenser de vérifier la contrainte maximale de compression de σ_{bc} , si les trois conditions suivantes sont vérifiées :

- La section est rectangulaire soumise à la flexion simple.
- La nuance des aciers est Fe E400.

$$- \text{ Si : } \alpha < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

✓ **Aux appuis :**

$$M_s = 12.23 \text{ KN.m} \quad M_u = 17.03 \text{ KN.m}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{17.03}{12.23} = 1.39$$

Si la condition $\alpha < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$ est vérifiée, ça nécessite pas une vérification pour σ_{bc} .

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.445$$

$$\text{On a } \mu = 0.189 \quad \implies \alpha = 0.2642$$

$$\alpha = 0.2642 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \implies \quad \text{Condition vérifiée.}$$

✓ **En travée :**

$$M_s = 14.51 \text{ KN.m} \quad M_u = 20.22 \text{ KN.m}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{20.22}{14.51} = 1.39$$

$$\text{On a } \mu = 0.041 \quad \implies \alpha = 0.0523$$

$$\alpha = 0.0523 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.445 \quad \implies \quad \text{Condition vérifiée.}$$

III.1.6.3. Etat limite de déformation **BAEL91 modifié 99 (Art B.6.8,424)**

La flèche développée au niveau de la poutrelle doit rester suffisamment petite par rapport à la flèche admissible pour ne pas nuire à l'aspect et l'utilisation de la construction.

Les règles du BAEL.91 (article B.5.6.1), précisent qu'on peut se dispenser de vérifier à l'ELS les poutres associées aux hourdis si les conditions suivantes sont satisfaites :

$$✓ \frac{h}{L} \geq \frac{1}{22.5}$$

$$✓ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{15M_0}$$

$$✓ \frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{3.6}{f_e}$$

Avec :

h : hauteur totale : $h = 25 \text{ cm}$;

L : portée libre de la poutrelle ;

M_t : moment max en travée ;

M_0 : moment max de la travée isostatique ;

A_s : section des armatures ;

b_0 : largeur de la nervure ;

d : hauteur utile de la section droite

$$\text{On a : } \frac{h}{L} = \frac{25}{510} = 0.049 \quad \implies \quad 0.049 > \frac{1}{22.5} = 0.044$$

$$\frac{M_t}{15M_0} = \frac{14.51}{15 \times 20.38} = 0.047 \quad \implies \quad 0.049 > 0.047$$

$$\frac{A_s}{b_0 d} = \frac{2.70}{12 \times 23} = 0.0098 \quad \frac{3.6}{f_e} = \frac{3.6}{400} = 0.009 \quad \implies \quad \frac{A_s}{b_0 d} = 0.0098 > 0.009$$

La troisième condition n'est pas vérifiée, donc le calcul de la flèche est indispensable.

III.1.6.4. Calcul de la flèche BAEL91 modifié 99 (Art B.6.5,3) :

On doit vérifier que :

$$f = \frac{M_{ts} l^2}{10 E_v I_{fv}} \leq \bar{f} = 0.5 \text{ cm} + \frac{l}{1000} = 5 + \frac{5400}{1000} = 10.4 \text{ mm}$$

\bar{f} : La flèche admissible

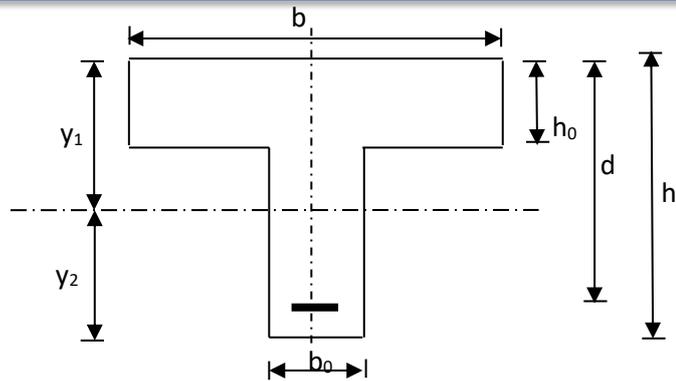
E_v : Module de déformation différé

$$E_v = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \cdot \sqrt[3]{25} = 10818.87 \text{ MPa}$$

I_{fv} : Moment d'inertie total de la section droite homogénéisée par rapport au CDG de la section.

$$I_{fv} = \frac{1.1 \cdot I_0}{1 + \mu \cdot \lambda_v}$$

I_0 : Moment d'inertie de la section homogénéisée ($n = 15$) par rapport au centre de gravité de la section.



$$I_0 = \frac{b_0 \cdot (y_1^3 + y_2^3)}{3} + (b - b_0) \cdot h_0 \left[\frac{h_0^2}{12} + \left(y_1 - \frac{h_0}{2} \right)^2 \right] + 15A(y_2 - c)^2$$

$$y_1 = \frac{S_{xx}}{B_0} ;$$

S_{xx} : moment statique par apport à l'axe xx passant par le centre de gravité de la section ;

B_0 : la section homogénéisée.

$$y_1 = \frac{b_0 \cdot \frac{h^2}{2} + (b - b_0) \frac{h_0^2}{2} + 15 \cdot A \cdot d}{b_0 \cdot h + (b - b_0) h_0 + 15 \cdot A} \quad y_1 = \frac{12 \times \frac{25^2}{2} + (65 - 12) \times \frac{5^2}{2} + 15 \times 6.03 \times 23}{12 \times 25 + (65 - 12) \times 5 + 15 \times 6.03} = 9.90 \text{ cm}$$

$$y_1 = 9.90 \text{ cm}$$

$$y_2 = h - y_1$$

$$y_2 = 25 - 9.90 = 15.1 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{12 \times (9.90^3 + 15.1^3)}{3} + (65 - 12) \times 5 \left[\frac{5^2}{12} + \left(9.90 - \frac{5}{2} \right)^2 \right] + 15 \times 6.03 \times (15.1 - 2)^2 = 48793.11 \text{ cm}^4$$

$$I_0 = 48793.11 \text{ cm}^4$$

Calcul des coefficients :

$$\rho = \frac{A}{b_0 \cdot d} = \frac{6.03}{12 \times 23} = 0.0218 \quad \beta = 0.925$$

ρ : le rapport des aciers tendus à celui de la section utile de la nervure (pourcentage d'armatures).

La contrainte dans les aciers est donnée par :

$$\sigma_{St} = \frac{M_s^t}{\beta \cdot d \cdot A} = \frac{14.51 \times 10^4}{0.925 \times 230 \times 6.03} = 113.1 \text{MPa}$$

$$\lambda_v = \frac{0.02 f_{t28}}{\left(2 + \frac{3b_0}{b}\right) \rho} = \frac{0.02 \times 2.1}{\left(2 + \frac{3 \times 12}{65}\right) \times 0.0218} = 0.754$$

$$\mu = \max \left\{ 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4 \rho \times \sigma_s + f_{t28}} ; 0 \right\} = \max \{ 0.693 ; 0 \} = 0.693$$

$$I_{fv} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \mu} = \frac{1.1 \times 48793.11}{1 + 0.754 \times 0.693} = 35252.31 \text{cm}^4$$

D'où la flèche :

$$f = \frac{M_t^s \cdot l^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}}$$

$$f = \frac{14.51 \times 10^2 \times (5100)^2}{10 \times 10818.87 \times 35252.31} = 9.895 \text{mm}$$

$$f = 9.895 \text{ mm} < \bar{f} = 10.4 \text{ mm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Remarque :

Les armatures adoptées premièrement ne sont pas suffisantes pour reprendre l'effort de la flèche, cependant on doit augmenter la section d'armatures en optant pour **3HA16** en travée.

Conclusion :

Armatures Finales :

Aux appuis : 2HA10 + 1HA12

En travée : 3HA16

III.2. Escaliers :

III.2.1. Définition :

Un escalier est un ouvrage constitué d'un ensemble de marches échelonnées, qui permettent de passer d'un niveau à un autre.

III.2.2. Terminologie :

Les principaux termes utiles sont illustrés sur la *Figure III.2.1*

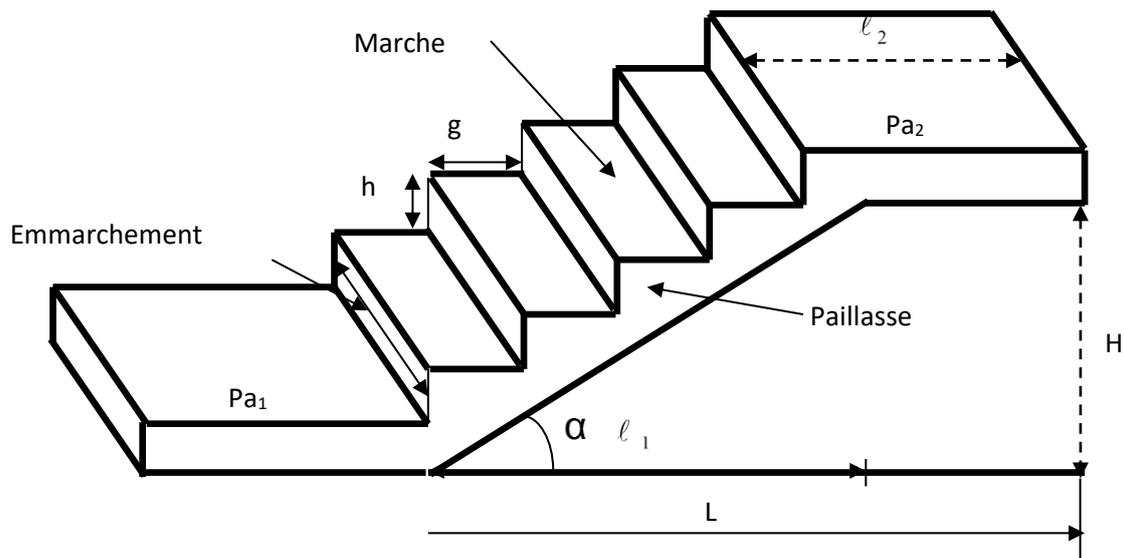
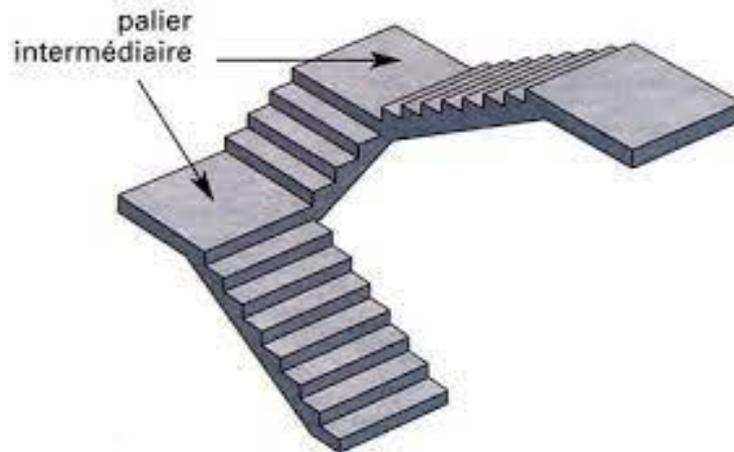


Figure III.2.1: Schéma de l'escalier

- **La marche** : est la surface plane sur laquelle se pose le pied.
- **La contre marche** : est la partie verticale entre deux marches consécutives. Sa hauteur h est la différence de niveau entre deux marches successives. Elle varie généralement entre 14 et 18 cm.
- **Le giron g** : est la distance en plan séparant deux contre marches successives.
- **La volée** : est la partie de l'escalier comprise entre deux paliers, sa longueur projetée est l_m .
- **La paillasse d'épaisseur e_p** : est la dalle en béton armé incorporant les marches et contre marches.
- **L'emmarchement** : représente la largeur de la marche.

Remarque : L'escalier dans notre plan est composé de 3 volées droites reposants l'une sur l'autre à l'aide de deux paliers intermédiaires :



- Première volée d'une hauteur $H = 1.36$ m
- Deuxième volée (intermédiaire) d'une hauteur $H = 0.85$ m
- Troisième volée d'une hauteur $H = 0.85$ m

III.2.3. Dimensions des escaliers :

Pour les dimensions des marches (g) et contre marches (h) on utilise généralement la formule de BLONDEL qui est la suivante : $0.59 \leq g + 2h \leq 0.66$

La limite inférieure 0.59 correspond à des escaliers courants d'appartement et la limite supérieure 0.66 correspond, à des locaux publics. On peut naturellement sortir de cette fourchette s'il y a nécessité.

h : est le plus courant varie de 14 à 20 (17 en moyenne)

g : est le plus courant varie de 22 à 33 (26 en moyenne).

➤ Nombre de contre marches :

On opte pour une hauteur de marche $h = 17$ cm

$$\text{Première volée : } n = \frac{H}{h} = \frac{136}{17} = 8 \text{ contre marches.}$$

$$\text{Volée intermédiaire : } n = \frac{H}{h} = \frac{85}{17} = 5 \text{ contre marches.}$$

$$\text{Dernière volée : } n = \frac{H}{h} = \frac{85}{17} = 5 \text{ contre marches.}$$

➤ Emmarchement :

E = 1.4m.

III.2.3.1. Étude de la première volée :

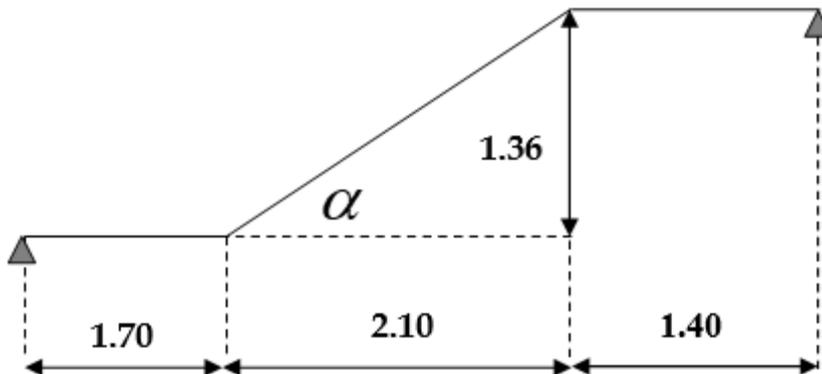


Figure III.2.2 : Schéma de la paillasse 1.

$$g = \frac{L}{n-1} = \frac{210}{7} = 30\text{cm}$$

Vérification de la relation de BLONDEL

$$59 \text{ cm} \leq G + 2h \leq 65 \text{ cm}$$

$$59 \text{ cm} \leq G + 2h = 64 \leq 65 \text{ cm}$$

⇒ La relation est vérifiée

La profondeur du palier de repos $l_1=1.60 \text{ m}$

La longueur de la ligne de foulée : $l_2 = g(n-1) = 2.40\text{m}$

$$\text{tg}\alpha = \frac{1.36}{2.10} = 0.64762 \quad \alpha = 32.92^\circ$$

➤ Calcul de la longueur de la volée :

$$l_0 = \frac{l_m}{\cos\alpha} = \frac{2.10}{\cos 32.92^\circ} = 2.5 \text{ m}$$

$$L = l_1 + l_0 + l_2 = 1.7 + 2.5 + 1.4 = 5.6 \text{ m}$$

➤ Épaisseur de la paillasse :

$$\frac{L}{30} \leq e_p \leq \frac{L}{20} \longrightarrow \frac{560}{30} \leq e_p \leq \frac{560}{20}$$

$$18.67 \text{ cm} \leq e_p \leq 28 \text{ cm.}$$

On prend une épaisseur $e_p = 20$ cm.

III.2.3.2. Étude de la volée intermédiaire :

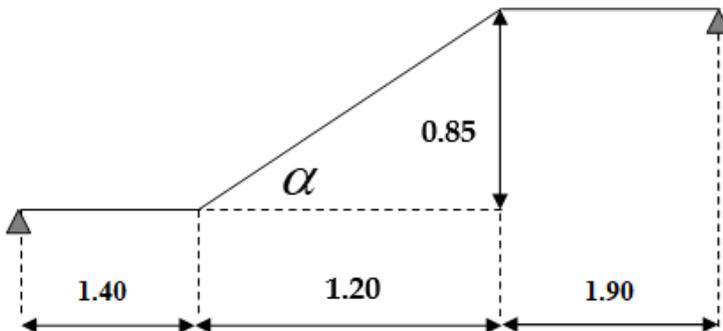


Figure III.2.3 : Schéma de la paillasse 2.

$$g = \frac{L}{n-1} = \frac{120}{4} = 30 \text{ cm}$$

Vérification de la relation de BLONDEL

$$59 \text{ cm} \leq G + 2h \leq 65 \text{ cm}$$

$$59 \text{ cm} \leq G + 2h = 64 \leq 65 \text{ cm}$$

⇒ La relation est vérifiée

La profondeur du palier de repos $l_1 = 1.60$ m

La longueur de la ligne de foulée : $l_2 = g(n-1) = 2.40$ m

$$\operatorname{tg} \beta = \frac{0.85}{1.20} = 0.7083 \quad \beta = 35.31^\circ$$

➤ **Calcul de la longueur de la volée :**

$$l_0 = \frac{l_m}{\cos \alpha} = \frac{1.20}{\cos(35.31)} = 1.47 \text{ m}$$

$$L = 1.47 \text{ m}$$

➤ **Épaisseur de la paillasse :**

On prend une épaisseur $e_p = 20$ cm.

III.2.3.3. Étude de la troisième volée :

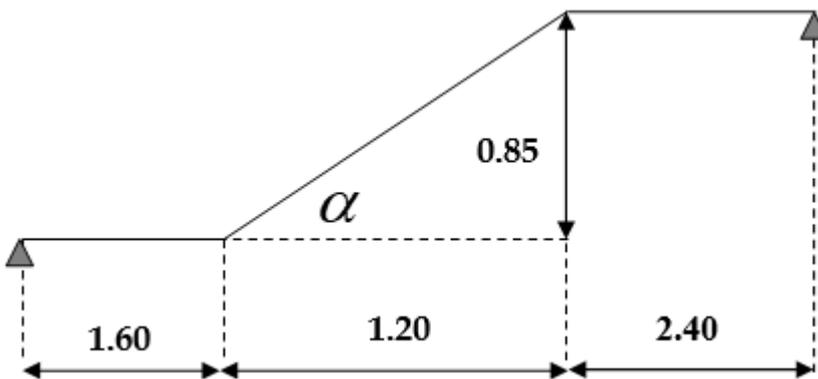


Figure III.2.4 : Schéma de la paillasse 3.

$$g = \frac{L}{n-1} = \frac{120}{4} = 30 \text{ cm}$$

Vérification de la relation de BLONDEL

$$59 \text{ cm} \leq G + 2h \leq 65 \text{ cm}$$

$$59 \text{ cm} \leq G + 2h = 64 \leq 65 \text{ cm}$$

⇒ La relation est vérifiée

La profondeur du palier de repos $l_1 = 1.60 \text{ m}$

La longueur de la ligne de foulée : $l_2 = g(n-1) = 2.40 \text{ m}$

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{0.85}{1.20} = 0.7083 \quad \alpha = 35.31^\circ$$

➤ **Calcul de la longueur de la volée :**

$$l_0 = \frac{l_m}{\cos \alpha} = \frac{1.20}{\cos(35.31)} = 1.47 \text{ m}$$

$$L = l_1 + l_0 + l_2 = 1.60 + 1.47 + 2.40 = 5.47 \text{ m}$$

➤ **Épaisseur de la paillasse :**

$$\frac{L}{30} \leq e_p \leq \frac{L}{20} \longrightarrow \frac{547}{30} \leq e_p \leq \frac{547}{20}$$

$$18.23 \text{ cm} \leq e_p \leq 27.35 \text{ cm.}$$

On prend une épaisseur $e_p = 20 \text{ cm}$.

III.2.4. Détermination des charges de calcul :**➤ Charges permanentes :****Paillasse :**

- Poids propre de la paillasse 1: $\frac{25 \times 0.20}{\cos(32.92)} = 5.956 \text{ KN/ml}$
- Poids propre de la paillasse 2 et 3 : $\frac{25 \times 0.20}{\cos(35.31)} = 6.127 \text{ KN/ml}$
- Poids de la marche : $25 \times \frac{0.17}{2} \times 1\text{m} = 2.125 \text{ KN/ml}$
- Poids des revêtements (carrelage, mortier + lit du sable) :
 $(0.02 \times 22 \times 1\text{m}) + (0.02 \times 22 \times 1\text{m}) + (0.02 \times 18 \times 1\text{m}) = 1.24 \text{ KN/ml}$
- Poids du garde du corps : $0.3 \times 1\text{m} = 0.3 \text{ KN/ml}$
- La charge totale de la paillasse : $5.956 + 2.125 + 1.24 + 0.3 = 9.621 \text{ KN/ml}$
 $G_{\text{paillasse}} = 9.621 \text{ KN/ml}$

Palier :

- Poids propre du palier : $25 \times 0.20 \times 1 = 5 \text{ KN/ml}$
- Poids propre du revêtement : 1.24 KN/ml
- La charge totale du palier : $5 + 1.24 = 6.24 \text{ KN/ml}$

➤ Surcharge d'exploitation :

Le DTR de charges et surcharges nous donne :

$$Q = 2.5 \times 1 = 2.5 \text{ KN/ml}$$

➤ Combinaison des charges et surcharges :**Paillasse 1 :****1) État limite ultime : ELU**

$$q_{\text{paillasse}} = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 9.621 + 1.5 \times 2.5 = 16.738 \text{ KN/ml}$$

$$q_{\text{palier}} = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 6.24 + 1.5 \times 2.5 = 12.174 \text{ KN/ml}$$

2) État limite de service : ELS

$$q_{\text{paillasse}} = G + Q = 12.121 \text{ KN/ml}$$

$$q_{\text{palier}} = G + Q = 8.74 \text{ KN/ml}$$

Paillasse 2 et 3 :

1) État limite ultime : ELU

$$q_{\text{upaillasse}} = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 9.792 + 1.5 \times 2.5 = 16.97 \text{ KN/ml}$$

$$q_{\text{upalier}} = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 6.24 + 1.5 \times 2.5 = 12.174 \text{ KN/ml}$$

2) État limite de service : ELS

$$q_{\text{spaillasse}} = G + Q = 12.292 \text{ KN/ml}$$

$$q_{\text{spalier}} = G + Q = 8.74 \text{ KN/ml}$$

III.2.5. Calcul des effort internes à l'ELU :

III.2.5.1. Paillasse 1 :

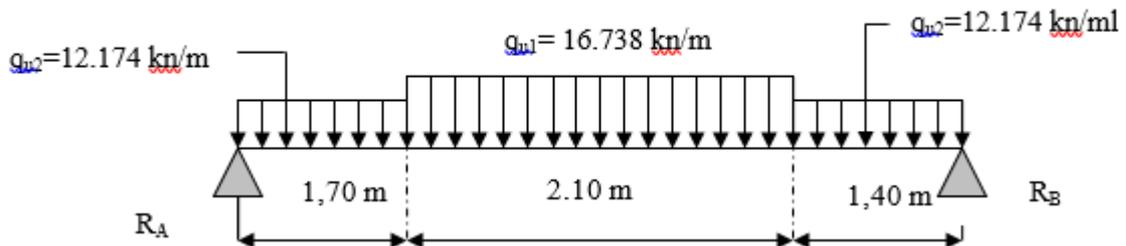


Figure III.2.5 : Schéma statique de la paillasse 1 ELU.

III.2.5.1.1. Réaction d'appuis :

$$\sum F / y = 0 \Rightarrow 1.70q_{u2} + 2.10q_{u1} + 1.40q_{u2} = R_A + R_B.$$

$$R_A + R_B = 1.70 \times 12.174 + 2.10 \times 16.738 + 1.40 \times 12.174 = 72.89$$

$$R_A + R_B = 72.89 \text{ KN}$$

$$\sum M/A=0 \Rightarrow R_B \times L = q_{u2} \times 1.70 \times \frac{1.70}{2} + q_{u1} \times 2.10 \times \left(1.70 + \frac{2.10}{2}\right) + q_{u2} \times 1.40 \times \left(\frac{1.40}{2} + 2.10 + 1.70\right)$$

$$R_B \times 5.2 = 12.174 \times 1.70 \times 0.85 + 16.738 \times 2.10(1.70 + 1.05) + 12.174 \times 1.40(0.7 + 2.10 + 1.70)$$

$$R_B = \frac{17.59 + 96.662 + 76.69}{5.2} = \frac{190.94}{5.2} = 36.72 \text{ KN.}$$

$$R_A = 72.89 - 36.72 = 36.17 \text{ KN}$$

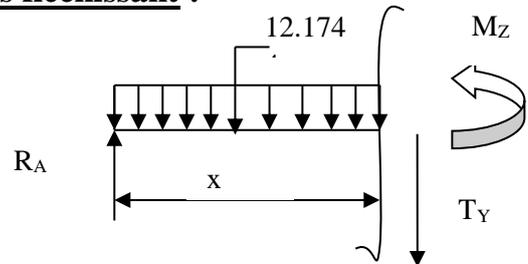
$$R_A = 36.17 \text{ KN}$$

III.2.5.1.2. Calcul des efforts tranchants et moments fléchissant :

1^{ier} tronçon : $0 \leq x \leq 1.70$.

$$T(x) = R_A - q_{u2} \cdot x$$

$$T(x) = 36.17 - 12.174 x$$



$$\left\{ \begin{array}{l} \text{pour } x = 0 \Rightarrow T_Y = 36.17 \text{ KN} \\ \text{pour } x = 1.70 \text{ m} \Rightarrow T_Y = 36.17 - 12.174 \times 1.70 = 36.17 - 20.6958 = 15.47 \text{ KN.} \end{array} \right.$$

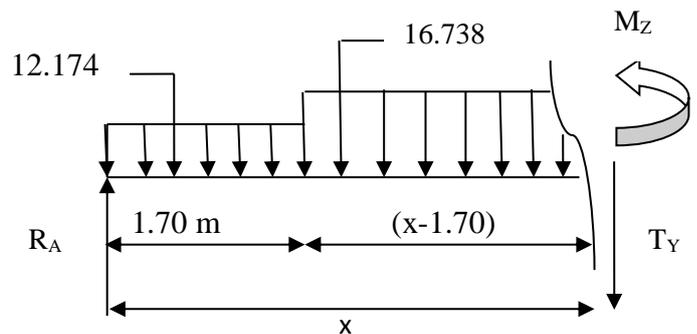
$$M(x) = R_A x - q_{u2} \frac{x^2}{2} = 36.17x - \frac{12.174}{2} x^2$$

$$M(x) = 36.17 x - 6.087 x^2.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{pour } x = 0 \Rightarrow M(x) = 0 \text{ KN.m} \\ \text{pour } x = 1.70 \text{ m} \Rightarrow M(x) = 43.90 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

2^{ieme} tronçon : $1.70 \leq x \leq 3.80$

$$T(x) = R_A - q_{u2} (1.70) - q_{u1} (x - 1.70)$$



$$\left\{ \begin{array}{l} \text{pour } (x=1.70) \Rightarrow T(x) = 36.17 - 12.174 \times 1.70 = 15.47 \text{ KN} \\ \text{pour } (x=3.80) \Rightarrow T(x) = 36.17 - 12.174 \times 1.70 - 16.738(3.80 - 1.70) = -19.67 \text{ KN.} \end{array} \right.$$

Calcul de la valeur de x pour laquelle $T_y = 0$ et $M_z = \max$

$$T(x) = 0 \Rightarrow R_A - q_{u2} \times 1.70 - (x - 1.70) q_{u1} = 0$$

$$T(x)=0 \Rightarrow x = \frac{R_A - q_{u2} \times 1.70 + 1.70 \times q_{u1}}{q_{u1}} = 2.62 \text{ m}$$

$$x = 2.62 \text{ m} \quad ; \quad x \in [1.70, 3.80].$$

$$M(x) = R_A x - q_{u2} \times 1.70 \times (x - 0.85) - q_{u1} \left(\frac{(x - 1.70)^2}{2} \right).$$

$$M(x) = 36.17x - 12.174 \times 1.70(x - 0.85) - 16.738 \left(\frac{(x - 1.70)^2}{2} \right).$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M(x=1.70) = 36.17(1.70) - 12.174 \times 1.70(1.70 - 0.85) = 43.90 \text{ KN.m} \\ M(x=3.80) = 36.17(3.80) - 12.174 \times 1.70(3.80 - 0.85) - 16.738 \left(\frac{(3.80 - 1.70)^2}{2} \right) \\ M(x=3.80) = 39.48 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

Calcul du moment max :

Le moment atteint sa valeur maximale à **x = 2.62m**

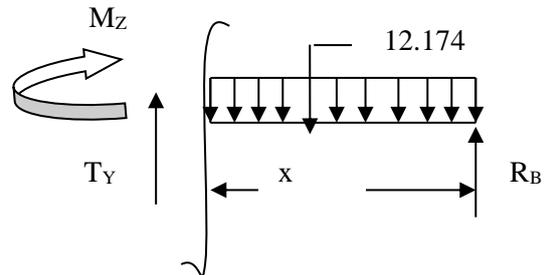
$$M_{\max} = 51.05 \text{ KN.m}$$

3^{ème} tronçon : $0 \leq x \leq 1.40$.

$$T(x) = -R_B + q_{u2}x.$$

$$T(x) = -36.72 + 12.174x.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} T(x=0) \Rightarrow T_Y = -36.72 \text{ KN} \\ T(x=1.4) \Rightarrow T_Y = -36.72 + 12.174 \times 1.40 = -36.72 + 17.044 = -19.67 \text{ KN}. \end{array} \right.$$



$$M(x) = R_B x - q_{u2} \frac{x^2}{2} = 36.72x - \frac{12.174}{2} x^2$$

$$M(x) = 36.72x - 6.087x^2.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} x=0 \quad , \quad M(x=0) = 0 \text{ KN.m} \\ x=1.40 \text{ m} \quad , \quad M(x=1.40) = 39.48 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

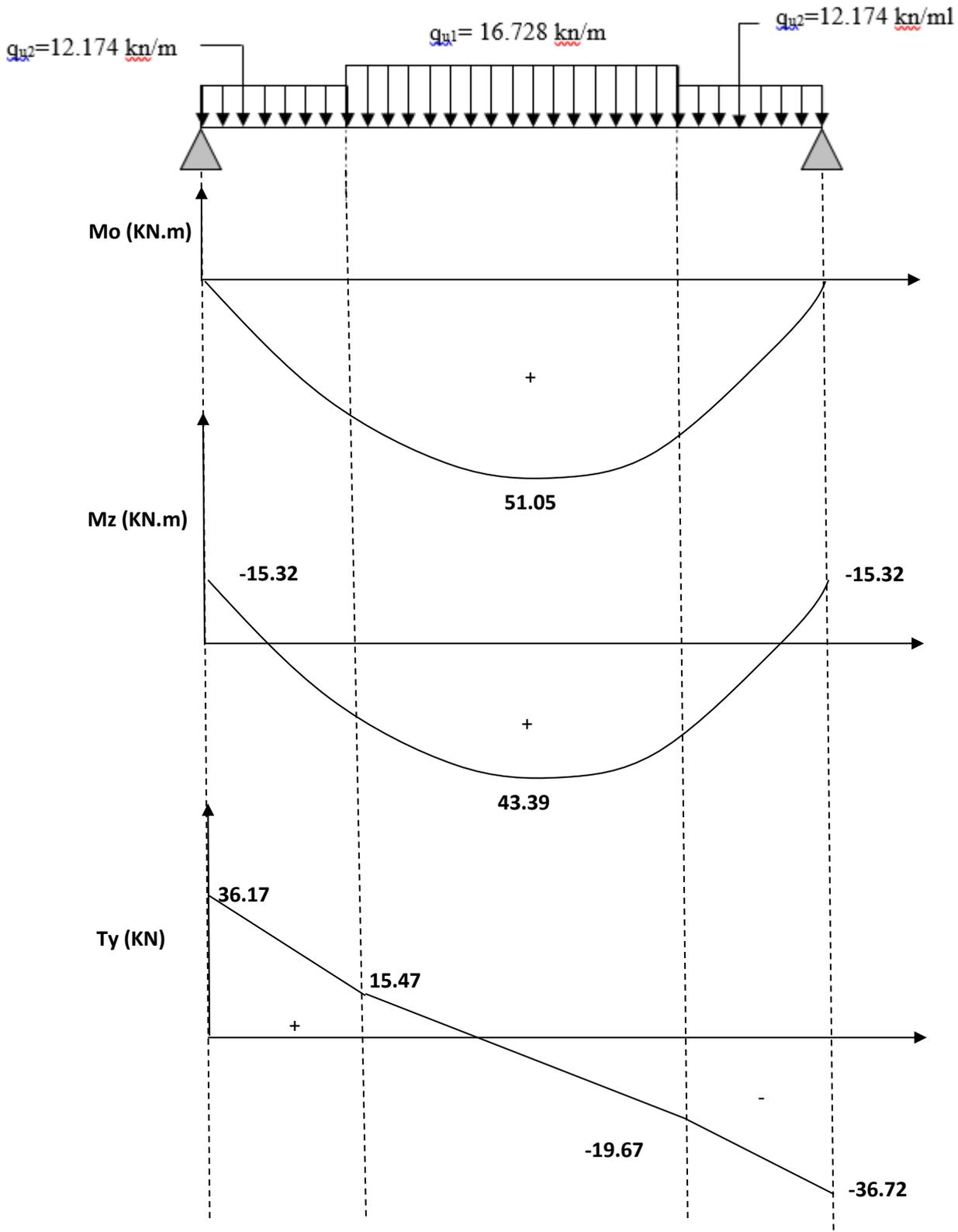
Remarque :

Compte tenu du semi encastrement aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour le moment M_z^{max} au niveau des appuis et en travée.

- **Aux appuis** : $Mu(a) = -0.3M_z^{max} = -15.32 \text{ KN.m}$

- **En travées** : $Mu(t) = 0.85M_z^{max} = 43.39 \text{ KN.m}$

III.2.5.1.3. Diagrammes des efforts :



III.2.5.2. Paillasse 3 :

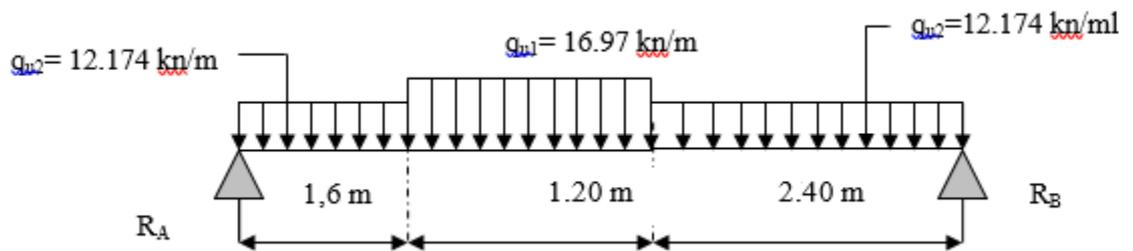


Figure III.2.6 : Schéma statique paillasse 3 ELU.

III.2.5.2.1. Réaction d'appuis :

$$\sum F / y = 0 \Rightarrow 1.60q_{u2} + 1.20q_{u1} + 2.40q_{u2} = R_A + R_B.$$

$$R_A + R_B = 1.60 \times 12.174 + 1.20 \times 16.97 + 2.40 \times 12.174 = 69.06$$

$$R_A + R_B = 69.06 \text{ KN}$$

$$\sum M/A=0 \Rightarrow R_B \times L = q_{u2} \times 1.60 \times \frac{1.60}{2} + q_{u1} \times 1.20 \times \left(1.60 + \frac{1.20}{2}\right) + q_{u2} \times 2.40 \times \left(\frac{2.40}{2} + 1.20 + 1.6\right)$$

$$R_B \times 5.2 = 12.174 \times 1.60 \times 0.80 + 16.97 \times 1.20(1.60 + 0.6) + 12.174 \times 2.40(1.2 + 1.20 + 1.60)$$

$$R_B = \frac{15.58 + 44.80 + 116.87}{5.2} = \frac{177.25}{5.2} = 34.08 \text{ KN.}$$

$$R_A = 69.06 - 34.08 = 34.98 \text{ KN}$$

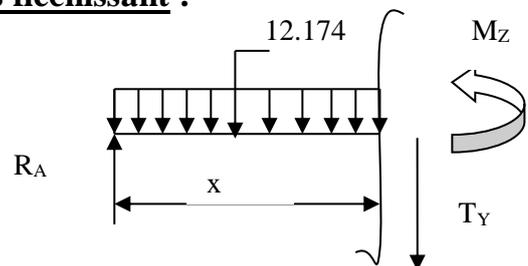
$$R_A = 34.98 \text{ KN}$$

III.2.5.2.2. Calcul des efforts tranchants et moments fléchissant :

1^{ier} tronçon : $0 \leq x \leq 1.60$.

$$T(x) = R_A - q_{u2} \cdot x$$

$$T(x) = 34.98 - 12.174 x$$



$$\left\{ \begin{array}{l} \text{pour } x = 0 \Rightarrow T_y = 34.98 \text{ KN} \\ \text{pour } x = 1.6 \text{ m} \Rightarrow T_y = 34.98 - 12.174 \times 1.60 = 34.98 - 19.48 = 15.50 \text{ KN.} \end{array} \right.$$

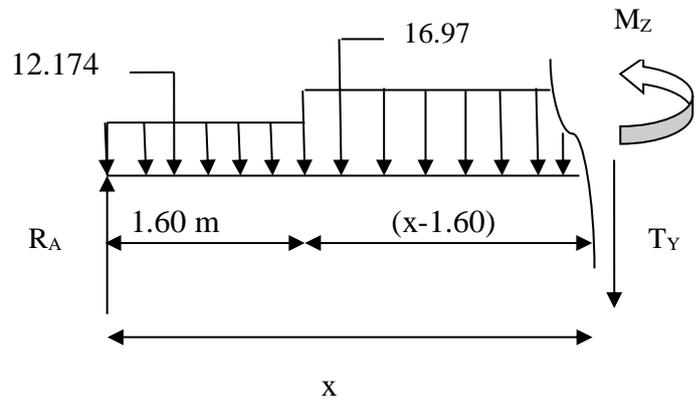
$$M(x) = R_A x - q_{u2} \frac{x^2}{2} = 34.98x - \frac{12.174}{2} x^2$$

$$M(x) = 34.98 x - 6.09 x^2.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{pour } x=0 \Rightarrow M(x) = 0 \text{ KN.m} \\ \text{pour } x = 1.60 \text{ m} \Rightarrow M(x) = 40.38 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

2^{ieme} tronçon : $1.60 \leq x \leq 2.80$

$$T(x) = R_A - q_{u2} (1.60) - q_{u1} (x-1.60)$$



$$\left\{ \begin{array}{l} \text{pour } (x=1.60) \Rightarrow T(x) = 34.98 - 12.174 \times 1.60 = 15.50 \text{ KN} \\ \text{pour } (x=2.80) \Rightarrow T(x) = 34.98 - 12.174 \times 1.60 - 16.97(2.80 - 1.60) = -4.86 \text{ KN}. \end{array} \right.$$

Calcul de la valeur de x pour laquelle $T_y = 0$ et $M_z = \max$

$$T(x)=0 \Rightarrow R_A - q_{u2} \times 1.60 - (x-1.60) q_{u1} = 0$$

$$T(x)=0 \Rightarrow x = \frac{R_A - q_{u2} \times 1.60 + 1.60 \times q_{u1}}{q_{u1}} = 2.51 \text{ m}$$

$$x = 2.51 \text{ m} \quad ; \quad x \in [1.60, 2.80].$$

$$M(x) = R_A x - q_{u2} \times 1.60 \times (x - 0.80) - q_{u1} \left(\frac{(x-1.60)^2}{2} \right).$$

$$M(x) = 34.98x - 12.174 \times 1.60(x - 0.80) - 16.97 \left(\frac{(x-1.60)^2}{2} \right).$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M(x=1.60) = 34.98(1.60) - 12.174 \times 1.60(1.60 - 0.80) = 40.38 \text{ KN.m} \\ M(x= 2.80) = 34.98(2.80) - 12.174 \times 1.60(2.80 - 0.80) - 16.97 \left(\frac{(2.80-1.60)^2}{2} \right) \end{array} \right.$$

$$M(x = 2.80) = 46.77 \text{ KN.m}$$

Calcul du moment max :

Le moment atteint sa valeur maximale à $x = 2.51\text{m}$

$M_{\max} = 47.46\text{KN.m}$

3^{ème} tronçon : $0 \leq x \leq 2.40$.

$T(x) = -R_B + q_u \cdot x$.

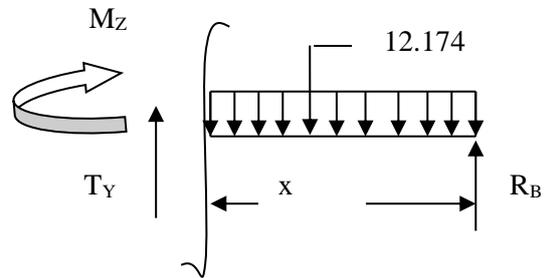
$T(x) = -34.08 + 12.174 x$.

$$\begin{cases} T(x=0) \Rightarrow T_Y = -34.08\text{KN} \\ T(x=1.4) \Rightarrow T_Y = -34.08 + 12.174 \times 2.40 = -34.08 + 29.22 = -4.86\text{KN}. \end{cases}$$

$M(x) = R_B x - q_u \frac{x^2}{2} = 34.08x - \frac{12.174}{2} x^2$

$M(x) = 34.08 x - 6.09 x^2$.

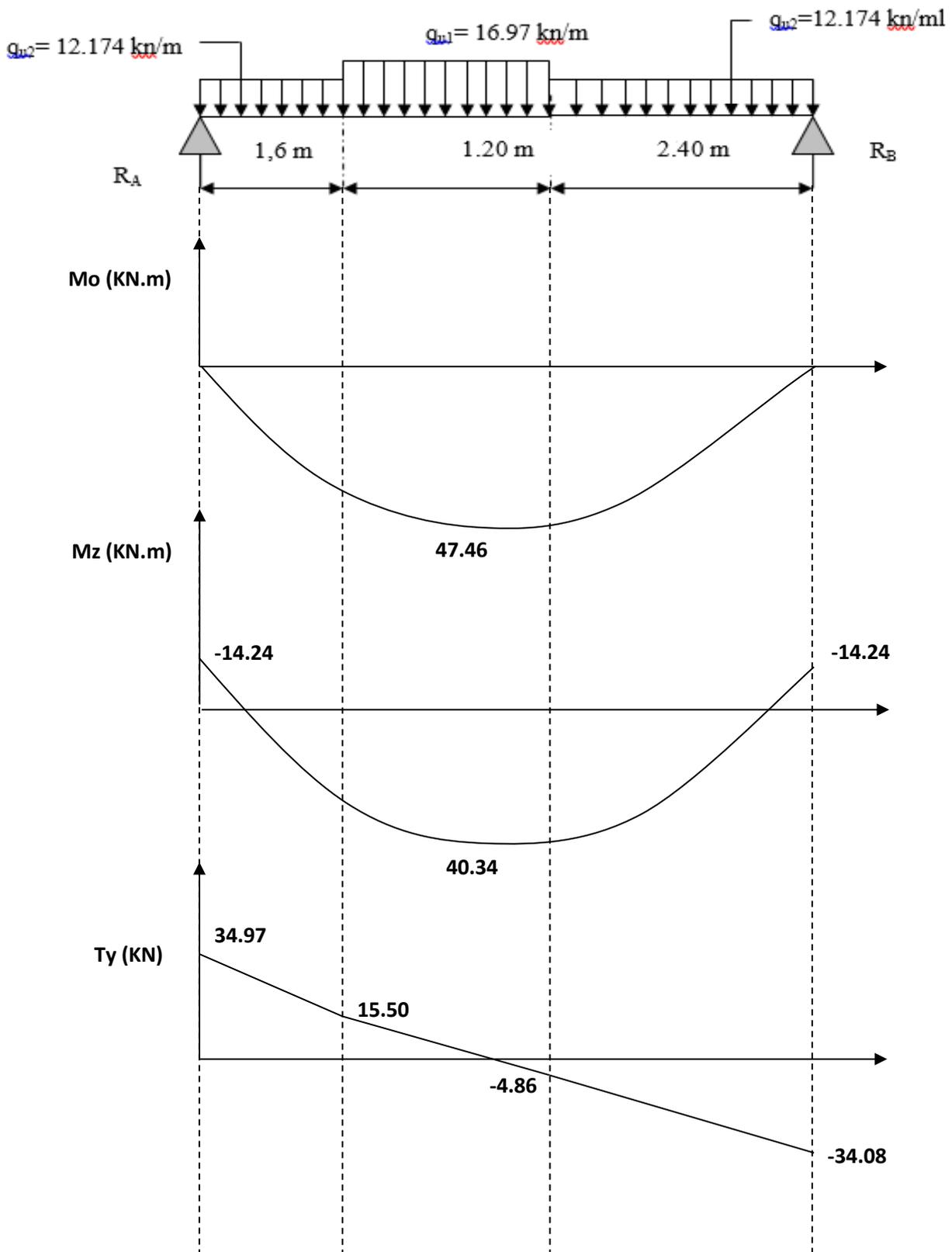
$$\begin{cases} x=0 \quad , \quad M(x=0) = 0 \text{ KN.m} \\ x=2.40 \text{ m} \quad , \quad M(x=2.40) = 46.71 \text{ KN.m} \end{cases}$$



Compte tenu du semi encastrement aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour le moment M_z^{max} au niveau des appuis et en travée.

- **Aux appuis :** $Mu(a) = -0.3M_z^{max} = -14.24 \text{ KN.m}$
- **En travées :** $Mu(t) = 0.85M_z^{max} = 40.34 \text{ KN.m}$

III.2.5.2.3. Diagrammes des efforts :



III.2.6. Calcul des efforts internes à l'ELS :

III.2.6.1. Paillasse 1 :

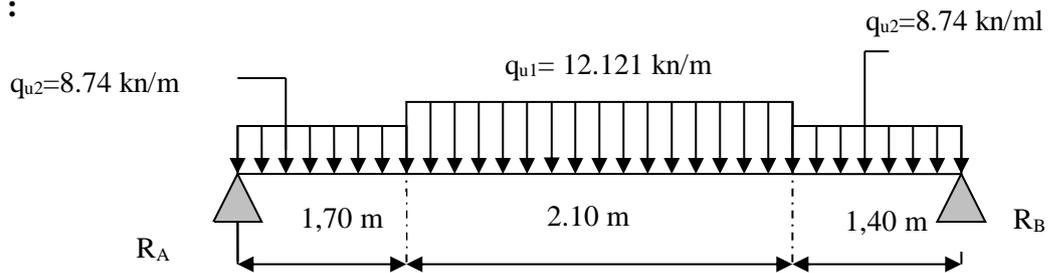


Figure III.2.7 : Schéma statique paillasse 1 ELS.

III.2.6.1.1. Réaction d'appuis :

$$\sum F / y = 0 \Rightarrow 1.70q_{u2} + 2.10q_{u1} + 1.40q_{u2} = R_A + R_B.$$

$$R_A + R_B = 1.70 \times 8.74 + 2.10 \times 12.121 + 1.40 \times 8.74 = 52.55$$

$$R_A + R_B = 52.55 \text{ KN}$$

$$\sum M/A=0 \Rightarrow R_B \times L = q_{u2} \times 1.70 \times \frac{1.70}{2} + q_{u1} \times 2.10 \times \left(1.70 + \frac{2.10}{2}\right) + q_{u2} \times 1.40 \times \left(\frac{1.40}{2} + 2.10 + 1.7\right)$$

$$R_B \times 5.2 = 8.74 \times 1.70 \times 0.85 + 12.121 \times 2.10(1.70 + 1.05) + 8.74 \times 1.40(0.7 + 2.10 + 1.70)$$

$$R_B = \frac{12.63 + 70.00 + 55.06}{5.2} = \frac{137.69}{5.2} = 26.48 \text{ KN.}$$

$$R_A = 52.55 - 26.48 = 26.07 \text{ KN}$$

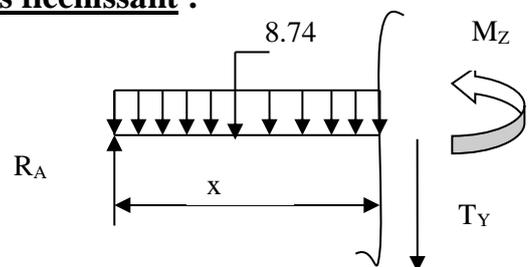
$$R_A = 26.07 \text{ KN}$$

III.2.6.1.2. Calcul des efforts tranchants et moments fléchissant :

1^{ier} tronçon : $0 \leq x \leq 1.70$.

$$T(x) = R_A - q_{u2} \cdot x$$

$$T(x) = 26.07 - 8.74 x$$



$$\left\{ \begin{array}{l} \text{pour } x = 0 \Rightarrow T_y = 26.07 \text{ KN} \\ \text{pour } x = 1.70 \text{ m} \Rightarrow T_y = 26.07 - 8.74 \times 1.70 = 26.07 - 14.86 = 11.21 \text{ KN} \end{array} \right.$$

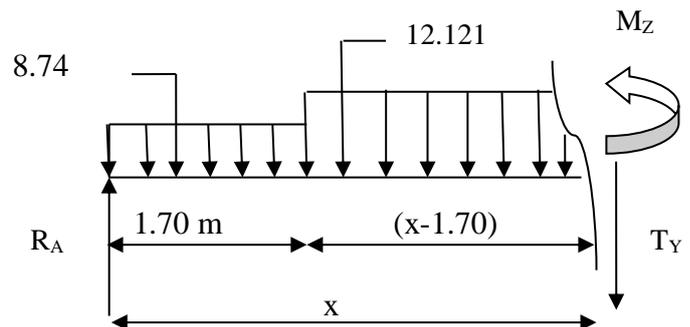
$$M(x) = R_A x - q_{u2} \frac{x^2}{2} = 26.07x - \frac{8.74}{2} x^2$$

$$M(x) = 26.07 x - 4.37 x^2.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{pour } x = 0 \Rightarrow M(x) = 0 \text{ KN.m} \\ \text{pour } x = 1.70 \text{ m} \Rightarrow M(x) = 31.69 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

2^{ème} tronçon : $1.70 \leq x \leq 3.80$

$$T(x) = R_A - q_{u2}(1.70) - q_{u1}(x-1.70)$$



$$\left\{ \begin{array}{l} \text{pour } (x=1.70) \Rightarrow T(x) = 26.07 - 8.74 \times 1.70 = 11.21 \text{ KN} \\ \text{pour } (x=3.80) \Rightarrow T(x) = 26.07 - 8.74 \times 1.70 - 12.121(3.80 - 1.70) = -14.24 \text{ KN} \end{array} \right.$$

Calcul de la valeur de x pour laquelle $T_y = 0$ et $M_z = \max$

$$T(x)=0 \Rightarrow R_A - q_{u2} \times 1.70 - (x-1.70) q_{u1} = 0$$

$$T(x)=0 \Rightarrow x = \frac{R_A - q_{u2} \times 1.70 + 1.70 \times q_{u1}}{q_{u1}} = 2.62 \text{ m}$$

$$x = 2.62 \text{ m} \quad ; \quad x \in [1.70, 3.80].$$

$$M(x) = R_A x - q_{u2} \times 1.70 \times (x - 0.85) - q_{u1} \left(\frac{(x-1.70)^2}{2} \right).$$

$$M(x) = 26.07x - 8.74 \times 1.70(x - 0.85) - 12.121 \left(\frac{(x-1.70)^2}{2} \right).$$

$$M(x=1.70) = 26.07(1.70) - 8.74 \times 1.70(1.70 - 0.85) = 31.69 \text{ KN.m}$$

$$M(x=3.80) = 26.07(3.80) - 8.74 \times 1.70(3.80 - 0.85) - 12.121 \left(\frac{(3.80 - 1.70)^2}{2} \right)$$

$$M(x=3.80) = 28.51 \text{ KN.m}$$

Calcul du moment max :

Le moment atteint sa valeur maximale à $x = 2.62\text{m}$

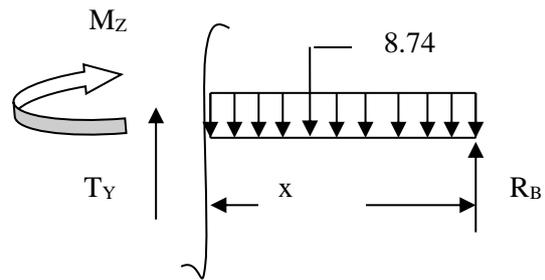
$$M_{\max} = 36.87 \text{ KN.m}$$

3^{ème} tronçon : $0 \leq x \leq 1.40$.

$$T(x) = -R_B + q_u2.x.$$

$$T(x) = -26.48 + 8.74 x.$$

$$\begin{cases} T(x=0) \Rightarrow T_Y = -26.48\text{KN} \\ T(x=1.4) \Rightarrow T_Y = -26.48 + 8.74 \times 1.40 = -26.48 + 12.23 = -14.25\text{KN}. \end{cases}$$



$$M(x) = R_B x - q_u2 \frac{x^2}{2} = 26.48x - \frac{8.74}{2} x^2$$

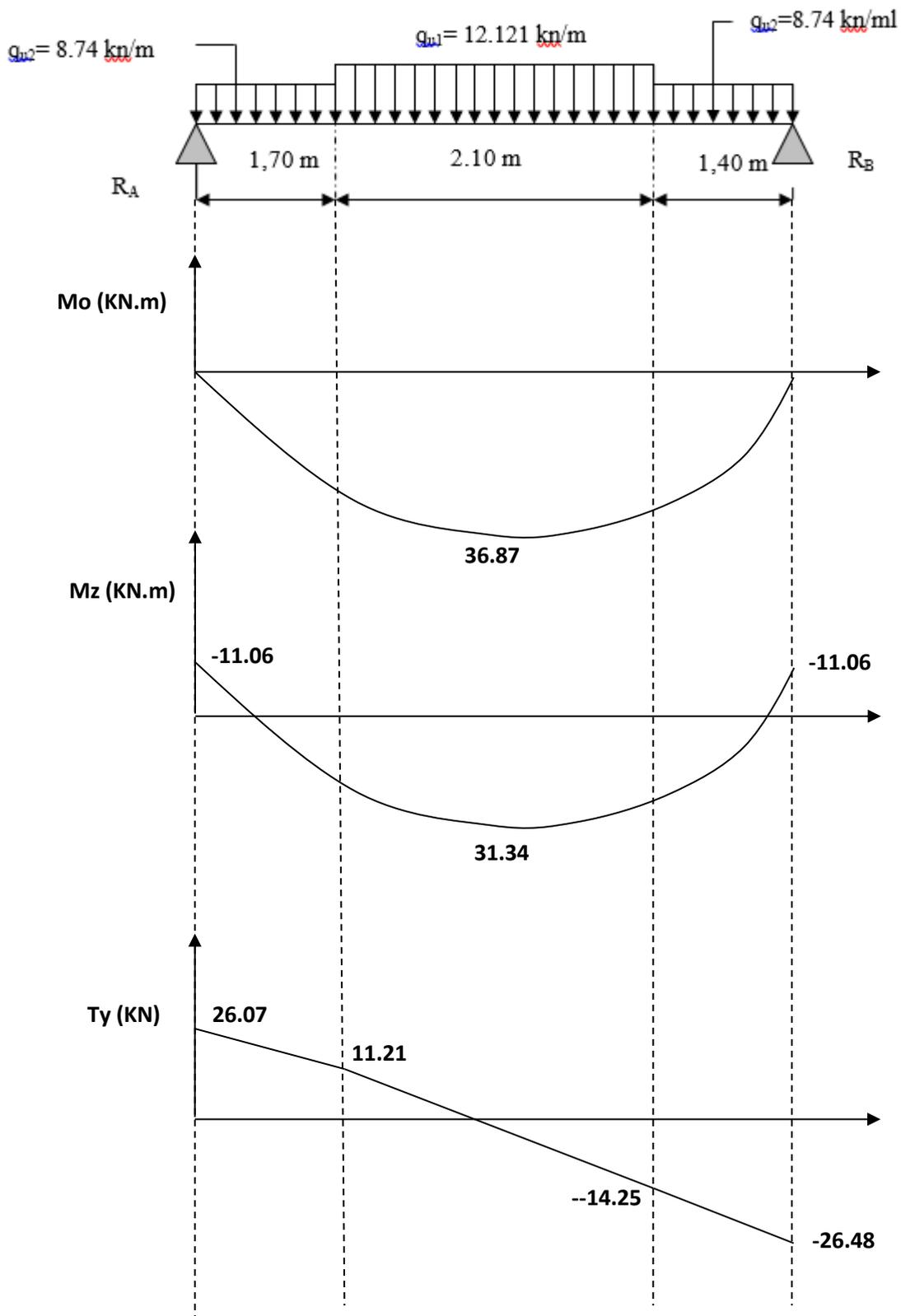
$$M(x) = 26.48 x - 4.37 x^2.$$

$$\begin{cases} x=0 & , & M(x=0) = 0 \text{ KN.m} \\ x=1.40 \text{ m} & , & M(x=1.40) = 28.51 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- **Aux appuis :** $Mu(a) = -0.3M_z^{\max} = -11.06 \text{ KN.m}$

- **En travées :** $Mu(t) = 0.85M_z^{\max} = 31.34 \text{ KN.m}$

III.2.6.1.3. Diagramme des efforts :



III.2.6.2. Paillasse 3 :

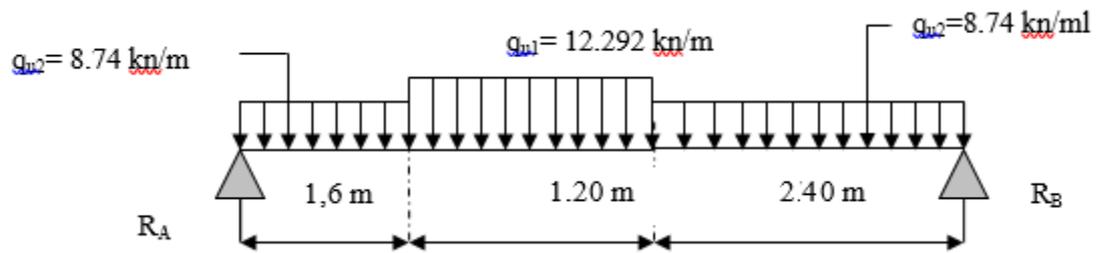


Figure III.2.8 : Schéma statique paillasse 3 ELS.

III.2.6.2.1. Réaction d'appuis :

$$\sum F / y = 0 \Rightarrow 1.60q_{u2} + 1.20q_{u1} + 2.40q_{u2} = R_A + R_B.$$

$$R_A + R_B = 1.60 \times 8.74 + 1.20 \times 12.292 + 2.40 \times 8.74 = 49.71$$

$$R_A + R_B = 49.71 \text{ KN}$$

$$\sum M/A=0 \Rightarrow R_B \times L = q_{u2} \times 1.60 \times \frac{1.60}{2} + q_{u1} \times 1.20 \times \left(1.60 + \frac{1.20}{2}\right) + q_{u2} \times 2.40 \times \left(\frac{2.40}{2} + 1.20 + 1.6\right)$$

$$R_B \times 5.2 = 8.74 \times 1.60 \times 0.80 + 12.292 \times 1.20(1.60 + 0.6) + 8.74 \times 2.40(1.2 + 1.20 + 1.60)$$

$$R_B = \frac{11.19 + 32.45 + 83.90}{5.2} = \frac{127.54}{5.2} = 24.53 \text{ KN.}$$

$$R_A = 49.71 - 24.53 = 25.18 \text{ KN}$$

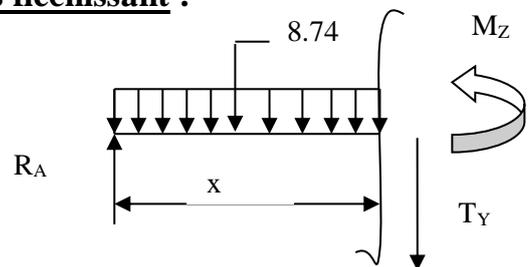
$$R_A = 25.18 \text{ KN}$$

III.2.6.2.2. Calcul des efforts tranchants et moments fléchissant :

1^{ier} tronçon : $0 \leq x \leq 1.60$.

$$T(x) = R_A - q_{u2} \cdot x$$

$$T(x) = 25.18 - 8.74 \cdot x$$



$$\left\{ \begin{array}{l} \text{pour } x = 0 \Rightarrow T_Y = 25.18 \text{ KN} \\ \text{pour } x = 1.60 \Rightarrow T_Y = 25.18 - 8.74 \times 1.60 = 25.18 - 13.98 = 11.20 \text{ KN.} \end{array} \right.$$

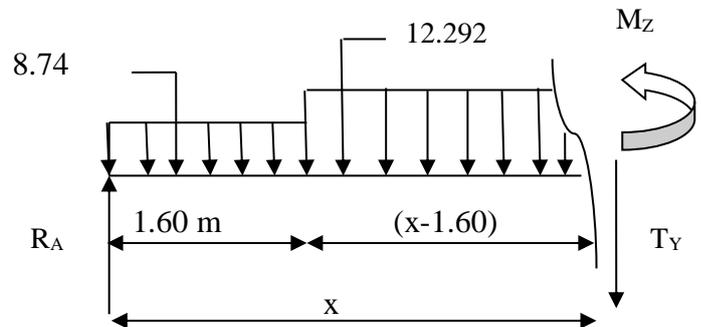
$$M(x) = R_A x - q_{u2} \frac{x^2}{2} = 25.18x - \frac{8.74}{2} x^2$$

$$M(x) = 25.18 x - 4.37 x^2.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{pour } x=0 \Rightarrow M(x) = 0 \text{ KN.m} \\ \text{pour } x = 1.60 \text{ m} \Rightarrow M(x) = 29.10 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

2^{ieme} tronçon : $1.60 \leq x \leq 2.80$

$$T(x) = R_A - q_{u2}(1.60) - q_{u1}(x-1.60)$$



$$\left\{ \begin{array}{l} \text{pour } (x=1.60) \Rightarrow T(x) = 25.18 - 8.74 \times 1.60 = 11.20 \text{ KN} \\ \text{pour } (x=2.80) \Rightarrow T(x) = 25.18 - 8.74 \times 1.60 - 12.292(2.80 - 1.60) = -3.55 \text{ KN}. \end{array} \right.$$

Calcul de la valeur de x pour laquelle $T_y = 0$ et $M_z = \max$

$$T(x)=0 \Rightarrow R_A - q_{u2} \times 1.60 - (x-1.60) q_{u1} = 0$$

$$T(x)=0 \Rightarrow x = \frac{R_A - q_{u2} \times 1.60 + 1.60 \times q_{u1}}{q_{u1}} = 2.51 \text{ m}$$

$$x = 2.51 \text{ m} \quad ; \quad x \in [1.60, 2.80].$$

$$M(x) = R_A x - q_{u2} \times 1.60 \times (x - 0.80) - q_{u1} \left(\frac{(x-1.60)^2}{2} \right).$$

$$M(x) = 25.18x - 8.74 \times 1.60(x - 0.80) - 12.292 \left(\frac{(x-1.60)^2}{2} \right).$$

$$M(x=1.60) = 25.18(1.60) - 8.74 \times 1.60(1.60 - 0.80) = 29.10 \text{ KN.m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M(x=2.80) = 25.18(2.80) - 8.74 \times 1.60(2.80 - 0.80) - 12.292 \left(\frac{(2.80-1.60)^2}{2} \right) \\ M(x=2.80) = 33.68 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

Calcul du moment max :

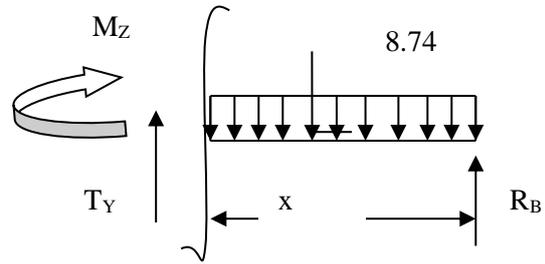
Le moment atteint sa valeur maximale à $x = 2.51\text{m}$

$M_{\max} = 34.20\text{KN.m}$

3^{ème} tronçon : $0 \leq x \leq 2.40$.

$T(x) = -R_B + q_u \cdot x$.

$T(x) = -24.53 + 8.74 x$.



$$\begin{cases} T(x=0) \Rightarrow T_Y = -24.53\text{KN} \\ T(x=1.4) \Rightarrow T_Y = -24.53 + 8.74 \times 2.40 = -24.53 + 20.97 = -3.56\text{KN}. \end{cases}$$

$$M(x) = R_B x - q_u \frac{x^2}{2} = 24.53x - \frac{8.74}{2} x^2$$

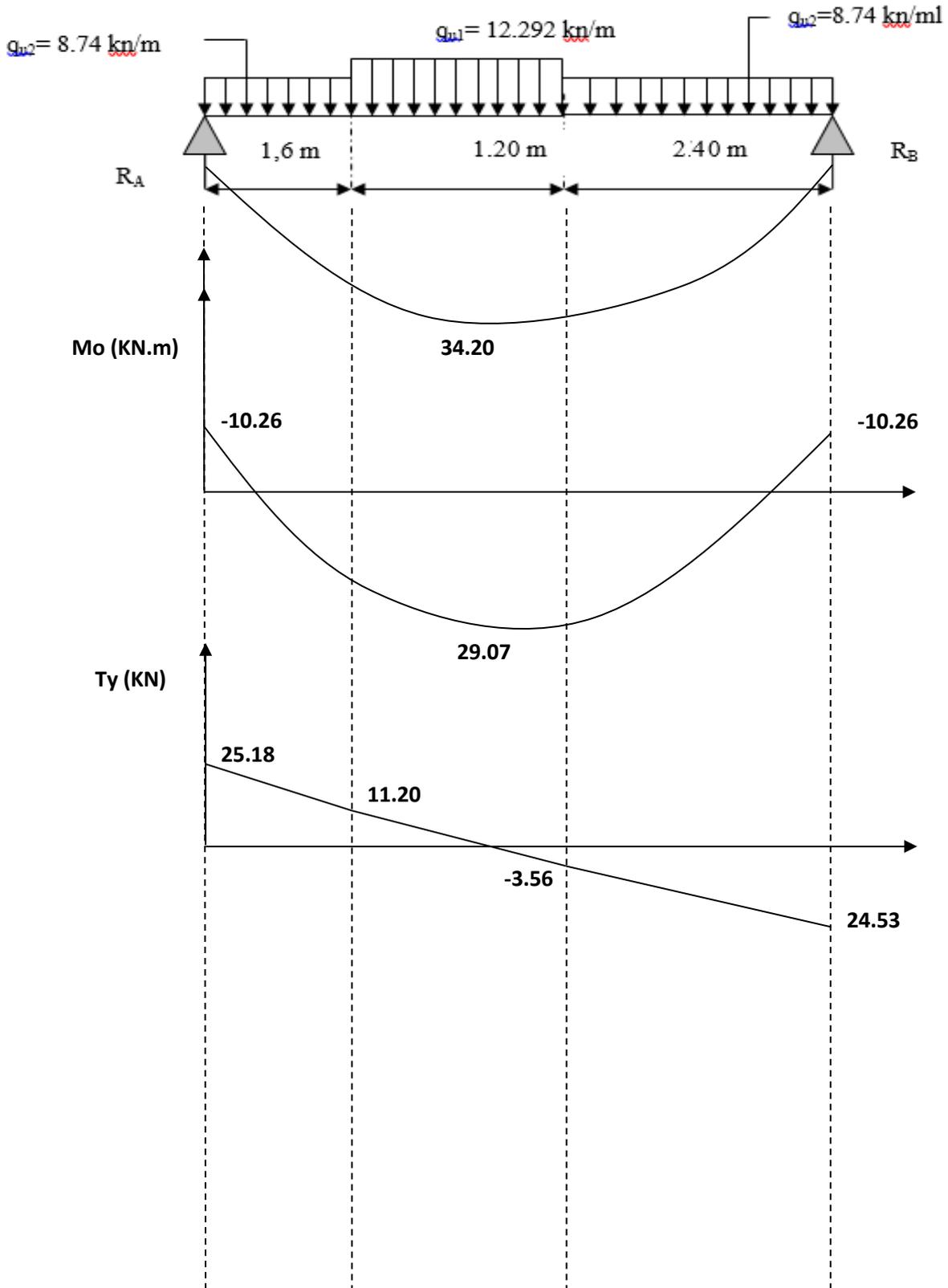
$M(x) = 24.53 x - 4.37 x^2$.

$$\begin{cases} x=0 & , & M(x=0) = 0 \text{ KN.m} \\ x=2.40 \text{ m} & , & M(x=2.40) = 33.70 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Compte tenu du semi encastrement aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour le moment M_z^{max} au niveau des appuis et en travée.

- Aux appuis : $Mu(a) = -0.3M_z^{max} = -10.26 \text{ KN.m}$
- En travées : $Mu(t) = 0.85M_z^{max} = 29.07 \text{ KN.m}$

III.2.6.2.3. Diagrammes des efforts :

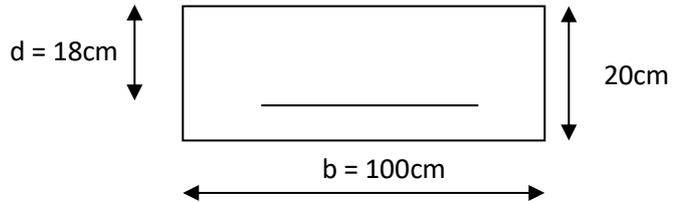


III.2.6. Calcul du ferrailage à l'ELU :

Le calcul se fera pour une bande de 1m en flexion simple.

➤ Armatures principales :**- Aux appuis :**

$$M_u (a) = -15.32 \text{ KN.m}$$



$$\mu_a = \frac{M_{u_a}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{15.32 \times 10^6}{1000 \times 180^2 \times 14.2} = 0.033$$

$$\mu_a = 0.033 < \mu_r = 0.392 \quad \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_a = 0.033 \Rightarrow \beta_u = 0.983$$

$$A_a = \frac{M_{u_a}}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{15320}{0.983 \times 18 \times 348} = 2.49 \text{ cm}^2$$

On opte pour : **5HA12** ($A_a = 5.65 \text{ cm}^2$) avec un espacement de $S_t = 20 \text{ cm}$.

- En travées :

$$M_t = 43.39 \text{ KN.m}$$

$$\mu_t = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{43.39 \times 10^6}{1000 \times 180^2 \times 14.2} = 0.09 < \mu_r = 0.392 \quad \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_a = 0.09 \Rightarrow \beta_u = 0.953$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{43390}{0.953 \times 18 \times 348} = 7.27 \text{ cm}^2$$

On opte pour : **5HA14 /ml** ($A_t = 7.69 \text{ cm}^2$) avec un espacement de $S_t = 20 \text{ cm}$

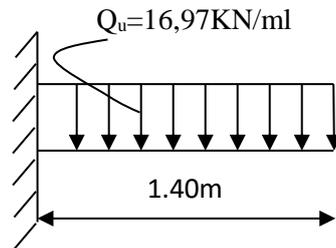
➤ Armatures de répartition :

Les volées et les paliers seront encastres dans une poutre brisée suivant la ligne de foulé donc on considère la paillasse comme une console encastree dans le calcul des armatures de répartition.

Calcul des moments fléchissant :

$$M_u = \frac{q_u l^2}{2}$$

$$M_u = \frac{16.97 \times (1.40)^2}{2} = 16.63 \text{ KN.m}$$



Il consiste à l'étude d'une section rectangulaire soumise à la flexion simple.

Calcul des armatures :

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{16.97 \times 10^6}{1000 \times 180^2 \times 14.2} = 0.037 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_u = 0.037 \Rightarrow \beta = 0.9815$$

$$A_r = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{16.97 \times 10^3}{0.9815 \times 18 \times 348} = 2.76 \text{ cm}^2$$

On adopte : **4HA10** = 3.14 cm² avec $S_t = 20 \text{ cm}$

III.2.7. Vérification à l'ELU :**III.2.7.1. Condition de non fragilité (BEAL 91, Art. A.4.2.1):**

$$A_{\min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_c} = 0.23 \times 100 \times 18 \times \frac{2.1}{400} = 2.17 \text{ cm}^2$$

- Aux appuis : $A_a = 5.65 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2.17 \text{ cm}^2$

- En travées : $A_t = 7.69 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2.17 \text{ cm}^2$

- Armatures de répartition : $A_r = 3.14 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2.17 \text{ cm}^2$

La condition est vérifiée

III.2.7.2. Espacement des barres BAEL 91 modifié 99 (Art A.8.2, 42) :➤ **Armatures principales :**

$$\left. \begin{array}{l} - \text{Aux appuis : } e = 20\text{cm} \\ - \text{En travées : } e = 20\text{cm} \end{array} \right\} < \min \{4h, 45\text{cm}\} = 45\text{cm} \quad \text{condition vérifiée.}$$

➤ **Armatures de répartition :**

$$\left. \begin{array}{l} - \text{Aux appuis : } e = 20\text{cm} \\ - \text{En travées : } e = 20\text{cm} \end{array} \right\} < \text{Min} \{4h, 45\text{cm}\} = 45\text{cm} \quad \text{condition vérifiée.}$$

III.2.7.3. Vérification de la contrainte de cisaillement BAEL 91 modifié 99 (A.5.1, 211) :

$$T_{u \max} = 36.72 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{u \max}}{bd} = \frac{36720}{1000 \times 180} = 0.204 \text{ MPa}$$

Fissuration peu préjudiciable:

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

$$\tau_u = 0.204 \text{ MPa} < 3.33 \text{ MPa} = \bar{\tau}_u \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

III.2.7.4. Justification des sections d'appuis (Art 5-1-3) :

$$A_s \geq \frac{T_{u \max}}{f_{su}} = \frac{36720}{348 \times 100} = 1.055 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 5.65 \text{ cm}^2 > 1.055 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

III.2.7.5. Contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres (BAEL 91, Art A.6.1.3) :

$$\text{Il faut vérifier que : } \tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\sum U_i = n \cdot \pi \cdot \Phi = 5 \times 3.14 \times 12 = 18.84 \text{ cm} \quad \tau_{se} = \frac{36720}{0.9 \times 180 \times 188.4} = 1.20 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1.20 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Donc pas de risque d'entraînement des barres.

III.2.7.6. Ancrage des barres (Art A.6.1, 221) :

Ancrage des barres aux appuis :

$$L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4\tau_s} \quad \text{Avec : } \bar{\tau}_s = 0.6\psi_s^2 f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.33 \text{ cm}$$

Forfaitairement : $L_s = 40\Phi = 40 \times 1.4 = 56 \text{ cm}$

Pour les armatures comportant des crochets, on prend : $L_a = 0.4L_s$

$$L_a = 0.4 \times 56 = 22.4 \text{ cm} \quad \Rightarrow L_a = 22.4 \text{ cm}$$

III.2.8. Vérifications à l'ELS :**III.2.8.1. Vérification des contraintes dans le béton et les aciers :**

$$M_t = 0.85M_z^{\max} = 0.85 \times 36.87 = 31.34 \text{ KN.m}$$

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} = K\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

- **En travées :** $A_{st} = 7.69 \text{ cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{A_t}{b.d} = \frac{7.69 \times 100}{100 \times 18} = 0.427$$

$$\rho_1 = 0.427 \Rightarrow \beta_1 = 0.90018, \alpha_1 = 0.2995 \text{ et } K = \frac{\alpha_1}{15(1-\alpha_1)} = \frac{0.2995}{15(1-0.2995)} = 0.0285$$

$$\alpha_1 = 0.2995 \Rightarrow K = 0.0285$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_t}{A_s \cdot \beta d} = \frac{31.34 \times 10^6}{769 \times 0.90018 \times 180} = 251.52 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K\sigma_{st} = 0.0285 \times 251.52 = 7.168 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} = 7.168 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow$ La condition est vérifiée.

- **Aux appuis :** $A_a = 5.65 \text{ cm}^2$

$$M_a = 0,3M_z^{\max} = 11.06 \text{ KN.m}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{b.d} = \frac{100 \times 5.65}{100 \times 18} = 0.313 \text{ *}$$

$$\rho_1 = 0.313 \Rightarrow \beta_1 = 0.9123 \text{ et } \alpha_1 = 0.263 \text{ et } K = \frac{\alpha_1}{15(1-\alpha_1)} = \frac{0.263}{15(1-0.263)} = 0.0237$$

$$\alpha_1 = 0.263 \Rightarrow K = 0.0237$$

$$\sigma_{St} = \frac{M_a}{A_s \cdot \beta d} = \frac{11.06 \times 10^6}{565 \times 0.9123 \times 180} = 119.21 \text{ MPa} < 400 \text{ MPa} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

$$\sigma_{bc} = K \sigma_{St} = 0,0237 \times 119.21 = 2.825 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 2.825 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

III.2.8.2. Vérification de la flèche :

Le calcul de la flèche s'impose si une des trois conditions suivantes, n'est pas vérifiée :

- a) $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0.20}{5.2} = 0.038 < \frac{1}{16} = 0.0625 \Rightarrow \text{condition non vérifiée}$
- b) $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \cdot \frac{M_t}{M_0} \Rightarrow \frac{0.20}{4.50} = 0.044 < \frac{31.34}{10 \times 36.87} = 0.085 \Rightarrow \text{condition non vérifiée}$
- c) $\frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{7.69}{100 \times 18} = 0.0043 < \frac{4.2}{400} = 0.0105 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$

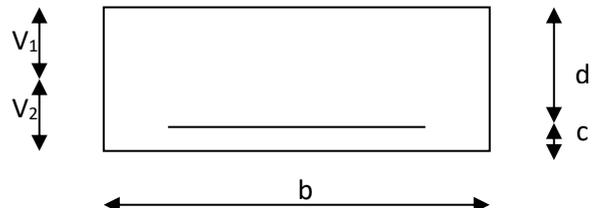
Deux conditions non vérifiées, alors on va procéder au calcul de la flèche :

$$f_i = \frac{M_s \times l}{10E_i \times I_{fi}} < \bar{f} = 0.5 \text{ cm} + \frac{l}{1000} = 5 + \frac{5200}{1000} = 10.2 \text{ mm}$$

Avec : f_i : flèche due aux charges instantanées,

E : Module de la déformation instantanée.

$$f_i = \frac{M_s \times l}{10E_i \times I_{fi}} \quad \text{ou} \quad E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164.195 \text{ MPa}$$



$$I_0 = \frac{b}{3}(V_1^3 + V_2^3) + 15A_t(V_2 - c)^2 \qquad V_1 = \frac{S_{xx}}{B_0}$$

$$S_{xx} : \text{Moment statique ; } S_{xx} = \frac{bh^2}{2} + 15.A_t.d$$

B_0 : Aire de la section homogénéisée ; $B_0 = b \times h + 15A_t$

$$V_1 = \frac{\frac{bh^2}{2} + 15.A_t.d}{b.h + 15A_t} = \frac{\frac{100 \times 20^2}{2} + 15 \times 7.69 \times 18}{100 \times 20 + 15 \times 7.69} = 10.44 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 10.44 = 9.56 \text{ cm}$$

D'où :

$$I_0 = \frac{100}{3} \left(10.44^3 + 9.56^3 \right) + 15 \times 7.69 (9.56 - 2)^2$$

$$I_0 = 73646.53 \text{ cm}^4$$

$$\rho = \frac{A}{b.d} = \frac{7.69}{100 \times 18} = 0.00427$$

$$\lambda_{v4} = \frac{0,02.f_{t28}}{(2 + 3.b_0/b).\rho} = \frac{0.02 \times 2.1}{(2 + 3) \times 0.00427} = 1.967$$

$$\mu = \max \left\{ 0; 1 - \frac{1,75.f_{t28}}{4.\rho.\sigma_s + f_{t28}} \right\}$$

$$\mu = \max \left\{ 0; 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.00427 \times 348 + 2.1} \right\} = 0.576$$

$$I_{fi} = 37980.07 \text{ cm}^4$$

En remplaçant tous les coefficients trouvés précédemment ; on aura une valeur de la flèche :

$$f = \frac{31.34 \times 10^6 \times 5200^2}{10 \times 32164.19 \times 71870.22 \times 10^4} = 6.94 \text{ mm.}$$

Donc $f < \bar{f} = 10.4 \text{ mm}$ **Condition vérifiée.**

III.2.8.3. Etat limite d'ouverture des fissures BAEL 91, (Art A.5.34) :

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc aucune vérification n'est à effectuer.

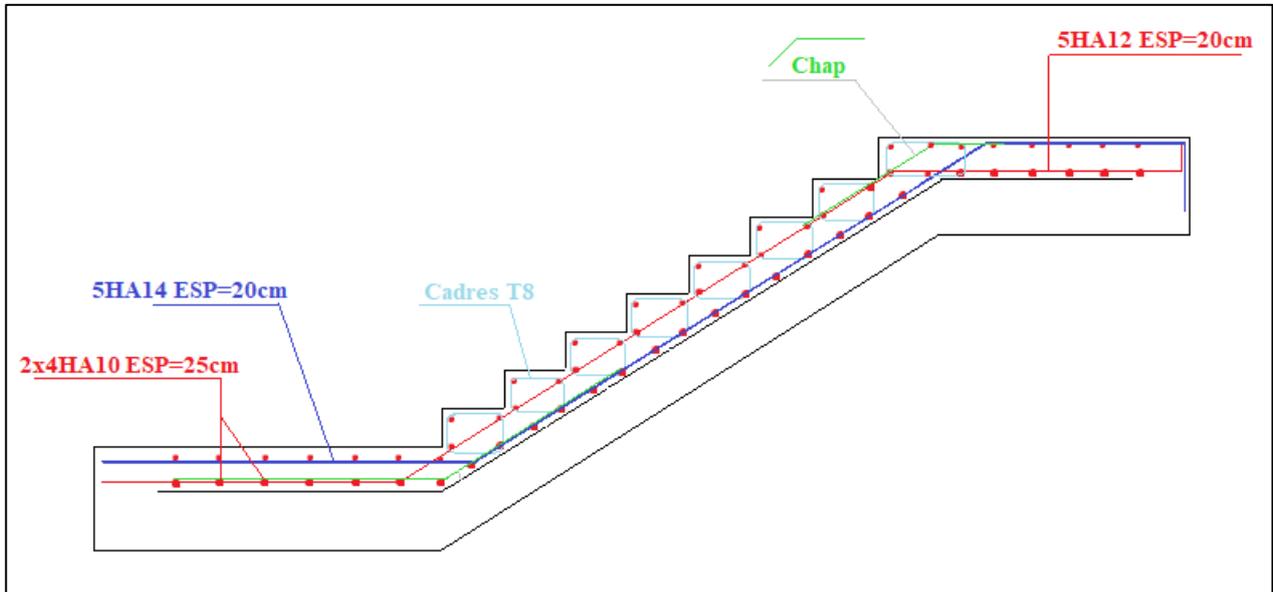
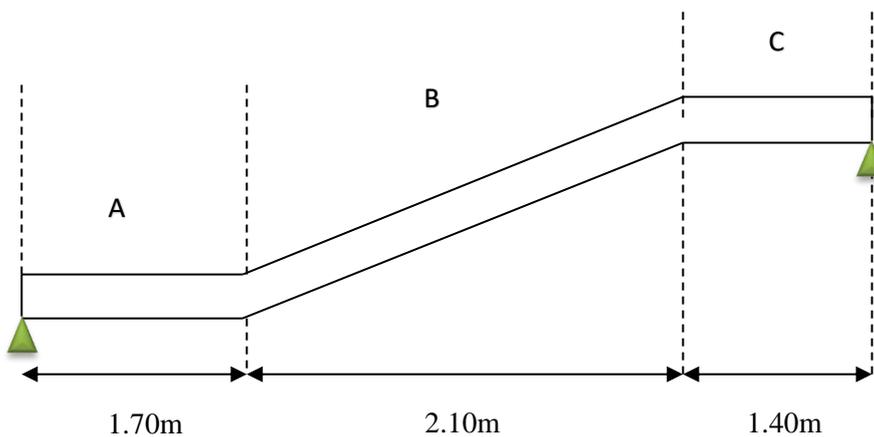


Figure III.2.9 : Schéma du ferrailage des escaliers.

III.3. Calcul de la poutre palière :

La poutre palière est une poutre d'une section rectangulaire (bxh), considérée comme semi encastree dans les poteaux. Elle est destinée à supporter son poids propre le poids de mur et la réaction du palier.

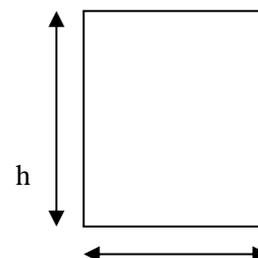
III.3.1. Pré dimensionnement :



Hauteur :

➤ La hauteur h_t est donnée par la relation suivante :

$$\frac{1}{15} \leq h_t \leq \frac{1}{10} \quad l : \text{longueur libre entre nus d'appuis}$$



On prend $h_t = 40$ cm

➤ La largeur b est donnée par la relation suivante :

$$0,4h_t \leq b \leq 0,7h_t \Rightarrow 16 \leq b \leq 28\text{cm}$$

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

Recommandations de RPA (Art 7.5.1) ;

$$b \geq 30\text{cm} , h \geq 30\text{cm} \quad \frac{h}{b} \leq 4 \rightarrow \frac{40}{30} = 1.33 \leq 4 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

La largeur de la poutre est donnée par :

$$0.4 h_t \leq b \leq 0.7 h_t \quad \text{d'où} \quad 16 \text{ cm} \leq h_t \leq 28 \text{ cm}$$

D'après les exigences du RPA, on opte pour : $b = 30$ cm

Notre poutre a pour dimension ($b \times h$) = (30×40) cm^2

III.3.2. Détermination des charges pour la poutre:

- ✓ Poids propre de la poutre (partie A) = $0,30 \cdot 0,4 \cdot 25 = 3$ KN/ml
- ✓ Poids propre de la poutre (partie B) = $\frac{0,4 \times 0,3 \times 25}{\cos(32.92^\circ)} = 3.57$ KN/ml
- ✓ Poids propre de la poutre (partie A) = $0,30 \cdot 0,40 \cdot 25 = 3$ KN/ml
- ✓ Effort tranchant à l'appui : **ELU** : $T_u = 36.72$ KN
ELS : $T_s = 26.48$ KN

III.3.3. Combinaison de charges :

ELU:

$$q_{uA} = 1,35G + \frac{2T_u}{L} = 1,35(3) + \frac{2(36.72)}{5.20} = 18.17 \text{ KN/ml}$$

$$q_{uB} = 1,35G + \frac{2T_u}{L} = 1,35(3.57) + \frac{2(36.72)}{5.20} = 18.94 \text{ KN/ml}$$

ELS :

$$q_{sA} = G + \frac{2T_u}{L} = (3) + \frac{2(26.48)}{5.20} = 13.18 \text{ KN/ml}$$

$$q_{sB} = G + \frac{2T_u}{L} = (3.57) + \frac{2(26.48)}{5.20} = 13.75 \text{ KN/ml}$$

III.3.4. Calcul des efforts internes à l'ELU :

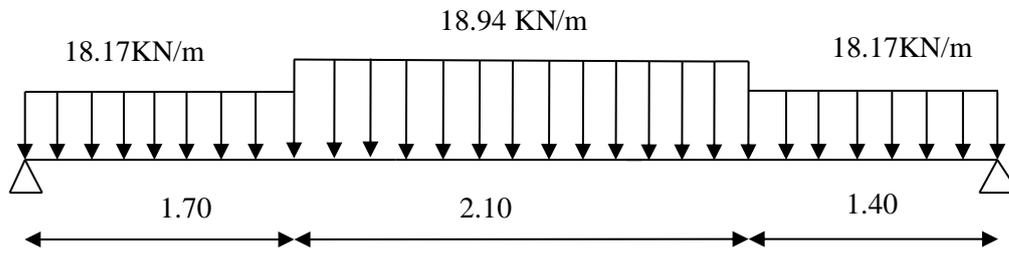


Figure III.3.1 : Schéma statique poutre palière ELU.

III.3.4.1. Réaction d'appuis :

$$\sum F / y = 0 \Rightarrow 1.70q_{uA} + 2.10q_{uB} + 1.40q_{uA} = R_A + R_B.$$

$$R_A + R_B = 1.70 \times 18.17 + 2.10 \times 18.94 + 1.40 \times 18.17 = 96.10$$

$$R_A + R_B = 96.10 \text{ KN}$$

$$\sum M/A=0 \Rightarrow R_B \times L = q_{uA} \times 1.70 \times \frac{1.70}{2} + q_{uB} \times 2.10 \times \left(1.70 + \frac{2.10}{2}\right) + q_{uA} \times 1.40 \times \left(\frac{1.40}{2} + 2.10 + 1.70\right)$$

$$R_B \times 5.2 = 18.17 \times 1.70 \times 0.85 + 18.94 \times 2.10(1.70 + 1.05) + 18.17 \times 1.40(0.7 + 2.10 + 1.70)$$

$$R_B = \frac{26.255 + 109.379 + 114.471}{5.2} = \frac{250.105}{5.2} = 48.10 \text{ KN.}$$

$$R_A = 96.10 - 48.10 = 48 \text{ KN}$$

$$R_A = 48 \text{ KN}$$

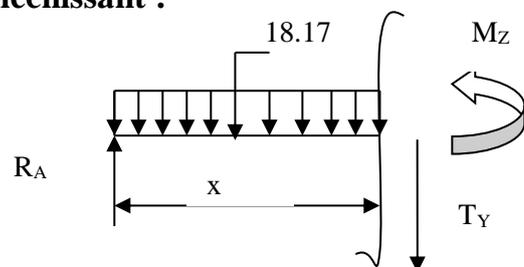
III.3.4.2. Calcul des efforts tranchants et moments fléchissant :

1^{ier} tronçon : $0 \leq x \leq 1.70$.

$$T(x) = R_A - q_{uA} \cdot x$$

$$T(x) = 48 - 18.17 x$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{pour } x = 0 \Rightarrow T_Y = 48 \text{ KN} \\ \text{pour } x = 1.7 \text{ m} \Rightarrow T_Y = 48 - 18.17 \times 1.70 = 48 - 30.889 = 17.11 \text{ KN.} \end{array} \right.$$



$$M(x) = R_A x - q_{uA} \frac{x^2}{2} = 48.x - \frac{18.17}{2} x^2$$

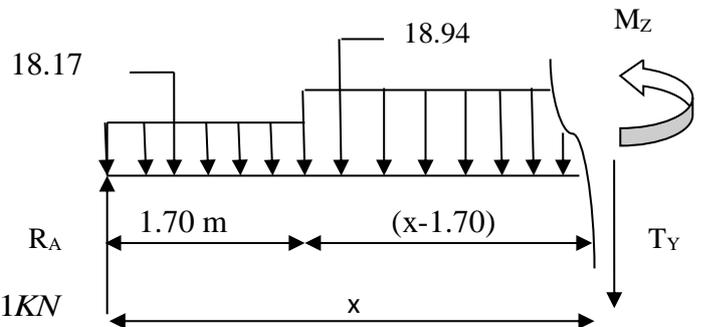
$$M(x) = 48x - 9.085 x^2.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{pour } x=0 \Rightarrow M(x) = 0 \text{ KN.m} \\ \text{pour } x = 1.70 \text{ m} \Rightarrow M(x) = 55.34 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

2^{ieme} tronçon : $1.70 \leq x \leq 3.80$

$$T(x) = R_A - q_{uA} (1.70) - q_{uB} (x-1.70)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{pour } (x=1.70) \Rightarrow T(x) = 48 - 18.17 \times 1.70 = 17.11 \text{ KN} \\ \text{pour } (x=3.80) \Rightarrow T(x) = 48 - 18.17 \times 1.70 - 18.94(3.80 - 1.70) = -22.66 \text{ KN}. \end{array} \right.$$



Calcul de la valeur de x pour laquelle $T_y = 0$ et $M_z = \max$

$$T(x)=0 \Rightarrow R_A - q_{uA} \times 1.70 - (x-1.70) q_{uB} = 0$$

$$T(x)=0 \Rightarrow x = \frac{R_A - q_{uA} \times 1.70 + 1.70 \times q_{uB}}{q_{uB}} = 2.60 \text{ m}$$

$$x = 2.60 \text{ m} \quad ; \quad x \in [1.70, 3.80].$$

$$M(x) = R_A x - q_{uA} \times 1.70 \times (x - 0.85) - q_{uB} \left(\frac{(x-1.70)^2}{2} \right).$$

$$M(x) = 48x - 18.17 \times 1.70(x - 0.85) - 18.94 \left(\frac{(x-1.70)^2}{2} \right).$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M(x=1.70) = 48(1.70) - 18.17 \times 1.70(1.70 - 0.85) = 55.34 \text{ KN.m} \\ M(x= 3.80) = 48(3.80) - 18.17 \times 1.70(3.80 - 0.85) - 18.94 \left(\frac{(3.80 - 1.70)^2}{2} \right) \\ M(x= 3.80) = 49.51 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

Calcul du moment max :

Le moment atteint sa valeur maximale à $x = 2.60m$

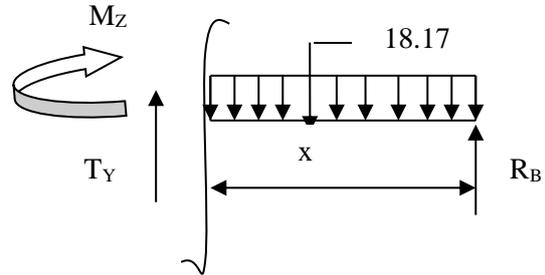
$M_{max} = 63.07 \text{ KN.m}$

3^{ème} tronçon : $0 \leq x \leq 1.40$.

$T(x) = -R_B + q_{uA} \cdot x$.

$T(x) = -48.10 + 18.17 x$.

$$\begin{cases} T(x=0) \Rightarrow T_Y = -48.10 \text{KN} \\ T(x=1.4) \Rightarrow T_Y = -48.10 + 18.17 \times 1.40 = -48.10 + 25.44 = -22.66 \text{KN}. \end{cases}$$



$$M(x) = R_B x - q_{uA} \frac{x^2}{2} = 48.10x - \frac{18.17}{2} x^2$$

$M(x) = 48.26 x - 9.085 x^2$.

$$\begin{cases} x=0 & , & M(x=0) = 0 \text{ KN.m} \\ x=1.40 \text{ m} & , & M(x=1.40) = 49.53 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Remarque :

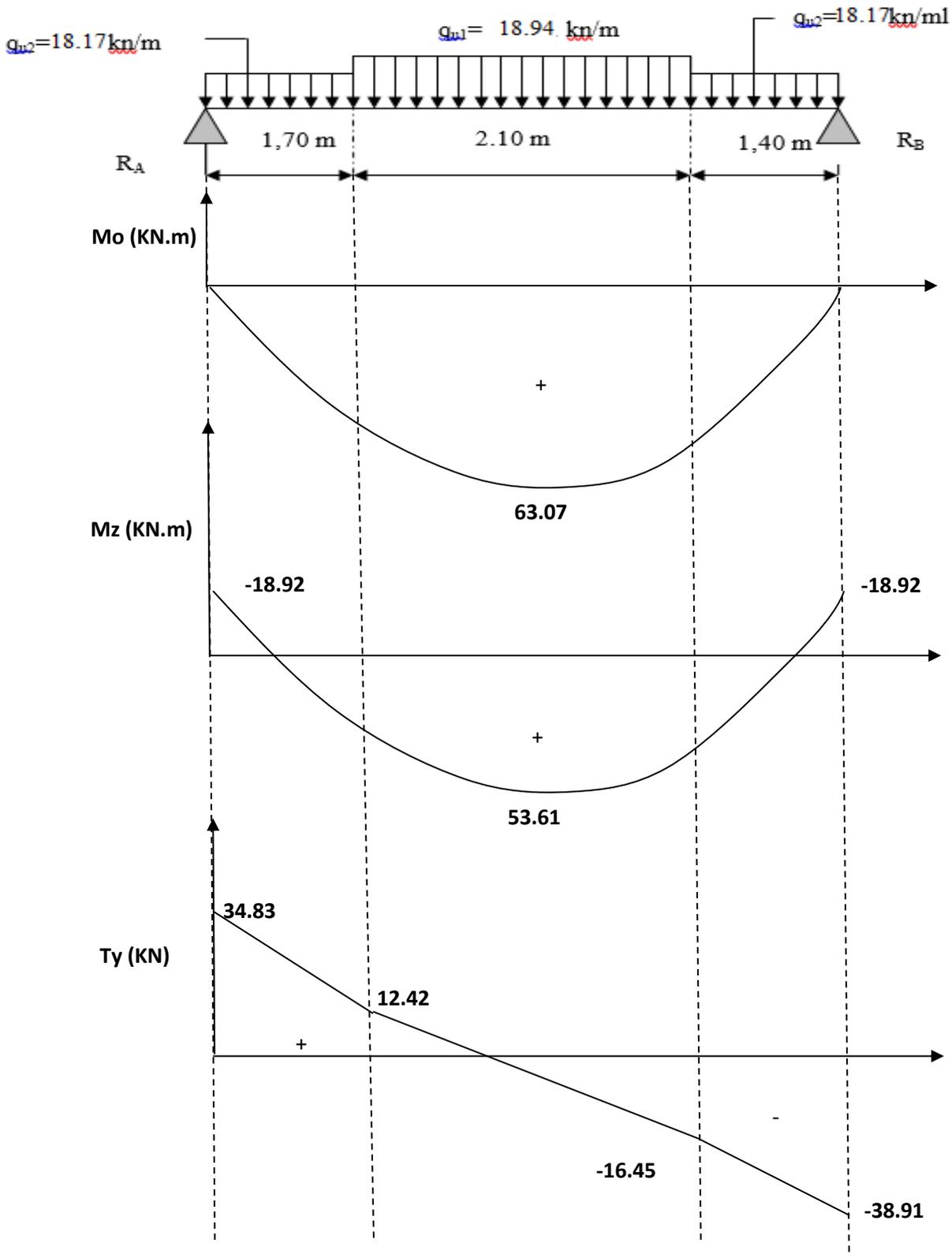
Compte tenu du semi encastrement aux extrémités, on porte une correction à l'aide des

Coefficients réducteurs pour le moment M_z^{max} au niveau des appuis et en travée.

- **Aux appuis** : $Mu(a) = -0.3M_z^{max} = -18.92 \text{ KN.m}$

- **En travées** : $Mu(t) = 0.85M_z^{max} = 53.61 \text{ KN.m}$

III.3.4.3. Diagrammes des efforts :



III.3.5. Calcul du ferrailage à l'ELU:

En travées : $h = 40 \text{ cm} ; d = 37 \text{ cm} ; c = 3 \text{ cm} ; b = 30 \text{ cm}.$

$$\mu_t = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{53.61 \times 10^3}{30 \times 37^2 \times 14.2} = 0.092$$

$$\mu_t = 0.092 < \mu_r = 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_t = 0.092 \Rightarrow \beta = 0.952$$

$$A_{ut} = \frac{M_{ut}}{\beta_1 \cdot d \cdot \sigma_{St}} = \frac{53.61 \times 10^3}{0.952 \times 37 \times 348} = 4.37 \text{ cm}^2$$

On prend : $A_{ut} = \mathbf{3HA14} = 4.62 \text{ cm}^2$

Aux appuis :

$$\mu_a = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{18.92 \times 10^3}{30 \times (37)^2 \times 14.2} = 0.032 < \mu_r = 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_t = 0.032 \Rightarrow \beta_1 = 0.984$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta_1 \cdot d \cdot \sigma_{St}} = \frac{18.92 \times 10^3}{0.984 \times 37 \times 348} = 1.49 \text{ cm}^2$$

On prend : $A_{ut} = \mathbf{3HA12} = 3.39 \text{ cm}^2$

III.3.6. Vérification à l'ELU :**III.3.6.1. Condition de non fragilité (Art-A-4.2, 1 BAEL):**

$$A_{\min} = 0.23 b \cdot d \frac{f_{t28}}{f_c} = 0.23 \times 30 \times 37 \times \frac{2.1}{400} = 1.34 \text{ cm}^2$$

a) **En travée :** $A_t = 4.62 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.34 \text{ cm}^2$

b) **Aux appuis :** $A_a = 3.39 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.34 \text{ cm}^2$

\Rightarrow La condition est vérifiée.

III.3.6.2. Armatures longitudinales RPA99 modifié 2003 (Art. 7.5.2.1)

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section.

$$A_a + A_t = 3HA14 + 3HA12 = 4.62 + 3.39 = 8.01 \text{ cm}^2 > 0.005 b_x h = 6.00 \text{ cm}^2$$

⇒ **Condition vérifiée**

III.3.6.3. Vérification de la section du béton à l'effort tranchant (Art-5-1-2-1 BAEL) :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2 f_{cj}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right\} = \{3.33 \text{ MPa}, 4 \text{ MPa}\} \text{ (Fissuration peu préjudiciable)}$$

$$\tau_u = \frac{48.10 \times 10^3}{300 \times 370} = 0.433 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.433 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \Rightarrow \text{La Condition est vérifiée.}$$

III.3.6.4. Influence de l'effort tranchant aux voisinages des appuis (Art. 5.1.3.2, BAEL):

a) **Influence sur les aciers :**

$$A_a \geq \frac{1.15}{f_e} \left(T_u + \frac{M_U}{0.9 \times d} \right) = \frac{1.15}{400} \left(48.10 \times 10^3 + \frac{18.92 \times 10^6}{0.9 \times 370} \right) = 3.02 \text{ cm}^2$$

$$A_{sa} = 3.39 \text{ cm}^2 > 3.02 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{La Condition est vérifiée}$$

Donc les armatures inférieures ancrées sont suffisantes.

b) **Influence sur le béton :**

$$T_{u\max} \leq 0.4b \times 0.9 \times d \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$0.4b \times 0.9d \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0.4 \times 300 \times 0.9 \times 370 \times \frac{25}{1.5} = 666 \text{ KN} > T_u = 91.14 \text{ KN}$$

⇒ **Condition est vérifiée**

III.3.6.5. Vérification de l'adhérence aux appuis :

$$\tau_u = \frac{T_{u\max}}{0.9d \times \sum U_i} \leq \bar{\tau}_u = \Psi \times f_{t28}$$

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

$$\sum U_i = n \cdot \pi \cdot \Phi = 3 \times 3.14 \times 1.2 = 11.304 \text{ cm}$$

$$\tau_u = \frac{48.10 \times 10^3}{0.9 \times 370 \times 11.304 \times 10} = 1.28 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1.28 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \text{La Condition est vérifiée}$$

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

III.3.6.6. Les armatures transversales :

Les diamètres des armatures transversales doivent être tel que :

$$\Phi < \min \left\{ \Phi_L ; \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} \right\} = \min \{ 14 ; 11.43 ; 30 \} = 11.43 \text{ mm}$$

$$\text{On prend un cadre et un étrier en HA8} \quad A_t = 4\text{HA8} = 2.01 \text{ cm}^2$$

III.3.6.7. Ecartement des barres :

D'après le **RPA2003 Art 7 .5.2.2**, l'espacement est donné selon deux zones :

a) **En zone nodale :**

$$A_t \geq 0.003 \times S \times b \Rightarrow S = \frac{A_t}{0.003 \times b} = \frac{2.01}{0.003 \times 30} = 22.33 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12\Phi \right\} = \min \{ 10 \text{ cm} ; 14.4 \text{ cm} \}$$

On prend : $S_t = 10 \text{ cm}$

b) **En zone courante :**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{40}{2} = 20 \text{ cm} \text{ Soit : } S_t = 15 \text{ cm}$$

III.3.6.8. Ancrage des barres (A-6-1-2) :

Ancrage des barres aux appuis :

$$L_s = \frac{\varphi \cdot f_e}{4\tau_s} \quad \text{Avec : } \bar{\tau}_s = 0.6\psi_s^2 f_{t28} = \tau_{su} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{1.4 \times 400}{4 \times 2.835} = 49.38 \text{ cm}$$

Les dépasse l'épaisseur de la poutre palière, il faut donc prévoir des crochets. La longueur de scellement mesurée hors crochets est de : $L_c = 0.4L_s$

Pour les HA 14 : $L_c = 0.4 \times 49.38 = 19.75 \text{ cm}$.

III.3.7. Calcul des efforts internes à l'ELS :

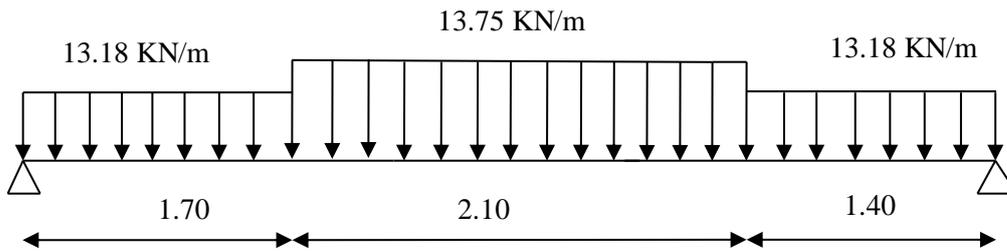


Figure III.3.2 : Schéma statique poutre palière ELS.

III.3.7.1. Réaction d'appuis :

$$\sum F / y = 0 \Rightarrow 1.70q_{sA} + 2.10q_{sB} + 1.40q_{uA} = R_A + R_B.$$

$$R_A + R_B = 1.70 \times 13.18 + 2.10 \times 13.75 + 1.40 \times 13.18 = 69.73$$

$$R_A + R_B = 69.73 \text{ KN}$$

$$\sum M/A=0 \Rightarrow R_B \times L = q_{sA} \times 1.70 \times \frac{1.70}{2} + q_{sB} \times 2.10 \times \left(1.70 + \frac{2.10}{2}\right) + q_{uA} \times 1.40 \times \left(\frac{1.40}{2} + 2.10 + 1.7\right)$$

$$R_B \times 5.2 = 13.18 \times 1.70 \times 0.85 + 13.75 \times 2.10(1.70 + 1.05) + 13.18 \times 1.40(0.7 + 2.10 + 1.70)$$

$$R_B = \frac{19.045 + 79.406 + 83.034}{5.2} = \frac{181.485}{5.2} = 34.90 \text{ KN.}$$

$$R_A = 69.73 - 34.90 = 34.83 \text{ KN}$$

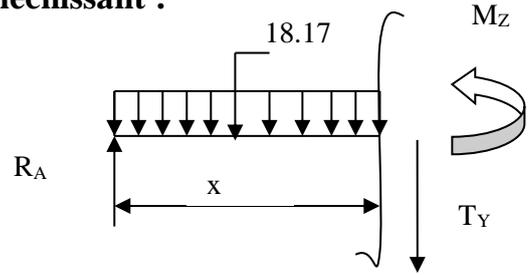
$$R_A = 34.83 \text{ KN}$$

III.3.7.2. Calcul des efforts tranchants et moments fléchissant :

1^{ier} tronçon : $0 \leq x \leq 1.70$.

$$T(x) = R_A - q_{sA} \cdot x$$

$$T(x) = 34.83 - 13.18 x$$



$$\begin{cases} \text{pour } x = 0 \Rightarrow T_y = 34.83 \text{ KN} \\ \text{pour } x = 1.70 \text{ m} \Rightarrow T_y = 12.42 \text{ KN} \end{cases}$$

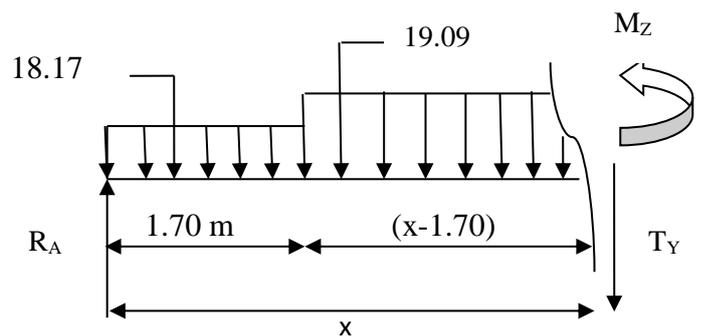
$$M(x) = R_A x - q_{sA} \frac{x^2}{2} = 48 \cdot x - \frac{13.18}{2} x^2$$

$$M(x) = 34.83x - 6.59 x^2$$

$$\begin{cases} \text{pour } x = 0 \Rightarrow M(x) = 0 \text{ KN.m} \\ \text{pour } x = 1.70 \text{ m} \Rightarrow M(x) = 40.17 \text{ KN.m} \end{cases}$$

2^{ieme} tronçon : $1.70 \leq x \leq 3.80$

$$T(x) = R_A - q_{sA} (1.70) - q_{sB} (x - 1.70)$$



$$\begin{cases} \text{pour } (x=1.70) \Rightarrow T(x) = 34.83 - 13.18 \times 1.70 = 12.42 \text{ KN} \\ \text{pour } (x=3.80) \Rightarrow T(x) = 34.83 - 13.18 \times 1.70 - 13.75(3.80 - 1.70) = -16.45 \text{ KN} \end{cases}$$

Calcul de la valeur de x pour laquelle $T_y = 0$ et $M_z = \max$

$$T(x) = 0 \Rightarrow R_A - q_{sA} \times 1.70 - (x - 1.70) q_{sB} = 0$$

$$T(x) = 0 \Rightarrow x = \frac{R_A - q_{sA} \times 1.70 + 1.70 \times q_{sB}}{q_{sB}} = 2.60 \text{ m}$$

$$x = 2.60 \text{ m} \quad ; \quad x \in [1.70, 3.80]$$

$$M(x) = R_A x - q_{sA} \times 1.70 \times (x - 0.85) - q_{sB} \left(\frac{(x - 1.70)^2}{2} \right).$$

$$M(x) = 34.83x - 13.18 \times 1.70(x - 0.85) - 13.75 \left(\frac{(x - 1.70)^2}{2} \right).$$

$$\begin{cases} M(x=1.70) = 40.17 \text{ KN.m} \\ M(x = 3.80) = 35.94 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Calcul du moment max :

Le moment atteint sa valeur maximale à **x = 2.60m**

M_{max} = 45.78 KN.m

3^{ème} tronçon : $0 \leq x \leq 1.40$.

$$T(x) = - R_B + q_{sA}x.$$

$$T(x) = - 34.90 + 13.18x.$$

$$\begin{cases} T(x = 0) \Rightarrow T_Y = -34.90 \text{ KN} \\ T(x = 1.4) \Rightarrow T_Y = -16.45 \text{ KN} \end{cases}$$

$$M(x) = R_B x - q_{sA} \frac{x^2}{2} = 34.90x - \frac{13.18}{2} x^2$$

$$M(x) = 34.90 x - 6.59 x^2.$$

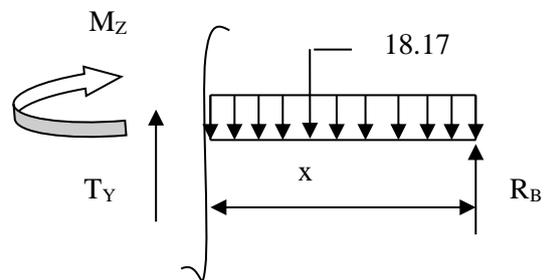
$$\begin{cases} x = 0 \quad , \quad M(x=0) = 0 \text{ KN.m} \\ x = 1.40 \text{ m} \quad , \quad M(x=1.40) = 35.94 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Remarque :

Compte tenu du semi encastrement aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour le moment M_z^{max} au niveau des appuis et en travée.

- **Aux appuis :** $M_s(a) = -0.3M_z^{max} = -13.73 \text{ KN.m}$

- **En travées :** $M_s(t) = 0.85M_z^{max} = 38.91 \text{ KN.m}$



III.3.8. Vérifications à l'ELS:**III.3.8.1. Vérification des contraintes :****a) Etat limite de compression du béton :**

$$\sigma_b \leq 0.6f_{c28} = 15\text{MPa}$$

$$1. \text{ Aux appuis : } \rho_1 = \frac{100.A_{app}}{b.d} = \frac{100 \times 3.39}{30 \times 37} = 0.305$$

$$\rho_1 = 0,305 \Rightarrow \beta_1 = 0,91325 ; \alpha_1 = 0.26025 \quad \text{et } K = \frac{\alpha_1}{15(1-\alpha_1)} = \frac{0.26025}{15(1-0.26025)} = 0.0235$$

$$\alpha = 0.26025 \Rightarrow K=0.0235$$

$$\sigma_{St} = \frac{M_a}{A_{app} \cdot \beta d} = \frac{13.73 \times 10^6}{339 \times 0.91325 \times 370} = 119.86 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \sigma_s = 0,0235 \times 119.86 = 2.82 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 2.82 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{La Condition est vérifiée}$$

2. En travée :

$$\rho_1 = \frac{100.A_{app}}{b.d} = \frac{100 \times 4.62}{30 \times 37} = 0.416$$

$$\rho_1 = 0,416 \Rightarrow \beta_1 = 0,9012 ; \alpha_1 = 0,2964 \quad \text{et } K = \frac{\alpha_1}{15(1-\alpha_1)} = \frac{0.2964}{15(1-0.2964)} = 0.0281$$

$$\sigma_{St} = \frac{M_t}{A_s \cdot \beta d} = \frac{38.91 \times 10^6}{462 \times 0,9012 \times 370} = 252.58 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \sigma_s = 0,0281 \times 252.58 = 7.097$$

$$\sigma_{bc} = 7.097 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{La Condition est vérifiée}$$

b) Vérification de la flèche :

Nous pouvons être dispensés du calcul de la flèche si les trois conditions suivantes sont vérifiées :

$$a) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0.40}{5.20} = 0.077 > \frac{1}{16} = 0.0625 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$b) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \cdot \frac{M_t}{M_0} \Rightarrow \frac{0.40}{5.20} = 0.077 < \frac{38.91}{10 \times 45.78} = 0.085 \Rightarrow \text{condition non vérifiée}$$

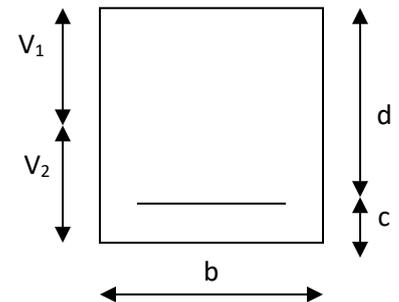
$$c) \frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{4.62}{30 \times 37} = 0.0042 < \frac{4.2}{400} = 0.0105 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

La deuxième condition n'est pas vérifiée, donc le calcul de la flèche est nécessaire.

$$f_i = \frac{M_s \times l}{10E_i \times I_{fi}} < \bar{f} = 0.5cm + \frac{l}{1000} = 5 + \frac{5200}{1000} = 10.2mm$$

Avec : f_i : flèche due aux charges instantanées,

E : Module de la déformation instantanée.



$$f_i = \frac{M_s \times l}{10E_i \times I_{fi}} \quad \text{ou} \quad E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164.195MPa$$

$$I_0 = \frac{b}{3}(V_1^3 + V_2^3) + 15A_t(V_2 - c)^2 \quad V_1 = \frac{S_{xx}}{B_0}$$

$$S_{xx} : \text{Moment statique ; } S_{xx} = \frac{bh^2}{2} + 15 \cdot A_t \cdot d$$

$$B_0 : \text{Aire de la section homogénéisée ; } B_0 = b \times h + 15A_t$$

$$V_1 = \frac{\frac{bh^2}{2} + 15 \cdot A_t \cdot d}{b \cdot h + 15A_t} = \frac{\frac{30 \times 40^2}{2} + 15 \times 4.62 \times 37}{30 \times 40 + 15 \times 4.62} = 20.93 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 40 - 20.93 = 19.07 \text{ cm}$$

D'où :

$$I_0 = \frac{30}{3} \left(20.93^3 + 19.07^3 \right) + 15 \times 4.62 (19.07 - 3)^2$$

$$I_0 = 178934.25 \text{ cm}^4$$

$$\rho = \frac{A}{b.d} = \frac{4.62}{30 \times 37} = 0.00416$$

$$\lambda_{v4} = \frac{0,02.f_{t28}}{(2 + 3.b_0/b).\rho} = \frac{0.02 \times 2.1}{(2 + 3) \times 0.00416} = 2.02$$

$$\mu = \max \left\{ 0; 1 - \frac{1,75.f_{t28}}{4.\rho.\sigma_s + f_{t28}} \right\}$$

$$\mu = \max \left\{ 0; 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.00416 \times 348 + 2.1} \right\} = 0.567$$

$$I_{fi} = 91746.6 \text{ cm}^4$$

En remplaçant tous les coefficients trouvés précédemment ; on aura une valeur de la flèche :

$$f = \frac{38.91 \times 10^6 \times 5200^2}{10 \times 32164.195 \times 91746.6 \times 10^4} = 3.57 \text{ mm.}$$

Donc $f < \bar{f} = 10.4 \text{ mm}$ **Condition vérifiée.**

c) Etat limite de déformation :

La fissuration étant peu nuisible \Rightarrow la vérification des contraintes dans les aciers n'est pas nécessaire.

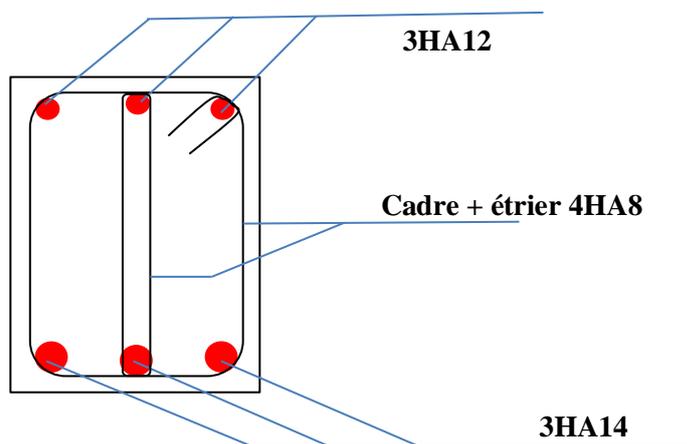


Figure III.3.3 : Schéma Ferrailage poutre palière

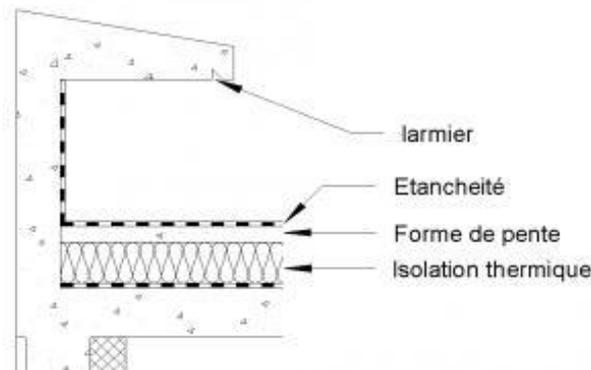
III.4. Calcul de l'acrotère

III.4.1. Introduction

Notre bâtiment comporte une terrasse inaccessible délimitée par un acrotère assimilé à une console verticale encastrée au niveau du plancher.

L'acrotère est un élément en béton armé, de protection qui se trouve du supérieur du bâtiment, non structural assimilé à une console encastrée à sa base au plancher terrasse. Il est soumis à la flexion composée due à :

- Un effort normal provoqué par son poids propre (G)
- Un moment de flexion provoqué par une force horizontale due à la surcharge (Q), exercée par la main courante, ou bien une force sismique.



Acrotère.

Le calcul de l'acrotère se fera sur une bande de 1m à la flexion composée engendrée par l'effort normal dû au poids propre, et le moment fléchissant maximal à la base dû aux forces horizontales. Donc la section la plus défavorable est la section de l'encastrement.

III.4.2. Dimensionnement

Hauteur : $h=70\text{cm}$.

Epaisseur : $h_0=10\text{cm}$.

Enrobage : $c=c'=2\text{cm}$.

Surface totale : $S=0.08275\text{ cm}^2$.

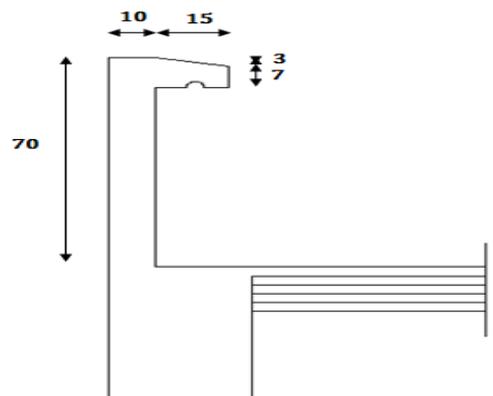


Figure III.4.1 : Coupe transversale d'un acrotère.

Chargement

Poids propre : $G = \gamma_b \times S = 25 \times 0.08275 = 2.069\text{ KN/ml}$.

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

III.4.3. Détermination des sollicitations

Effort normal dû au poids propre : $N=G \times 1 = 2.069 \text{KN}$

Effort tranchant : $T=Q \times 1 = 1 \text{KN}$

Moment de renversement : $M=P.h.1 = 1 \times 0.7 \times 1 = 0.7 \text{KN.m}$

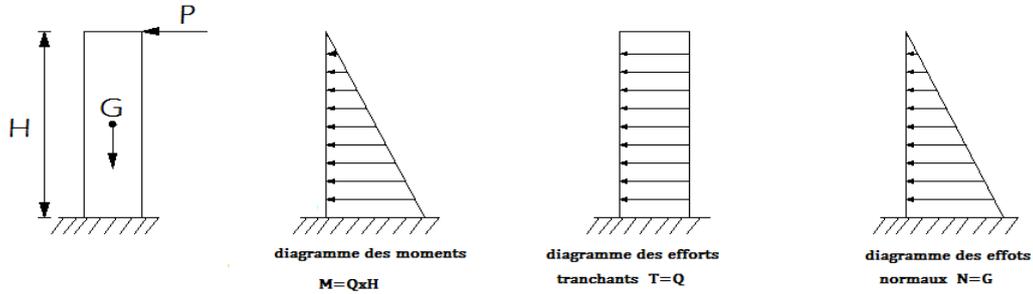


Figure III.4.2 Diagramme des efforts internes de l'acrotère.

Combinaison de charges

A l'ELU $q_u = 1.35G + 1.5Q$

- Effort normal dû à G : $N_u = 1.35G = 1.35 \times 2.069 = 2.793 \text{KN/ml}$;
- Effort tranchant : $T_u = 1.5T = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{KN}$;
- Moment de renversement dû à Q : $1.5M_Q = 1.5 \times 0.7 = 1.05 \text{KN.m}$.

A l'ELS $q_s = G + Q$.

- Effort normal dû à G : $N_u = G = 2.069 = 2.069 \text{KN/ml}$;
- Effort tranchant : $T_u = T = 1 \text{KN}$;
- Moment de renversement dû à Q : $M_Q = 0.7 = 0.7 \text{KN.m}$.

III.4.4. Calcul à l'état limite ultime (ELU)

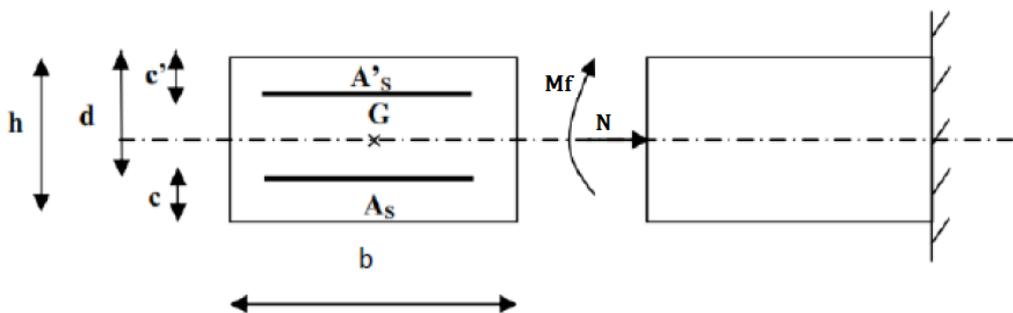


Figure III.4.3 Section rectangulaire soumise à la flexion composée.

$b = 100 \text{cm}$, $h = 10 \text{cm}$, $d = 8 \text{cm}$, $c = 2 \text{cm}$, $f_e = 400 \text{MPa}$, $\sigma_{st} = 348 \text{MPa}$, $f_{bc} = 14.2 \text{MPa}$.

Soit : $\left\{ \begin{array}{l} c : \text{centre de pression.} \\ e : \text{excentricité.} \end{array} \right.$

A. Calcul de centre de pression

$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{1.05}{2.793} = 0.376\text{m} = 37.6\text{cm.}$$

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

$$e = 37.6\text{cm} > \frac{h}{2} - c = 3\text{cm.}$$

Donc le centre de pression c_p se trouve à l'extérieur de la section, et puisque N_u est un effort de compression, nous pouvons déduire que la **section est partiellement comprimée**.

Le principe de calcul est d'étudier la section du béton en flexion simple sous un moment fictif « M_f » afin de déterminer les armatures fictives « A_f » puis en flexion composée pour déterminer les armatures réelles « A ».

B. Calcul en flexion simple

Moment fictif (M_f)

$$M_f = N_u \times g.$$

g : distance entre le centre de pression C_p et le CDG des armatures inférieures.

$$g = e_u + \left(\frac{h}{2} - c \right) = 0.376 + \left(\frac{0.1}{2} - 0.02 \right) = 0.406\text{m.}$$

$$M_f = 2.793 \times 0.406 = 1.134 \text{ KN.m}$$

Moment réduit

$$\mu_b = \frac{M_f}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{1.134 \times 10^6}{1000 \times 80^2 \times 14.2} = 0.012 < \mu_1 = 0.392$$

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 $\mu = 0.012$: $\beta = 0.994$

Armatures fictives

$$A_f = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{1.134 \times 10^6}{0.994 \times 80 \times 348} = 0.41 \text{ cm}^2$$

C. Calcul en flexion composée

La section réelle des armatures est :

$$A_s = A_f - \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 0.41 - \frac{2.793 \times 10}{348} = 0.33 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 0.33 \text{ cm}^2$$

$$A_{sc} = 0 \text{ cm}^2$$

III.4.5. Vérifications à l'ELU

III.4.5.1. Condition de non fragilité BAEI 91 modifier 99 (Art A.4.2 ,1)

$$A_s \geq A_{min}$$

$$A_{min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} \left[\frac{e_s - 0.445d}{e_s - 0.185d} \right]$$

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0.7}{2.069} = 0.338m = 33.8cm$$

$$A_{min} = 0.23 \times 100 \times 8 \times \frac{2.1}{400} \left[\frac{33.8 - 0.445 \times 8}{33.8 - 0.185 \times 8} \right] = 0.904cm^2$$

$$A_{min} = 0.904cm^2 > A_s = 0.41cm^2 \dots\dots\dots \text{Condition non vérifiée.}$$

III.4.5.2. Armatures principales :

La section d'armatures donnée par 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 :

$$A_s = A_{min} = 0.904 cm^2.$$

Soit : $A_{adopté} = 5HA10 = 3.93 cm^2/ml$. Avec un espacement $St = 20 cm$.

III.4.5.3. Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{3.93}{4} = 0.9825cm^2$$

Soit : $A_{adopté} = 4HA10 = 3.14cm^2/ml$. Avec un espacement $St = 20cm$.

III.4.5.4. Vérification au cisaillement BAEI 91 modifié 99 (Art A.5.1 ,211)

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0.15 \frac{25}{1}; 4MPa \right) = 2.5MPa \quad \text{et} \quad \tau_u = \frac{v_u}{bxd} = \frac{1.5 \times 10^3}{100 \times 8} = 0.019MPa.$$

$$\tau_u = 0.019MPa < \bar{\tau}_u = 2.5MPa \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

III.4.5.5. Vérification de l'adhérence des barres BAEI 91 modifié (Art A.6.1 ,3)

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$$

Avec : $\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28} \quad (\Psi_s = 1.5 \text{ H.A})$

et $\tau_{se} = \frac{v_u}{0.9d \sum U_i} \quad (\sum U_i = n\pi\phi = 5 \times 3.14 \times 1 = 15.7cm = 157mm)$

$$\bar{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15MPa. \quad \text{et} \quad \tau_{se} = \frac{1.5 \times 10^3}{0.9 \times 80 \times 157} = 0.132MPa$$

$$\tau_{se} = 0.132MPa < \bar{\tau}_{se} = 3.15MPa. \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

III.4.5.6. Ancrages des barres BAEL91 modifié 99 (Art 5.1.221)

Pour les aciers à haute adhérence FeE400 et pour $f_{c28} = 25$ MPa, la longueur de scellement droite l_s est égale à :

$$l_s = 35\phi = 35 \times 1 = 35 \text{ cm}$$

. Une valeur plus précise est donnée par l'expression suivante :

$$l_s = \phi \frac{f_e}{4\tau_{su}} = \phi \frac{f_e}{4(0.6f_{t28}\Psi^2)} = 1 \frac{400}{4(0.6 \times 2.1 \times 1.5^2)} = 35.2 \text{ cm}$$

$$l_s = 35.2 \text{ cm.}$$

Donc la longueur de scellement droite est prise égale à : $l_s = 30 \text{ cm.}$

III.4.5.7. Espacements des barres BAEL 91 modifié (Art. A.8.2, 42)

Pour des charges concentrées :

III.4.5.7.1. Armatures principales

$$St = 20 \text{ cm} = \min(2h; 25 \text{ cm}) = 20 \text{ cm.} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

III.4.5.7.2. Armatures de répartition

$$St = 20 \text{ cm} < \min(3h; 33 \text{ cm}) = 20 \text{ cm.} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

III.4.5.8. Vérification de l'acrotère au séisme RPA 99, modifier 2003 (Art 4-42)

Les forces horizontales de calcul F_p agissantes sur les éléments non structuraux et les équipements ancrés à la structure sont calculées suivant la formule :

$$F_p = 4A C_p W_p$$

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le tableau (4.1) pour la zone et le groupe d'usage approprié

C_p : Facteur de force horizontale variant entre 0.3 et 0.8 (voir tableau 6.1).

W_p : Poids de l'élément considéré.

L'action des forces horizontales F_p , doit être inférieure ou égale à l'action de la main courante Q.

$$A = 0,15$$

$$C_p = 0,8$$

$$W_p = 2.069 \text{ KN/ml}$$

$$F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 2.069 = 0.99$$

$$F_p = 0.99 \text{ KN/ml} < Q = 1 \text{ KN /ml.} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

III.4.6. Vérification des contraintes à l'ELS

L'acrotère est un élément exposé aux agents atmosphériques (intempéries ...). La fissuration est donc considérée préjudiciable.

III.4.6.1. Contraintes dans l'acier $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e, \max(0.5 f_e, 110 \sqrt{n \cdot f_{t28}}) \right\}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} \times 400, \max(0.5 \times 400, 110 \sqrt{1.6 \times 2.1}) \right\}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \{ 266.667; \max(200; 201.633) \} = 201.633 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s}$$

$$\rho = \frac{100 A_s}{bd} = \frac{100 \times 3.93}{100 \times 8} = 0.494 \quad \text{D'où } \beta_1 = 0.894 \text{ et } k_1 = 32.17$$

$$\sigma_{st} = \frac{0.7 \times 10^6}{0.894 \times 80 \times 3.93 \times 10^2} = 24.90 \text{ MPa.}$$

$\sigma_{st} = 24.90 \text{ Pa} < \bar{\sigma}_{st} = 201.633 \text{ MPa} \dots \dots \dots$ **Condition vérifiée.**

III.4.6.2. Contrainte dans le béton

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

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{24.90}{32.17} = 0.774 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} = 0.774 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots$ **Condition vérifiée.**

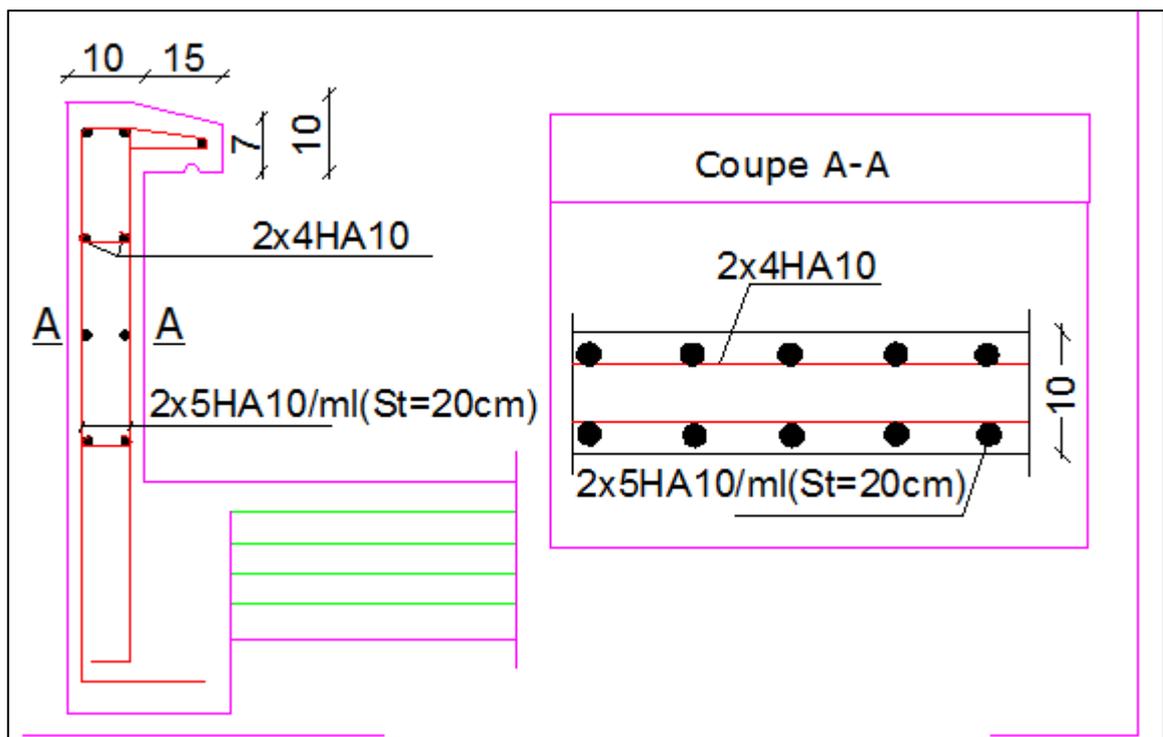


Figure III.4.4 : Schéma du ferrailage de l'acrotère.

III.5. Calcul du balcon :

Le balcon est assimilé à une console encastrée à une extrémité, réalisée en dalle pleine.

Le calcul se fera pour une bande de 1 m de largeur sous les sollicitations suivantes :

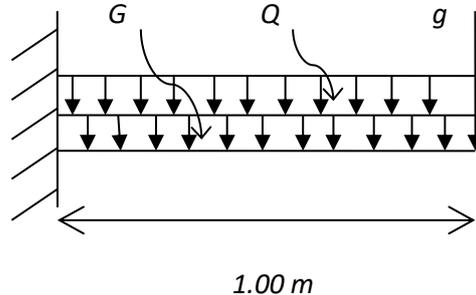


Figure III.5.1 : schéma statique du chargement du balcon.

G : charge permanente uniformément répartie due au poids propre de la dalle pleine.

Q : surcharge d'exploitation verticale revenant au balcon.

g : charge verticale concentrée due à l'effet du poids propre du garde-corps en brique creuse de 10 cm d'épaisseur.

III.5.1. Dimensionnement du balcon :

L'épaisseur de la dalle pleine est déterminée comme suit :

$$e_p = \frac{l}{10} = \frac{100}{10} = 10 \text{ cm}$$

On optera pour une épaisseur de 15 cm.

III.5.2. Détermination des charges et surcharges du balcon :

- Charges permanentes :

Eléments		Charges permanentes (KN/m ²)	Résultats (KN/m ²)
Dalle pleine		25 × 0.15	3.75
Revêtements	Carrelage	22 × 0.02	0.44
	Mortier de pose	22 × 0.02	0.44
	Couche de sable	18 × 0.02	0.36
	Enduit de ciment	18 × 0.02	0.36
Somme (G)			5.35

Tableau III.5.1 : Charges permanentes du balcon

Charge concentrée (Poids propre du garde-corps) :

N°	Eléments	Hauteur (m)	Epaisseur (m)	ρ (kN/m ³)	G (kN/ml)
1	Enduit de ciment	1.00	0.02	18	0.36
2	Briques creuses	1.00	0.1	9	0.9
3	Enduit de ciment	1.00	0.02	18	0.36
Charge permanente totale Gt					1.62

Tableau III.5.2 : Charge concentrée sur le balcon due au poids propre du garde corps.

- Surcharge d'exploitation :

$$Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$$

III.5.3. Combinaisons de charges :

- A l'ELU :

➤ La dalle :

$$q_u = (1.35G + 1.5 Q) \times 1m = (1.35 \times 5.35) + (1.5 \times 3.5) = 12.47 \text{ KN/ml}$$

➤ Le garde-corps :

$$g_u = (1.35 \times g) \times 1 m = 1.35 \times 1.62 = 2.187 \text{ KN}$$

- A P'ELS :

➤ La dalle :

$$q_s = (G + Q) \times 1 \text{ m} = 5.35 + 3.5 = 8.85 \text{ KN/ml}$$

➤ Le garde-corps :

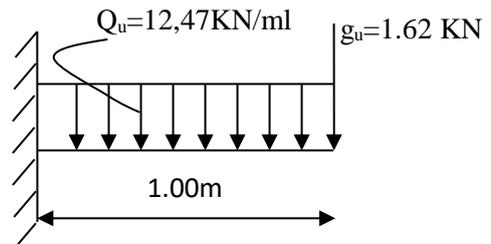
$$g_s = g = 1.62 \text{ KN}$$

III.5.4. Calcul des moments fléchissant :

- A P'ELU :

$$M_u = \frac{q_u l^2}{2} + g_u \times l$$

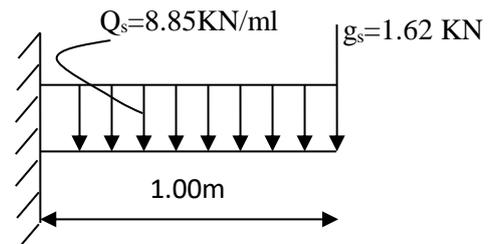
$$M_u = \frac{12.47 \times (1.00)^2}{2} + 2.187 \times 1.00 = 8.42 \text{ KN.m}$$



- A P'ELS :

$$M_s = \frac{q_s l^2}{2} + g_s \times l$$

$$M_s = \frac{8.85 \times (1.00)^2}{2} + 1.62 \times 1.00 = 6.045 \text{ KN.m}$$



III.5.5. Ferrailage à P'ELU :

Il consiste à l'étude d'une section rectangulaire soumise à la flexion simple.

III.5.5.1. Armatures principales :

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{8.42 \times 10^6}{1000 \times 130^2 \times 14.2} = 0.035 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_u = 0.035 \Rightarrow \beta = 0.982$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{8.42 \times 10^3}{0.982 \times 13 \times 348} = 1.89 \text{ cm}^2$$

On adopte : **5HA12** = 5.65 cm² avec $S_t = 20 \text{ cm}$

III.5.5.2. Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41 \text{ cm}^2$$

Soit une section de **4HA12** = 4.52 cm² avec $S_t = 25 \text{ cm}$

III.5.6. Vérifications à l'ELU :**III.5.6.1. Conditions de non fragilité : (A.4.2,1/BAEL91modifié 99)**

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 13 \times \frac{2.1}{400} = 1.57 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 1.57 \text{ cm}^2 < A_s = 5.65 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

III.5.6.2. Vérification de l'entrainement des barres : (A.6.1,3/BAEL91modifié 99)

$$\tau_u = \frac{V_u}{0.9 \times d \times \sum U_i} \leq \bar{\tau}_{se}$$

$$V_u = q_u \times l + g_u$$

$$V_u = (8.42 \times 1.00) + 2.187 = 10.61 \text{ KN}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \psi \times f_{t28} = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\sum U_i = n \times \pi \times \Phi = 5 \times 3.14 \times 12 = 188.4 \text{ mm}$$

D'où :

$$\tau_{se} = \frac{10.61 \times 10^3}{0.9 \times 130 \times 188.4} = 0.481 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

III.5.6.3. Vérification au cisaillement : (A.5.1,2/BAEL91modifié 99)

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u$$

Avec :

$$\overline{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right\} = 3.33 \text{ MPa} \quad (\text{fissuration peu préjudiciable}).$$

$$\tau_u = \frac{10.61 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0.082 \text{ MPa} < \overline{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

\Rightarrow Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

III.5.6.4. Vérification de l'espacement des barres : (Art A.8.2,42/BAEL91 modifié99)

- Armatures principales :

$$S_{tl} = 20 \text{ cm} < \min \{3h ; 33\} = 33 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- Armatures de répartition :

$$S_{t2} = 25 \text{ cm} < \min \{4h ; 45\text{cm}\} = 45 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

III.5.7. Vérification à l'ELS :

III.5.7.1. Contraintes dans le béton :

$$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc}.$$

Il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte dans le béton si les conditions suivantes sont satisfaites :

- La section est rectangulaire
- La nuance des aciers est FeE400

$$- \alpha < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{8.42}{6.045} = 1.39$$

$$\mu_1 = \frac{M_s}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{6.045 \times 10^6}{1000 \times 130^2 \times 14.2} = 0.025$$

$$\mu = 0.025 \quad \Rightarrow \quad \alpha = 0.628$$

$$\frac{1.39 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.445$$

$$\alpha > \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition non vérifiée.}$$

Donc on doit vérifier la contrainte dans le béton :

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\rho_1 = \frac{100 A_t}{b.d} = \frac{100 \times 5.65}{100 \times 13} = 0.439$$

$$\rho_1 = 0.439 \Rightarrow \beta_1 = 0.899 \quad \alpha_1 = 0.303 \quad \text{et} \quad K = \frac{\alpha_1}{15(1-\alpha_1)} = \frac{0.303}{15(1-0.303)} = 0.028$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{A_s \cdot \beta d} = \frac{6.045 \times 10^6}{565 \times 0.899 \times 130} = 91.55 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \sigma_s = 0.028 \times 91.55 = 2.56$$

$$\sigma_{bc} = 2.56 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{La Condition est vérifiée}$$

III.5.7.2. Longueur de scellement :

La longueur de scellement droit est donnée par :

$$l_s = - \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_s}$$

$$\overline{\tau}_s = 0.6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.84 \text{ MPa}$$

$$l_s = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.84} = 42.25 \text{ cm} . \quad \text{Soit : } l_s = 45 \text{ cm}$$

Pour des raisons de pratique on adopte un crochet normal.

La longueur de recouvrement d'après l'article (A.6.1, 253/BAEL91 modifié 99) est fixée pour les barres à haute adhérence à :

$$L_r = 0.4 L_s = 0.4 \times 45 = 18 \text{ cm}$$



On adopte : $L_r = 20 \text{ cm}$.

III.5.7.3. Contraintes dans les armatures :

La fissuration est peu nuisible, donc la vérification dans les aciers est inutile.

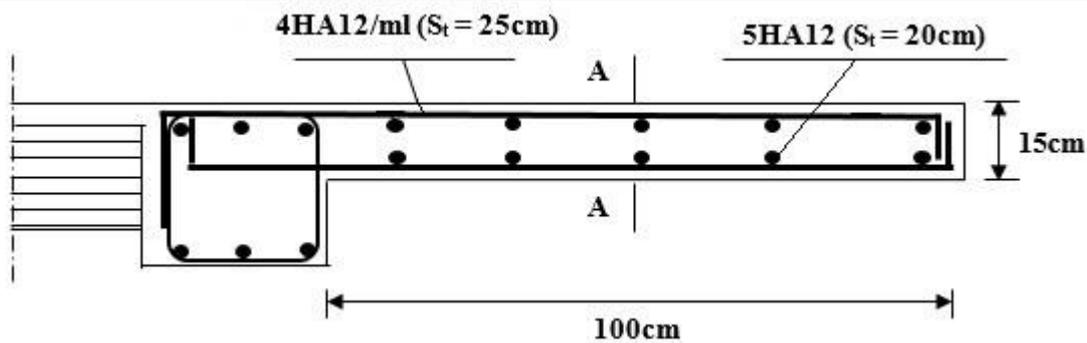
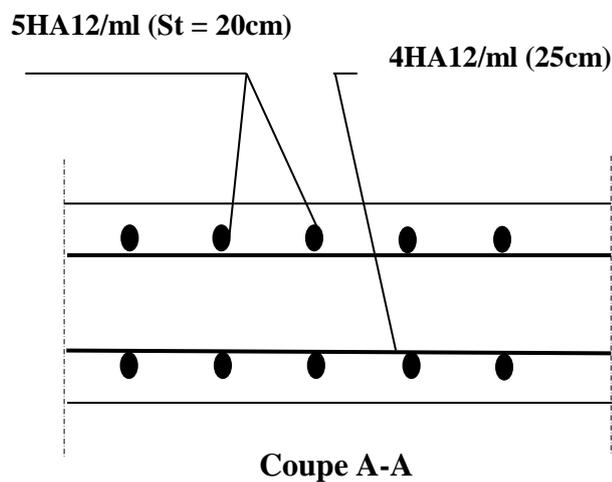


Figure III.5.2 : schéma Ferrailage du balcon.



III.6. La poutre de chaînage :

III.6.1. Introduction :

Les poutres de chaînage sont des poutres en béton armé; elles reposent sur deux appuis des poutres principales, elles supportent leur poids propre et le poids des cloisons extérieures ; ceinturant les façades à chaque étage au niveau du plancher, cela les aide à rester solidaires de la structure, elles servent de porte à faux.

III.6.2. Dimensionnement :

Les dimensions de la poutre sont données par les formules suivantes :

- **L'épaisseur :**

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \quad \text{avec} \quad L = 540 - 25 = 515 \text{ cm}$$

$$\frac{L}{15} = \frac{515}{15} = 34.33 \text{ cm} \leq h \leq \frac{L}{10} = \frac{515}{10} = 51.5 \text{ cm}$$

- ✓ **On prend une hauteur $h = 40 \text{ cm}$**

- **La largeur :**

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

$$0.4h = 16 \leq b \leq 0.7h = 28$$

- ✓ **On prend une largeur $b = 25 \text{ cm}$**

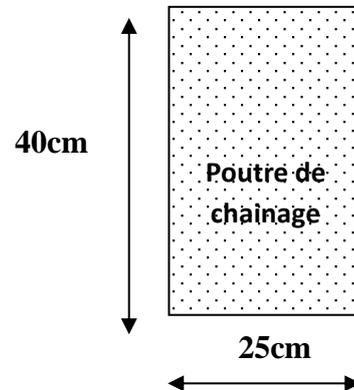


Figure III.6.1 : Coupe transversal de la poutre

III.6.3. Evaluation des charges et surcharges :

- **Les charges permanentes :**

Poids propre de la poutre : $0,25 \times 0,40 \times 25 = 2.5 \text{ KN/ml}$

Poids du mur (double cloison) : $(3,06 - 0,40) \times 2,4 = 6.384 \text{ KN/ml}$

Poids du plancher : $(6.01 \times 0,65/2) = 1,953 \text{ KN/ml}$

on aura: $G_T = 10.84 \text{ KN/ml}$.

- **La surcharge d'exploitation :**

$Q = 1,5 \times (0,65/2) = 0,487 \text{ KN/ml}$.

- **Combinaisons de charges :**

ELU : $q_u = 1,35G + 1,5 Q = 1,35 \times 10,84 + 1,5 \times 0,487 = 15.365 \text{ KN/ml}$.

ELS: $q_s = G + Q = 10,84 + 0,487 = 11.327 \text{ KN/ml}$.

III.6.4. Etude de la poutre à l'ELU :

On considère la poutre comme étant une poutre simplement appuyée sur deux appuis.

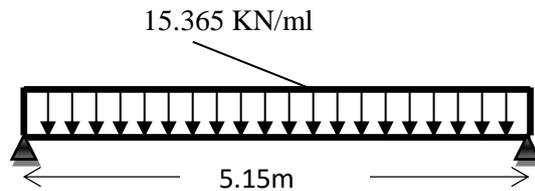


Figure III.6.2 : Schéma statique de calcul à l'ELU.

III.6.5. Calcul des efforts :**III.6.5.1. Calcul des moments :**

Afin de tenir compte des semi-encastremets aux appuis, on affectera les moments par des coefficients tel que :

2) **En travée** : $M_t = 0,85 \cdot q_u l^2 / 8$

$$M_t = 0,85 \times 15.365 \times \left(\frac{5.15^2}{8} \right) = 43.30 \text{ KN.m}$$

3) **Aux appuis** : $M_a = (-0,30) \cdot q_u l^2 / 8$

$$M_a = -0,30 \times 15.365 \times \left(\frac{5.15^2}{8} \right) = -15.28 \text{ KN.m}$$

III.6.5.2. Calcul des réactions d'appuis :

$$R_A = R_B = q_u \times \frac{l}{2} = 15.365 \times \frac{5.15}{2} = 39.56 \text{ KN.m}$$

III.6.5.3. Effort tranchant :

$$T(x) = -15.365 x + 39.56$$

$$\text{Pour } (x=0) \rightarrow T(0) = 39.56 \text{ KN}$$

$$\text{Pour } (x=5.15) \rightarrow T(5.15) = -39.56$$

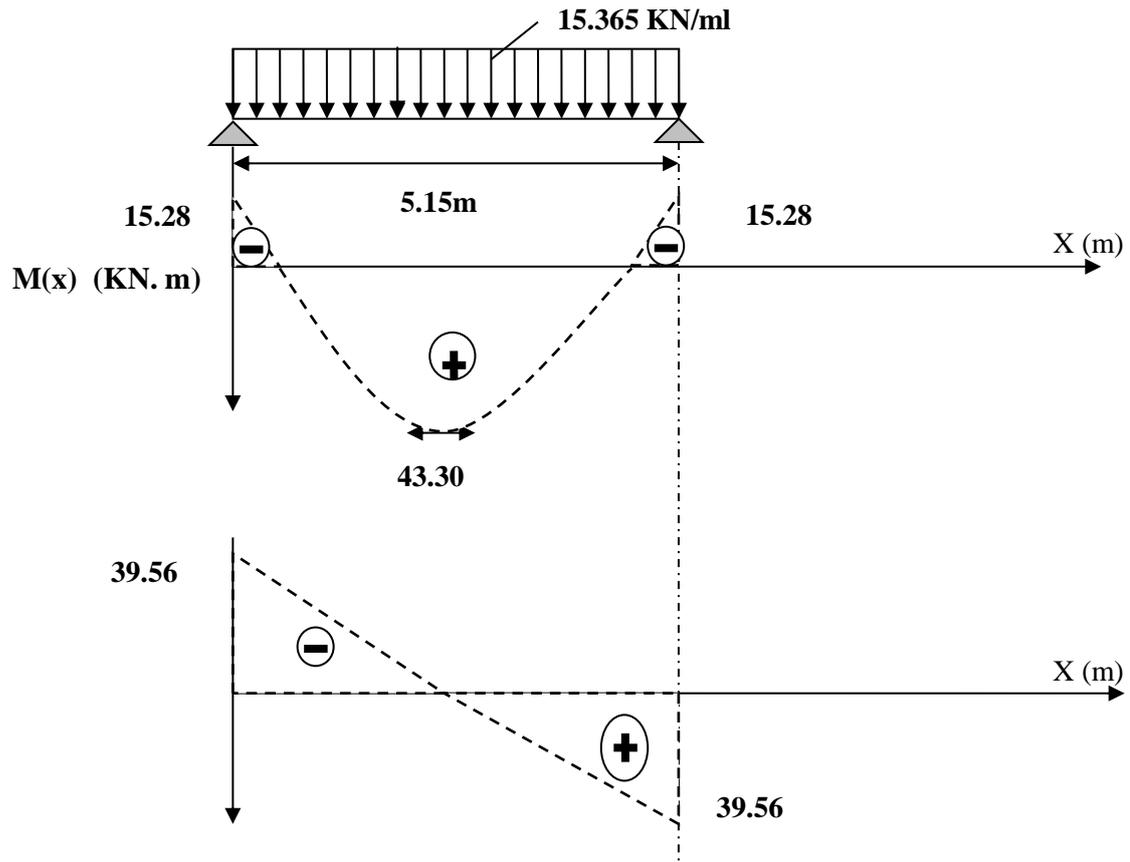


Figure III.6.3 : Diagramme des efforts internes à L'ELU.

III.6.6. Calcul des armatures :

III.6.6.1. Calcul des armatures longitudinales :

$$b=25 \text{ cm} \quad , \quad c=2 \text{ cm} \quad , \quad d=38 \text{ m}$$

- En travée :

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{43.30 \times 10^3}{25 \times 38^2 \times 14.2} = \mathbf{0.084}$$

$$\mu = 0,084 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A} \Rightarrow \mu = 0,084 \Rightarrow \beta = 0,956$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{43.30 \times 10^3}{0,956 \times 38 \times 348} = \mathbf{3.42 \text{ cm}^2}$$

✓ On opte pour une section d'armature 2HA16 $\Rightarrow A_{\text{tadopté}} = 4.02 \text{ cm}^2$

- Aux appuis :

$$\mu = \frac{Ma}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{15.28 \times 10^3}{25 \times 38^2 \times 14.2} = 0,030$$

$$\mu = 0,030 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow S.S.A \Rightarrow \mu = 0,030 \Rightarrow \beta = 0,985$$

$$A_a = \frac{Ma}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{15.28 \times 10^3}{0,985 \times 38 \times 348} = 1.17 \text{ cm}^2$$

✓ On opte pour une section d'armature 2HA14 $\Rightarrow A_{\text{tadopter}} = 3.08 \text{ cm}^2$

III.6.7. Vérification à l'ELU :

III.6.7.1. Condition de non fragilité : BAEL 91/(Art A.4.2.1):

On doit vérifier que: $A_s \geq A_{\min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e}$

$$\text{AN: } A_{\min} = 0,23 \times 25 \times 38 \times 2,1/400 = 1.15 \text{ cm}^2$$

on constate que:

$$A_t = 4.02 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.15 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$A_a = 3.08 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.15 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

III.6.7.2. Vérification au cisaillement (BAEL 91/Art 5.2.2):

On doit vérifier que: $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$

$$\text{AN: } \begin{cases} \tau_u = \frac{39.56 \times 10}{25 \times 38} = 416 \text{ MPa} \\ \bar{\tau}_u = \min(0,15f_{c28}/\gamma_b; 4 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\tau_u = 0.416 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Donc pas de risque de cisaillement.

III.6.7.3. Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis (Art A.5.1, 313):

a) Dans le béton (BAEL /Art A.5.1.313) :

On doit vérifier que: $V_u \leq 0,4 \text{ b } 0,9 \text{ d } \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$

$$\text{AN: } V_u = 39.56 \text{ KN} < 0,4 \times 25 \times 0,9 \times 38 \times 2,5/1,5 = 570 \text{ KN} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

b) Dans les aciers (BAEL91 /Art A.5.1, 321) :

On doit vérifier que : $A \geq \frac{1,15}{f_e} (T_u + \frac{M_a}{0,9d})$

$$AN: \frac{1,15}{400} (39,56 \times 10^3 + \frac{15,28 \times 10^6}{0,9 \times 380}) = 2,42 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 3,08 \text{ cm}^2 > 2,42 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

On constate que l'effort tranchant T_u n'a pas d'influence sur les armatures inférieures.

III.6.7.4. Vérification de la condition de l'adhérence des barres (Art.6.13/BAEL 91):

Il faut vérifier que : $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28}$

$$\text{Avec : } \bar{\tau}_{se} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0,9d \sum U_i} \quad \text{Avec : } \sum U_i = n \times \pi \times \phi$$

$$\tau_{se} = \frac{39,56 \times 10^3}{0,9 \times 380 \times 2 \times 3,14 \times 14} = 1,32 \Rightarrow \tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

III.6.7.5. Ancrage des barres (BAEL 91/ Art 6.1 ,221)

$$l_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4\tau_{se}} \quad \text{Avec } l_s = \text{longueur de scellement droit}$$

$$\tau_{se} = 0,6 \Psi^2 f_{t28} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

$$l_s = \frac{1,4 \times 400}{4 \times 2,835} = 49,38 \text{ cm}$$

La longueur mesurée hors crochets est au moins égale a 0,4 l_s pour les aciers HA

$$L_{ad} = 0,4 L_s = 0,4 \times 49,38 = 19,75 \text{ cm Soit } L_a = 20 \text{ cm}$$

III.6.7.6. Les armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min \left\{ \phi_1 ; \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} \right\} = \min \left(\frac{40}{35} = 11,4 ; \frac{25}{10} = 2,5 ; 12 \right) = 11,4 \text{ mm}$$

$$\phi \leq 11,4 \text{ mm} \rightarrow \phi = 8 \text{ mm.}$$

On adopte comme armatures transversales un cadre de $\Phi 10$.

III.6.7.7. Espacement des armatures transversales :

$$St \leq \min (0,9d ; 40 \text{ cm}) = \min (34,2 ; 40) = 34,2 \text{ cm}$$

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

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b \cdot s_t} > 0,4\text{MPa} \Rightarrow \frac{1,57 \times 400}{25 \times 20} = 1,256\text{MPa}$$

1.256 MPa > 0.4 MPa **Condition vérifiée.**

III.6.7.8. Exigence du RPA version 2003 (Art7.5.2.2)

D’après le R.P.A 2003, l’espacement est donné selon deux zones :

En zone nodale :

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12\phi ; 30 \right\} \Rightarrow S_t \leq \min(10 ; 16,8 ; 30) = 10 \Leftrightarrow S_t = 10\text{cm}$$

En zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 20\text{cm} \quad , \quad \text{Soit } S_t = 15\text{cm}$$

Quantité d’armatures transversales minimales (Art-7.5.2.2) :

On doit vérifier que : $A_t \geq A_{\min} = 0,003 \times S_t \times b$

AN: $A_t = 3,39\text{cm}^2 > A_{\min} = 0,003 \times 20 \times 25 = 1,5\text{cm}^2$**condition vérifiée.**

$$A_{\min} = 1,5\text{cm}^2 \Rightarrow \text{soit } 2\text{HA}10 = 1,57\text{cm}^2$$

(Soit 1cadre) = 2HA10 = 1.57 cm²

III.6.8. Vérification à l’ELS :

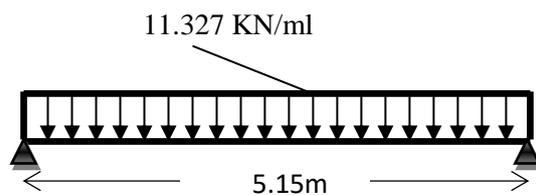


Figure III.6.4 : Schéma statique de calcul à L’ELS.

III.6.8.1. Calcul des efforts :

III.6.8.1.1. Calcul des réactions d’appuis:

On a: $q_s = 10,69\text{ KN/ml}$.

$$R_A=R_B=q_s l/2=10,69 \times 3,40/2=18,17 \text{ KN}$$

III.6.8.1.2. Calcul des moments :

En travée :

$$M_t=0,85.q_s l^2/8$$

$$\text{AN: } M_t = 0,85 \times 10,69 \times (3,40^2/8) = 13,12 \text{ KN.m}$$

Aux appuis : $M_a=(-0,30).q_s l^2/8$

$$\text{AN: } M_a = -0,30 \times 10,69 \times (3,40^2/8) = -4,63 \text{ KN.m}$$

III.6.8.1.3. Effort tranchant :

$$T(x) = -10,69x + 18,17$$

$$\text{Pour } (x=0) \rightarrow T(0) = 18,17 \text{ KN}$$

$$\text{Pour } (x=3,4) \rightarrow T(3,4) = -18,17 \text{ KN}$$

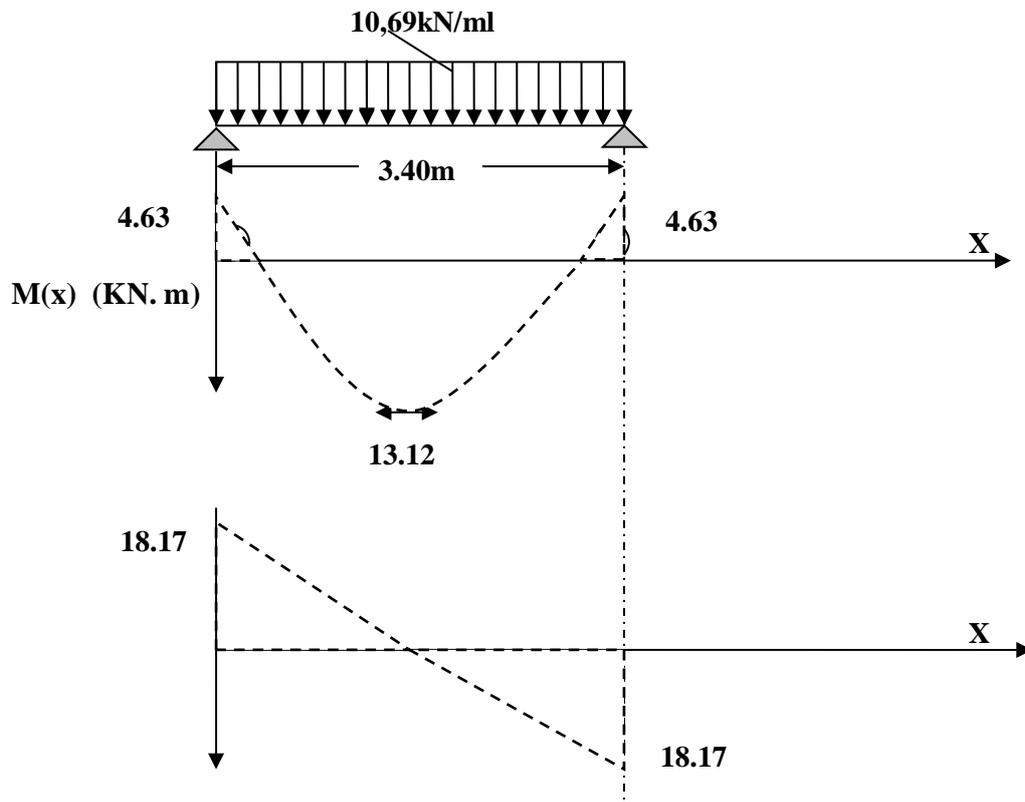


Figure III.6.5 : Diagramme des efforts internes à L'ELS.

III.6.8.2. Vérification des contraintes dans le béton et les aciers

$$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st} \text{ Dans l'acier}$$

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} \text{ Dans le béton}$$

III.6.8.2.1. Aux appuis :**a) Vérification de la contrainte dans les aciers :**

$$\sigma_{st} = \frac{M_{SA}}{A_{Ap} \times \beta_1 \times d} \quad \text{Avec : } A_{Ap} = 3.08 \text{ cm}^2 \quad ; \quad M_{SA} = 4.63 \text{ KN.m} \quad ; \quad d = 38 \text{ cm}$$

$$\beta_1 \text{ est en fonction de : } \rho = \frac{100 \times A_{Ap}}{b d} = \frac{100 \times 3.08}{25 \times 38} = 0.324$$

$$\left\{ \begin{array}{l} K_1 = 41.18 \\ \beta_1 = 0.911 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{à partir des tableaux, à l'ELS.}$$

$$\sigma_{st} = \frac{4.63 \times 10^3}{0.911 \times 38 \times 3.08} = 43.42 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec : } \bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 43.42 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{La Condition est vérifiée.}$$

b) Vérification de la contrainte dans le béton :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_{st} \quad \text{Avec : } K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{41.18} = 0.024$$

$$\sigma_{bc} = 0.024 \times 43.42 = 1.04 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1.04 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{la Condition est vérifiée.}$$

III.6.8.2.2. En travée :**a) Vérification de la contrainte dans les aciers :**

$$\sigma_{st} = \frac{M_t}{A_t \times \beta_1 \times d} \quad \text{Avec : } A_t = 4.02 \text{ cm}^2 \quad ; \quad M_t = 13.12 \text{ KN.m} \quad ; \quad d = 38 \text{ cm}$$

$$\beta_1 \text{ est en fonction de : } \rho = 0.423$$

$$\left\{ \begin{array}{l} K_1 = 32.27 \\ \beta_1 = 0.9005 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{À partir des tableaux, à l'ELS.}$$

$$\sigma_{st} = \frac{13.12 \times 10^3}{0.9005 \times 38 \times 4.02} = 95.38 \text{ MPa} \quad \text{Avec : } \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 95.38 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{La Condition est vérifiée.}$$

b) Vérification de la contrainte dans le béton :

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_{st} \quad \text{Avec : } K = 0.031$$

$$\sigma_{bc} = 0.031 \times 95.38 = 2.96 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 2.96 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{La Condition est vérifiée.}$$

III.6.8.3. Vérification de la flèche (BAEL 91/(Art 6.5.2)). On doit vérifier que :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \dots \dots \dots (1) \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 M_{0s}} \dots \dots \dots (2) \\ \frac{A_t}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \dots \dots \dots (3) \end{array} \right.$$

Avec : h : hauteur de la poutre

l : largeur de la poutre

M_s : moment fléchissant en travée à l'ELS

M_{0s} : moment max de la travée isostatique $q_s l^2/8 = 10.69 \times 3.40^2/8 = 15.44 \text{KNm}$

A_t : section des armatures en travée

b : largeur de la poutre

d : hauteur utile de la section.

AN: $\frac{h}{l} = \frac{40}{515} = 0,078 > \frac{1}{16} = 0,0625 \rightarrow$ Condition vérifiée

$\frac{h}{l} = 0,078 < \frac{M_t}{10 M_o} = \frac{13.12}{10 \times 15.44} = 0,084 \rightarrow$ Condition non vérifiée.

$\frac{A_t}{bd} = \frac{4.02}{25 \times 38} = 0,0042 < \frac{4,2}{f_e} = 0,01 \rightarrow$ Condition vérifiée

La deuxième condition n'est pas vérifiée, donc le calcul de la flèche est nécessaire.

$$f_i = \frac{M_s \times l}{10E_i \times I_{fi}} < \bar{f} = 0.5cm + \frac{l}{1000} = 5 + \frac{5150}{1000} = 10.15mm$$

Avec : f_i : flèche due aux charges instantanées,

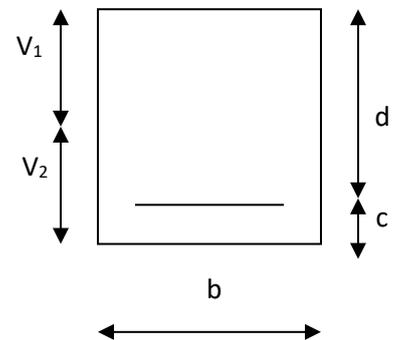
E : Module de la déformation instantanée.

$$f_i = \frac{M_s \times l}{10E_i \times I_{fi}} \quad \text{ou} \quad E_i = 11000 \sqrt{f_{c28}} = 32164.195 \text{MPa}$$

$$I_0 = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15A_t (V_2 - c)^2 \quad V_1 = \frac{S_{xx}}{B_0}$$

S_{xx} : Moment statique ; $S_{xx} = \frac{bh^2}{2} + 15.A_t.d$

B_0 : Aire de la section homogénéisée ; $B_0 = b \times h + 15A_t$



$$V_1 = \frac{\frac{bh^2}{2} + 15.A_t.d}{b.h + 15A_t} = \frac{\frac{25 \times 40^2}{2} + 15 \times 4.02 \times 38}{25 \times 40 + 15 \times 4.02} = 21.02 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 40 - 21.02 = 18.98 \text{ cm}$$

D'où :

$$I_0 = \frac{25}{3} \left(21.02^3 + \overline{18.98^3} \right) + 15 \times 4.02 (18.98 - 3)^2$$

$$I_0 = 149772 \text{ cm}^4$$

$$\rho = \frac{A}{b.d} = \frac{4.02}{25 \times 38} = 0.00423$$

$$\lambda_{v4} = \frac{0,02.f_{t28}}{(2 + 3.b_0/b).\rho} = \frac{0.02 \times 2.1}{(2 + 3) \times 0.00423} = 1.99$$

$$\mu = \max \left\{ 0; 1 - \frac{1,75.f_{t28}}{4.\rho.\sigma_s + f_{t28}} \right\}$$

$$\mu = \max \left\{ 0; 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.00423 \times 348 + 2.1} \right\} = 0.572$$

$$I_{fi} = 77047.53 \text{ cm}^4$$

En remplaçant tous les coefficients trouvés précédemment ; on aura une valeur de la flèche :

$$f = \frac{13.12 \times 10^6 \times 5150^2}{10 \times 32164.195 \times 77047.53 \times 10^4} = 1.4 \text{ mm.}$$

Donc $f < \bar{f} = 10.15 \text{ mm.}$ **Condition vérifiée.**

III.6.8.4. Etat limite de déformation :

La fissuration étant peu nuisible \Rightarrow la vérification des contraintes dans les aciers n'est pas nécessaire.

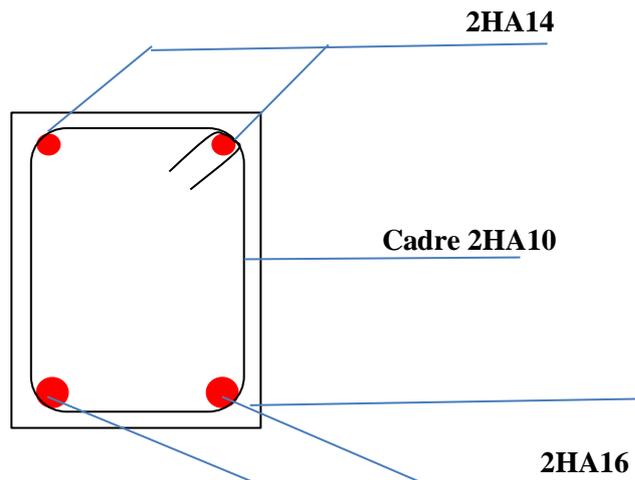


Figure III.6.6 : Schéma du ferrailage de la poutre de chaînage.

III.7. Calcul de la salle machine :

III.7.1. Introduction :

L'ascenseur est un appareil élévateur desservant des niveaux définis. Il comporte une cabine dont les dimensions et la constitution permettent manifestement l'accès à des personnes, se déplaçant le long des guides verticaux.

L'ascenseur est composé des trois composantes essentielles suivantes :

- Le treuil de levage et sa poulie.
- La cabine ou la benne.
- Le contre poids.

Le bâtiment comporte une seule cage d'ascenseur en béton armé avec une dalle pleine de dimensions : $(5,10 \times 4,20)$ m², appuyée sur ses 4 cotés. En plus de son poids propre, la dalle est soumise à un chargement localisé au centre du panneau estimé à **09** tonnes, répartie sur une surface de

$(1,20 \times 1,70)$ m² transmise par le système de levage de l'ascenseur. 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.

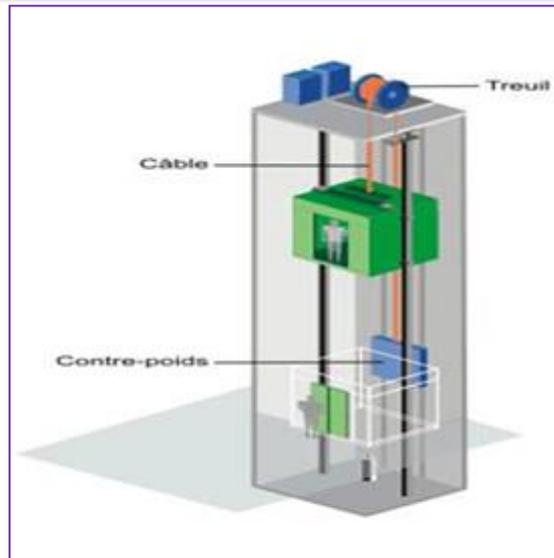


Figure III.7.1 : Cage de l'ascenseur

III.7.2. Dimensionnement :

- **Epaisseur de la dalle pleine :**

$$h_t \geq \frac{l_x}{30} = \frac{420}{30} = 14 \text{ cm.}$$

h_t : doit être au moins égale à 12 cm (**RPA99** version 2003)

→ Soit $h_t = 20$ cm.

III.7.3. Calcul des sollicitations :

III.7.3.1. Rectangle d'impact : (Pratique du BAEL 91).

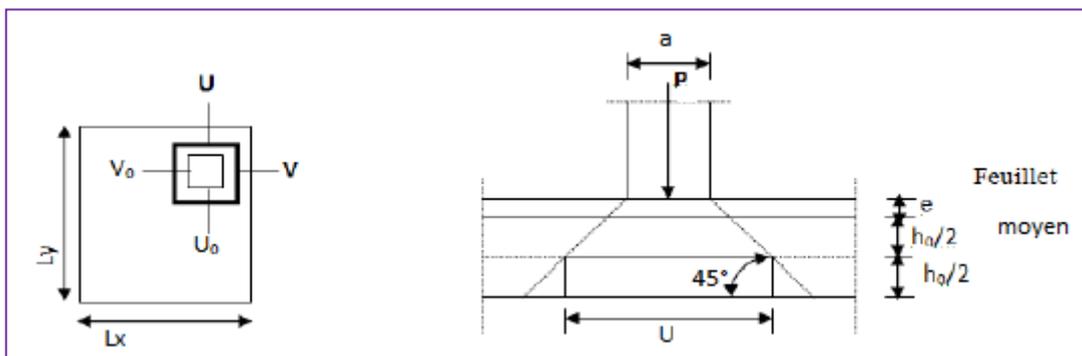


Figure III.7.2 : Diffusion des charges dans le feuillet moyen

On a :

$$\cdot L_x = 4,20 \text{ m.}$$

$$\cdot L_y = 5,10 \text{ m.}$$

$$\cdot U_0 = 1,20 \text{ m.}$$

$$\cdot V_0 = 1,70 \text{ m.}$$

$$\cdot h_0 = 20 \text{ cm.}$$

$$\cdot e = 5 \text{ cm.}$$

$$U = u_0 + 2(\xi \times e) + h_0$$

$$V = v_0 + 2(\xi \times e) + h_0$$

Avec :

- h_0 : épaisseur de la dalle.
- e : épaisseur de revêtement.
- ξ : coefficient dépend de la nature du revêtement, dans notre cas la dalle est composée de béton armé, et d'une chape en béton, $\xi = 1.0$.
- $U \times V$: surface d'impact au niveau du feuillet moyen.
- $u_0 \times v_0$: coté du rectangle dans lequel la charge est centrée.

Donc :

$$U = 120 + 2(1 \times 5) + 20 = 150 \text{ cm.}$$

$$V = 170 + 2(1 \times 5) + 20 = 200 \text{ cm.}$$

III.7.3.2. Calcul des moments fléchissant M_x et M_y :

On a :

$$M_x = P. (M_1 + \nu M_2)$$

$$M_y = P. (M_2 + \nu M_1)$$

Avec :

$$\cdot P_s = P_u : 90 \text{ KN.}$$

$\cdot \nu$: Coefficient de poisson.

$\cdot M_1$ et M_2 : Coefficients déterminés à partir des abaques de **PIGIAUD** en fonction de :

$$\frac{U}{l_x}, \frac{U}{l_y} \text{ et } \rho$$

$$\cdot \frac{u}{l_x} = \frac{150}{420} = 0.38$$

$$\cdot \frac{V}{l_y} = \frac{200}{510} = 0,4$$

• $\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4.20}{5.10} = 0.82$; $0.4 \leq \rho \leq 1 \rightarrow$ la dalle travaille dans les deux sens.

• À partir des abaques de **PIGEAUD** après une interpolation on aura :

$M_1 = 0,129$ et $M_2 = 0,087$

Donc :

➤ **À l'ELU ($v = 0$) :**

• $M_{x1}^u = 1,35 \times P_u (M_1) = 1,35 \times 90 \times 0,129 = 15.67 \text{ KN.m.}$

• $M_{y1}^u = 1,35 \times P_u (M_2) = 1,35 \times 90 \times 0,087 = 10.57 \text{ KN.m.}$

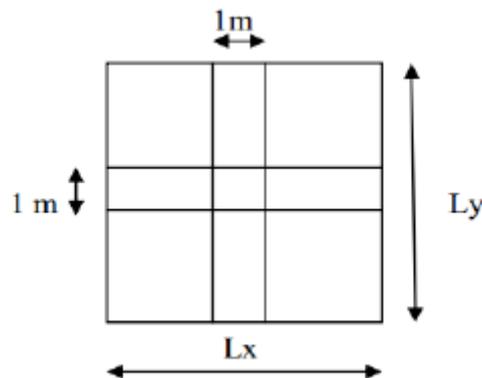
➤ **À l'ELS ($v = 0.2$):**

• $M_{x1}^s = P_s \times (M_1 + 0.2M_2) = 90 \times (0,129 + 0.2 \times 0,087) = 13.18 \text{ KN.m.}$

• $M_{y1}^s = P_s \times (M_2 + 0.2M_1) = 90 \times (0,087 + 0.2 \times 0,129) = 10.15 \text{ KN.m.}$

III.6.2.3. Moments dus au poids propre de la dalle pleine :

Les moments au centre du panneau pour une bande de 1 m sont donnée par :



Sens $l_y = l_x \rightarrow M_y = \mu_y \cdot M_x$ $M_x = \mu_x \cdot M_y$

En utilisant les **tables BAEL (Annexe 3)**, on tire les coefficients μ_x et μ_y en fonction du rapport $\rho_x = \frac{l_x}{l_y}$,

Donc :

➤ **À l'ELU ($v = 0$):**

• Pour $\rho_x = \frac{l_x}{l_y} = \frac{4.20}{5.10} = 0.82$; $\mu_x = 0.0542$; $\mu_y = 0.631$.

. Poids propre de la dalle pleine : $G = (25 \times 0.20 + 22 \times 0.05) \times 1 = 6.1 \text{ KN/ml}$.

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

. $q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 6.1 + 1.5 \times 1 = 9.23 \text{ KN/m}$.

❖ **Calcul des moments dus au poids propre de la dalle à l'ELU.**

. $M_{x2}^u = \mu_x \cdot q_u \cdot l_x^2 = 0.0542 \times 9.23 \times (4.20)^2 = 8.82 \text{ KN.m}$

. $M_{y2}^u = \mu_y \cdot M_{x2}^u = 5.57 \text{ KN.m}$

➤ **À l'ELS ($\nu = 0.2$):**

. Pour $\rho_y = 0.82$; $\mu_x = 0.0610$; $\mu_y = 0.737$

. $q_s = G + Q = 6.1 + 1 = 7.10 \text{ KN/m}$

❖ **Calcul des moments dus au poids propre de la dalle à l'ELS :**

. $M_{x2}^s = \mu_x \times q_s \times l_x^2 = 0.0610 \times 7.10 \times (4.20)^2 = 7.64 \text{ KN.m}$

. $M_{y2}^s = \mu_y \cdot M_{x2}^s = 5.63 \text{ KN.m}$

❖ **Superposition des moments :**

➤ **À l'ELU :**

. $M_x = M_{x1}^u + M_{x2}^u = 15.67 + 8.82 = 24.49 \text{ KN.m}$

. $M_y = M_{y1}^u + M_{y2}^u = 10.57 + 5.57 = 16.14 \text{ KN.m}$

➤ **À l'ELS :**

. $M_x = M_{x1}^s + M_{x2}^s = 13.18 + 7.64 = 20.82 \text{ KN.m}$

. $M_y = M_{y1}^s + M_{y2}^s = 10.15 + 5.63 = 15.78 \text{ KN.m}$

Remarque :

Afin de tenir compte du semi-encastrement de la dalle au niveau des appuis, les moments calculés seront minorés en leur affectant le coefficient (0.85) en travée et (- 0.3) aux appuis.

➤ **À l'ELU :**

✚ **En travée :**

. $M_x^t = 0,85 \times 24.49 = 20.82 \text{ KN.m}$.

. $M_y^t = 0,85 \times 16.14 = 13.72 \text{ KN.m}$.

✚ **Aux appuis :**

. $M_x^a = -0,3 \times 24.49 = -7.35 \text{ KN.m}$.

. $M_y^a = -0,3 \times 16.14 = -4.84 \text{ KN.m.}$

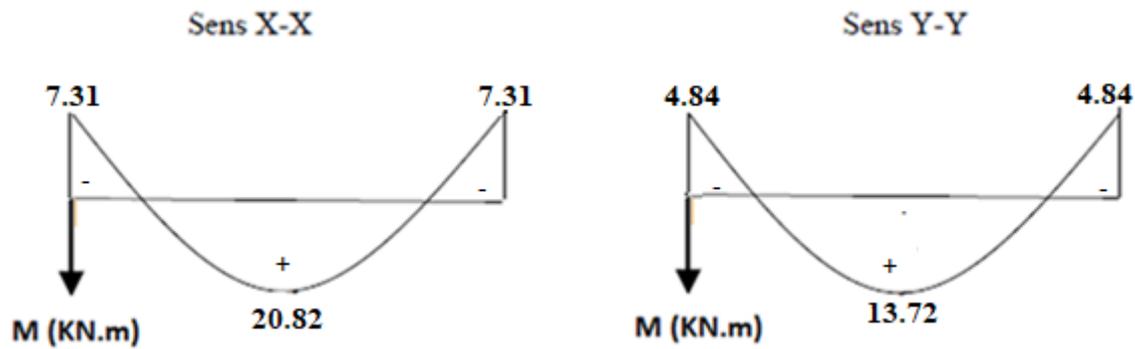


Figure III.7.3 : Diagramme des moments dans les deux sens à l'ELU

➤ À l'ELS :

✚ En travée :

. $M_x^t = 0,85 \times 20.82 = 17.70 \text{ KN.m.}$

. $M_y^t = 0,85 \times 15.78 = 13.41 \text{ KN.m.}$

✚ Aux appuis :

. $M_x^a = -0,3 \times 20.82 = -6.25 \text{ KN.m.}$

. $M_y^a = -0,3 \times 15.78 = -4.73 \text{ KN.m.}$

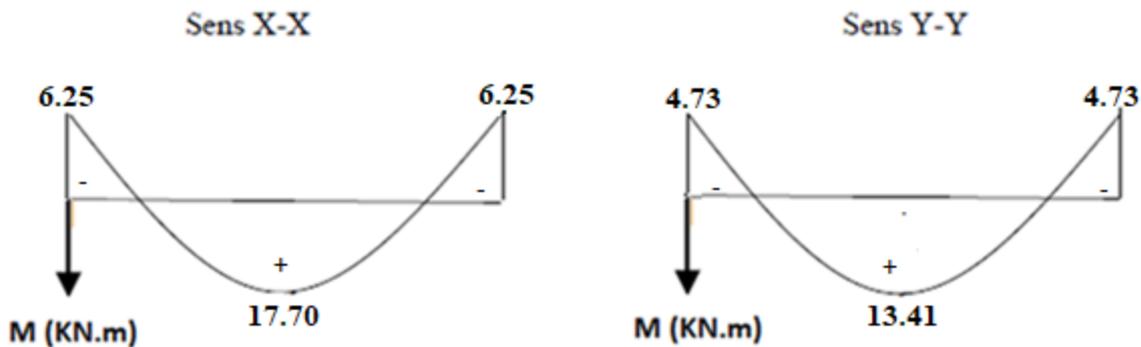


Figure III.7.4 : Diagramme des moments dans les deux sens à l'ELS

III.7.4. Calcul des armatures à l'ELU :

Le calcul se fera à l'ELU en flexion simple et pour une bande de (1 m) de largeur avec :

- $$\mu = \frac{M}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{M \cdot 10^6}{1000 \times 180^2 \times 14.2}$$

- A partir des abaques la valeur de β est déterminée en fonction de μ .
- $A = \frac{M}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{M \cdot 10^3}{\beta \times 18 \times 348}$

Les résultats des calculs sont résumés dans le tableau suivant :

Zone	Sens	M_u (cm^2)	μ	β	A (cm^2)	$A_{\text{adoptée}}$ (cm^2)		S_t (cm)
En travée	x-x	20.82	0, 045	0.977	3.40	5HA12	5.65	20
	y-y	13.72	0, 030	0.985	2.22	5HA12	5.65	20
Aux appuis	x-x	-7.35	0, 016	0.992	1.18	5HA12	5.65	20
	y-y	-4.84	0, 011	0.9945	0.78	5HA12	5.65	20

Tableau III.7.1 : Résultats de ferrailage de la dalle d'ascenseur

Remarque :

La dalle est soumise à des charges concentrées, toutes les armatures de flexion sont situées dans la région centrale du panneau seront prolongées jusqu'aux appuis, et ancrées au-delà du contour théorique de la dalle.

III.7.5. Vérification à l'ELU:

III.7.5.1. Condition de non fragilité (BAEL 91/B.7.4) :

Les conditions de non fragilité et de section minimale des armatures tendues, sont déterminées à partir d'un pourcentage de référence W_0 qui dépend de la nuance des aciers, de leurs diamètres et de la résistance à la compression du béton.

. Armatures inférieures (sens x-x) :

. $W_x \geq W_0 \cdot \frac{3-\rho}{2}$

. $W_x = \frac{A_x}{b \cdot h}$

Avec :

. A_{min} : Section minimale des armatures.

. W_0 : Taux d'acier minimal (acier HA FeE400) = 0.0008.

. S : Section totale du béton.

. $\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4.20}{5.10} = 0.82$

$$.W_0. \frac{3-\rho}{2} = 0,0008 \times \frac{3-0.82}{2} = 0,000872$$

$$A_x \geq W_x. (b.h) = 0,000872 \times (20 \times 100) = 1.74 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_x^{min} = 1,74 \text{ cm}^2$$

Donc :

$$A_x^t = 5.65 \text{ cm}^2 > A_x^{min} = 1.74 \text{ cm}^2. \Rightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

. **Armatures supérieures (sens y-y) :**

$$.W_y = \frac{A_y}{b.h} \geq W_0 = 0.0008$$

$$.A_y \geq W_0. (b.h) = 0,0008 \times (20 \times 100) = 1.60 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_y^{min} = 1.60 \text{ cm}^2$$

Donc :

$$A_y^t = 5.65 \text{ cm}^2 > A_y^{min} = 1.60 \text{ cm}^2. \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

Conclusion :

La condition de non fragilité est vérifiée dans les deux sens.

III.7.5.2. Diamètre maximal des barre (BAEL 91/ A.7.2.1) :

On doit vérifier que :

$$\phi \leq \phi_{\max} = \frac{h}{10} = \frac{200}{10} = 20 \text{ mm.}$$

$$\phi = 12 \text{ mm} < \phi_{\max} = 20 \text{ mm} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

III.7.5.3. Espacement des barres (BAEL 91/A.8.2.4) :

Pour une fissuration non préjudiciable et une charge concentrée.

L'espacement entre les armatures doit satisfaire les conditions suivantes :

. **Armatures inférieures (sens x-x) :**

$$.S_t \leq \min (2h ; 25 \text{ cm})$$

$$.S_t = 20 \text{ cm} \leq (40 ; 25 \text{ cm}) = 20 \text{ cm} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

. **Armatures supérieures (sens y-y) :**

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

$$.S_t = 20 \text{ cm} \leq \min (60 ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

• **Vérification au poinçonnement (BAEL 91/ A.5.2.4) :**

A l'état limite ultime, la force résistante au poinçonnement Q_u est déterminée par les formules suivantes qui tiennent compte de l'effet favorable dû à la présence d'un ferrailage horizontal :

On n'admet aucune armature transversale si la condition suivante est satisfaite :

$$Q_u \leq 0.045 \mu_c h \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec:

μ_c : Périmètre du contour de l'aire sur lequel agit la charge dans le plan du feuillet moyen.

$$\rightarrow \mu_c = 2(U+V) = 2(1.5+2) = 700\text{cm} = 7 \text{ m.}$$

Q_u : charge de calcul à l'état limite ultime.

$$\rightarrow Q_u = 1,35G = 1,35 \times 90 = 121,5 \text{ KN}$$

$$Q_u = 121,5 < 0,045 \times 7 \times 0,20 \times \frac{25}{1,5} \times 10^3 = 1050 \text{ KN} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Donc :

La dalle ne nécessite pas d'armatures transversales.

• **Vérification de la contrainte tangentielle (BAEL 91/ A.5.2.2)**

Les efforts tranchants sont max au voisinage de la charge : on a $U < V$, alors :

On doit vérifier que $\tau_u < \bar{\tau}_u$.

• **Au milieu de U sens (X-X) :**

$$\cdot V_u = \frac{Q_u}{(2V+U)} \quad \text{avec} \quad Q_u = 1,35 \times 90 = 121,5.$$

Donc :

$$V_u = \frac{121,5}{2 \times 2 + 1,5} = 22,09 \text{ KN.m}$$

• **Au milieu de V sens (Y-Y) :**

$$\cdot V_u = \frac{Q_u}{3V} \quad \Rightarrow \quad V_u = \frac{121,5}{3 \times 2} = 20,25 \text{ KN.m}$$

Donc :

$$\cdot \tau_u = \frac{V_u^{max}}{b \cdot d} \quad \Rightarrow \quad \tau_u = \frac{22,09 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0,123 \text{ Mpa}$$

$$\cdot \bar{\tau}_u = 0,07 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b} \quad \Rightarrow \quad \bar{\tau}_u = 0,07 \times \frac{25}{1,5} = 1,167 \text{ Mpa}$$

D'où :

$$\tau_u = 0,123 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1,167 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

III.7.6. Vérification à l'ELS :**III.7.6.1. Ferrailage à l'ELS :**

Le calcul se fera à l'ELS en flexion simple et pour une bande de (1 m) de largeur avec :

$$\mu = \frac{M}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{M \cdot 10^6}{1000 \times 180^2 \times 14.2}$$

· A partir des abaques la valeur de β est déterminée en fonction de μ .

$$A = \frac{M}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{M \cdot 10^3}{\beta \times 18 \times 348}$$

Les résultats des calculs sont résumés dans le tableau suivant :

Zone	Sens	M _s (KN.m)	μ	β	A (cm ²)
En travée	x-x	17.70	0.038	0.981	2.88
	y-y	13.41	0.029	0.9855	2.17
Aux appuis	x-x	-6.25	0.014	0.993	1.00
	y-y	-4.73	0.010	0.995	0.75

Tableau III.7.2 : Résultats du calcul de ferrailage des armatures

⇒ Le ferrailage adopté à l'ELU est suffisant.

III.7.6.2. Etat limite d'ouverture des fissures :

La fissuration est peu nuisible, donc aucune vérification n'est nécessaire (BAEL 91/ A.4.5.3) [02].

III.7.6.3. Etat limite de déformation :

Dans le cas d'une dalle appuyée sur quatre côtés, on peut se dispenser du calcul de la flèche si les conditions suivantes sont respectées (BAEL 91/ B.7.5) [02] :

$$\frac{h}{l_x} \geq \frac{M_x^t}{20 \cdot M_x} ; \quad \frac{A_x}{b \cdot d} \leq \frac{2}{f_e} ; \quad \frac{h}{l_x} \geq \frac{1}{16}$$

Avec :

h : hauteur de dalle est égale a cm.

M_{tx} : Moment en travée de la dalle continue dans la direction.

M_x : Moment isostatique dans la direction de (x-x) pour une bande de largeur égale 1[m].

A_x : Section d'armature par bande de largeur égale à 1[m].

d : La hauteur utile de la bande est égale a 18 cm.

b : La largeur de bande égale à 1[m].

$$1) \frac{h}{l_x} = \frac{20}{420} = 0,048 > \frac{M_x^t}{20 \cdot M_x} = \frac{0,85 \times M_x}{20 \times M_x} = 0.043 \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

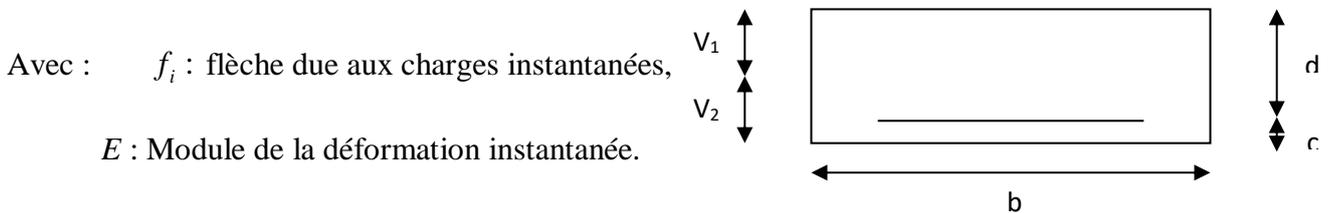
$$2) \frac{A_x}{b \cdot d} = \frac{5.65}{100 \times 18} = 0.0031 < \frac{2}{f_e} = \frac{2}{400} = 0.005 \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

$$3) \frac{h}{l_x} = \frac{20}{420} = 0.048 < \frac{1}{16} = \mathbf{0.062} \Rightarrow \text{La condition est non vérifiée.}$$

D'où :

La deuxième condition n'est pas vérifiée, donc le calcul de la flèche est nécessaire.

$$f_i = \frac{M_s \times l}{10E_i \times I_{fi}} < \bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{4200}{500} = 8.4mm$$



$$f_i = \frac{M_s \times l}{10E_i \times I_{fi}} \quad \text{ou} \quad E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164.195MPa$$

$$I_0 = \frac{b}{3}(V_1^3 + V_2^3) + 15A_t(V_2 - c)^2 \quad V_1 = \frac{S_{xx}}{B_0}$$

$$S_{xx} : \text{Moment statique ; } S_{xx} = \frac{bh^2}{2} + 15 \cdot A_t \cdot d$$

$$B_0 : \text{Aire de la section homogénéisée ; } B_0 = b \times h + 15A_t$$

$$V_1 = \frac{\frac{bh^2}{2} + 15 \cdot A_t \cdot d}{b \cdot h + 15A_t} = \frac{\frac{100 \times 20^2}{2} + 15 \times 5.65 \times 18}{100 \times 20 + 15 \times 5.65} = 10.32 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 10.32 = 9.68 \text{ cm}$$

D'où :

$$I_0 = \frac{100}{3} \left(10.44^3 + 9.68^3 \right) + 15 \times 5.65 (9.68 - 3)^2$$

$$I_0 = 71946.16 \text{ cm}^4$$

$$\rho = \frac{A}{b.d} = \frac{5.65}{100 \times 18} = 0.0031$$

$$\lambda_{v4} = \frac{0,02.f_{t28}}{(2 + 3.b_0 / b).\rho} = \frac{0.02 \times 2.1}{(2 + 3) \times 0.0031} = 2.71$$

$$\mu = \max \left\{ 0; 1 - \frac{1,75.f_{t28}}{4.\rho.\sigma_s + f_{t28}} \right\}$$

$$\mu = \max \left\{ 0; 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0031 \times 348 + 2.1} \right\} = 0.573$$

$$I_{fi} = 29832.58 \text{ cm}^4$$

En remplaçant tous les coefficients trouvés précédemment ; on aura une valeur de la flèche :

$$f = \frac{17.70 \times 10^6 \times 4200^2}{10 \times 32164.195 \times 29832.58 \times 10^4} = 3.25 \text{ mm.}$$

Donc $f < \bar{f} = 8.4 \text{ mm.}$ **Condition vérifiée.**

Conclusion :

Après tous les calculs et toutes les vérifications effectuées, on adopte les sections d'armatures Suivantes :

- **En travées :**
 - 5HA12 (sens x-x), $S_t=20 \text{ cm}$
 - 5HA12 (sens y-y), $S_t =20 \text{ cm}$

- **Aux appuis**
 - 5HA12 (sens x-x), $S_t =20 \text{ cm}$
 - 5HA12 (sens y-y), $S_t =20 \text{ cm}$

IV.1. Introduction :

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses vibrations. Une telle étude pour notre structure telle qu'elle se présente, est souvent très complexe et demande des méthodes de calcul très rigoureuses, c'est pourquoi on fait souvent appel à l'outil informatique moyennant des codes de calcul à base de la MEF qui permettent d'approcher au mieux à des solutions réelles. On dispose de nombreux programmes permettant l'étude statique et dynamique des structures dont on cite : **ETABS, ROBOT, SAP...**etc.

Pour notre étude nous avons opté pour **ETABS Version 9.7**.

IV.2. Description du logiciel ETABS :

ETABS est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments. Il permet de modéliser facilement et rapidement tous types de bâtiments grâce à une interface graphique unique. Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique 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 modes de vibration...etc.

Ce logiciel permet la prise en compte des propriétés non-linéaires des matériaux, ainsi que le calcul et le dimensionnement des éléments structuraux suivant les différentes réglementations. En plus de sa spécificité pour le calcul des bâtiments, ETABS offre un avantage certain par rapport aux autres codes de calcul à utilisation plus étendue. En effet, grâce à ces diverses fonctions il permet une décente 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.

De plus, ce logiciel utilise une terminologie propre au domaine du bâtiment (plancher, dalle, trumeau, linteau etc.). ETABS permet également le transfert de donnée avec d'autres logiciels (AUTOCAD, SAP2000).

IV.3. Méthode de calcul :

Selon le **RPA 99** le calcul des forces sismiques peut être mener suivant trois méthodes :

- Méthode d'analyse modale spectrale.
- Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.
- Méthode statique équivalente.

IV.3.1. Méthode statique équivalente:

IV.3.1.1. Conditions d'application de la méthode statique équivalente :

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

- Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation avec une hauteur au plus égale à 65m en zones I et II et à 30m en zones III
- Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant les autres conditions de hauteur les conditions complémentaires

Dans notre cas les conditions d'application de la méthode statique sont satisfaites car le bâtiment est régulier en plan et en élévation et ($h = 23.92\text{m} < 65\text{m}$) en zone IIa.

- **Principe de la méthode :**

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

Le mouvement du sol peut se faire dans une direction quelconque dans le plan horizontal. Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant les deux directions orthogonales choisies par le projecteur ; dans le cas général, ces deux directions sont les axes principaux du plan horizontal de la structure.

IV.4. Etapes de modélisation :

Les étapes de modélisation peuvent être résumées comme suit :

- Introduction de la géométrie du modèle.
- Spécification des propriétés mécaniques des matériaux
- Spécification des propriétés géométriques des éléments (poteaux, poutres, voiles...).
- Définition des charges statiques (G, Q).
- Définition de la charge sismique E.
- Chargement des éléments.
- Introduction des combinaisons d'actions.

Introduction de la géométrie du modèle :

Choix des unités : c'est la première étape qui vient juste après le lancement de l'ETABS, elle consiste à choisir l'unité de calcul où on sélectionne **kn.m**

Géométrie de base : on clique sur :

File → open new model → No → Custom Grid spacing → Edit Grid.

Building Plan Grid System and Story Data Definition

Grid Dimensions (Plan)

- Uniform Grid Spacing
 - Number Lines in X Direction: 6
 - Number Lines in Y Direction: 6
 - Spacing in X Direction: 5.4
 - Spacing in Y Direction: 5.4
- Custom Grid Spacing

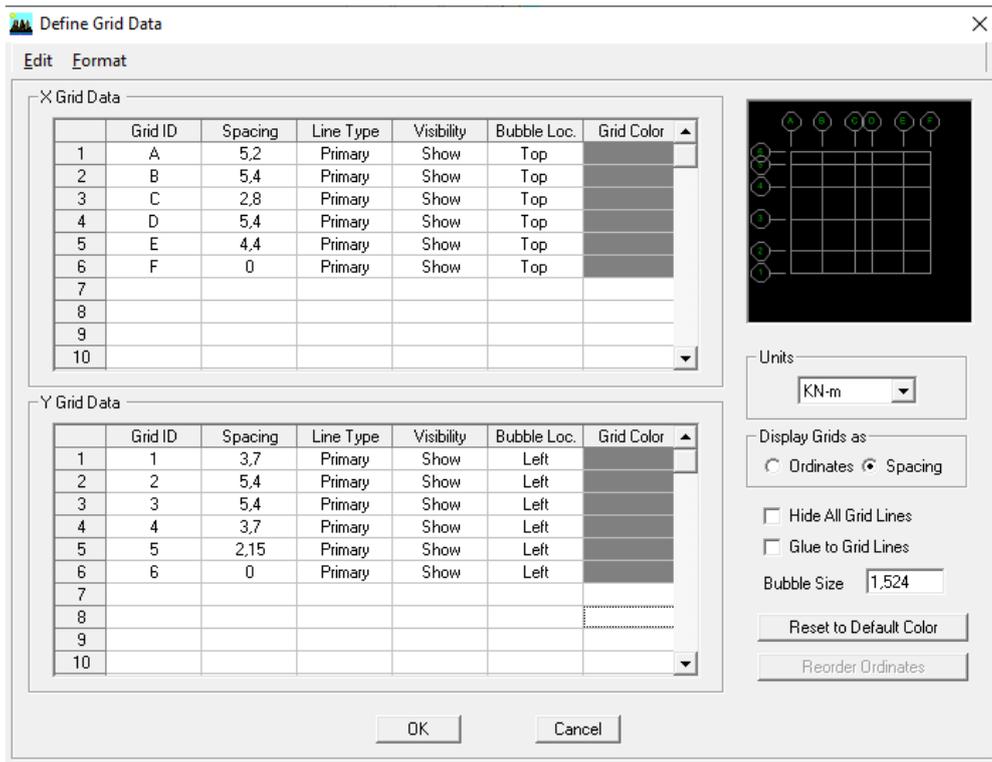
Story Dimensions

- Simple Story Data
 - Number of Stories: 7
 - Typical Story Height: 3.06
 - Bottom Story Height: 3.06
- Custom Story Data

Units: KN-m

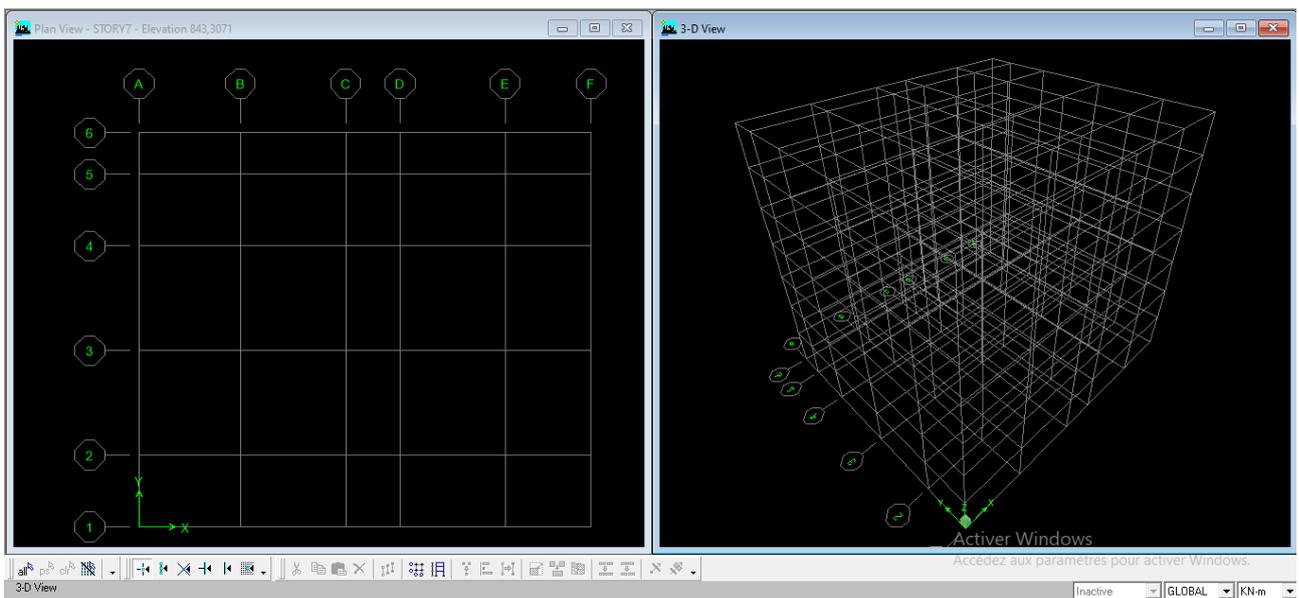
Add Structural Objects

Steel Deck Staggered Truss Flat Slab Flat Slab with Perimeter Beams Waffle Slab Two Way or Ribbed Slab **Grid Only**



Cette opération permet d'introduire:

- Le nombre de lignes suivant les deux directions X et Y.
- Le nombre de travées dans les deux sens X et Y.
- Les hauteurs des différents étages.
- Le nombre d'étages.
- Les longueurs des travées.



Spécification des propriétés mécaniques des matériaux :

La deuxième étape consiste à définir les propriétés mécaniques des matériaux (béton, acier et autres), on clique sur :

Define → Material proprieties → CONC → Modify/Show Material.

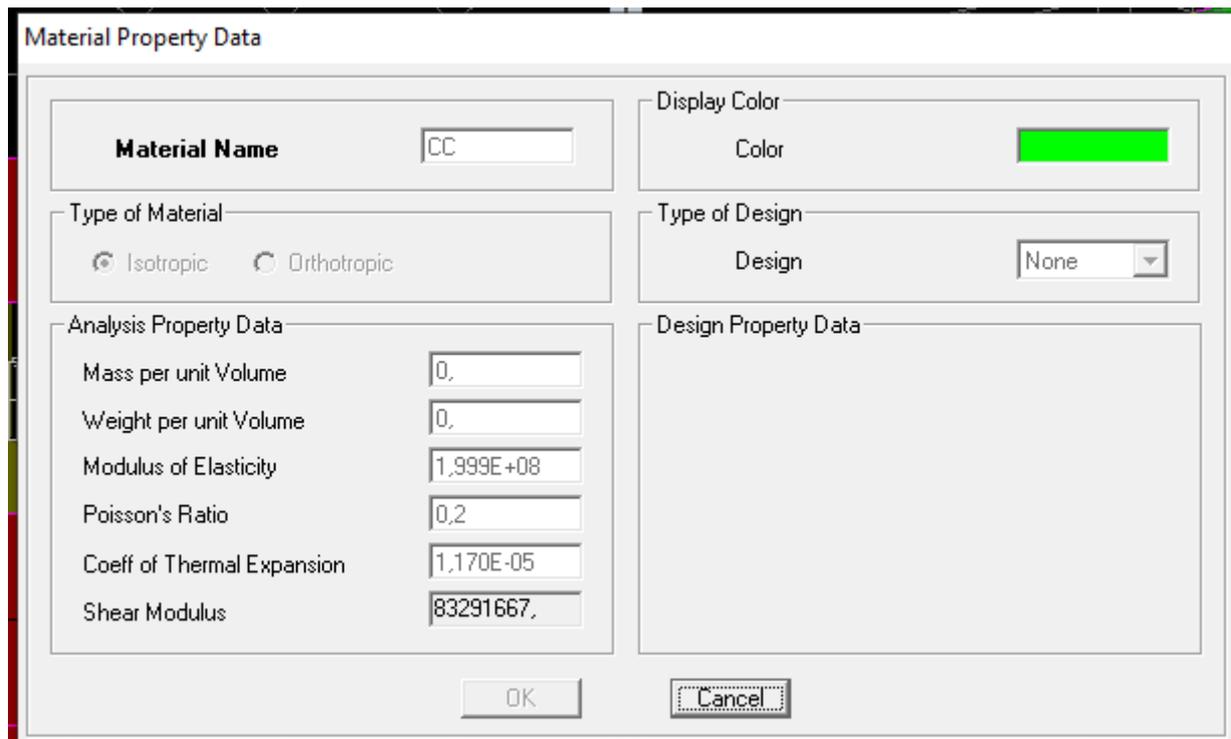
Dans cette étape on définit les caractéristiques mécaniques du béton 25MPa.

Material Property Data

Material Name B25	Display Color Color 
Type of Material <input checked="" type="radio"/> Isotropic <input type="radio"/> Orthotropic	Type of Design Design Concrete
Analysis Property Data Mass per unit Volume: 2,5 Weight per unit Volume: 25, Modulus of Elasticity: 32164200, Poisson's Ratio: 0,2 Coeff of Thermal Expansion: 9,900E-06 Shear Modulus: 13401750,	Design Property Data (ACI 318-05/IBC 2003) Specified Conc Comp Strength, f'c: 25000, Bending Reinf. Yield Stress, fy: 400000, Shear Reinf. Yield Stress, fys: 400000, <input type="checkbox"/> Lightweight Concrete Shear Strength Reduc. Factor: <input type="text"/>
OK	Cancel

Define → Material proprieties → OTHER → Modify/Show Material.

Dans cette étape on définit les caractéristiques mécaniques du plancher à corps creux.

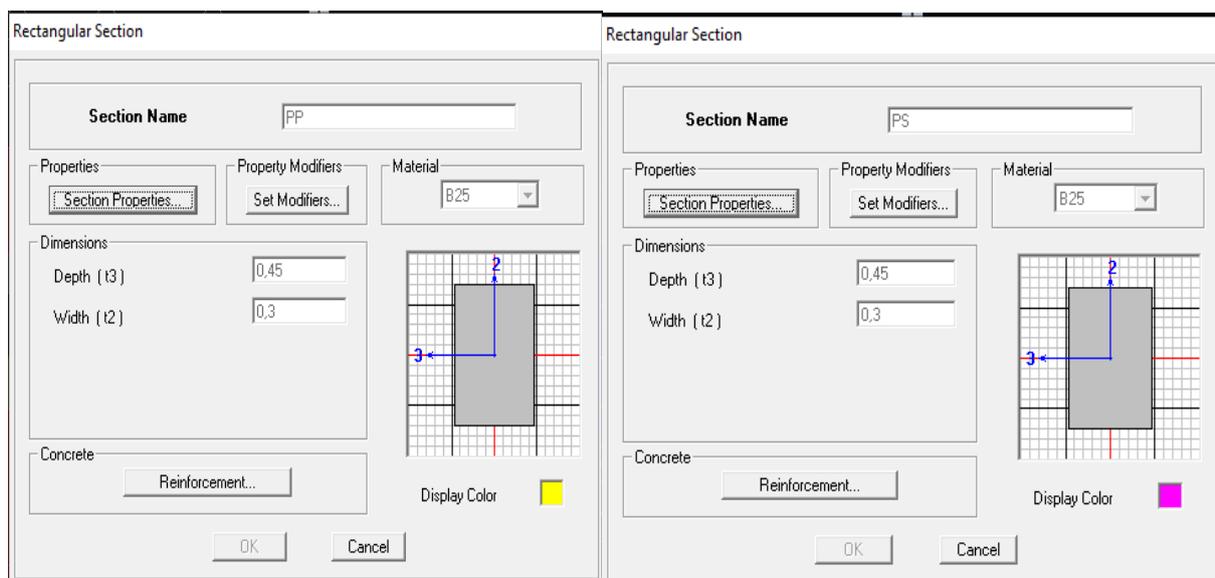


Spécification des propriétés géométriques des éléments :

La troisième étape consiste à affecter les propriétés géométriques des éléments

On commence par les éléments barre qui sont : les poutres principales (PP) puis les secondaires(PS) ensuite poutre de chaînage enfin poutre palière et ceci de la manière suivante :

Define → Frame section → Add rectangular → Reinforcement → Beam.

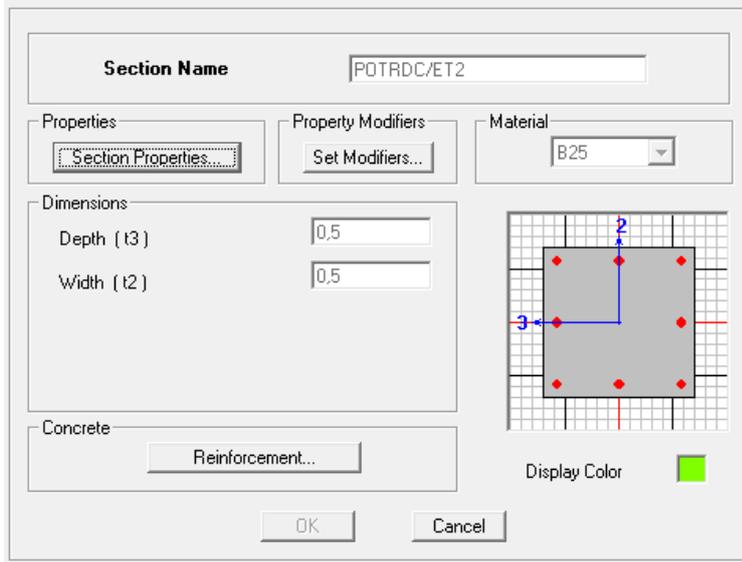


Poutres principales 30x45

Poutres secondaires 30x45

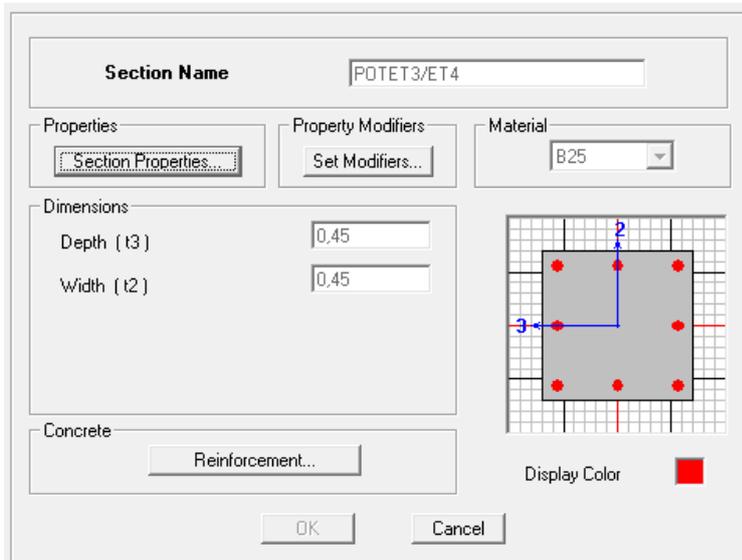
Après avoir terminé la définition des poutres, on procède de la même manière pour les poteaux. Sauf qu'on doit cliquer sur Renforcement puis choisir column.

Rectangular Section



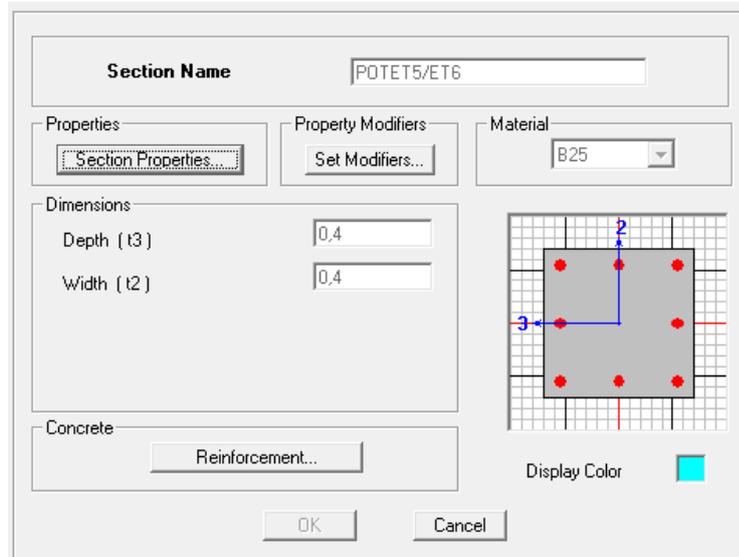
Poteaux du RDC jusqu'à ET2.

Rectangular Section



Poteaux ET3 jusqu'à ET4.

Rectangular Section

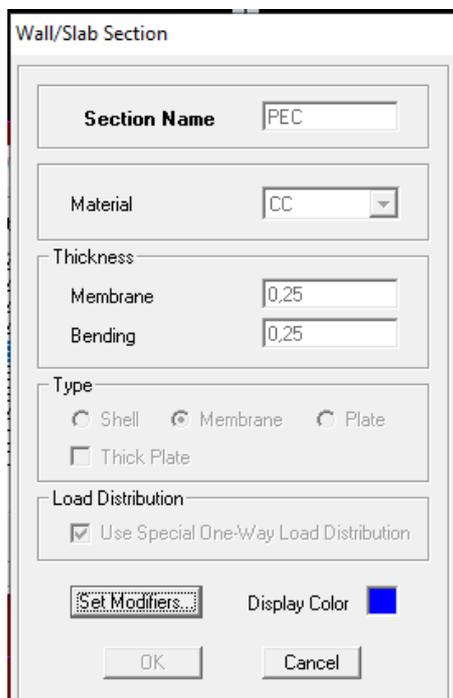


Poteaux ET5 jusqu'à ET6.

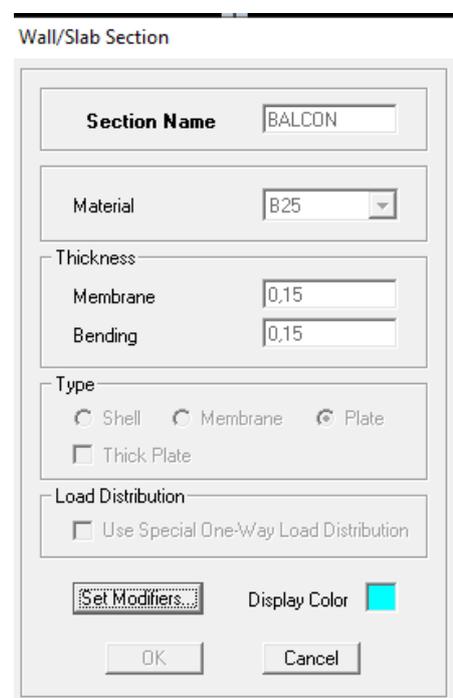
Pour définir les éléments surfaciques, la procédure est la suivante :

Plancher et Balcon :

Define → Wall/Slab/Deck section → Add Slab.



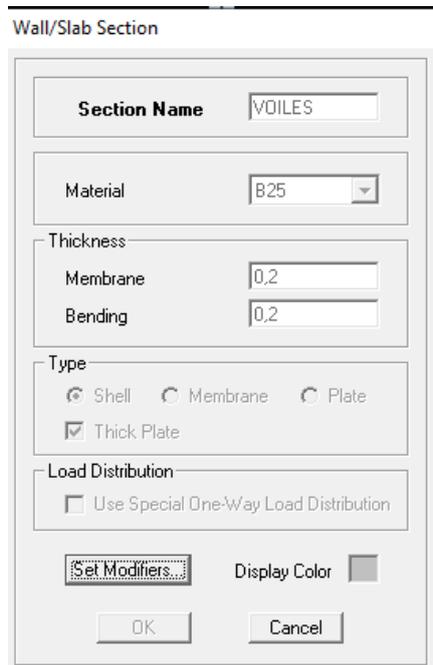
Plancher corps creux



Balcon en dalle pleine

Voiles:

Define → Wall/Slab/Deck section → Add Wall.

**Dessin des éléments de la structure**

Pour affecter les sections précédentes aux différents éléments on doit suivre les étapes ci-après :

Pour les poteaux :

On clique sur l'icône 

Une fenêtre s'affiche (**properties of object**) on clique sur None puis on choisit le type de l'élément

Pour exemple : (POTRDC/ET2) puis on valide.

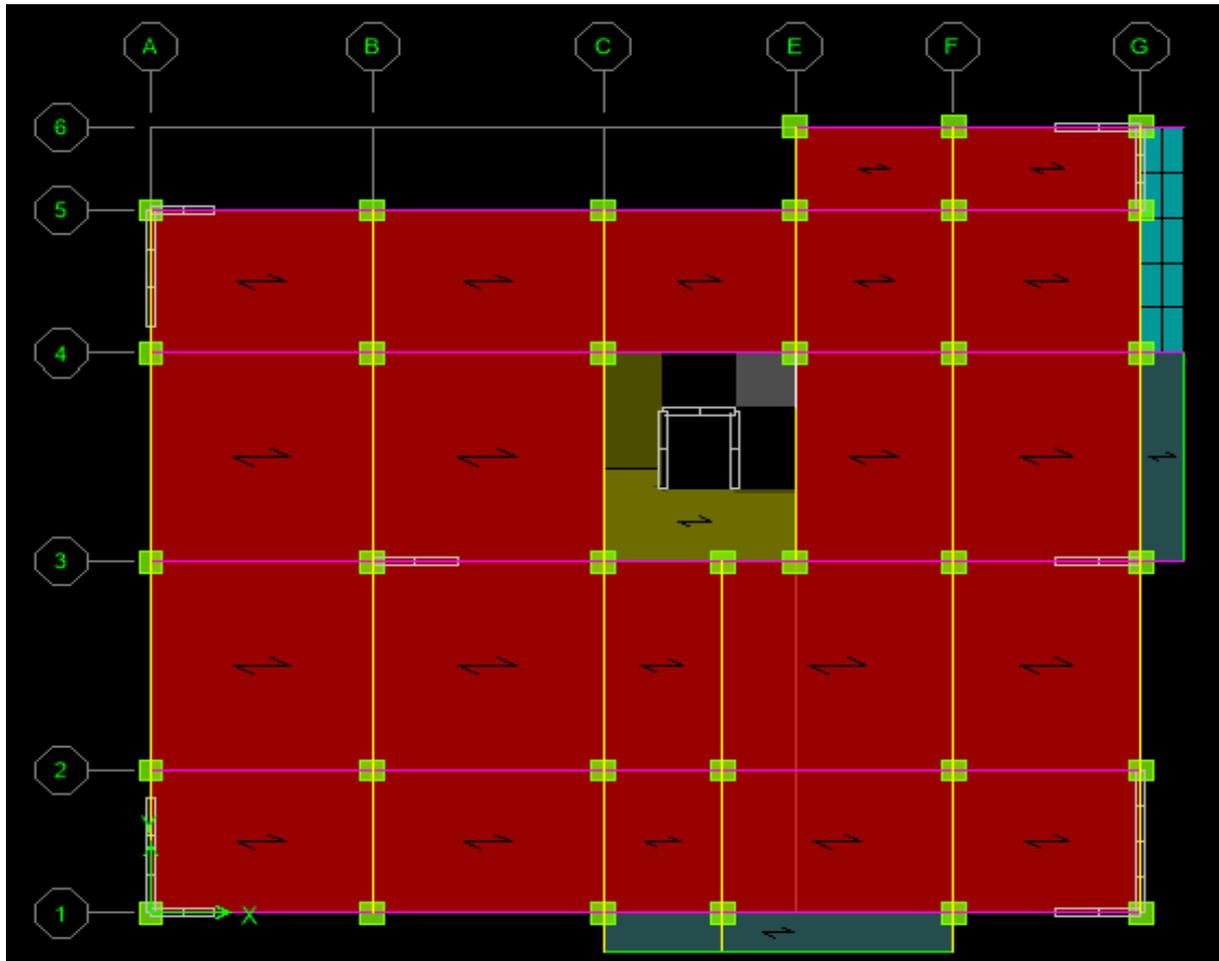
Pour les Poutres :

De la même manière que pour les poteaux sauf qu'on clique cette fois sur le bouton 

Pour les voiles :

On clique sur l'icône  puis sélectionner (VOILE)

Après avoir défini les différents éléments de la structure on entame le dessin, ce qui nous donne la structure suivante :



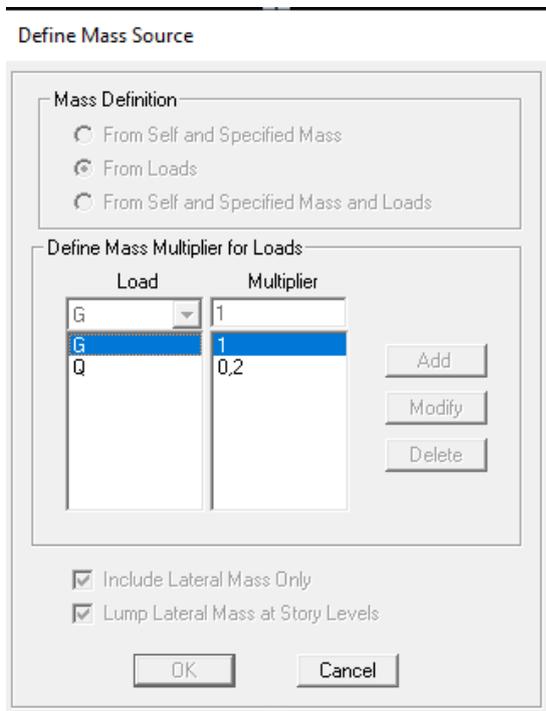
Une fois on aura terminé le dessin de la structure, on doit définir les appuis et encasturer les poteaux et les voiles à la base du bâtiment, on sélectionne tout et on clique sur le bouton  La fenêtre ci-après s'affichera :



On bloque toutes les translations et les rotations et on valide.

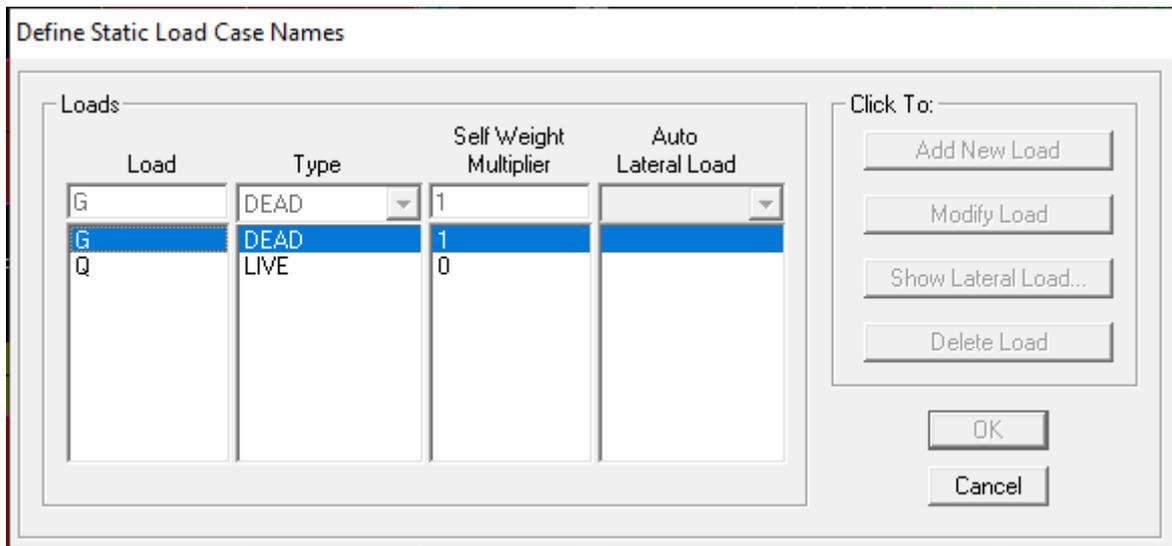
Masse source :

Define → Masse source → From loads.



Définitions des charges statiques G et Q :

Define → static loads cases.

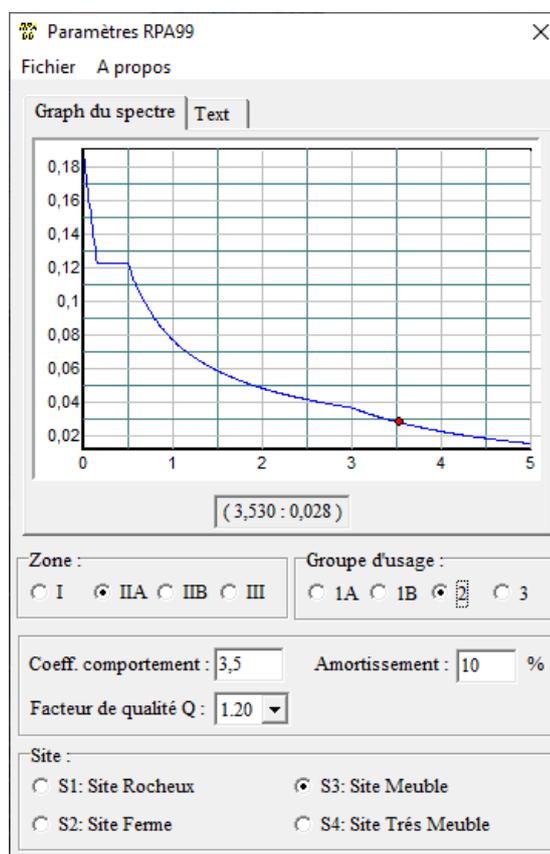


Définitions des charges sismiques :

Pour introduire les charges dynamiques dans la structure on doit premièrement définir le spectre de réponse puis l'introduire dans le logiciel et enfin on peut définir les efforts horizontaux E_x et E_y à partir du spectre.

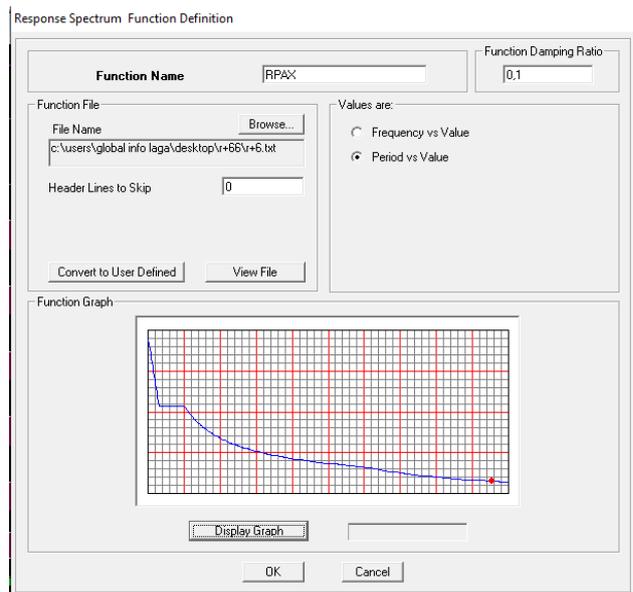
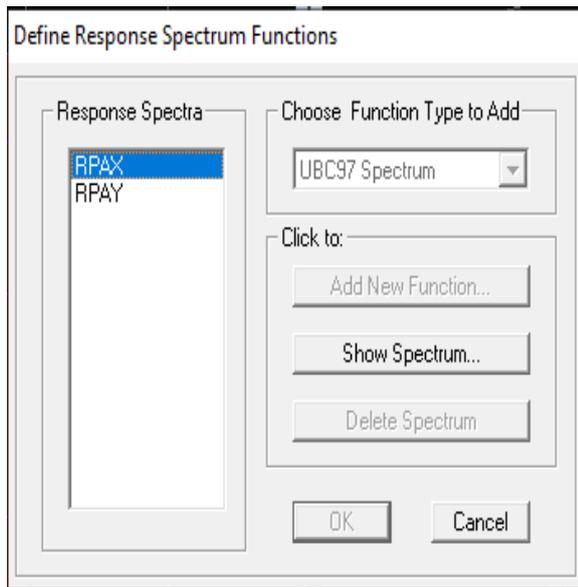
Pour déterminer le spectre de réponse on utilisera une application externe indépendante du logiciel ETABS,

Celle-là nous permet d'établir ce spectre sous forme de graphe ou de fichier txt en fonction des différents paramètres de la structure (Zone, groupe d'usage, coefficient de comportement, Facteur de qualité Q , Remplissage et Site de l'implantation). Après avoir été établie, le spectre de réponse est enregistré sous forme de fichier Txt pour être ensuite importé vers l'ETABS.



L'introduction du spectre de réponse dans ETABS se fait comme suivant :

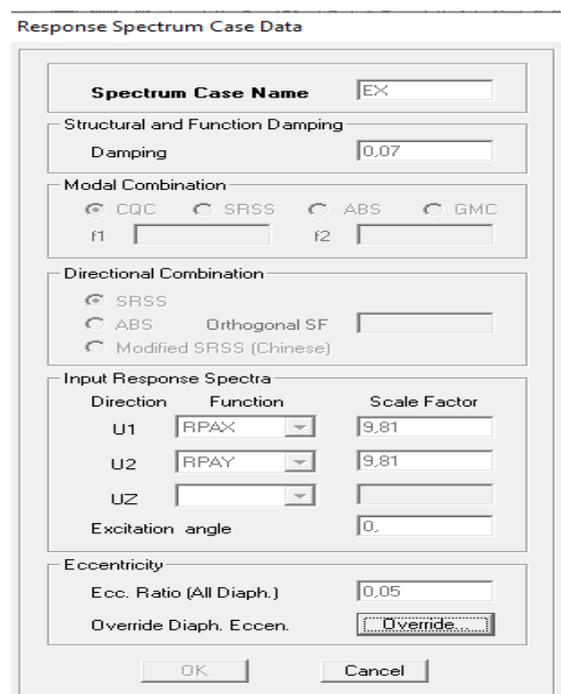
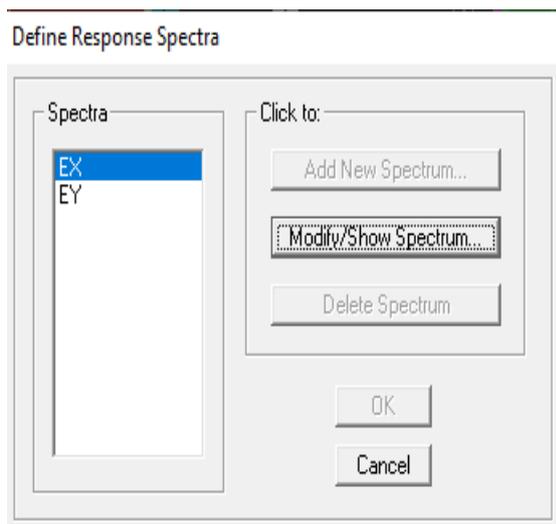
« Define _Response Spectrum Functions » tel que les étapes à suivre sont les suivantes : spectrum from file ensuite add new function.



Définition des charges Ex et Ey:

Le séisme est défini par deux composantes horizontales suivant les axes X et Y et une composante verticale suivant l'axe Z (Négligée en Algérie). L'introduction de ces composantes se fait comme suit « Define _ Response Spectrum Cases »

« Response Spectrum Cases → Add new spectrum. »



Introduction des combinaisons d'actions :**Combinaisons aux états limites :**

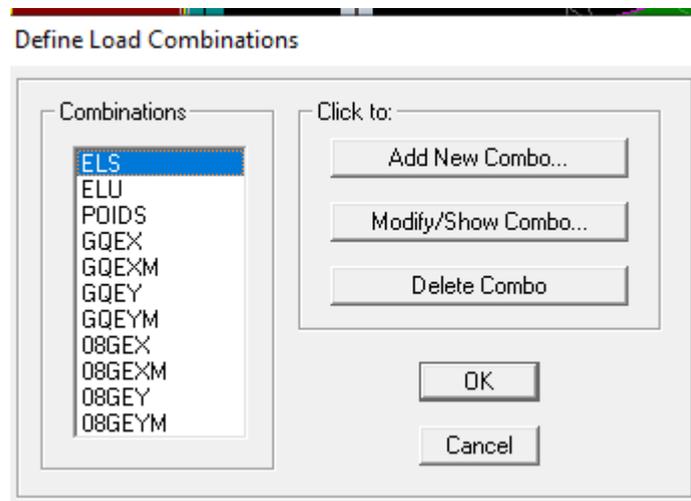
ELU : $1.35G + 1.5Q$ ELS : $G + Q$

Combinaisons accidentelle du RPA :

GQE : $G+Q\pm E$ et 08GE : $0.8G\pm E$

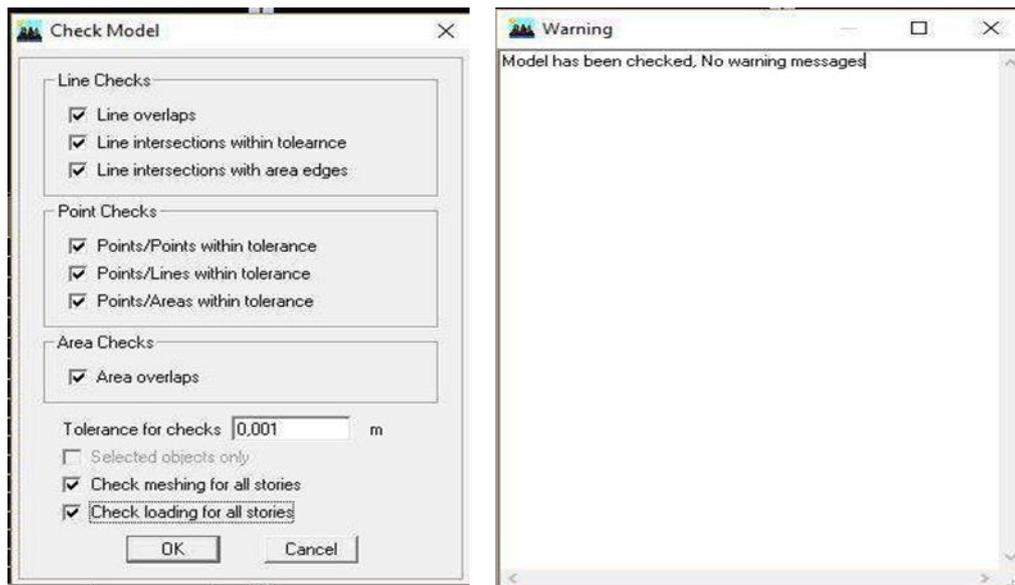
Pour introduire les combinaisons dans le logiciel on clique sur :

Define → Load Combinations → Add New Combo.

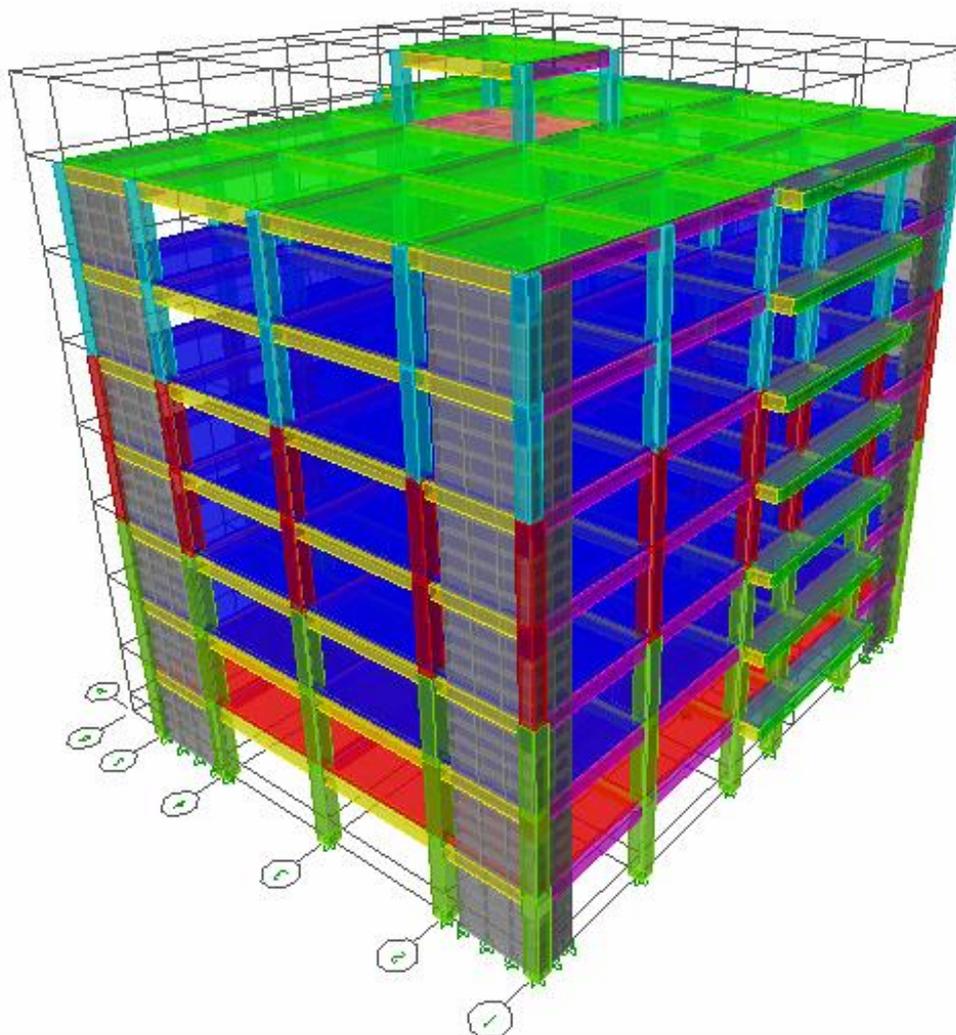
**Chargement des éléments:**

- On sélectionne chaque élément surfacique et on lui affecte le chargement surfacique qui lui revient on cliquant sur : Assign → Areas loads → Uniform 
- On sélectionne les poutres secondaire ensuite on les affecte le chargement qui lui revient en cliquant sur : Assign → frame/lineloads → distributed 

Enfin, avant de lancer l'analyse on doit vérifier que notre structure ne contient pas de problème avec l'option analyze ensuite check modal.



Après avoir effectué la vérification on peut lancer l'analyse en cliquant sur la touche F5.



Vue en 3D de la structure sur logiciel ETABS.

V.1. Introduction :

Toutes les structures sont susceptibles d'être soumises pendant leur durée de vie à des chargements variables dans le temps. Ces actions peuvent être dues au vent, séisme ou aux vibrations des machines, ce qui signifie que le calcul sous l'effet des chargements statiques paraît insuffisant, d'où la nécessité d'une étude dynamique qui nous permet de déterminer les caractéristiques dynamiques d'une structure afin de prévoir son comportement (déplacement et période) sous l'effet du séisme.

V.2. Objectifs et exigences :

Les premières exigences, lors de la conception d'une structure, sont données par les normes de construction dans le cas de situations non sismiques. A celles-ci, viennent s'ajouter des normes assignées à la construction de structures en zone sismique. En effet, la conception parasismique ne se limite pas au seul dimensionnement, mais met en jeu de nombreux facteurs comme la rigidité, la capacité de stockage ou la dissipation d'énergie.

V.3. Vérification de la structure selon les exigences du RPA 99 mod 2003 :**V.3.1. Justification du système de contreventement :**

Notre objectif est de déterminer les pourcentages relatifs des charges horizontales et verticales reprises par les voiles et les poteaux afin de justifier la valeur de **R** à considérer.

La valeur de **R** est donnée par le **tableau 4.3 de RPA99 /version 2003** en fonction du système de contreventement tel qu'il est défini dans **l'article 3.4 du RPA99 /version 2003**.

Pour avoir le pourcentage de l'effort vertical revenant au système portique voile, la méthode consiste à :

- 1-Sélectionner tous les nœuds de base
- 2-Display - Show table → on sélectionne la combinaison poids.
- 3- Analysis results → réaction – on calcule la \sum de Fz =100%

Pour avoir le pourcentage de l'effort revenant aux voiles :

- 1-Sélectionner juste les nœuds de base des voiles.
- 2-Display → Show table → on sélectionne la combinaison poids.
- 3- Analysis results réaction – on calcule la \sum de Fz =X%

$$\sum \text{de Fz}(\text{total}) = 36417,94 \text{ KN} = 100\%$$

$$\sum \text{de Fz}(\text{voile}) = 12562,17 \text{ KN} = X\%$$

X : Etant le % des efforts repris par les voiles

$$X = \frac{12562.17 \times 100}{36417.94} = 34.49\%$$

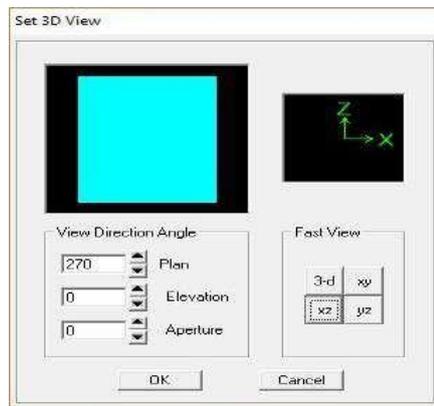
Donc : Effort repris par les voiles = 34.49%

Effort repris par les portiques = 65.51%

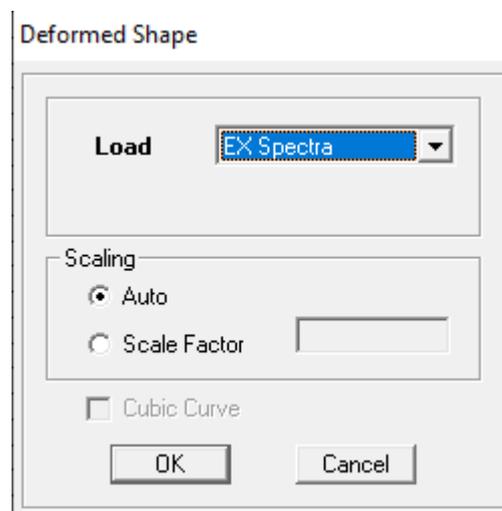
Pour avoir le pourcentage de l'effort horizontal revenant au système portique voile, la méthode consiste à :

Sens x-x-

View → set 3D view → une fenêtre apparait on sélectionne xz on met 0 pour aperture.



Ensuite : display → show deformed shape → on sélectionne la combinaison Ex.



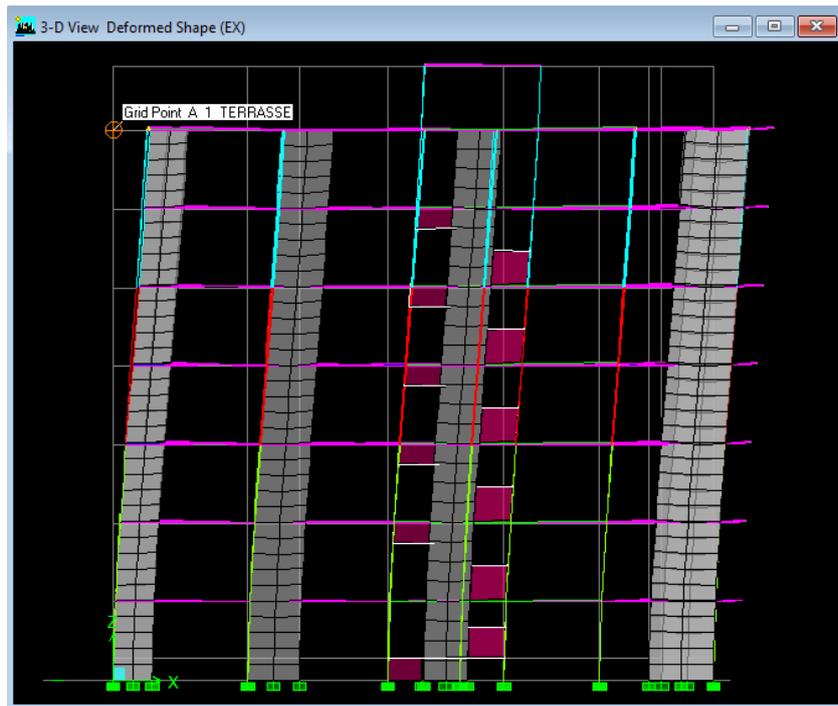


Figure V.1 : Déformation de la structure en élévation.

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 juste à côté.

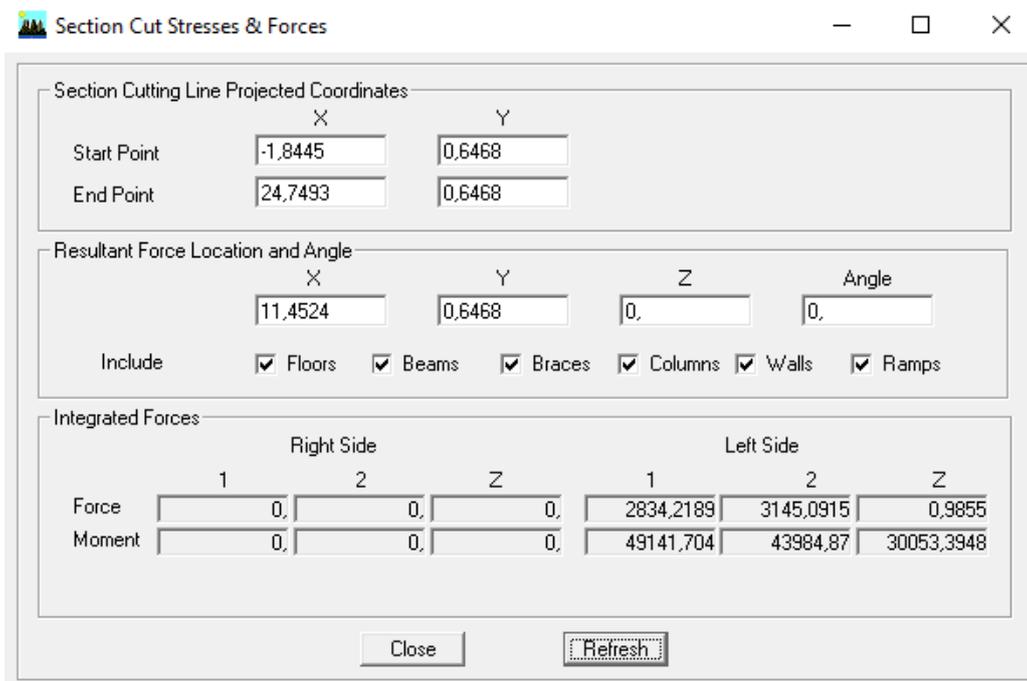


Figure V.2 : Effort horizontal à la base selon le sens x-x.

Pour avoir les efforts repris par les voiles, on décoche toutes les cases à part la case Walls et on clique sur refresh on aura une nouvelle valeur dans force case 1 ainsi :

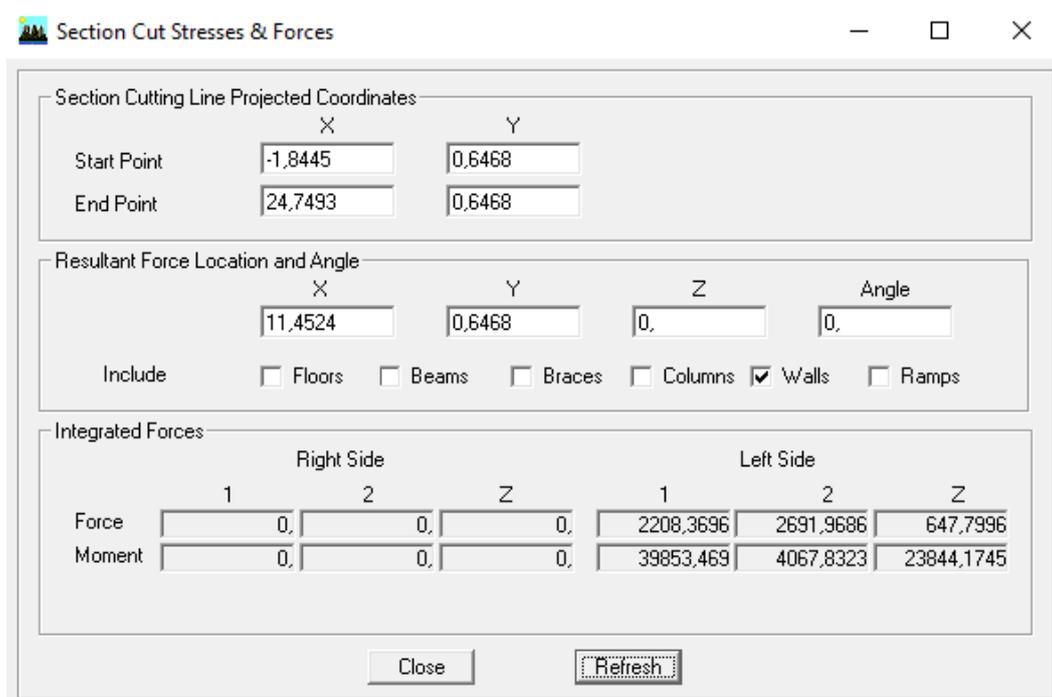


Figure V.3 : Effort horizontal repris par les voiles selon le sens x-x.

On a :

2834.22 => 100%

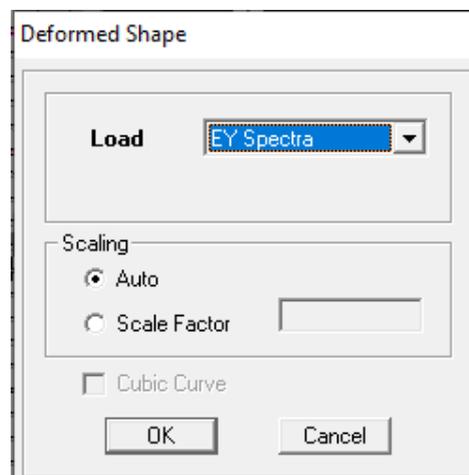
2208.37 => X%

$$X = \frac{2208.37 \times 100}{2834.22} = 77.92\%$$

- Effort repris par les voiles = 77.92 %.
- Effort repris par les portiques = 22.08 %.

Sens Y-Y :

Display → show deformed shape → on sélectionne la combinaison Ey.



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 juste à côté.

Section Cutting Line Projected Coordinates			
	X	Y	
Start Point	-1,8853	0,4738	
End Point	24,8838	0,4738	

Resultant Force Location and Angle				
	X	Y	Z	Angle
	11,4993	0,4738	0,	0,

Include: Floors Beams Braces Columns Walls Ramps

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	0,	0,	0,	2834,2189	3145,0915	0,9855
Moment	0,	0,	0,	49141,874	43984,867	30533,5366

Figure V.4 : Effort horizontal à la base selon le sens y-y.

Pour avoir les efforts repris par les voiles, on décoche toutes les cases à part la case Walls et on clique sur refresh on aura une nouvelle valeur dans force case 2 ainsi :

Section Cutting Line Projected Coordinates			
	X	Y	
Start Point	-1,8853	0,4738	
End Point	24,8838	0,4738	

Resultant Force Location and Angle				
	X	Y	Z	Angle
	11,4993	0,4738	0,	0,

Include: Floors Beams Braces Columns Walls Ramps

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	0,	0,	0,	2208,3696	2691,9686	647,7996
Moment	0,	0,	0,	39954,015	4046,5904	24217,3425

Figure V.5 : Effort horizontal repris par les voiles selon le sens y-y.

On a :

3145.09 => 100%

2691.97 => X%

$$X = \frac{2691.97 \times 100}{3145.09} = 85.59 \%$$

- Effort repris par les voiles = 85.59 %
- Effort repris par les portiques = 14.41 %

Conclusion :

Les voiles reprennent plus de **20%** des sollicitations dues aux charges verticales donc on a une structure à des voiles porteurs **R=3.5**

Déterminations des paramètres de spectre de réponse de calcul :

Définition : Est une courbe permettant d'évaluer la réponse d'un bâtiment à un séisme passé ou futur.

Le site : d'après le rapport de sol de notre structure, on constate que le site meuble S3. (**Article 3.3.1 de RPA**).

La zone : zone IIa à **TIZI-OUZOU** moyenne sismicité.

Le groupe d'usage : groupe 2 selon (**Article 3.2 de RPA**).

Amortissement : $\xi(\%) = 10 \%$. (**Tableau 4.2 de RPA**).

Calcul du facteur de qualité Q : (Tableau 4.4 de RPA)

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

- Conditions minimales sur les files de contreventement
- Redondance en plan
- Régularité en plan
- Régularité en élévation
- Contrôle de la qualité des matériaux
- Contrôle de la qualité de l'exécution

La valeur de **Q** est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum_1^5 P_q$$

RPA modifiée 2003 (Formule 4.4).

Tableau V.5. Critère Q.

Critère	Q	Observer	Non observer
Conditions minimales sur les files de contreventement			0,05
Redondance en plan		0	
Régularité en plan		0	
Régularité en élévation		0	
Contrôle de la qualité des matériaux			0,05
Contrôle de la qualité de l'exécution			0,10
Somme			$\Sigma = 0,2$

$$Q = 1,2$$

Pour notre structure les paramètres à considérer sont résumés dans le tableau suivant :

Caractéristiques	Désignation	Article du RPA
La Zone	IIa	ANNEXE1
Le groupe d'usage	2	Article 3.2
Coefficient de comportement R	3,5	Tableau 4.3
Facteur de qualité Q	1,2	Tableau 4.2.3
Amortissement	10%	Tableau 4.2
Le site	S3	Tableau 3.2

V.3.2. La réponse de la structure et le Pourcentage de participation de la masse modale :

V.3.2.1. 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 → Analysis Results → Modal Information → Building Modal Information

Select cases/combo → OK

Tableau V.2. Période et nombre de mode à considérer.

Modal Participating Mass Ratios

Edit View

Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX
1	0,620979	72,0369	0,2579	0,0000	72,0369	0,2579	0,0000	0,365
2	0,509471	0,2816	69,3342	0,0000	72,3185	69,5921	0,0000	98,113
3	0,402361	0,0409	0,0702	0,0000	72,3594	69,6623	0,0000	0,099
4	0,170497	15,3016	0,0231	0,0000	87,6610	69,6854	0,0000	0,002
5	0,126114	0,0221	17,1357	0,0000	87,6830	86,8211	0,0000	1,026
6	0,102919	0,0200	1,7819	0,0000	87,7030	88,6031	0,0000	0,130
7	0,101706	0,4210	0,2153	0,0000	88,1241	88,8184	0,0000	0,015
8	0,098837	0,0423	0,0344	0,0000	88,1664	88,8528	0,0000	0,002
9	0,093552	0,0354	0,0567	0,0000	88,2018	88,9095	0,0000	0,003
10	0,075444	5,9179	0,0052	0,0000	94,1197	88,9147	0,0000	0,000
11	0,055252	0,0031	6,2594	0,0000	94,1228	95,1741	0,0000	0,192
12	0,044347	3,1158	0,0010	0,0000	97,2387	95,1750	0,0000	0,000
13	0,042744	0,0243	0,0141	0,0000	97,2629	95,1891	0,0000	0,000
14	0,034284	0,0002	2,8097	0,0000	97,2631	97,9988	0,0000	0,031
15	0,030344	1,6803	0,0001	0,0000	98,9434	97,9989	0,0000	0,000
16	0,026796	0,0052	0,0011	0,0000	98,9486	97,9999	0,0000	0,000
17	0,024935	0,0000	1,3018	0,0000	98,9486	99,3017	0,0000	0,011
18	0,023287	0,7842	0,0000	0,0000	98,7427	98,3048	0,0000	0,000

La période ETABS Tetabs =0,62s .

V.3.2.2. Pourcentage de masse participante :

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.

- Le minimum de modes à retenir est de **trois (03)** dans chaque direction considérée. (RPA99/ V2003, article 4.3.4).

D'après le tableau, Le pourcentage de la participation massique a atteint les 90% dans Le **mode 10**.

-Vérification des modes de vibration :

Tableau V.3. Vérification de vibration des modes.

Mode	Période	UX	UY	RZ
1	0,620979	72,0369	0,2579	0,0483
2	0,509471	0,2816	69,3342	0,0679
3	0,402361	0,0409	0,0702	69,1184

- Le premier mode de vibration est une **translation** avec une mobilisation de masse de **72,0369%**.
- Le deuxième mode de vibration est une **translation** avec une mobilisation de masse de **69,3342%**.
- Le troisième mode de vibration est une **torsion**.

V.3.3. Effort tranchants à la base :

La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par la 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. Si $V_t < 0.80 V$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments...) dans le rapport $0.8 V/V_t$

(RPA99modifiée2003, article.4.3.6).

Il faut vérifier que : $V_t < 0.80 V$.

V_t : l'effort tranchant à la base calculée par logiciel ETABS.

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

RPA modifiée 2003 (Formule 4.1).

Définition des coefficients selon RPA modifiée 2003 (article 4.2.3) :

A : coefficient d'accélération donne par le **tableau 4.1** de RPA en fonction de la zone sismique et du groupe d'usage.

Tableau V.4. coefficient d'accélération

	ZONE	ZONE	ZONE	ZONE
Groupe	I	II _a	II _b	III
1A	0,15	0,25	0,30	0,40
1B	0,12	0,20	0,25	0,30
2	0,10	0,15	0,20	0,25
3	0,07	0,10	0,14	0,18

V.3.3.1. Calcul de la période fondamentale (T)

Peut être estimée à partir des formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante :

$$T = C_T h_N^{3/4}$$

h_N : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau N. ($h_N = 23.92m$)

C_T : coefficient, en fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le **tableau 4.6 (RPA99/ V2003, article 4.2.4)**.

$$T = 0,05 \times (23.92)^{3/4} = 0.54 \text{ s.}$$

Dans les cas où le contreventement est assuré partiellement ou totalement par des voiles, on peut également utiliser la formule :

$$T = 0,09 h_N / \sqrt{D}$$

$$T_x = 0,09 h_N / \sqrt{L_x} \quad L_x = 24,20 \text{ m} \quad \text{Donc} \quad T_x = 0,44 \text{ s.}$$

$$T_y = 0,09 h_N / \sqrt{L_y} \quad L_y = 21,35 \text{ m} \quad \text{Donc} \quad T_y = 0,47 \text{ s.}$$

$$T_{\text{empirique}} = \min \left(C_T h_N^{\frac{3}{4}}, \frac{0,09 \times h_N}{\sqrt{D}} \right) = 0,44 \text{ s}$$

Facteur d'amplification dynamique moyen "D" :

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \left[\frac{T_2}{T} \right]^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3,0 \text{ s} \\ 2,5\eta \left[\frac{T_2}{T} \right]^{2/3} \left[\frac{3,0}{T} \right]^{5/3} & T \geq 3,0 \text{ s} \quad 0 \text{ s} \end{cases}$$

Formule (4.2) de l'RPA99 modifiée 2003 (l'Art.4.2.3).

η : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule:

$$\eta = \sqrt{7 / (2 + \xi)} \geq 0.7 \text{ Formule (4-3) RPA99 modifiée 2003}$$

Avec : $\xi = 10\%$

$\eta = 0.76 \geq 0.7$ **Condition vérifiée.**

T2 : période caractéristique, associée à la catégorie du site et donnée par le **tableau 4.7 de RPA T2(S3) = 0,5 S**

T : **L'article 4.2.4 du RPA** postule que : les valeurs de T, calculées à partir des formules de RAYLEIGU ou des méthodes numériques ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30%

$$1.3 \times T_{\text{empirique}} = 1,3 \times 0,44 = 0.57 < T_{\text{etabs}} = 0.62 \text{ s}$$

Donc **T = 0,57s**

$$\text{Nous avons : } T_2 \leq T \leq 3,0 \text{ s donc : } 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} \Rightarrow D = 1.74$$

Calcul du poids total de la structure (W)

W est égal à la somme des poids W_i calculés à chaque niveau (i)

$$W = \sum W_i \quad \text{Avec : } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

W_{Gi} : Le poids de niveau i revenant à la charge permanente ;

W_{Qi} : Le poids de niveau i revenant à la charge d'exploitation ;

β : Coefficient de pondération en fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le tableau (4-5 du RPA99).

Dans notre cas et pour un bâtiment à usage habitation : $\beta = 0,20$.

Le poids total de la structure est tiré du logiciel : **$W_T = 36417,94 \text{ KN}$**

Résumé des résultats de calcul obtenus :

Tableau V.5. Récapitulatif des valeurs de A, D, R, T et W_T

Paramètres	Résultats
A	0.15
D	1.74
Q	1.20
W	36417.94
R	3.5

$$V = \frac{0.15 \times 1.74 \times 1,2}{3.5} \times (36417.94) = 3258.88 \text{ KN.}$$

$$0,8V = 2607.1 \text{ KN}$$

Efforts tranchants dynamiques à la base v_{dx} & v_{dy} :

Tirés du logiciel ETABS.

$$V_{dx} [t] = 2834.22 \text{ KN} > 0.8 V_{stat}$$

Condition vérifiée.

$$V_{dy} [t] = 3145.09 \text{ KN} > 0.8 V_{stat}$$

Condition vérifiée.

V.3.4. Déplacement inter étage :

D'après le **RPA 99 (art 5.10)**, les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser **1%** de la hauteur d'étage.

Le déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_K = R \times \delta_{eK} \quad \text{Formule (4.43) de l'RPA99 modifiée 2003 (l'Art.4.42).}$$

Avec :

δ_k : déplacement dû aux forces sismique. Fi (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

$$\Delta_K = \delta_K - \delta_{K-1} \quad \text{Formule (4.20) de l'RPA99 modifiée 2003 (l'Art.4.42).}$$

Tableau V.6. Vérification des déplacements dans le sens longitudinal.

Niveaux	$\delta_{ekx}(m)$	R	$\delta_k(m)$	$\Delta_k(m)$	$\bar{\Delta}_k=1\% h_e$	Observation
TERRASSE	0,0139	3,5	0,04865	0,007	0,0306	Condition vérifiée
ET5	0,0119	3,5	0,04165	0,0077	0,0306	Condition vérifiée
ET4	0,0097	3,5	0,03395	0,0084	0,0306	Condition vérifiée
ET3	0,0073	3,5	0,02555	0,0084	0,0306	Condition vérifiée
ET2	0,0049	3,5	0,01715	0,00805	0,0306	Condition vérifiée
ET1	0,0026	3,5	0,0091	0,0063	0,0306	Condition vérifiée
RDC	0,0008	3,5	0,0028	0,0028	0,0306	Condition vérifiée

Tableau V.7. Vérification des déplacements dans le sens transversal.

Niveaux	$\delta_{ekx}(m)$	R	$\delta_k(m)$	$\Delta_k(m)$	$\bar{\Delta}_k=1\% h_e$	Observation
TERRASSE	0,0109	3,5	0,03815	0,00665	0,0306	Condition vérifiée
ET5	0,009	3,5	0,0315	0,00665	0,0306	Condition vérifiée
ET4	0,0071	3,5	0,02485	0,00665	0,0306	Condition vérifiée
ET3	0,0052	3,5	0,0182	0,0063	0,0306	Condition vérifiée
ET2	0,0034	3,5	0,0119	0,0056	0,0306	Condition vérifiée
ET1	0,0018	3,5	0,0063	0,0042	0,0306	Condition vérifiée
RDC	0,0006	3,5	0,0021	0,0021	0,0306	Condition vérifiée

Conclusion :

Tous les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne dépassent pas le 1% de la hauteur de ces derniers pour les deux sens.

Vérifications du déplacement maximal de la structure :

On doit vérifier si le déplacement maximal de la structure donné par le logiciel ETABS dans les deux sens est inférieur à la flèche admissible:

$$\delta_{\max} < f_{adm} = \frac{H_t}{500}$$

(BAEL91, article B.6.5.3).

$$f_{adm} = \frac{23.92}{500} = 0,0478.$$

Le déplacement maximal de la structure donnée par ETABS :

Sens longitudinal (x-x) :

Pour déterminer les valeurs des déplacements relatifs dans le sens longitudinal par le logiciel, on suit les étapes suivantes :

Display —> **Show Story Response Plots** —> **Case EX** —> **Display**

- **Sens longitudinal (x-x) :**

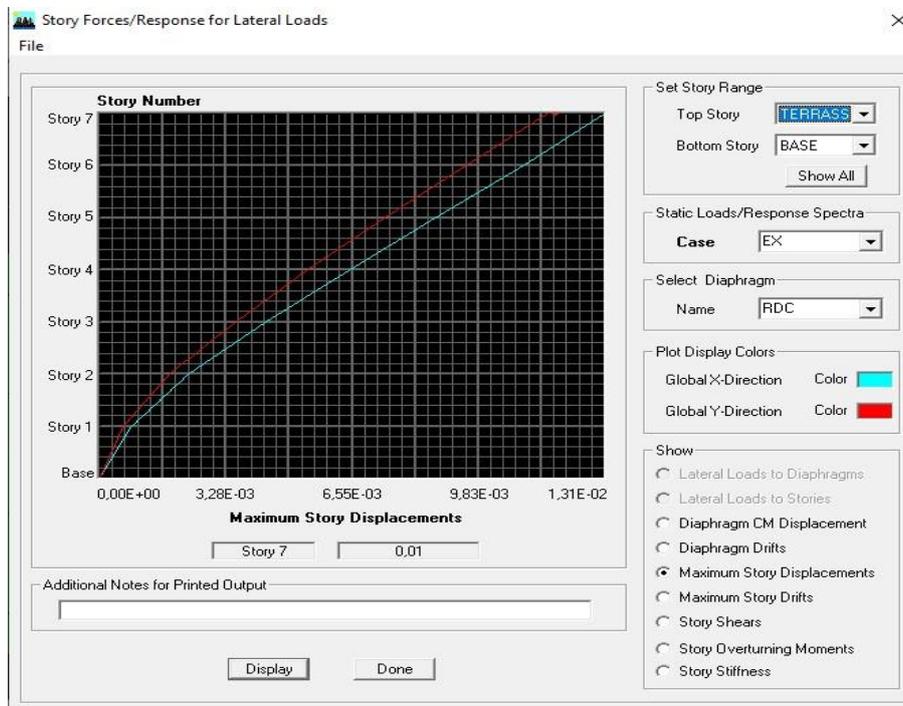


Figure V.6 : Déplacement relatif dans le sens longitudinal.

- Sens transversal (y-y) :

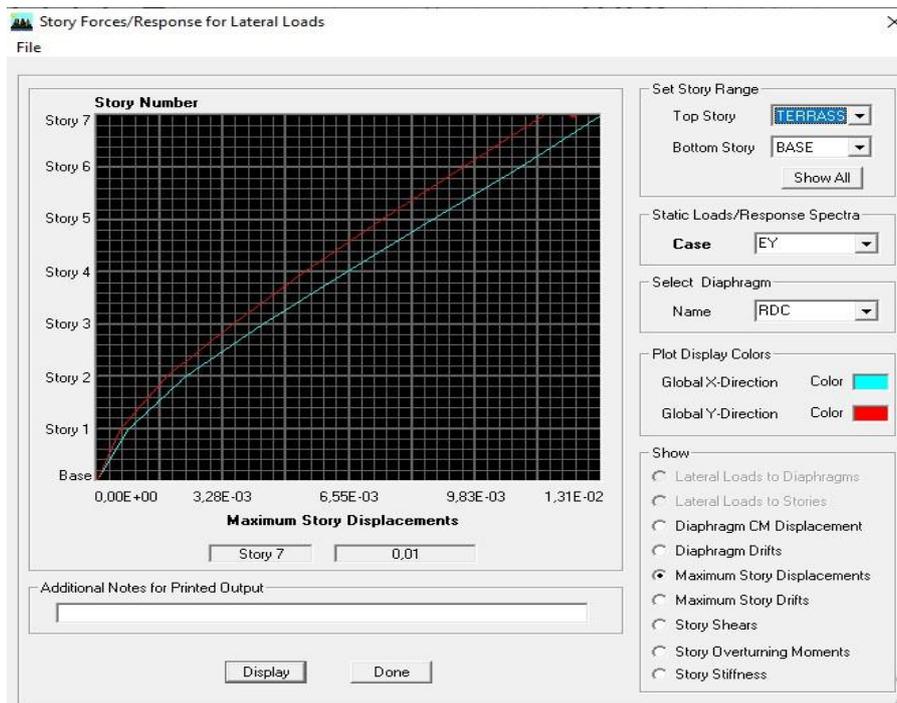


Figure V.7: déplacement relatif dans le sens transversal.

Sens transversal : $\delta_{\max(x-x)} = 0.01m \leq f = 0,0428m$

Sens longitudinal : $\delta_{\max(y-y)} = 0.01m \leq f = 0,0428m$

V.3.5. Vérification de l'effet $P - \Delta$ RPA99 modifiée 2003 (l'Art.5.9)

D'après le RPA Les effets de deuxième ordre (ou l'effet de $P-\Delta$) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_K \times \Delta_K}{V_K \times h_K} \leq 0.10 \quad \text{Formule (5.9) de l'RPA99 modifiée 2003 (l'Art 5.9).}$$

Avec :

P_k : poids de chaque niveau «k» calculés suivant la formule ci-après :

$$P_K \sum_{l=k}^n (W_{gl} + \beta w_{ql})$$

V_k : effort tranchant d'étage au niveau « k ».

Δ_k : déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » en considérant la combinaison (G+Q+E).

h_k : hauteur de l'étage « k ».

- Sens longitudinal (x-x):

Tableau V.8. Vérification de l'effet P- Δ sens x-x

Story	Pk	Δ_k	Vk	hk	θ_{KX}	Observation
TERRASSE	6042,8	0,007	903,27	3,06	0,01530373	Condition vérifiée
ET5	10935,41	0,0077	1465,05	3,06	0,01878244	Condition vérifiée
ET4	15938,57	0,0084	1919,64	3,06	0,02279226	Condition vérifiée
ET3	20941,72	0,0084	2282,85	3,06	0,02518215	Condition vérifiée
ET2	26068,42	0,00805	2554,5	3,06	0,02684623	Condition vérifiée
ET1	31195,12	0,0063	2737,61	3,06	0,02346033	Condition vérifiée
RDC	36417,96	0,0028	2834,22	3,06	0,0117576	Condition vérifiée

- Sens transversal (y-y) :

Tableau V.9. Vérification de l'effet P- Δ sens y-y.

Story	Pk	Δ_k	Vk	hk	θ_{KY}	Observation
TERRASSE	6042,8	0,00665	1037,97	3,06	0,01265184	Condition vérifiée
ET5	10935,41	0,00665	1671,92	3,06	0,01421411	Condition vérifiée
ET4	15938,57	0,00665	2165,41	3,06	0,01599593	Condition vérifiée
ET3	20941,72	0,0063	2551,92	3,06	0,01689524	Condition vérifiée
ET2	26068,42	0,0056	2839,03	3,06	0,01680395	Condition vérifiée
ET1	31195,12	0,0042	3036,13	3,06	0,01410244	Condition vérifiée
RDC	36417,96	0,0021	3145,09	3,06	0,00794658	Condition vérifiée

La structure est vérifiée vis-à-vis de l'effet P-Delta alors ce dernier peut être négligé.

V.3.6. Vérification de l'excentricité :

D'après le **RPA99/version 2003 (Article 4.3.7)**, dans le cas où il est procédé à une analyse bidimensionnelle, 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.

Soit : **CM** : centre de masse.
CR : centre de rigidité.

On doit avoir : $CM-CR \leq 5 \% L_x$
 $CM-CR \leq 5 \% L_y$

Tableau V.3.10 : Récapitulatif de l'excentricité de la structure.

Story	XCCM	YCCM	XCR	YCR	Xcm-XCR	Ycm-YCR	0,05Lx	0,05Ly	observation
RDC	12,243	9,558	12,194	10,05	0,049	-0,492	1,21	1,0675	Condition vérifiée
ET1	12,25	9,557	12,472	10,046	-0,222	-0,489	1,21	1,0675	Condition vérifiée
ET2	12,244	9,55	12,486	9,979	-0,242	-0,429	1,21	1,0675	Condition vérifiée
ET3	12,239	9,544	12,454	9,941	-0,215	-0,397	1,21	1,0675	Condition vérifiée
ET4	12,234	9,537	12,431	9,929	-0,197	-0,392	1,21	1,0675	Condition vérifiée
ET5	12,23	9,532	12,422	9,931	-0,192	-0,399	1,21	1,0675	Condition vérifiée
TERRASSE	12,189	9,532	12,426	9,934	-0,237	-0,402	1,21	1,0675	Condition vérifiée

V.3.7. Vérification des efforts normaux aux niveaux des poteaux:

Effort normal réduit (L'effort normal de compression de calcul) est limité par la condition suivante :

$$V = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0.3$$

Avec :

B_c : La section du poteau.

N_d : Effort normal max dans les poteaux sous : **(0.8G ± E et G + Q)**

f_{c28} : La résistance caractéristique du béton.

Sélectionner les poteaux du RDC puis : **Display** → **Show Tables** → **Select Cases/Combos**
→ **(0.8G ± E et G+Q) + OK**

→ **Frame Output** → **Frame Forces** → **Tables: Column Forces.**

On a:

$$N_d = 1760.31 \text{ KN}$$

D'où:

$$V = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} = \frac{1760.31 \times 10^3}{500 \times 500 \times 25} = 0.28 \leq 0.3 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

VI.1. Introduction :

On désigne sous le nom des éléments structuraux les éléments qui interviennent dans la résistance aux actions sismiques d'ensemble ou dans la distribution de ces actions au sein de l'ouvrage.

Nous présentons dans ce chapitre le calcul du ferraillage de ces éléments résistants (Les portiques « poteaux – poutres », et les voiles), accompagnés de leurs schémas de ferraillage.

VI.2. Ferraillage des poteaux :

Les poteaux sont des éléments structuraux qui ont pour rôle la transmission des efforts vers les fondations, Un poteau est soumis à un effort normal « N » et un moment de flexion « M » dans les deux sens (longitudinal et transversal) donc le calcul de ferraillage des poteaux se fera en flexion composée dans le sens le plus défavorable selon les deux directions, puis vérifiés à l'ELS.

Les combinaisons considérées pour les calculs sont :

$$1,35 G + 1,5 Q \dots\dots\dots ELU$$

$$G + Q \dots\dots\dots ELS$$

$$G + Q \pm E \dots\dots\dots RPA 99/2003$$

$$0,8 G \pm E \dots\dots\dots RPA 99/2003$$

Les calculs se font en tenant compte de trois sollicitations :

- Effort normal maximal et le moment correspondant $N_{max} \Rightarrow M_{cor}$
- Effort normal minimal et le moment correspondant $N_{min} \Rightarrow M_{cor}$
- Moment fléchissant maximal et l'effort normal correspondant $M_{max} \Rightarrow N_{cor}$

Caractéristiques mécaniques des matériaux :

Tableau VI.2.1. Caractéristiques mécaniques des matériaux en situation durable et accidentelle

Situation	Béton			Acier		
	γ_β	f_{c28} [MPa]	f_{bu} [MPa]	γ_σ	Fe [MPa]	σ_s [MPa]
Durable	1,5	25	14,167	1,15	400	348
accidentelle	1,15	25	21,74	1	400	400

Recommandations et exigences du RPA :**Les armatures longitudinales Art 7.4.2.1RPA 99/ version 2003 :**

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets,

Les pourcentages d'armatures recommandés par rapport à la section du béton sont :

- ✓ Le pourcentage minimal d'armatures est de $0,8 \% \times b \times h$ en zone IIa
- ✓ Le pourcentage maximal dans la zone courante est de $4\% \times b \times h$ en zone IIa
- ✓ Le pourcentage maximal dans la zone de recouvrement est de $6\% \times b \times h$ en zone IIa

Tableau VI.2.2. Armatures longitudinales des poteaux exigées par le RPA

Sections des poteaux cm^2	Pourcentage minimal	Pourcentage maximal	
	0,8 % [bh]	4% [bh] en zone courante	6% [bh] en zone de recouvrement
50X50	20	100	150
45X45	16,2	81	121,5
40X40	12,8	64	96

- ✓ Le diamètre minimal est de 12 mm
- ✓ La longueur minimale des recouvrements est de: $40 \varnothing$ en zone IIa
- ✓ La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser :
25 cm en zone II
 - ✓ Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales.

VI.2.1. Calcul des Armatures :**Armatures longitudinales :**

Chaque poteau est soumis à un effort normal N (de compression ou de traction) et à un moment fléchissant M , ce qui nous conduit à étudier les deux cas suivants :

- Section partiellement comprimée (SPC),

- Section entièrement comprimée (SEC),

Le système constitué d'un moment et d'un effort normal peut être remplacé par un effort normal appliqué au centre de pression « C » qui est distant du centre de gravité de la section de :

$$e = M/N.$$

1) Section partiellement comprimée (SPC) :

Une section est partiellement comprimée si :

1^{er} cas :

C : Le centre de pression se trouve à l'extérieur du segment $e = \frac{M_u}{N_u} \geq \left(\frac{h}{2} - c'\right)$

N : Effort de compression ou de traction.

2^{ème} cas :

C : Le centre de pression se trouve à l'intérieur du segment $e = \frac{M_u}{N_u} < \left(\frac{h}{2} - c'\right)$

N : Effort de compression.

Dans ce cas il faut aussi vérifier l'inégalité suivante :

$$N(d - c) - M_f \leq \left(0,337 - 0,81 \frac{c'}{h}\right) \times b \times h^2 \times f_{bu},$$

Avec :

$$M_f = N_u \times g = N_u \left(\frac{h}{2} - c + e\right),$$

$$A_{st} = A_{st1} - \frac{N_u}{\sigma_{st}} \Rightarrow N_u : \text{effort de compression}, \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s},$$

$$A_{st} = A_{st1} + \frac{N_u}{\sigma_{st}} \Rightarrow N_u : \text{effort de traction}.$$

$$A_{sc} = A_{sc1}$$

En flexion composée la section d'armatures sera donnée par les relations suivantes :

$$\mu = \frac{M_f}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

1^{er} cas : Section simplement armée : ($A_{sc} = 0$)

Si $\mu < \mu_i = 0,392$ la section d'acier nécessaire sera donnée par la formule suivante :

$$A_{st1} = \frac{M_f}{\beta \times d \times \sigma_{st}}$$

2^{ème} cas : Section doublement armée :

Si $\mu > \mu_i = 0,392$ la section d'acier nécessaire sera donnée par les formules suivantes :

$$A_{st1} = \frac{M_1}{\beta_e \times d \times \sigma_{st}} + \frac{\Delta M}{(d-c) \times \sigma_{st}} ; \quad A_{sc1} = \frac{\Delta M}{(d-c') \times \sigma_{st}}$$

Avec :

$$M_1 = \mu_1 \times b \times d^2 \times f_{bu}$$

$$\Delta M = M_f - M_1$$

2) Section entièrement comprimée (SEC) :

C : Le centre de pression se trouve entre les armatures $e = \frac{M_u}{N_u} < \left(\frac{h}{2} - c'\right)$

N : Effort de compression.

$$N(d-c) - M_f \geq \left(0,337 - 0,81 \frac{c'}{h}\right) \times b \times h^2 \times f_{bu}$$

Deux cas peuvent se présenter :

1^{er} cas :

$$N(d-c) - M_f \geq \left(0,5 - \frac{c'}{h}\right) \times b \times h^2 \times f_{bu}$$

$$A_{sc1} = \frac{M - (d - 0,5 h) \times b \times h \times f_{bu}}{(d - c') \times \sigma_{sc}}$$

$$A_{sc2} = \frac{N - bhf_{bu}}{\sigma_{sc}} - A_{sc1}$$

2^{ème} cas :

$$\left(0,337 - 0,81 \frac{c'}{h}\right) \times b \times h^2 \times f_{bu} < N(d-c) - M_f < \left(0,5 - \frac{c'}{h}\right) \times b \times h^2 \times f_{bu}$$

$$A_{sc1} = \frac{N - \Psi \times b \times h \times f_{bu}}{\sigma_{sc}} ; \quad A_{sc2} = 0$$

$$\Psi = \frac{0,3571 + \frac{N \times (d-c') - M_f}{b \times h^2 \times f_{bc}}}{0,8571 + \frac{c'}{h}} ; \quad \sigma_{sc} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

3) Section entièrement tendue (SET) :

C : Le centre de pression se trouve entre les armatures

N : Effort de compression.

$$A_{st1} = \frac{N \times a}{(d-c') \times \sigma_{sc}} ; \quad A_{st2} = \frac{N}{\sigma_{sc}} - A_{st1}$$

➤ **Sollicitations de calcul**

Les sollicitations de calcul selon les combinaisons les plus défavorables sont extraites directement du logiciel ETABS, les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI .2.3. Sollicitations de calcul à l'ELU

Niveau	Poteaux	Effort Normal (KN)		Moment (KN,m)	
RDC ⇒ 2 ^{ème}	50 x 50	N_{max}	-2354,45	M_{corr}	14,408
		N_{min}	0,11	M_{corr}	14,413
		N_{cor}	-178,47	M_{max}	129,102
3 ^{ème} ⇒ 4 ^{ème}	45 x 45	N_{max}	-1284,16	M_{corr}	32,27
		N_{min}	-0,33	M_{corr}	13,083
		N_{cor}	-145,09	M_{max}	119,599
5 ^{ème} ⇒ 6 ^{ème}	40 x 40	N_{max}	-644,27	M_{corr}	29,063
		N_{min}	-1,74	M_{corr}	45,03
		N_{cor}	-82,89	M_{max}	94,534

Tableau VI.2.4. Calcul de ferrailage des poteaux à l'ELU.

Niveau	Poteaux	Effort Normal (KN)		Moment (KN,m)		Situation	Nature	A _{Inf} cm ²	A _{Sup} cm ²	A _{min} cm ²	Ferrailage	A _{ad} cm ²
		N _{max}	N _{min}	M _{corr}	M _{max}							
RDC ↔ 2 ^{ème}	50x50	N _{max}	-2354,45	M _{corr}	14,408	ELU	SEC	0	0	20	4HA20+4HA16	20,6
		N _{min}	0,11	M _{corr}	14,413	0,8G+EY	SPC	0,88	0			
		N _{cor}	-178,47	M _{max}	129,102	G+Q+EY	SPC	10,8	0			
3 ^{ème} ↔ 4 ^{ème}	45 x 45	N _{max}	-1284,16	M _{corr}	32,27	ELU	SEC	0	0	16,2	4HA20+4HA14	18,72
		N _{min}	-0,33	M _{corr}	13,083	0,8G+EY	SPC	0,91	0			
		N _{cor}	-145,09	M _{max}	119,599	G+Q+EY	SPC	10,71	0			
5 ^{ème} ↔ 6 ^{ème}	40 x 40	N _{max}	-644,27	M _{corr}	29,063	ELU	SEC	0	0	12,8	4HA16+4HA14	14,20
		N _{min}	-1,74	M _{corr}	45,03	0,8G+EY	SPC	3,64	0			
		N _{cor}	-82,89	M _{max}	94,534	G+Q+EY	SPC	9,01	0			

VI.2.2. Vérifications à l'ELU :

Les Armatures transversales Art 7.4.2.2RPA 99/ version 2003 :

Les armatures transversales sont calculées par la formule suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a T_u}{h_1 f_e}$$

Diamètre des armatures transversales : (Art A.8.1.3/BAEL91 modifiées 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.

$$\phi_t = \frac{1}{3} \phi_L^{max} = \frac{20}{3} = 6,66mm \quad \text{soit } \phi_t = 8 mm$$

Avec :

ϕ_L^{max} : Le plus grand diamètre des armatures longitudinales.

Les armatures transversales des poteaux seront encadrées par deux cadres en $\emptyset = 8\text{mm}$.
Soit $A_t = 2,01\text{cm}^2$

Espacement des armatures transversales :

Selon BAEL 91 modifié 99 (Art A.8.1.3)

$$S_t \leq \min\{15\phi_l^{\min}; 40\text{cm}; (a + 10)\text{cm}\}$$

$$S_t \leq \min\{15 \times 1,4; 40\text{cm}; (40 + 10)\text{cm}\}$$

Avec :

« a » c'est la petite dimension transversale des poteaux.

$$S_t \leq 21\text{cm} \rightarrow \text{Soit } S_t = 15\text{cm}$$

Selon RPA99 vs 2003 (Art 7.4.2.2)

En zone courante (pour zone II_a) :

$$S_t \leq \{15\phi_l^{\min}\} = 15 \times 1,2 = 18\text{cm}$$

$$S_t \leq 18\text{cm} \rightarrow \text{soit } S_t = 15\text{cm}$$

En zone nodale (pour zone II_a) :

$$S_t \leq \min\{15\text{cm}; 10\phi_l^{\min}\} = \min\{15\text{cm}; 10 \times 1,2\} = 12\text{cm}$$

$$S_t \leq 12\text{cm} \rightarrow \text{Soit } S_t = 10\text{cm}$$

Vérification de la quantité d'armatures transversales :

$$\text{Si } \lambda_g \geq 5 \rightarrow A_t^{\min} = 0,3\% S_t \times b_1$$

$$\text{Si } \lambda_g \leq 3 \rightarrow A_t^{\min} = 0,8\% S_t \times b_1$$

Si $3 \leq \lambda_g \leq 5$ → Interpoler entre les deux valeurs précédentes.

Avec :

b_1 : dimension de la section droite du poteau dans la direction considérée

λ_g : Elancement géométrique du poteau $\lambda_g = \frac{l_f}{i}$ (BAEL 91 Art: B.8.4.1)

l_f : Longueur de flambement du poteau $l_f = 0,7L_0$

i : rayon de giration

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} \quad ; \quad I = \frac{ab^3}{12} \quad \text{Avec : } I : \text{Moment d'inertie,}$$

$S = a \times b$ = Section transversale du poteau,

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

-Poteaux du RDC, 1^{er} et 2^{ème} étage (50×50) cm², L₀ = 3,06 m ⇒ λ = 14,84 < 35

-Poteaux du 3^{ème} et 4^{ème} étage (45×45) cm², L₀ = 3,06 m ⇒ λ = 16,49 < 35

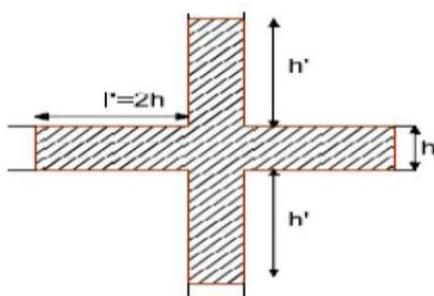
-Poteaux du 5^{ème} et 6^{ème} étage (40×40) cm², L₀ = 3,06 m ⇒ λ = 18,55 < 35

Tableau VI.2.5. Vérification de la quantité d’armatures transversales

Poteaux	Hauteur L ₀	L _f	λ _g	A _t ^{min} [cm ²]		diamètre adopté	A _{adoptée} [cm ²]	Obs
				Zone courante St=15 cm	Zone nodale St=10 cm			
50x50	306	214,2	14,84	2,25	1,5	4Ø10	3,14	Condition vérifiée
45x45	306	214,2	16,49	2,02	1,35	4Ø10	3,14	Condition vérifiée
40x40	306	214,2	18,55	1,8	1,2	4Ø8	2,01	Condition vérifiée

Délimitation de la zone nodale : RPA99 version 2003 (Art.7.4.2.1)

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 pour chaque barre sont données dans la figure ci-dessous.



$$h' = \text{Max} (h_e/6; b_1; h_1; 60)$$

h_e : la hauteur d’étage moins la hauteur de la poutre secondaire,

Figure VI.2.1. Zone nodale

Tableau VI.2.6. Détermination de la zone nodale

	H	h'
Poteau (50*50)	3,06	$h' = \text{Max} \left(\frac{306-45}{6}; 50; 50; 60 \right) = 60 \text{cm}$
Poteau (45*45)	3,06	$h' = \text{Max} \left(\frac{306-45}{6}; 45; 45; 60 \right) = 60 \text{m}$
Poteau (40*40)	3,06	$h' = \text{Max} \left(\frac{306-45}{6}; 40; 40; 60 \right) = 60 \text{m}$

Longueur minimale de recouvrement :

La longueur minimale des recouvrement est de : $40\emptyset$ en zone II_a.

- ✓ Poteaux (50 x 50) : $l_r = 40 \times 2 = 80 \text{ cm}$
- ✓ Poteaux (45 x 45) : $l_r = 40 \times 2 = 80 \text{ cm}$
- ✓ Poteaux (40 x 40) : $l_r = 40 \times 1,6 = 64 \text{ cm}$

Encrage des armatures (longueur de scellement) (Art 6.1.22 BAEL 91 modifiée 99),

$$\text{Longueur de scellement : } L_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_{su}} \quad \tau_{su} = 0,6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 2,835 \text{ MPa}$$

- Pour les \emptyset_{20} : $L_s = 70,54 \text{ cm}$
- Pour les \emptyset_{16} : $L_s = 56,43 \text{ cm}$
- Pour les \emptyset_{14} : $L_s = 49,38 \text{ cm}$

Pour l'encrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochet est au moins égale à : $0,4 L_s$ pour les aciers HA.

- Pour les \emptyset_{20} : $L_a = 28,216$
- Pour les \emptyset_{16} : $L_a = 22,57 \text{ cm}$
- Pour les \emptyset_{14} : $L_a = 19,75 \text{ cm}$,

Vérification au cisaillement (Art 7.4.3.2RPA 99/ version 2003) :

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton τ_{bu} sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$\tau_{bu} = \frac{T_u}{bd} \leq \overline{\tau_{bu}} = \rho_a f_{c28}$$

Avec :

$$\rho_d = \begin{cases} 0,075 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,04 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

Tableau VI.2.7. Vérification au cisaillement dans les poteaux.

Poteaux (cm ²)	h_e (m)	$b=h$ (mm)	$\lambda_g \geq 5$	d (mm)	T_u $\times 10^3$ (N)	τ_b (MPa)	$\bar{\tau}_{bu}$ (MPa)	Observation
50×50	3,06	500	14,84	470	85,01	0,361	1,875	Condition vérifiée
45×45	3,06	450	16,49	420	80,33	0,425	1,875	Condition vérifiée
40×40	3,06	400	18,55	370	66,98	0,452	1,875	Condition vérifiée

VI.2.3. Vérifications à l'ELS :

Condition de non fragilité

La condition de non fragilité dans le cas de la flexion composée est:

$$A_s \geq A_{cnf} = \frac{0,23f_{t28}}{f_e} \times \frac{e_s - 0,455d}{e_s - 0,185d} \times b \times d$$

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau VI.2.8. Vérification des ferrillages à l'ELS.

Poteaux	N_s Effort Normal (KN)		M_s Moment (KN,m)		obs	A_{cnf} cm ²	A_{adop} cm ²	observation
	N_{max}	N_{min}	M_{corr}	M_{max}				
50 x 50	N_{max}	-1712,9	M_{corr}	10,355	SPC	6,98	20,6	Condition vérifiée
	N_{min}	-299,8	M_{corr}	24,909	SPC	6,98	20,6	Condition vérifiée
	N_{corr}	-847,27	M_{max}	32,552	SPC	6,98	20,6	Condition vérifiée
45 x 45	N_{max}	-936,28	M_{corr}	23,431	SPC	5,61	18,72	Condition vérifiée
	N_{min}	-169,08	M_{corr}	26,548	SPC	5,62	18,72	Condition vérifiée
	N_{corr}	-508,57	M_{max}	38,071	SPC	5,62	18,72	Condition vérifiée
40 x 40	N_{max}	-470,54	M_{corr}	21,105	SPC	4,40	14,20	Condition vérifiée
	N_{min}	-55,64	M_{corr}	15,379	SPC	4,41	14,20	Condition vérifiée
	N_{corr}	-213,63	M_{max}	38,745	SPC	4,40	14,20	Condition vérifiée

Vérification des contraintes à l'ELS :

La vérification d'une section en béton armé à l'ELS consiste à démontrer que les contraintes maximales dans le béton σ_{bc} et dans les aciers σ_{st} sont au plus égales aux contraintes admissibles $\bar{\sigma}_{bc}$ et $\bar{\sigma}_{st}$.

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_b = 15MPa$$

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_s = 348MPa$$

Poteaux	N_s Effort Normal (KN)		M_s Moment (KN,m)		Etat des contraintes	$\sigma_{\text{béton}}^s$	$\sigma_{\text{béton}}^i$	$\sigma_{\text{béton}}^{\text{ad}}$	σ_{Acier}^s	σ_{Acier}^i	$\sigma_{\text{Acier}}^{\text{ad}}$	Observation
	N_{max}	N_{min}	M_{corr}	M_{max}								
50 x 50	N_{max}	-1712,9	M_{corr}	10,355	SPC	5,97	5,94	15	108,2	73,1	348	Condition vérifiée
	N_{min}	-299,8	M_{corr}	24,909	SPC	1,14	1,16	15	19,2	15,7	348	Condition vérifiée
	N_{corr}	-847,27	M_{max}	32,552	SPC	3,67	4,43	15	97,8	61,5	348	Condition vérifiée
45 x 45	N_{max}	-936,28	M_{corr}	23,431	SPC	4,07	4,07	15	100,02	57,3	348	Condition vérifiée
	N_{min}	-169,08	M_{corr}	26,548	SPC	0,86	0,89	15	16,3	11,97	348	Condition vérifiée
	N_{corr}	-508,57	M_{max}	38,071	SPC	3,04	3,72	15	71,42	33,7	348	Condition vérifiée
40 x 40	N_{max}	-470,54	M_{corr}	21,105	SPC	2,69	2,71	15	51,8	22,08	348	Condition vérifiée
	N_{min}	-55,64	M_{corr}	15,379	SPC	0,42	0,45	15	1,14	2,87	348	Condition vérifiée
	N_{corr}	-213,63	M_{max}	38,745	SPC	1,94	2,33	15	16,48	31,28	348	Condition vérifiée

Tableau VI.2.9. Vérification des contraintes

Conclusion :

Le ferrailage des différents poteaux se fera suivant la section minimale d'armatures $A_{s\ min}$ correspondante recommandée par le règlement « RPA 99/Version 2003 » en zone IIa.

Tableau VI.2.10. Ferrailage final des poteaux

Niveaux	Section [cm^2]	Ferrailage
RDC au 2 ^{ème} étage	50 × 50	4HA20+4HA16=20,6 cm^2
3 ^{ème} au 4 ^{ème} étage	45 × 45	4HA20+4HA14=18,72 cm^2
4 ^{ème} au 6 ^{ème} étage	40 × 40	4HA16+4HA14=14,2 cm^2

VI.3. Ferrailage des poutres :

Les poutres en béton armé, sont des éléments structuraux non exposés aux intempéries, sollicités par des moments de flexion et des efforts tranchants. Elles seront ferrillées en flexion simple sous les sollicitations les plus défavorables en tenant compte des combinaisons suivantes:

$$\left. \begin{array}{l} 1,35G + 1,5Q \\ G + Q \end{array} \right\} \text{BAEL 91 modifié 99.}$$

$$\left. \begin{array}{l} G + Q \mp E \\ 0,8G \mp E \end{array} \right\} \text{RPA 99 version 2003.}$$

Recommandations du RPA99/ version 2003 :**A) Armatures longitudinales : (Art 7.5.2.1 RPA / version 2003)**

- Le pourcentage total minimal des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de : **0,5 %** en toute section,
- Le pourcentage total maximal des aciers longitudinaux est de :

4 % en zone courante.

6% en zone de recouvrement.

- La longueur minimale de recouvrement est de **40 \emptyset (Zone IIa)**.
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à **90°**.
- Nous devons avoir un espacement maximal de 10 cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœud.

Les sections des armatures longitudinales relatives aux prescriptions du RPA 99/version 2003 sont rapportées dans le tableau suivant :

Tableau VI.3.1. Armatures minimales longitudinales des poutres exigées par le RPA

	Section (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{max} (cm ²) (Zone courante)	A _{max} (cm ²) (Zone de recouvrement)
Poutres principales	30X45	6,75	54	81
Poutres secondaires	30X45	6,75	54	81

B) Armatures transversales : (Art7.5.2.2 RPA / version 2003)

- La quantité minimale des armatures transversales est donnée par :

$$A_t = 0,003 \times S_t \times b$$

- L'espacement maximal entre les armatures transversales est donné comme suit :

- a- Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires

$$S = \min (h/4, 12\Phi_1)$$

- b- En dehors de la zone nodale : $S \leq h/2$

- La valeur de diamètre ϕ des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé, et dans le cas d'une section en travée avec des armatures comprimées, c'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.
- Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm de nu de l'appui ou l'encastrement.

VI.3.1. Etapes de calcul du ferrailage à L'ELU

a- Armatures longitudinales

Les poutres sont ferrillées en flexion simple, Elles sont calculées en travées puis aux appuis sous les sollicitations les plus défavorables.

Soit :

A_{st} : Section d'acier inférieure tendue ;

A_{sc}: Section d'acier supérieure la plus comprimée ;

M_u: Moment de flexion ;

h: Hauteur de la section du béton ;

b: Largeur de la section du béton ;

d: Hauteur utile $d = h - c$;

c, c' : Distance entre la fibre la plus tendue et le centre de gravité des armatures tendues.

Calcul du moment réduit

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} \quad \text{avec : } f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1 \times 1,5} = 14,2 \text{ MPa}$$

Les armatures seront calculées à l'état limite ultime (ELU) sous l'effet des sollicitations les plus défavorables et dans les situations suivantes.

1^{er} cas : Section simplement armée ($A_{sc} = 0$)

Si $\mu < \mu_l = 0,392$ la section d'acier nécessaire sera donnée par la formule suivante :

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}}$$

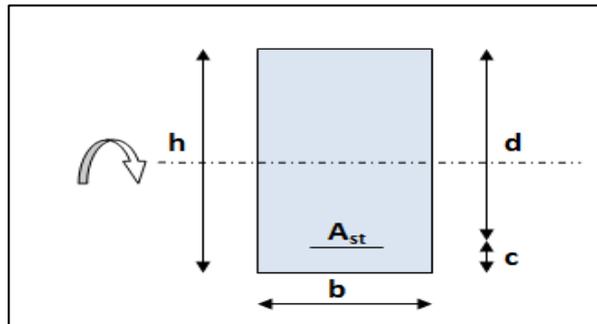


Figure VI.3.1. Section simplement armée

2^{eme} cas : Section doublement armée ($A_{sc} \neq 0$)

Si $\mu > \mu_l = 0,392$ la section d'acier nécessaire sera donnée par la formule suivante :

$$M_u = M_l + \Delta M$$

$$\mu_l = \frac{M_l}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}}$$

$$A_{st1} = \frac{M_l}{\beta d (\bar{f}_e / \gamma_s)}$$

$$A'_{sc} = A_{st2} = \frac{\Delta M}{\sigma_{sc} (d - c')}$$

$$A_{st} = A_{st1} + A_{st2} = \frac{M_l}{\beta d \sigma_{st}} + \frac{\Delta M}{\sigma_{sc} (d - c')}$$

Avec :

A_{ST} : La section d'acier inférieure tendue ;

A'_{sc} : La section d'acier supérieure comprimée.

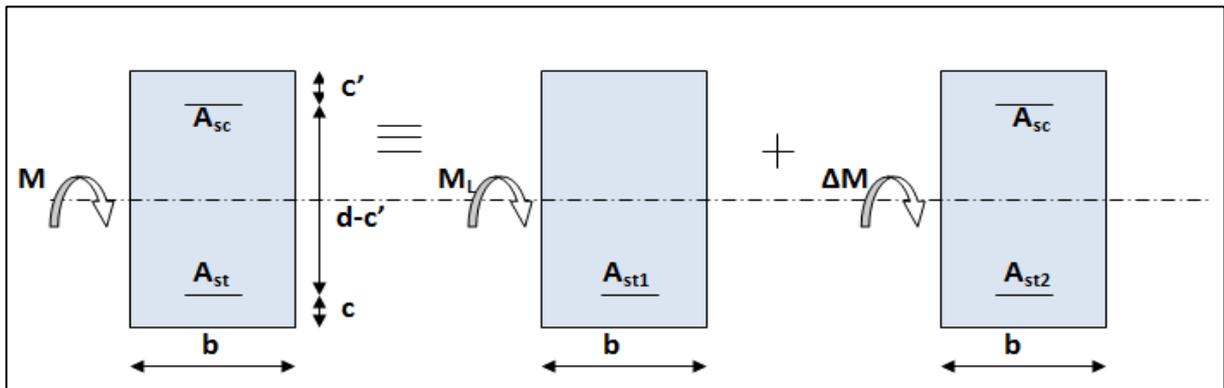


Figure VI.3.2. Section doublement armée

VI.3.2. Calcul des armatures longitudinales

Après avoir extrait les moments, on prend les moments max soit aux appuis soit en travée.

Exemple de calcul

Ferrailage des poutres principales non adhérents aux voiles :

En travée

$$\mu = \frac{M_u}{b, d^2, f_{bu}} = \mu = \frac{84,73 \times 10^3}{30 \times 42^2 \times 14,2} = 0,112 < \mu_l = 0,392$$

La section est simplement armée

$$\mu = 0,112 \Rightarrow \beta = 0,940 \text{ (Tableau)}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{84,73 \times 10^3}{0,940 \times 42 \times 348} = 6,16 \text{ cm}^2 < A_{min}$$

Aux appuis

$$\mu = \frac{M_u}{b, d^2, f_{bu}} = \mu = \frac{153,237 \times 10^3}{30 \times 42^2 \times 14,2} = 0,204 < \mu_l = 0,392$$

La section est simplement armée

$$\mu = 0,204 \Rightarrow \beta = 0,885 \text{ (Tableau)}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{153,237 \times 10^3}{0,885 \times 42 \times 348} = 11,84 \text{ cm}^2 < A_{min}$$

VI.3.2.1. Etude des poutres principales

a. Ferrailage des poutres principales non adhérees aux voiles

Tableau VI.3.3. Ferrailage des poutres principales non adhérees aux voiles

Position	combinaison	M (KN,m)	μ	Obs	A_{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	$A_{adopté}$ (cm ²)	$A_{adopté}$ (cm ²) total	Choix des barres
Travée	ELU	84,73	0,112	SSA	6,16	6,75	12,5	25	3HA20 + 2HA14
Appuis	ELU	-153,237	0,204	SSA	11,84		12,5		3HA20 + 2HA14

b. Ferrailage des poutres principales adhérees aux voiles

Tableau VI.3.4. Ferrailage des poutres principales adhérees aux voiles

Position	combinaison	M (KN,m)	μ	Obs	A_{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	$A_{adopté}$ (cm ²)	$A_{adopté}$ (cm ²) total	Choix des barres
Travée	0,8G+EX	113,63	0,151	SSA	8,45	6,75	12,5	25	3HA20 + 2HA14
Appuis	G+Q+EY	-158,41	0,210	SSA	12,31		12,5		3HA20 + 2HA14

VI.3.2.2. Etude des poutres secondaires

a. Ferrailage des poutres secondaires non adhérees aux voiles

Tableau VI.3.5. Ferrailage des poutres secondaires non adhérees aux voiles

Position	Combinaison	M (KN,m)	μ	Obs	A_{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	$A_{adopté}$ (cm ²)	$A_{adopté}$ (cm ²) total	Choix des barres
Travée	G+Q+EX	80,527	0,107	SSA	5,83	6,75	8,01	16,02	3HA14 + 3HA12
Appuis	G+Q+EY	-92,655	0,123	SSA	6,77		8,01		3HA14 + 3HA12

b. Ferrailage des poutres secondaires adhérentes aux voiles

Tableau VI.3.6. Ferrailage des poutres secondaires adhérentes aux voiles

Position	combinaison	M (KN,m)	μ	Obs	A_{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	$A_{adopté}$ (cm ²)	$A_{adopté}$ (cm ²) total	Choix des barres
Travée	0,8G+EX	95,03	0,126	SSA	6,97	6,75	8,01	16,02	3HA14 + 3HA12
Appuis	G+Q+EY	-105,21	0,140	SSA	7,79		8,01		3HA14 + 3HA12

VI.3.3. Vérification à l'ELU

Condition de non fragilité : (A.4.2/ BAEL91 modifié 99)

La section minimale des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

$$A_{min} = \frac{0,23, b d f_{t28}}{f_e} \quad \text{Avec : } f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28}$$

- Pour les poutres principales (30 × 45)

$$A_{min} = \frac{0,23 \times 30 \times 42 \times 2,1}{400} = 1,52 \text{ cm}^2,$$

- Pour les poutres secondaires (30 × 45)

$$A_{min} = \frac{0,23 \times 30 \times 42 \times 2,1}{400} = 1,52 \text{ cm}^2,$$

$A_{adoptée} > A_{min} \Rightarrow$ La condition de non fragilité est vérifiée, ainsi que les sections recommandées par le RPA.

Justification sous sollicitation d'effort tranchant (A.5.1/ BAEL91 modifié 99)

Les poutres soumises à des efforts tranchants sont justifiées vis-à-vis de l'état limite ultime, cette justification est conduite à partir de la contrainte tangente « τ_u » prise conventionnellement égale à :

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{bd} \leq \text{Min} \left\{ \frac{0,2 f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\} = 3,33 \text{ MPa.}$$

T_u^{max} : Effort tranchant max à l'ELU.

Tableau VI.3.7. Vérification au cisaillement

Poutres	Effort tranchant (KN)		b (cm)	d (cm)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Observation
Principales	T_{max}	171,51	30	42	1,36	3,33	condition vérifiée
Secondaires	T_{max}	81,01	30	42	0,64	3,33	condition vérifiée

Influence de l'effort tranchant aux appuis (A.5.1.32/ BAEL91 modifié 99)

$$T_u \leq \bar{T}_u = 0,40 \times \frac{0,9bd f_{c28}}{\gamma_b}$$

Tableau VI.3.8. Influence de l'effort tranchant sur le béton

Poutres	Effort tranchant (KN)		b (cm)	d (cm)	f_{c28} (MPa)	γ_b	\bar{T} (KN)	Observation
Principales	T_{max}	171,51	30	42	25	1,5	756	condition vérifiée
Secondaires	T_{max}	81,01	30	32	25	1,5	756	condition vérifiée

Influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales (A.5.1.32/ BAEL91 modifié 99)

Lorsqu'au droit d'un appui : $T_u + \frac{M_u}{0,9 \times d} > 0$ on doit prolonger au-delà de l'appareil de l'appui.

Une section d'armatures pour équilibrer un moment égal à : $T_u + \frac{M_u}{0,9 \times d}$

$$A_s \geq \frac{1,15}{f_e} \left(V_u + \frac{M_u}{0,9d} \right)$$

Tableau VI.3.9. Influence de l'effort tranchant sur l'acier

Poutres	T_u^{max} (KN)	M_u^{max} (KN,m)	d (m)	$0,9 \times d$ (m)	$T_u + \frac{M_u}{0,9d}$	Observation
Principales	171,51	-158,41	0,42	0,378	-247,56	Pas d'influence de l'effort tranchant sur les armatures
Secondaires	81,01	-105,21	0,42	0,378	-197,32	

⇒ Les armatures supplémentaires ne sont pas nécessaires,

Vérification de la contrainte d'adhérence acier-béton (A.6.1. 3/BAEL91 modifié 99)

La valeur limite de la contrainte d'adhérence pour l'ancrage des armatures :

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa,}$$

La contrainte d'adhérence au niveau de l'appui le plus sollicité doit être :

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0,9 \times d \times \sum U_i} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \times f_{t28}$$

$\Psi_s = 1,5$: Coefficient scellement HA.

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

➤ **Poutres Principales :**

$$\sum U_i = n \times \pi \times \varnothing = (3 \times 3,14 \times 2) + (2 \times 3,14 \times 1,4) = 27,63 \text{ cm},$$

$$\tau_{se} = \frac{171,51 \times 10^3}{0,9 \times 420 \times 276,3} = 1,65 \text{ MPa}$$

✓ $\tau_{se} = 1,65 \text{ MPa} < \overline{\tau_{sc}} = 3,15 \text{ MPa} \rightarrow$ Condition vérifiée.

✓

➤ **Poutres Secondaires :**

$$\sum U_i = n \times \pi \times \varnothing = 3 \times 3,14 \times 1,4 + 3 \times 3,14 \times 1,2 = 24,49 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{81,01 \times 10^3}{0,9 \times 420 \times 244,9} = 0,88 \text{ MPa}$$

✓ $\tau_{se} = 0,88 \text{ MPa} < \overline{\tau_{sc}} = 3,15 \text{ MPa} \rightarrow$ Condition vérifiée.

Encrage des armatures (longueur de scellement) (Art 6.1.22 BAEL 91 modifiée 99) :

$$\text{Longueur de scellement : } L_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_{su}}$$

$$\text{Avec: } \tau_{su} = 0,6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = 2,835 \text{ MPa}$$

$$\text{Pour les } \varnothing_{20} : L_s = 70,54 \text{ cm}$$

$$\text{Pour les } \varnothing_{14} : L_s = 49,38 \text{ cm}$$

$$\text{Pour les } \varnothing_{12} : L_s = 42,32 \text{ cm}$$

Pour l'encrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochet est au moins égales à : $0,4l_s$ pour les aciers HA.

$$\text{Pour les } \varnothing_{20} : L_a = 28,21 \text{ cm}$$

$$\text{Pour les } \varnothing_{14} : L_a = 19,75 \text{ cm}$$

$$\text{Pour les } \varnothing_{12} : L_a = 19,93 \text{ cm}$$

a) Calcul des armatures transversales :

➤ L'espacement des armatures transversales :

$$\begin{cases} S_t \leq \min(12\phi_t^{\min}, \frac{h}{4}, 30\text{cm}) & \text{en zone nodale et en travée} \\ S_t \leq \frac{h}{2} & \text{en dehors de la zone nodale} \end{cases}$$

Tableau VI.3.10. L'espacement des armatures transversales

Poutres	Zone	S_t (cm)	S_t adopté (cm)
principales	Nodale	$S_t = \min(12 \times 1,4; \frac{45}{4}; 30) = 11,25$	10
	Courante	$S_t = \frac{45}{2} = 22,5$	15
secondaires	Nodale	$S_t = \min(12 \times 1,2; \frac{45}{4}) = 11,25$	10
	Courante	$S_t = \frac{45}{2} = 22,5$	15

➤ le diamètre minimal : $\phi t \leq \min\{\frac{h}{35}; \phi l_{max}; \frac{b}{10}\}$

▪ Poutres principales:

$$\phi t \leq \min\{\frac{45}{35}; 2; \frac{30}{10}\} = \min\{1,28; 2; 3\} = 1 \text{ cm} = 10 \text{ mm}$$

On prend : $\phi t = 8 \text{ mm}$

✓ Soit $A_t = 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2$ (un cadre et un étrier)

▪ Poutres secondaires :

$$\phi t \leq \min\{\frac{45}{35}; 1,6; \frac{30}{10}\} = \min\{1,28; 1,6; 3\} = 1 \text{ cm} = 10 \text{ mm}$$

On prend : $\phi t = 8 \text{ mm}$

✓ Soit $A_t = 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2$ (un cadre et un étrier)

Délimitation de la zone nodale

Dans le cas des poutres rectangulaires, la longueur de la zone nodale L est égale à deux fois la hauteur de la poutre considérée.

Poutres principales : $L' = 2 \times 45 = 90 \text{ cm}$.

Poutres secondaires : $L' = 2 \times 45 = 90 \text{ cm}$.

Armatures transversales minimales :

La quantité d'armatures minimales est donnée par la formule suivante :

$$A_t^{\min} = 0,003 \times St \times b$$

$$A_t^{\min} = 0,003 \times 15 \times 30 = 1,35 \text{ m}^2$$

✓ $A_t^{\text{adop}} = 2,01 > A_t^{\min} = 1,35 \text{ cm}^2 \rightarrow$ condition vérifiée

VI.3.4. Vérifications à l'ELS

1) Etat limite d'ouverture des fissures

La fissuration dans le cas des poutres étant considérée peu nuisible, alors cette vérification n'est pas nécessaire.

2) Etat limite de déformation (B.6.5.3/ BAEL91 modifié 99)

$$f \leq \bar{f} = \frac{L}{500} \text{ (si la portée est au plus égale à 5m)}$$

$$f \leq \bar{f} = 0,5 + \frac{L}{1000} \text{ (si la portée est supérieure à 5 m)}$$

f : Flèche maximale des poutres (Déduite du logiciel ETABS).

On prendra "L" la plus grande portée des poutres dans chacune des deux directions.

Poutres principales

$$L = 5,40 \text{ m} \Rightarrow \bar{f} = 5 + \frac{5400}{1000} = 10,4 \text{ mm}$$

$$f_{\text{ETABS}} = 0,61 \text{ cm} < \bar{f} = 10,4 \text{ mm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Poutres secondaires

$$L = 5,40 \text{ m} \Rightarrow \bar{f} = 5 + \frac{5400}{1000} = 10,4 \text{ mm}$$

$$f_{\text{ETABS}} = 0,61 \text{ cm} < \bar{f} = 10,4 \text{ mm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Etat limite de compression du béton : (A.4.5.2 / BAEL91 modifié 99)

Il faut vérifier que la contrainte de compression du béton ne doit pas dépasser la contrainte admissible

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

Avec :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa,}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} \text{ avec } \sigma_{st} = \frac{M_s}{A \cdot \beta_{1,d}} \text{ et } \rho_1 = \frac{100A}{bd}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

A : Armatures adoptées à l'ELU,

Et à partir des tableaux, on extrait les valeurs de β_1 et K_1 ,

Les résultats des vérifications à l'ELS sont donnés dans les tableaux suivants :

Tableau VI.3.11. Vérification du ferrailage des poutres principales non adhérees aux voiles

Position	M_s (KN,m)	A (cm ²)	ρ_1	β_1	K_1	σ_{st} (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs
Travée	60,921	12,5	0,992	0,860	20,95	134,95	6,44	15	vérifiée
Appuis	-109,89	12,5	0,992	0,860	20,95	248,01	11,83	15	vérifiée

Tableau VI.3.12. Vérification du ferrailage des Poutres principales adhérees aux voiles

Position	M_s (KN,m)	A (cm ²)	ρ_1	β_1	K_1	σ_{st} (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs
Travée	14,72	12,5	0,992	0,860	20,95	32,60	1,55	15	vérifiée
Appuis	-55,60	12,5	0,992	0,860	20,95	123,14	5,88	15	vérifiée

Tableau VI.3.13. Vérification du ferrailage des Poutres secondaires non adhérees aux voiles

Position	M_s (KN,m)	A (cm ²)	ρ_1	β_1	K_1	σ_{st}	σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	Obs
Travée	29,49	8,01	0,657	0,881	27,02	96,25	3,56	15	vérifiée
Appuis	-42,04	8,01	0,657	0,881	27,02	137,21	5,07	15	vérifiée

Tableau VI.3.14. Vérification du ferrailage de poutres secondaires adhérees aux voiles

Position	M_s (KN,m)	A (cm ²)	ρ_1	β_1	K_1	σ_{st}	σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	Obs
Travée	44,23	8,01	0,657	0,881	27,02	144,36	5,34	15	vérifiée
Appuis	-66,14	8,01	0,657	0,881	27,02	215,87	7,98	15	vérifiée

Conclusion

Les conditions à l'ELS sont vérifiées donc on opte pour le ferrailage calculé à l'ELU.

Tableau VI.3.15 Ferrailage finale des poutres

	Type	Section [cm ²]	A _{adoptée}	
			appuis	travée
Poutres principales	Adhérées aux voiles	30x45	3HA20 + 2HA14	3HA20 + 2HA14
	Non adhérentes aux voiles	30x45	3HA20 + 2HA14	3HA20 + 2HA14
Poutres secondaires	Adhérées aux voiles	30x45	3HA14 + 3HA12	3HA14 + 3HA12
	Non adhérentes aux voiles	30x45	3HA14 + 3HA12	3HA14 + 3HA12

VI.4. Ferrailage des voiles :

Introduction

Le ferrailage des voiles s'effectuera selon le règlement BAEL91 et les vérifications selon les Règles Parasismiques Algériennes RPA 99/Version 2003.

Ils sont soumis à des forces verticales (charges et surcharges) et à des forces horizontales dues au séisme.

Le calcul se fera en flexion composée et au cisaillement.

Les voiles sont ferrillés en trois types d'armatures

- Armatures verticales.
- Armatures horizontales.
- Armatures transversales.

Combinaisons d'actions

Tableau VI.4.1. Les combinaisons d'action pour le ferrailage des voiles

<u>Selon le BAEL 99</u>	<u>Selon le RPA version 2003 :</u>
1,35G+1,5Q	G+Q±E
G+Q	0,8G±E

Comportement d'un voile:

Un voile est considéré comme une console encadrée à sa base, il y a deux types de voiles ayant un comportement différent:

Voile élancé: $\frac{h}{L} > 1,5$

Voile court: $\frac{h}{L} < 1,5$

Il existe plusieurs méthodes pour le calcul des voiles en citant la méthode par bandes et la méthode classique.

Dans les calculs qui suivent La méthode utilisée est la méthode par bandes.

Exposé de la méthode de calcul (RPA99 modifié 2003 (Art 7.7.4))

La méthode à utiliser pour le ferrailage des voiles est la méthode de la RDM. Elle consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (N) et (M) en utilisant les formules suivantes :

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M \cdot V}{I}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M \cdot V'}{I}$$

Avec :

B : section du béton ; $B = E_p \times L$

I : moment d’inertie du voile ; $I = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{E_p \times l^3}{12}$

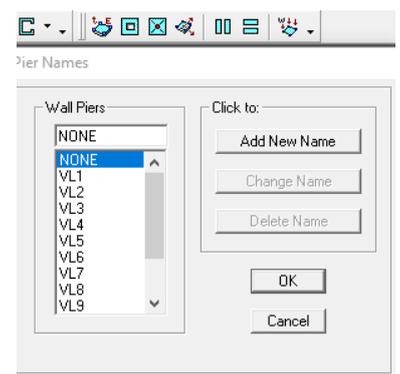
V et V' : bras de levier $\Rightarrow V = V' = L_{voile} / 2$

Remarques

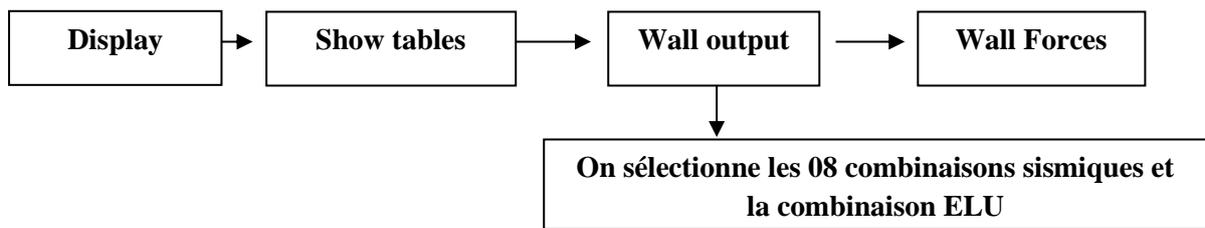
- 1) Dans le but de faciliter les calculs, le ferrailage des voiles se fera comme celui des poteaux, par zone, car il est possible d’adopter le même ferrailage pour certains niveaux,
 - **Zone I** : RDC au 2^{ème} étage;
 - **Zone II** : 3^{ème} et 4^{ème} étage ;
 - **Zone III** : Du 4^{ème} au 6^{ème} étage;

Utilisation du logiciel ETABS pour extraire les efforts internes:

- a- Il faut attribuer un nom pour chaque voile dans l’ETABS comme suit:
- b- La sélection se fait par zone selon la section des poteaux
- c- après avoir sélectionné les voiles considéré on procède de cette manière pour extraire les efforts internes (N-M-V)



On clique sur:



Les voiles sont ferrailés on flexion composée donc on prend les valeurs suivantes:

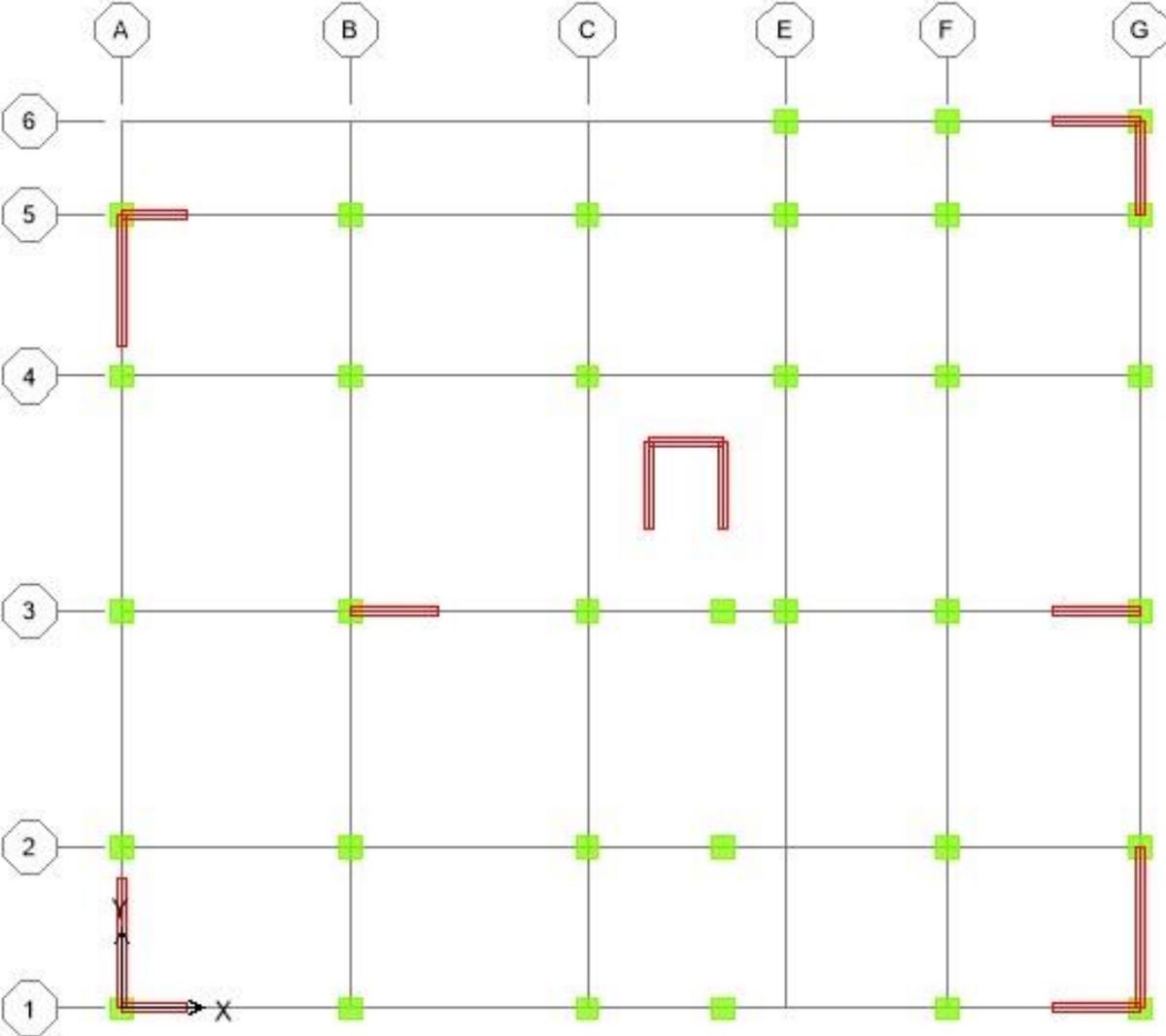
N_{\max} → M_{corres} → V_{corres}

N_{\min} → M_{corres} → V_{corres}

M_{\max} → N_{corres} → V_{corres}

Dans notre projet on a introduit les voiles dans les deux directions:

Figure VI.4.3. Disposition des voiles dans la structure



VI.4.1. Calcul des contraintes:

VI.4.1.1. Voiles longitudinaux :

Tableau VI.4.2. Calcul des contraintes sens x-x

ZONE	e (m)	L (m)	B (m ²)	I (m ⁴)	N (KN)		M (KN. m)		V _U (KN)	Combinaison	σ_{\max} (KN/m ²)	σ_{\min} (KN/m ²)
					N _{max}	N _{min}	M _{cor}	M _{max}				
I	0,2	2	0,4	0,13333333	N _{max}	-3210,08	M _{cor}	1,647	37,64	ELU	-8012,847	-8037,553
	0,2	2	0,4	0,13333333	N _{min}	72,02	M _{cor}	521,699	257,78	08GEX MAX	4092,793	-3732,693
	0,2	2	0,4	0,13333333	N _{cor}	-2112,43	M _{max}	1830,331	-330,99	GQEX MAX	8446,408	-19008,558
II	0,2	2	0,4	0,13333333	N _{max}	-1394,55	M _{cor}	79,171	50,57	ELU	-2892,592	-4080,158
	0,2	2	0,4	0,13333333	N _{min}	-1,7	M _{cor}	232,337	171,12	08GEX MAX	1738,278	-1746,778
	0,2	2	0,4	0,13333333	N _{cor}	106,36	M _{max}	461,003	281,97	GQEX MIN	3723,423	-3191,623
III	0,2	2	0,4	0,13333333	N _{max}	-938,03	M _{cor}	48,34	42,22	ELU	-1982,525	-2707,625
	0,2	2	0,4	0,13333333	N _{min}	-11,86	M _{cor}	140,079	78,17	08GEX MAX	1020,943	-1080,243
	0,2	2	0,4	0,13333333	N _{cor}	-697,81	M _{max}	409,558	-86,41	GQEX MAX	1327,160	-4816,210

VI.4.1.2. Voiles transversaux :

Tableau VI.4.3. Calcul des contraintes sens y-y

ZONE	e (m)	L (m)	B (m)	I (m ⁴)	N (KN)		M (KN. m)		V _U (KN)	Combinaison	σ_{\max} (KN/m ²)	σ_{\min} (KN/m ²)
					N _{max}	N _{min}	M _{cor}	M _{max}				
I	0,2	3,7	0,74	0,84421667	N _{max}	-3909	M _{cor}	1,647	844,46	ELU	-5280,482	-5284,383
	0,2	3,7	0,74	0,84421667	N _{min}	-21,18	M _{cor}	521,699	658,96	08GEX MAX	589,347	-646,590
	0,2	3,7	0,74	0,84421667	N _{cor}	-3909	M _{max}	7435,371	844,46	GQEX MAX	3524,988	-14089,853
II	0,2	3,7	0,74	0,84421667	N _{max}	-1501,33	M _{cor}	2790,603	695,96	ELU	1276,729	-5334,377
	0,2	3,7	0,74	0,84421667	N _{min}	6,86	M _{cor}	2504,807	567,37	08GEX MAX	2976,289	-2957,749
	0,2	3,7	0,74	0,84421667	N _{cor}	-1501,33	M _{max}	2709,603	695,96	GQEX MIN	1180,782	-5238,430
III	0,2	3,7	0,74	0,84421667	N _{max}	-604,63	M _{cor}	209,971	-133,23	ELU	-568,351	-1065,785
	0,2	3,7	0,74	0,84421667	N _{min}	1,55	M _{cor}	131,801	111,63	08GEX MAX	158,217	-154,028
	0,2	3,7	0,74	0,84421667	N _{cor}	-594,66	M _{max}	909,249	-406,12	GQEX MAX	273,438	-1880,627

VI.4.2. Calcul du ferrailage des voiles

Détermination des armatures

Armatures verticales :

En fonction des contraintes agissantes sur le voile, trois cas peuvent se présenter :

- Section entièrement comprimée (SET)
- Section entièrement tendue (SEC)
- Section partiellement comprimée (SPC)

Section	Diagramme des efforts normaux	La longueur de la zone tendue	L'effort normal N_t	Armatures verticales
S.E.T		$L_t = L_{voil}$	$N_t = \frac{\sigma_{max} + \sigma_{min}}{2} \times L$ $\times E_p$ $N_t = \text{surface du trapèze}$ $\times x : \text{Epaisseur du voile}$	$A_V = \frac{N_t}{\sigma_s}$
S.E.C		$L_t = 0$	$N_t = 0$	$A_V = \frac{N - B \times f_{t28}}{\sigma_s}$
S.P.C		$L_t = L - L_c$	$N_t = \frac{\sigma_t \times L_t}{2} \times E_p$ $N_t = \text{surface du triangle}$ $\times x : \text{épaisseur du voile}$	$A_V = \frac{N_t}{\sigma_s}$

Avec :

$$L_c = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{max} + \sigma_{min}} \times L$$

L : Longueur du voile

L_c : La longueur de la zone comprimée

σ_s : Contrainte de l'acier

- en situation accidentelle : $\sigma_s = 400 \text{ MPA} \Rightarrow f_{bc} = 18,48 \text{ MPA}$

- en situation courante : $\sigma_s = 348 \text{ MPA} \Rightarrow f_{bc} = 14,20 \text{ MPA}$

Les armatures verticales du dernier niveau doivent comporter des crochets à la partie supérieure, la jonction des armatures des autres niveaux se fait par simple recouvrement (sans crochets).

On peut concentrer les armatures à l'extrémité du voile.

B) Armatures horizontales

Les armatures horizontales doivent être munies des crochets à 135° ayant une longueur de 10ϕ .

(Art 7.7.4.2/RPA 99 modifié 2003)

Les armatures horizontales sont disposées vers l'extérieur dans chaque nappe d'armatures,

- Règles communes du RPA pour les armatures verticales et horizontales :

Le pourcentage minimal d'armatures verticales et horizontales est donné comme suit :

$A_H > 0,15\% B \Rightarrow$ Globalement dans la section du voile.

$A_H > 0,10\% B \Rightarrow$ en zone courante **(RPA 99 modifié 2003 (Art 7.7.4.3))**

❖ D'après le BAEL :

$$A_H = \frac{A_V}{4}$$

B : Section du béton

A_V : Section d'armature verticale.

- Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

Armatures minimales

a) Compression simple BAEL91 modifié 99 (Art A.8.1; 21)

- $A_{min} > 4 \text{ cm}^2/\text{ml}$, par mètre de longueur de paroi mesurée Perpendiculairement à la direction de ces armatures.

- $0,2\% \leq A_{min}/B \leq 0,5\%$

B : section du béton.

b) Traction simple BAEL91 modifié 99 (art A.4.2.1)

$$A_{min} \geq \frac{B \times f_{t28}}{f_e}$$

Avec :

B : section du béton

Le pourcentage minimal des armatures verticales de la zone tendue doit rester au moins égale à 0,2 % de la section horizontale du béton tendu **RPA 99 modifié 2003 (Art.7.7.4.1)**.

$$A_{\min} \geq \max\left(\frac{f_{t28} \times B}{f_e}; 0,2\%B\right)$$

C) Flexion composée :

➤ **Selon BAEL: (Art A4.2.1BAEL 91/99)**

Les armatures minimales :

$$A_{\min} = 0,23 \frac{f_{t28}}{f_e} \left(\frac{e_s - 0,455d}{e_s - 0,185d} \right) bd$$

Avec: $es = \frac{Ms}{Ns}$

Avec: $\left\{ \begin{array}{l} A_{\min} : \text{Section minimale d'aciers tendus} \\ f_{t28} : \text{Résistance du béton à la traction à l'âge de 28 jours} \\ f_e : \text{Contrainte limite élastique des aciers} \\ e_s : \text{Excentricité de l'effort normal à l'ELS} \\ d : \text{Hauteur utile} \\ b : \text{Largeur de la section de béton} \end{array} \right.$

D) Armatures transversales

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces du refend. 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.

E) 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'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

F) Armatures des potelets

Il est possible de concentrer des armatures de traction à l'extrémité du voile pour former un potelet. La section totale d'armatures verticales de la zone tendue doit être au moins égale à 0,2% de la section horizontale du béton tendu qui est l'équivalent à au moins 4 HA10 (RPA 99). Les barres verticales doivent être ligaturées avec des cadres horizontaux, dont l'espacement ne doit pas dépasser l'épaisseur du voile.

G) Longueur de recouvrement

La longueur de recouvrement doit être égale à :

40 \emptyset : pour les armatures situées dans les zones où le signe des efforts est réversible.

20 \emptyset : pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

H) Diamètre maximal

Le diamètre utilisé pour les armatures verticales et horizontales à l'exception des armatures des potelets doit être inférieur ou égal au à [1/10] de l'épaisseur du voile.

$$\emptyset \leq 0,1e = 0,1 \times 200 = \mathbf{20mm.}$$

I) Espacement

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$S_t \leq \min\{1,5e, 30cm\}$$

Avec : $e=20cm$: épaisseur du voile.

$$St \leq 1,5e \Rightarrow t \leq 30cm$$

Dans notre cas :

$$St \leq \min \{30; 30cm\} \Rightarrow St \leq \mathbf{30cm}$$

VI.3.3. Les vérifications :**VI.3.3.1. Vérification à l'ELU :****Vérification de la contrainte limite de cisaillement**

- D'après BAEL91modifiées 99 (Art A.5.1.21)

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u$$

Avec :

$$\bar{\tau}_u : \text{Contrainte limite de cisaillement } \bar{\tau}_u = \min \left(0,15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 4MPa \right)$$

- D'après RPA99modifiées 2003 (Art A.7.7.2)

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_b = 0,2f_{c28}$$

Avec :

$$\bar{V} = 1,4V_u$$

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

VI.4.3.2. Vérifications à l'ELS

Vérification de la contrainte dans le béton à l'ELS

$$\sigma_b = \frac{N_s}{B + 15A} \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28}$$

Avec :

N_s : L'effort normal appliqué

B : Section du béton

A : section des armatures adoptées (verticales)

$\bar{\sigma}_b$: Contrainte admissible

VI.3.4. Exemple de calcul

Soit à calculer le ferrailage d'un voile transversal $L= 2m$ sur la zone 1 (VL).

a - Caractéristiques géométriques:

L(m)	E_p (m)	B (m ²)	I (m ⁴)
2	0,20	0,40	0,013

$$\begin{cases} \sigma_{\max} = 8446,408 \text{KN/m}^2 \\ \sigma_{\min} = -19008,558 \text{KN/m}^2 \end{cases} \Rightarrow \text{Section entièrement tendue (SPC)}$$

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \times L \Rightarrow L_c = \frac{8446,408}{8446,408 + 19008,558} \times 2 \Rightarrow L_c = 0,61m$$

$$L_T = L - L_c = 1,39m$$

b- Calcul des armatures verticales

$$N_t = \frac{\sigma_T \times L_T}{2} \times e_p \Rightarrow N_t = \frac{8446,408 \times 1,39}{2} \times 0,20 = 1174,05 \text{ KN}$$

$$A_{sv} = \frac{N_t}{\sigma_s} = \frac{1174,05}{34,8} = 33,73 \text{ cm}^2$$

c- Les armatures de coutures

$$A_{vj} = 1,1 \frac{V_u}{f_e} = 1,1 \times \frac{1,4 \times 330,99}{400 \times 10^{-1}} = 12,74 \text{ cm}^2$$

$$\left. \begin{array}{l} A_{vj} = 12,74 \text{ cm}^2 \longrightarrow 2m \\ A_{vjLT} = \longrightarrow 1,39m \end{array} \right\} A_{vjLT} = 8,56 \text{ cm}^2$$

d- Calcul des armatures minimales

$$A_{\min} \geq \max\left(\frac{f_{t28} \times d \times e}{f_e}; 0,2\%B\right)$$

$$= \max\left(\frac{2,1 \times 0,2 \times 2}{400} \times 10^4; 0,002 \times 0,40 \times 10^4\right)$$

$$A_{\min} \geq \max(21; 8) = 21 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min/\text{nappe/ml}} = 5,25 \text{ cm}^2$$

e- Calcul des sections totales

$$A_{\text{total/LT}} = A_{V_s} + A_{V_{jLT}} = 42,29 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{total/nappe/LT}} = 42,29/2 = 21,145 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{total/LT/nappe}} = 21,145 \text{ cm}^2 \longrightarrow Lt = 1,39 \text{ m}$$

$$A_{\text{total/nappe/ml}} = x \longrightarrow 1 \text{ ml}$$

$$\Rightarrow A_{\text{total/nappe/ml}} = (21,145 \times 1 \text{ ml}) / 1,39 = 15,21 \text{ cm}^2$$

$$A_{sv} = \max(A_{\text{total/nappe/ml}}; A_{\min/\text{nappe/ml}}) = 15,21 \text{ cm}^2$$

- Ferrailage adoptée : $A_{sv\text{adp}} = 8\text{HA}16 (16,08 \text{ cm}^2)$

f- Calcul des armatures horizontales

D'après RPA 99 version 2003 : $A_H \geq 0,1\%B = 0,001 \times 0,4 = 4 \text{ cm}^2$

On prend : $A_H = 4 \text{ cm}^2$

Soit : $5\text{HA}12 = 5,65 \text{ cm}^2$

g- Armatures transversales

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées au minimum par (04) épingles au mètre carré soit avec **HA8 (4HA8)**

- Vérification des espacements

L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire :

$$St \leq \min \{1,5 e; 30 \text{ cm}\} \Rightarrow St \leq 30 \text{ cm}$$

$$S_t = 10 \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$S_h = 20 \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- Vérification de la contrainte dans le béton à l'ELS

$$\sigma_b = \frac{N_s}{B + 15 \times A_s} = \frac{2340 \times 10^3}{0,40 \times 10^6 + 15 \times 16,08 \times 10^2} = 5,52 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{bc} = 5,52\text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **Vérification de la contrainte limite de cisaillement**

D'après *RPA99modifiées 2003, article A.7.7.2.*

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_b = 0,2f_{c28}$$

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b \times d} = \frac{1,4 \times 330,99}{200 \times 0,9 \times 2} = 1,29\text{MPa}$$

$$\bar{\tau}_b = 0,2f_{c28} = 0,2 \times 25 = 5\text{MPa}$$

$$\tau_b = 1,29\text{MPa} \leq \bar{\tau}_b = 5\text{MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

D'après *BAEL91modifiées 99, article A.5.1.21.*

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{330,99}{200 \times 0,9 \times 2} = 0,918\text{MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0,15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 4\text{MPa}\right) = \min(2,5; 4\text{MPa})$$

$$\tau_u = 0,918\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5\text{MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Tableau VI.4.4. Ferrailage des voiles longitudinaux V_L

	zone		I	II	II
Caractéristiques géométriques	L (m)		2	2	2
	e (m)		0,2	0,2	0,2
	B (m)		0,4	0,4	0,4
	I (m ⁴)		0,013	0,013	0,013
Sollicitation de calcul	σ_{\max} [KN/m ²]		8446,408	3723,423	1327,160
	σ_{\min} [KN/m ²]		-19008,558	-3191,623	-4816,210
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	V (kN)		330,99	281,97	86,41
	Lc(m)		0,61	1,08	0,43
	Lt(m)		1,39	0,92	1,57
	Ns		2340,14	1080,73	685,8
	Asv (cm ²)		33,73	9,84	5,99
	A _{vj} (cm ²)		12,74	10,85	3,33
	A _{vjLT} (cm ²)		8,56	4,99	2,61
	A _{total/nappe/ml} (cm ²)		15,21	8,05	2,74
	A _{min/nappe/ml} (cm ²)		5,25	5,25	5,25
	Choix des barres /nappe/ ml		8HA16	8HA14	8HA12
	A _{sv adopté} (cm ²)		16,08	12,32	9,05
	S _t (cm)		10	10	10
Ferrailage des armatures horizontales	A _H		4	4	4
	Choix des barres		5HA12	5HA12	5HA12
	A _{H adoptée} (cm ²)		5,65	5,65	5,65
	St (cm)		20	20	20
	AT		4HA8	4HA8	4HA8
	St (cm)		25	25	25
vérifications des contraintes	$\bar{\tau}_b=5$ (MPa)	τ_b (MPa)	1,29	1,09	0,336
	$\bar{\tau}_u=2,5$ (MPa)	τ_u (MPa)	0,918	0,78	0,24
	$\bar{\sigma}_b=15$ MPa	σ_b (MPa)	5,52	2,58	1,66

Tableau VI.4.5. Ferrailage des voiles transversaux VT

	zone	I	II	II	
Caractéristiques géométriques	L (m)	3,7	3,7	3,7	
	e (m)	0,2	0,2	0,2	
	B (m)	0,74	0,74	0,74	
	I (m ⁴)	0,084	0,084	0,084	
Sollicitation de calcul	σ_{\max} [KN/m ²]	3524,988	1276,289	273,428	
	σ_{\min} [KN/m ²]	-14089,853	-5334,337	-1880,627	
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	
	V (kN)	844,46	695,96	406,12	
	Lc(m)	0,74	0,71	0,47	
	Lt(m)	2,96	2,99	3,23	
	Ns	1547,01	863,76	443,33	
	A _{sv} (cm ²)	29,98	10,96	2,53	
	A _{vj} (cm ²)	32,51	26,79	15,63	
	A _{vjLT} (cm ²)	26,01	21,65	13,65	
	A _{total/nappe/ml} (cm ²)	9,46	5,45	2,5	
	A _{min/nappe/ml} (cm ²)	5,25	5,25	5,25	
	Choix des barres /nappe/ ml	8HA14	8HA12	8HA12	
	A _{sv adopté} (cm ²)	12,32	9,05	9,05	
	S _t (cm)	10	10	10	
	Ferrailage des armatures horizontales	A _H	7,4	7,4	7,4
Choix des barres		5HA14	5HA14	5HA14	
A _{H adoptée} (cm ²)		7,70	7,70	7,70	
S _t (cm)		20	20	20	
AT		4HA8	4HA8	4HA8	
S _t (cm)		25	25	25	
vérifications des contraintes	$\bar{\tau}_b=5$ (MPa)	τ_b (MPa)	1,77	1,46	0,85
	$\bar{\tau}_u=2,5$ (MPa)	τ_u (MPa)	1,26	1,04	0,61
	$\bar{\sigma}_b=15$ MPa	σ_b (MPa)	2,04	1,14	0,59

Remarque :

La structure en phase dynamique est exposée à des efforts horizontaux engendrés par le séisme, tels que le comportement des éléments constitutifs de cette dernière est difficile à le préciser d'une manière exacte vu qu'on ne peut pas déterminer la direction des forces horizontales, c'est-à-dire les parties tendues et les parties comprimées peuvent se changer au cours du séisme qui entraîne des efforts interne d'une manière sinusoïdale.

A ce concept nous avons ferrailé les éléments structuraux par symétrie.

VII.1. Introduction

La fondation est un élément de structure qui a pour objet de transmettre au sol les efforts apportés par la superstructure.

Dans le cas le plus général un élément déterminé de la structure peut transmettre à sa fondation :

- Un effort normal : charge verticale centrée dont il convient de connaître ces valeurs extrêmes ;
- Une force horizontale résultante de l'action de séisme, qui peut être variable en grandeur et en direction ;
- Un moment qui peut s'exercer dans de différents plans.

On distingue deux types de fondation selon leurs modes d'exécution et selon la résistance aux sollicitations extérieures :

A) Fondations superficielles

Les principaux types de fondations superficielles que l'on rencontre dans la pratique sont :

- Les semelles continues sous murs ;
- Les semelles continues sous poteaux ;
- Les semelles isolées ;
- Les radiers.

B) Fondations profondes

Elles sont utilisées dans le cas de sols ayant une faible capacité portante ou dans les cas où le bon sol se trouve à une grande profondeur, les principaux types de fondations profondes sont :

- Les pieux ;
- Les puits.

Ce type de fondations est généralement utilisé dans le cas des sols à faible capacité portante.

VII.2. Choix du type de fondation

Le type de fondation est choisi essentiellement selon les critères suivants :

- La résistance du sol ;
- Le tassement du sol ;
- Le mode constructif de la structure.

Et ce même choix doit satisfaire les critères ci-dessous :

- stabilité de l'ouvrage (rigidité).
- facilité d'exécution (coffrage)
- économie.

On optera pour des semelles filantes à condition que ces dernières ne dépassent 50% de la surface totale de la structure, pour le cas contraire on optera pour un radier.

VII.2.1. Dimensionnement des semelles continues (sous voiles, sous poteaux)

A) Semelles filantes sous voiles

Pour calculer la largeur de la semelle, on doit vérifier que :

$$\bar{\sigma}_{\text{sol}} \geq \frac{N_s}{S} = \frac{G+Q}{B \times L} \Rightarrow B \geq \frac{N_s}{\bar{\sigma}_{\text{sol}} \times L}$$

B : La largeur de la semelle.

L : Longueur de la semelle.

G, Q : Charge et surcharge revenant au voile considéré

$\bar{\sigma}_{\text{sol}}$: Contrainte admissible du sol, donnée par le rapport géotechnique de ce dernier.
N'ayant pas ce document à disposition, la contrainte admissible du sol est arbitrairement prise égale à 2.5 bars.

Tableau VII.1. Surface des semelles filantes sous les voiles (sens longitudinal).

Voiles	$N_s(\text{KN})$	L(m)	B(m)	S=B.L (m ²)
VL1	558.32	2.00	1.12	2,24
VL2	2340.14	2.00	4.68	9,36
VL3	1583.62	2.00	3.17	6,34
VL4	520.45	2.00	1.04	2,08
VL5	393.83	1.50	1.05	1,58
VL6	394.02	1.50	1.05	1,58
VL7	559.88	1.70	1.32	2,24
				25.41 m²

Tableau VII.2. Surface des semelles filantes sous les voiles (sens transversal).

Voiles	$N_s(\text{KN})$	L(m)	B(m)	S=B.L (m ²)
VT1	1208.53	3.00	1.61	4,83
VT2	1197.88	3.00	1.60	4,80
VT3	1547.01	3.70	1.67	6,18
VT4	1201.70	2.15	2.24	4,82
VT5	703.91	2.00	1.41	2,82
VT6	626.05	2.00	1.25	2,50
				25.95 m²

La surface totale des semelles filantes sous les voiles est notée S_v :

$$S_v = S_{vl} + S_{vt} = 25.41 + 25.95 = \mathbf{51.36 \text{ m}^2}.$$

B) Semelles filantes sous poteaux

Pour connaître la répartition des contraintes on devra calculer $e = \frac{\sum N_i \times e + \sum M_i}{R}$ et comparer la valeur trouvée à : $\frac{L}{6}$

Avec R c'est la résultante des charges : $R = \sum N_i$

Si $e \leq \frac{L}{6}$ → Répartition trapézoïdale.

Si $e > \frac{L}{6}$ → Répartition triangulaire.

$$q_{\max} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{6e}{L} \right)$$

$$q_{\min} = \frac{R}{L} \left(1 - \frac{6e}{L} \right)$$

$$q\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{3e}{L} \right)$$

Tableau VII.3. Résultante des charges sous poteaux.

Poteaux	N (KN)	M _i (KN.m)	e _i (m)	N × e _i
P1	866.19	-5.157	-10.175	-8813,48
P2	1538.40	-10.276	-6.475	-9961,14
P3	1320.99	2.335	-1.075	-1420,06
P4	1533.38	10.087	4.325	6631,87
P5	810	5.146	8.025	6500,25
P6	473.05	3.124	10.175	4813,28
Somme	6542,01	5,259	/	-2249,29

On 'a : $e = \frac{-2249.29 + 5.259}{6542.01} = -0.34\text{m}$.

Et $\frac{L}{6} = \frac{20.35}{6} = 3.39\text{m}$.

⇒ $e < \frac{L}{6}$ → Répartition trapézoïdale.

$$q_{\max} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{6e}{L} \right) = \frac{6542.01}{20.35} \left(1 + \frac{6 \times -0.34}{20.35} \right) = 289.25 \text{ KN/ml}$$

$$q_{\min} = \frac{R}{L} \left(1 - \frac{6e}{L} \right) = \frac{6542.01}{20.35} \left(1 - \frac{6 \times -0.34}{20.35} \right) = 354.4 \text{ KN/ ml}$$

$$q\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{3e}{L} \right) = \frac{6542.01}{20.35} \left(1 + \frac{3 \times -0.34}{20.35} \right) = 305.36 \text{ KN/ ml}$$

La largeur de la semelle est déterminée comme suit:

$$B \geq \frac{q\left(\frac{l}{4}\right)}{\sigma_{sol}} = \frac{R\left(1+\frac{3e}{L}\right)}{L \times \bar{\sigma}_{sol}} = \frac{6542.01 \left(1+\frac{3 \times 0.34}{20.35}\right)}{0.25 \times 10^3} = 1.22 \text{ m.}$$

On prend **B = 1.3 m.**

C) Calcul de la surface des semelles filantes sous poteaux notée S_p

Dans notre structure nous avons deux types de portiques qui se différencient par le nombre des poteaux par file.

$$\text{On aura donc : } S_{p1} = (1.3 \times 20.35) = 26.46 \text{ m}^2$$

$$S_{p2} = (1.3 \times 18.20) = 23.66 \text{ m}^2$$

Surface totale des semelles (sous poteaux + sous voiles) :

$$S_t = n_1 \times S_{p1} + n_2 \times S_{p2} + S_v = 3 \times 26.46 + 4 \times 23.66 + 51.36 = 225.38 \text{ m}^2.$$

Avec n_1 et n_2 : nombre de portiques dans le sens considéré.

Surface totale du bâtiment :

$$S_{total} = L_x \times L_y - (L_{A-E} \times L_{5-6}) = 23,2 \times 20.35 - (15.10 \times 2.15) = 439.65 \text{ m}^2.$$

Pourcentage de la surface des semelles :

$$\frac{225.38 \times 100}{439.65} = 51.26\% > 50\%$$

Conclusion

Étant donné que la surface des semelles est supérieure à 50 % de la surface du bâtiment, on opte pour un radier général.

VII.3. Etude de radier général

Un radier est défini comme étant une fondation 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 diminuée du poids propre du radier.

VII.3.1. Dimensionnement

a) La condition d'épaisseur minimale

Selon la condition d'épaisseur minimale, la hauteur du radier doit avoir au moins 25 cm. ($h_{min} \geq 25 \text{ cm}$).

b) La condition forfaitaire

$$L_{max} = 5.40 \text{ m.}$$

$$\frac{L_{max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{max}}{5}$$

L_{max} : Distance entre deux voiles successifs.

$$\frac{540}{8} \leq h_r \leq \frac{540}{5} \Rightarrow 67.5\text{cm} \leq h_r \leq 108\text{cm}$$

On prend $h_r=90\text{cm}$.

1. La dalle

La dalle du radier doit satisfaire la condition suivante :

$$h_d \geq \frac{L_{max}}{20} \text{ Avec une hauteur minimale de } 25\text{cm.}$$

$$h_d \geq \frac{540}{20} = 27 \text{ cm} \Rightarrow h_d = 50 \text{ cm.}$$

2. La nervure

Les nervures du radier doivent avoir une hauteur qui vérifie la condition suivante :

$$h_n \geq \frac{L_{max}}{10}$$

$$h_n \geq \frac{540}{10} = 54\text{cm} \Rightarrow h_n = 60\text{cm.}$$

c) 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 :

$$L_{max} \leq \frac{\pi}{2} L_e \Rightarrow \text{Ce qui nous conduit à : } h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \cdot L_{max}\right)^4 \times \frac{3K}{E}}$$

Avec :

L_e : Longueur élastique.

K : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface $K=40 \text{ MPa}$.

$$K = \begin{cases} 5\text{MPa} \rightarrow \text{Très mauvais sol} \\ 40 \text{ MPa} \rightarrow \text{sol moyen} \\ 120 \text{ MPa} \rightarrow \text{Très bon sol} \end{cases}$$

I : L'inertie de la section du radier (bande de 1 m).

E : Module de déformation longitudinal déferé $E = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.86\text{MPa}$.

L_{max} : Distance maximale entre deux nervures successives.

$$D'où : h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \cdot 5.4\right)^4 \times \frac{3 \times 40}{10818.86}} = 1.16\text{m.}$$

Soit $h=120\text{cm}$.

$$0.4h_n \leq b_n \leq 0.7h_n \Rightarrow 48\text{cm} \leq b_n \leq 84\text{cm} \Rightarrow b_n = 60\text{cm}$$

3. Dalle flottante

$$\frac{L_{\max}}{50} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{40}$$

$$\frac{540}{50} \leq h \leq \frac{540}{40} \Rightarrow 10.8\text{cm} \leq h \leq 13.5\text{cm}$$

On prend la hauteur de la dalle flottante égale à **12 cm**.

Conclusion

Le choix définitif des dimensions du radier est le suivant :

- Hauteur des nervures suivant les deux sens : **$h_n = 120\text{cm}$** .
- Largeur de la nervure : **$b_n = 60\text{ cm}$** .
- Hauteur de la dalle: **$h_d = 50\text{cm}$** .
- Dalle flottante : **$h = 12\text{ cm}$** .

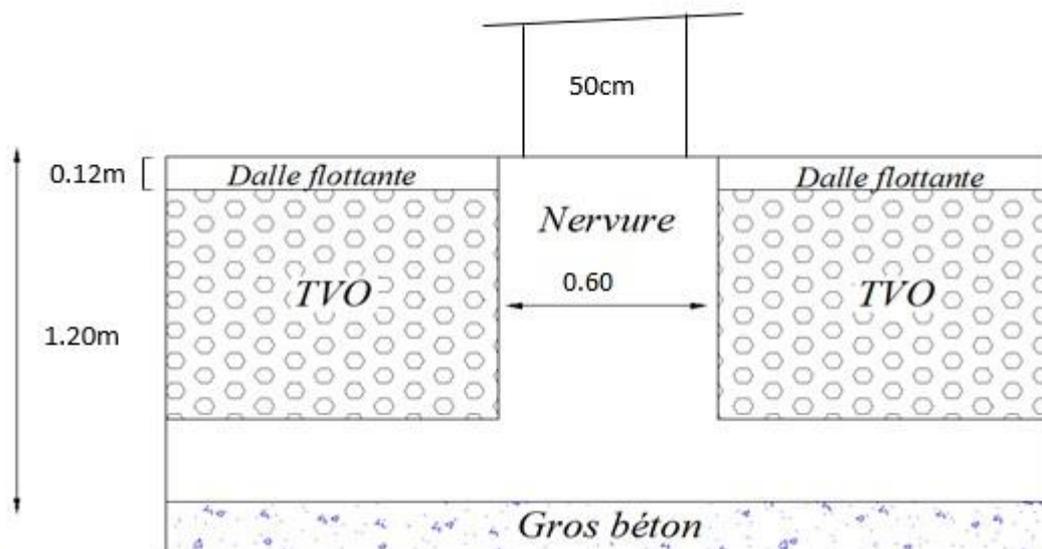


Figure VII.1 : coupe verticale sur le radier.

VII.3.2. Calcul des charges nécessaires au radier

a) Le poids de la structure

- Charge permanente : $G_t = 32320.60\text{ KN}$.
- Charge d'exploitation : $Q_t = 5042.20\text{ KN}$.

b) Combinaisons d'actions :

$$\text{ELU : } N_u = 1.35 G + 1.5 Q = 1.35 \times 32320.60 + 1.5 \times 5042.20 = \mathbf{51196.11 \text{ KN}}$$

$$\text{ELS : } N_s = G + Q = 32320.60 + 5042.20 = \mathbf{37362.8 \text{ KN}}$$

c) Détermination de la surface du radier

$$\text{Etat Limite Ultime : } S_{\text{rad}}^{\text{ELU}} = \frac{N_u}{1.33 \times \sigma_{\text{sol}}} = \frac{51196.11}{1.33 \times 250} = \mathbf{153.97 \text{ m}^2}.$$

$$\text{Etat Limite de Service : } S_{\text{rad}}^{\text{ELS}} = \frac{N_s}{\sigma_{\text{sol}}} = \frac{37362.8}{250} = \mathbf{149.45 \text{ m}^2}.$$

$$S_{\text{radier}} = \text{Max} (S_{\text{rad}}^{\text{ELU}}; S_{\text{rad}}^{\text{ELS}}) = \mathbf{153.97 \text{ m}^2}.$$

$$S_{\text{bâtiment}} = 439.65 \text{ m}^2 > S_{\text{radier}} = 153.97 \text{ m}^2.$$

Remarque

Nous remarquons 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 :

$$L_{\text{deb}} \geq \left(\frac{h_n}{2}; 30 \text{ cm} \right) = \max \left(\frac{120}{2}; 30 \text{ cm} \right) = 60 \text{ cm}.$$

Soit un débord de : $L_{\text{deb}} = \mathbf{60 \text{ cm}}$.

Donc on aura une surface totale du radier : $S_{\text{radier}} = S_{\text{bâtiment}} + S_{\text{débort}}$

D'où :

$$S_{\text{débort}} = (18.2 \times 0.60) + (20.35 \times 0.60) + 2(23.2 \times 0.60) = 50.97 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{radier}} = 439.65 + 50.97 = \mathbf{490.62 \text{ m}^2}$$

d) Calcul des sollicitations à la base du radier**Charges permanentes**

– **Poids du bâtiment : $G_{\text{bâtiment}} = 32320.6 \text{ KN}$**

– **Poids du radier**

$P_{\text{radier}} =$ poids de la dalle + poids de la nervure + poids de (T.V.O) + poids de la dalle flottante.

- **Poids de la dalle**

$$\text{Poids de la dalle} = S_{\text{radier}} \times h_d \times \rho_b$$

$$P_d = 490.62 \times 0.5 \times 25 = 6132.75 \text{ KN}.$$

- **Poids des nervures**

$$\text{Poids des nervures} = b_n \times (h_n - h_d) \times [L_{x1} \times 5 + L_{x2} + (L_{y1} + L_{y2}) \times 3] \rho_b$$

$$P_n = 0.60 \times (1.20 - 0.50) \times (23.2 \times 5 + 8.1 + (18.2 + 20.35) \times 3) \times 25 = 1480.075 \text{ KN.}$$

- **Poids du TVO**

$$P_{\text{TVO}} = (S_{\text{radier}} - S_{\text{nervure}}) \times (h_n - h_d) \times \rho_{\text{TVO}}$$

$$P_{\text{TVO}} = (490.62 - 141.15) \times (1.20 - 0.5) \times 17 = 4158.69 \text{ KN}$$

Avec : Poids volumique du TVO : $\rho_{\text{TVO}} = 17 \text{ KN/m}^3$

$$S_{\text{nervure}} = b_n \times [L_{x1} \times 5 + L_{x2} + (L_{y1} + L_{y2}) \times 3] = 0.6 \times (23.2 \times 5 + 8.1 + (18.2 + 20.35) \times 3) = 141.15 \text{ m}^2$$

- **Poids de la dalle flottante**

$$P_{\text{df}} = S_{\text{radier}} \times e_p \times \rho_b$$

$$P_{\text{df}} = 490.62 \times 0.12 \times 25 = 1471.86 \text{ KN}$$

D'où :

$$G_{\text{radier}} = P_d + P_n + P_{\text{TVO}} + P_{\text{df}} = 6132.75 + 1480.075 + 4158.69 + 1471.86$$

$$G_{\text{radier}} = \mathbf{13237.375 \text{ KN.}}$$

- **Surcharge du bâtiment et du radier**

$$Q_{\text{bat}} = 5042.2 \text{ KN}$$

$$Q_{\text{radier}} = 2.5 \times 490.62 = \mathbf{1226.55 \text{ KN.}}$$

- **Poids total de la structure**

$$G_{\text{total}} = G_{\text{batiment}} + G_{\text{radier}} = 32320.6 + 13237.375 = \mathbf{45557.975 \text{ KN}}$$

$$Q_{\text{total}} = Q_{\text{batiment}} + Q_{\text{radier}} = 5042.2 + 1226.55 = \mathbf{6268.75 \text{ KN}}$$

- **Combinaisons d'actions**

$$\text{ELU : } N_u = \mathbf{1.35 G + 1.5 Q} = 1.35 \times 45557.975 + 1.5 \times 6268.75 = \mathbf{70906.4 \text{ KN}}$$

$$\text{ELS : } N_s = \mathbf{G + Q} = 45557.975 + 6268.75 = \mathbf{51826.725 \text{ KN}}$$

VII.3.3. Vérifications

VII.3.3.1. Vérification de la contrainte de cisaillement

Il faut vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\text{max}}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right\}$$

$$b = 100 \text{ cm ; } d = 0.9 h = 0.9 \times 50 = 45 \text{ cm}$$

$$T_u^{\text{max}} = q_u \times \frac{L_{\text{max}}}{2} = \frac{N_u^{\text{tot}} \times b}{S_{\text{radier}}} \times \frac{L_{\text{max}}}{2}$$

$$T_u^{\text{max}} = \frac{70906.4 \times 1}{490.62} \times \frac{5.40}{2} = 390.21 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b.d} = \frac{390.21 \times 10^3}{1000 \times 450} = 0.87 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa} \quad \tau_u = 0.87 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa}$$

VII.3.3.2. Vérification de la stabilité du radier

- Calcul du centre de gravité du radier

$$X_G = \frac{\sum S_i X_i}{S_i} = 11.86 \text{ m} \quad ; \quad Y_G = \frac{\sum S_i Y_i}{S_i} = 9.50 \text{ m}$$

Avec:

Si : aire du panneau considéré ;

Xi ; Yi : Centre de gravité du panneau considéré.

- Moment d'inertie du radier

$$I_{xx} = \frac{bh^3}{12} = 13393.5 \text{ m}^4$$

$$I_{yy} = \frac{hb^3}{12} = 20008.56 \text{ m}^4$$

La stabilité du radier consiste à la vérification des contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants :

-Effort normal (N) du aux charges verticales ;

-Moment de renversement (M) dû au séisme dans le sens considéré : $M = M_0 + T_0 \times h$.

Avec :

M : Moment sismique à la base du bâtiment ;

T : Effort tranchant à la base du bâtiment ;

I_{xx}, I_{yy} : Moment d'inertie du panneau considéré dans le sens considéré ;

h : profondeur de l'infrastructure.

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne :

Tableau VII.4. Calcul des moments.

Sollicitations		M ₀ [KN. m]	T ₀ [KN]	h [m]	M [KN. m]
Sens	XX	45399.512	2672.93	1.20	48607.028
	YY	41520.154	2909.89	1.20	45012.022

VII.3.3.3. Calcule les contraintes

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

On doit vérifier les conditions suivantes :

$$\text{L'ELU} : \sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1.33\sigma_{sol}$$

$$\text{L'ELS} : \sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{sol}$$

$$\text{Avec} : \sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{radier}} \pm \frac{M}{I} \vartheta$$

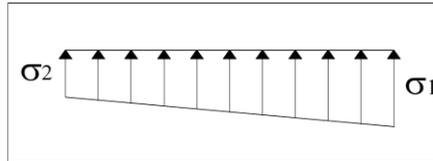


Figure VII.2 : Diagramme des contraintes.

a) Sens longitudinal

A L'ELU

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{radier}} + \frac{M}{I_{xx}} X_G = \frac{70906.4}{490.62} + \frac{45399.512}{13393.5} \times 11.68 = 184.12 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S_{radier}} - \frac{M}{I_{xx}} X_G = \frac{70906.4}{490.62} - \frac{45399.512}{13393.5} \times 11.68 = 104.93 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3 \times 184.12 + 104.93}{4} = 164.32 \text{ KN/m}^2$$

A L'ELS

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{radier}} + \frac{M}{I_{xx}} X_G = \frac{51826.725}{490.62} + \frac{45399.512}{13393.5} \times 11.68 = 145.23 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S_{radier}} - \frac{M}{I_{xx}} X_G = \frac{51826.125}{490.62} - \frac{45399.512}{13393.5} \times 11.68 = 66.04 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3 \times 145.23 + 66.04}{4} = 125.43 \text{ KN/m}^2$$

b) Sens transversal

A L'ELU

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{radier}} + \frac{M}{I_{yy}} Y_G = \frac{70906.4}{490.62} + \frac{41520.154}{20008.56} \times 9.5 = 164.24 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S_{radier}} - \frac{M}{I_{yy}} Y_G = \frac{70906.4}{490.62} - \frac{41520.154}{20008.56} \times 9.5 = 124.81 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3 \times 164.24 + 124.81}{4} = 154.38 \text{ KN/m}^2$$

A L'ELS

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{radier}} + \frac{M}{I_{yy}} Y_G = \frac{51826.725}{490.62} + \frac{41520.154}{20008.56} \times 9.5 = 125.35 \text{KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S_{radier}} - \frac{M}{I_{yy}} Y_G = \frac{51826.725}{490.62} - \frac{41520.154}{20008.56} \times 9.5 = 85.92 \text{KN/m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3 \times 125.35 + 85.92}{4} = 115.49 \text{ KN/m}^2$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VII.5. Les résultats des contraintes

Contraintes		ELU			ELS		
		σ_1 [KN / m2]	σ_2 [KN / m2]	σ_m [KN / m2]	σ_1 [KN / m2]	σ_2 [KN / m2]	σ_m [KN / m2]
Sens	XX	184.12	104.93	164.32	145.23	66.04	125.43
	YY	164.24	124.81	154.38	125.35	85.92	115.49

A L'ELU: $\sigma_m \leq 1.33\sigma_{sol} = 332.5 \text{KN/m}^2$

A L'ELS : $\sigma_m \leq \sigma_{sol} = 250 \text{KN/m}^2$

Tableau VII.6. Vérification des contraintes.

	Contraintes	σ_m (ELU)	σ_m (ELS)	observation
Sens	XX	164.32	125.43	Condition vérifiée.
	YY	154.38	115.49	Condition vérifiée.

VII.3.3.4. Vérification de la stabilité au renversement (Art 10.1.5 RPA99/Version 2003)

Quel que soit le type de fondations (superficielles ou profondes), on doit vérifier que l'excentrement de la résultante des forces verticales gravitaires et des forces sismiques reste à l'intérieur de la moitié centrale de la base des éléments de fondation résistants au renversement

$$\left(e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4} \right)$$

$$e_x = \frac{M_x}{N_s} = \frac{45399.512}{51826.725} = 0.88 \text{ m} < \frac{23.2}{4} = 5.8 \text{ m} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$e_y = \frac{M_y}{N_s} = \frac{41520.154}{51826.725} = 0.8 \text{ m} < \frac{20.35}{4} = 5.0875 \text{ m} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

VII.4. Ferrailage du radier

Le ferrailage d'un radier est particulier, les aciers tendus en travées se situent en partie haute de la dalle du radier qui sera étudiée comme un plancher renversé soumis à une charge uniformément répartie prenant appuis sur les voiles et les poteaux.

Pour le calcul du ferrailage du radier, on utilise les méthodes exposées dans le **B.E.A.L 91 modifié 99**.

VII.4.1. Ferrailage de la dalle du radier (panneaux encastres sur 4 appuis)

On distingue deux cas :

1^{er} cas si : $\rho < 0.4 \Rightarrow$ le panneau travaille suivant une seule direction.

$$M_0^x = q_u \times \frac{l_x^2}{8} ; M_0^y = 0$$

2^{eme} cas : si $0.4 \leq \rho \leq 1 \Rightarrow$ les deux flexions interviennent, les moments développés au centre de la dalle dans les deux bandes de largeur d'unité valent :

$$\text{Dans le sens de la plus petite portée } L_x : M_0^x = \mu_x \times q_u \times L_x^2$$

$$\text{Dans le sens de la grande portée } L_y : M_0^y = \mu_y \times M_0^x$$

Les coefficients μ_x ; μ_y sont donnés par les tables **PIGEAUD**.

$$\text{Avec : } \rho = \frac{L_x}{L_y}$$

Remarque

Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement voisines, et 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**

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{5.4}{5.4} = 1 \quad \Rightarrow \quad \mu_x = 0.0368$$

$$\mu_y = 1$$

$0.4 \leq \rho \leq 1$ La dalle travaille dans les deux directions.

Pour le calcul du ferrailage, nous soustrairons de la contrainte maximale σ_m^{\max} , la contrainte due au poids propre du radier, ce dernier étant directement repris par le sol.

A L'ELU

$$q_u^m = \sigma_m(\text{ELU}) - \frac{G_{\text{radier}}}{S_{\text{radier}}} = 164.32 - \frac{13237.375}{490.62} = 137.34 \text{ KN/m.}$$

A L'ELS

$$q_s^m = \sigma_m(\text{ELS}) - \frac{G_{\text{radier}}}{S_{\text{radier}}} = 125.43 - \frac{13237.375}{490.62} = 98.45 \text{ KN/m.}$$

- **Calcul des moments isostatiques à l'ELU**

$$M_x = 0.0368 \times 137.34 \times 5.4^2 = 147.38 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 1 \times 147.38 = 147.38 \text{ KN.m}$$

Remarque

Comme le panneau étudié est un panneau intermédiaire et afin de tenir compte de l'encastrement de la dalle au niveau des nervures, nous allons affecter aux moments isostatiques les coefficients réducteurs suivants :

- **0,75** : pour les moments en travées ;

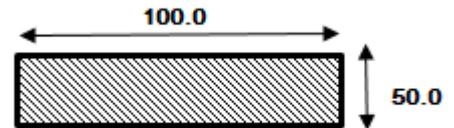
- **0,50** : pour les moments sur appuis intermédiaires ;
- **0,30** : pour les moments sur appuis de rive.

Moment aux appuis : $M_x^a = M_y^a = 0.5 \times 147.38 = 73.69 \text{ KN.m}$

Moment en travées : $\begin{cases} M_x^t = 0.75 \times 147.38 = 110.54 \text{ KN.m} \\ M_y^t = 0.75 \times 147.38 = 110.54 \text{ KN.m} \end{cases}$

VII.4.1.1. Ferrailage à l'ELU

Nous avons les mêmes efforts et un panneau carré donc nous adoptons le même ferrailage selon les deux sens x-x et y-y.



Aux appuis

$$\mu = \frac{M_x^a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{73.69 \times 10^3}{100 \times 47^2 \times 14.2} = 0.023$$

$$\mu = 0.023 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\beta = 0.9885$$

$$A_{st} = \frac{M_x^a}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{73.69 \times 10^3}{0.9885 \times 47 \times 348} = 4.56 \text{ cm}^2$$

Soit : **5HA12 = 5.65 cm²**

En travées

$$\mu = \frac{M_x^t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{110.54 \times 10^3}{100 \times 47^2 \times 14.2} = 0.035$$

$$\mu = 0.035 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\beta = 0.9825$$

$$A_{st} = \frac{M_x^t}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{110.54 \times 10^3}{0.9825 \times 47 \times 348} = 6.88 \text{ cm}^2$$

Soit : **5HA14 = 7.69 cm²**

Tableau VII.7. Résultats du calcul des armatures du panneau de dalle du radier.

sens	zone	M_u KN.m	μ_u	Section	β	A_{cal} (cm^2)	$A_{adoptée}$ (cm^2)	S_t (cm)
X-X	Appuis	73.69	0.023	SSA	0.9885	4.56	5HA12 = 5.65	20
	Travée	110.54	0.035	SSA	0.9825	6.88	5HA14 = 7.69	20
Y-Y	Appuis	73.69	0.023	SSA	0.9885	4.56	5HA12 = 5.65	20
	Travée	110.54	0.035	SSA	0.9825	6.88	5HA14 = 7.69	20

VII.4.1.2. Vérifications à L'ELU

a. Condition du non fragilité du béton

ω_0 : Pourcentage d'acier minimal est égal à 0.8 ‰ pour les HA FeE400

Selon les deux sens :

$$w_x \geq w_0 \frac{(3 - \rho)}{2} \quad \text{avec : } w_x = \frac{A_{min}}{b \times h} ; \rho = \frac{l_x}{l_y}$$

$$A_{min}^x \geq \frac{b \times h \times w_0(3 - \rho)}{2} = 100 \times 50 \times 0.0008 \times \left(\frac{3 - 1}{2}\right) = 4.00 \text{ cm}^2$$

Les sections choisies que ce soit en travée ou en appui dans les deux sens sont nettement supérieures à la condition minimale.

Aux appuis

$$A_{ad}^x = 5.65 \text{ cm}^2 > A_{min}^x = 4.00 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

$$A_{ad}^y = 5.65 \text{ cm}^2 > A_{min}^y = 4.00 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

En travées

$$A_{ad}^x = 7.69 \text{ cm}^2 > A_{min}^x = 4.00 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

$$A_{ad}^y = 7.69 \text{ cm}^2 > A_{min}^y = 4.00 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

b. Espacement des armatures BAEL 91 modifiée 99(Art A.8.2 ,42).

L'écartement des armatures d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

$$St \leq \min (3h; 33 \text{ cm}) = \min (150; 33\text{cm}) = 33 \text{ cm.}$$

Avec: h désigne l'épaisseur totale de la dalle

- Sens longitudinal

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

$$St=20 \text{ cm} < 33\text{cm} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

- Sens transversal

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

$$St=20 \text{ cm} < 33\text{cm} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

VII.4.1.3. Vérifications à l'ELS

- Evaluation des moments M_x et M_y

A l'ELS

$$\vartheta = 0.2 ; \rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{5.4}{5.4} = 1 \Rightarrow \mu_x = 0.0442$$

$$\mu_y = 1$$

$$M_0^x = \mu_x \times q_s^m \times L_x^2$$

$$M_0^x = 0.0442 \times 98.45 \times 5.4^2 = 126.89 \text{KN.m}$$

$$M_0^y = \mu_y \times M_0^x$$

$$M_0^y = 1 \times 126.89 = 126.89 \text{KN.m}$$

$$\text{Moment aux appuis : } M_x^a = M_y^a = 0.5 \times 126.89 = 63.45 \text{KN.m}$$

$$\text{Moment en travées : } \begin{cases} M_x^t = 0.75 \times 126.89 = 95.17 \text{ KN.m} \\ M_y^t = 0.75 \times 126.89 = 95.17 \text{ KN.m} \end{cases}$$

a. Vérification des contraintes dans le béton

On vérifie la condition suivante $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} \Rightarrow \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa}$ et $\bar{\sigma}_{st} = 348 \text{MPa}$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta \times d \times A_s} ; \quad \rho = \frac{100 \times A_s}{b \times d} ; \quad \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$$

Tableau VII.8. Vérification des contraintes à l'ELS pour la dalle du radier

sens	zone	A_s	M_s	ρ	β	K_1	σ_{st}	$\bar{\sigma}_{st}$	σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	Obs
X-X	Appuis	5.65	63.45	0.120	0.9425	71.965	253.52	348	3.52	15	CV
	Travée	7.69	95.17	0.164	0.953	60.24	276.3	348	4.59	15	CV
Y-Y	Appuis	5.65	63.45	0.120	0.9338	71.965	253.52	348	3.52	15	CV
	Travée	7.69	95.17	0.164	0.953	60.24	276.3	348	4.59	15	CV

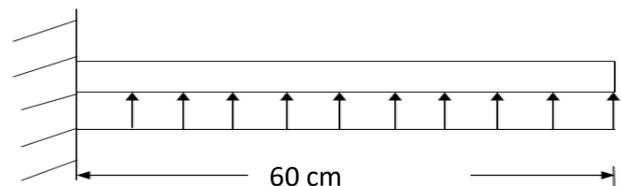
VII.4.2. Ferrailage des débords

Le débord est assimilé à une console rectangulaire soumise à une charge uniformément répartie comme illustré dans la figure ci-dessous. Le calcul se fera pour une bonde de 1m de longueur.

Sollicitation de calcul

A l'ELU : $q_u = 137.34 \text{ KN/m}$

$$M_u = \frac{-q_u \times L^2}{2} = \frac{-137.34 \times 0.60^2}{2} = -24.72 \text{ KN.m}$$



Calcul des armatures

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{24.72 \times 10^6}{600 \times 550^2 \times 14.2} = 0.0057$$

$$\mu = 0.0057 \rightarrow \beta = 0.9973$$

$$A_t = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{24.72 \times 10^3}{0.9973 \times 55 \times 348} = 1.3 \text{ cm}^2$$

Remarque

Les armatures du radier sont largement supérieures à celles du débord $A_{radier} > A_{débort}$, alors le ferrailage du débord sera la continuité de celui du radier (le prolongement des barres des poutres et de la dalle au niveau des appuis).

VII.4.3. Ferrailage des nervures

Les nervures sont considérées comme étant des poutres continues sur plusieurs appuis. Tous les panneaux de dalle du radier travaillent dans les deux sens $\rho = 1$ donc, les charges transmises par chaque panneau se subdivisent en deux charges trapézoïdales et deux charges triangulaires tel que :

- Les nervures suivant le sens de la petite portée sont soumises à des charges triangulaires ;
- Les nervures suivant le sens de la grande portée sont soumises à des charges trapézoïdales ;

Pour le calcul des efforts internes (Moments fléchissant et efforts tranchants)

M^r. BELAZOUGUI. Propose dans son manuscrit « CALCUL des OUVRAGES en BETON ARME » [25] en page 174 une méthode simple qui permet de ramener ce type de charges (Trapézoïdales et triangulaires) à des charges simplifiées (Uniformément réparties). Pour ce faire, il y a lieu de déterminer la largeur du panneau de dalle correspondant à un diagramme rectangulaire qui donne le même moment (Largeur L_m) et le même effort tranchant (Largeur L_t) que le diagramme trapézoïdal tel que :

$$q_m = q \times L_m$$

$$q_t = q \times L_t$$

Avec :

q_m : Charges permettant le calcul des moments fléchissant ;

q_t : Charges permettant le calcul des efforts tranchants ;

q : Charges agissant sur les panneaux de dalle des radier.

Les largeurs L_m et L_t sont déterminées comme suit :

• Sens longitudinal :

Tableau VII.9. Charges revenantes à la nervure la plus sollicitée (sens longitudinal)

Travée	Panneau	L_x (m)	L_y (m)	ρ_x	Chargement	L_m (m)	L_t (m)	q_u (KN/m ²)	q_s (KN/m ²)	Q_{MU} (KN/m)	$\sum Q_{MU}$ (KN/m)	Q_{MS} (KN/m)	$\sum Q_{MS}$ (KN/m)	Q_{Tu} (KN/m)	$\sum Q_{Tu}$ (KN/m)	
AB	1	5.2	5.4	0.96	Triangulaire	1.73	1,3	137,34	98,45	237.6	475.2	170.32	340.64	178,54	357.08	
	2	5.2	5.4	0.96	Triangulaire	1,73	1,3	137,34	98,45	237.6		170.32		178,54		
BC	1	5.4	5.4	1	Triangulaire	1,80	1,35	137,34	98,45	247.21	494.42	177,21	354.42	185,41	370.82	
	2	5.4	5.4	1	Triangulaire	1,80	1,35	137,34	98,45	247,21		177,21		185,41		
CD	1	2.8	5.4	0.52	Triangulaire	0.93	0.70	137,34	98,45	141.46	282.92	101.40	202.8	107.13	114.26	
	2	2.8	5.4	0.52	Triangulaire	0.93	0.70	137,34	98,45	141.46		101.40		107.13		
DE	1	5.4	5.4	1	Triangulaire	1,80	1,35	137,34	98,45	247.21	494.42	177,21	354.42	185,41	370.82	
	2	5.4	5.4	1	Triangulaire	1,80	1,35	137,34	98,45	247,21		177,21		185,41		
EF	1	4.4	5.4	0.81	Triangulaire	1,46	1,1	137,34	98,45	200.52	401.04	143.74	287.48	151,07	302.14	
	2	4.4	5.4	0.81	Triangulaire	1,46	1,1	137,34	98,45	200.52		143.74		151,07		

- Sens transversal :

Tableau VII.10. Charges revenantes à la nervure la plus sollicitée (sens transversal)

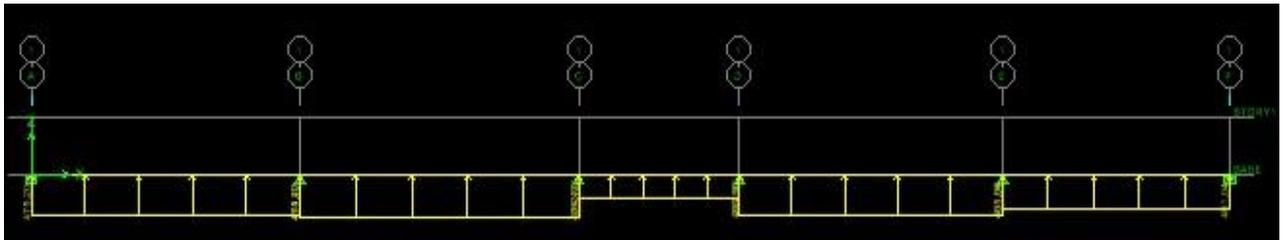
Travée	Panneau	L_x (m)	L_y (m)	ρ_x	Chargement	L_m (m)	L_t (m)	q_u (KN/m ²)	q_s (KN/m ²)	Q_{MU} (KN/m)	$\sum Q_{MU}$ (KN/m)	Q_{MS} (KN/m)	$\sum Q_{MS}$ (KN/m)	Q_{Tu} (KN/m)	$\sum Q_{Tu}$ (KN/m)
1-2	B	3.7	5.4	0.96	Triangulaire	1,23	0,93	137,34	98,45	169,22	338.44	121,30	242.6	127,73	255.45
	C	3.7	5.4	0.96	Triangulaire	1,23	0,93	137,34	98,45	169,22		121,30		127,73	
2-3	B	5.4	5.4	1	Triangulaire	1,80	1,35	137,34	98,45	246,96	493.92	177,03	354.06	185,41	370.82
	C	5.4	5.4	1	Triangulaire	1,80	1,35	137,34	98,45	246,96		177,03		185,41	
3-4	B	5.4	5.4	0.83	Triangulaire	1,80	1,35	137,34	98,45	246,96	493.92	177,03	354.06	185,41	370.82
	C	5.4	5.4	0.83	Triangulaire	1,80	1,35	137,34	98,45	246,96		177,03		185,41	
4-5	B	3.7	5.4	0.94	Triangulaire	1,23	0,93	137,34	98,45	169,22	338.44	121,30	242.6	127,73	255.45
	C	3.7	5.4	0.94	Triangulaire	1,23	0,93	137,34	98,45	169,22		121,30		127,73	
5-6	E	2.15	4.4	0.81	Triangulaire	0,72	0,54	137,34	98,45	98,33	196.66	70,49	140.98	74,16	148.33
	F	2.15	4.4	0.81	Triangulaire	0,72	0,54	137,34	98,45	98,33		70,49		74,16	

VII.4.3.1. Les diagrammes des moments fléchissant et des efforts tranchants :

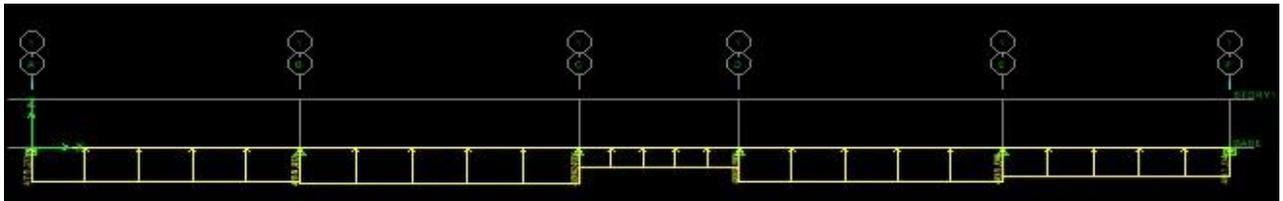
Schémas statiques pour le calcul des moments fléchissant et les efforts tranchant

a. Sens X-X

A l'ELU

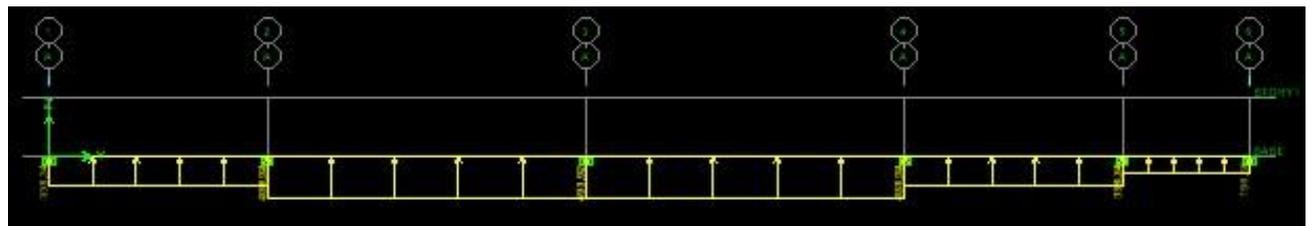


A l'ELS

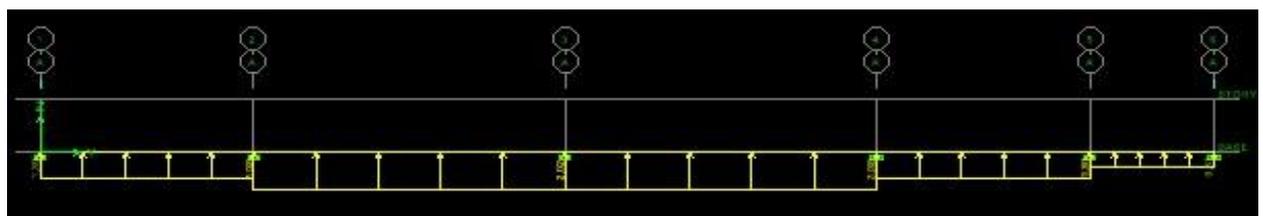


b. Sens Y-Y

A l'ELU



A l'ELS



Afin de déterminer les efforts internes nous avons utilisé le logiciel ETABS.

$H_{\text{nervure}} = 1.10\text{m}$

$B_{\text{nervure}} = 0.5\text{m}$

Sens (X-X)

ELU

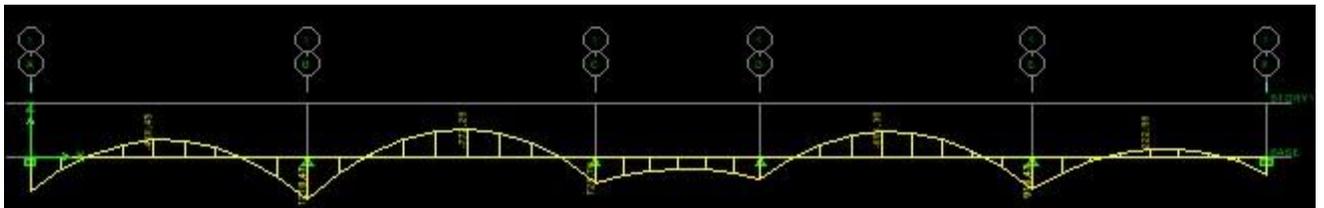


Figure VII.3: Diagramme des moments fléchissant à l'ELU dans le sens X-X.

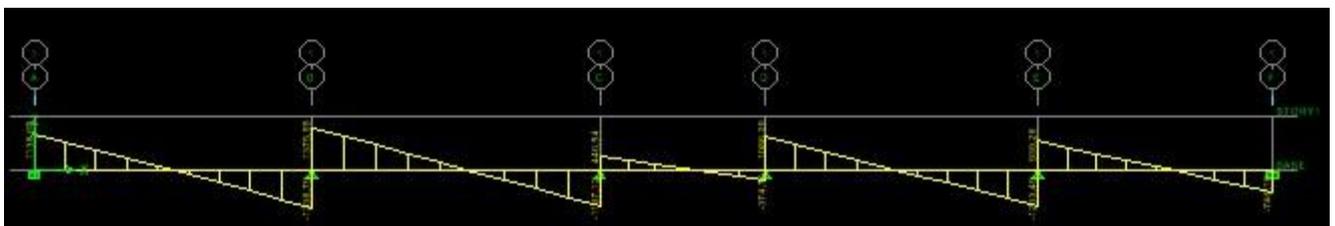


Figure VII.4: Diagramme des efforts tranchant à l'ELU dans le sens X-X.

ELS

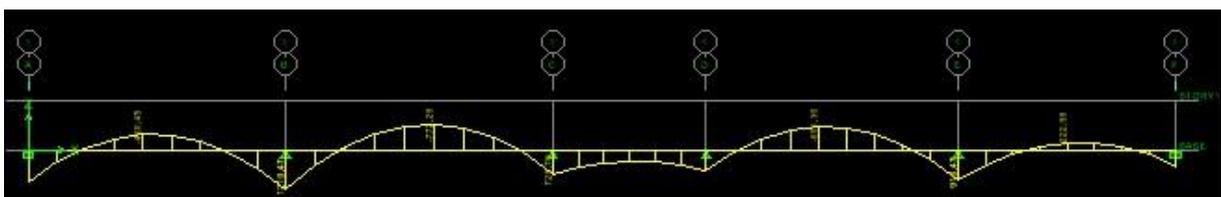


Figure VII.5: Diagramme des moments fléchissant à l'ELS.

Sens (Y-Y)

ELU

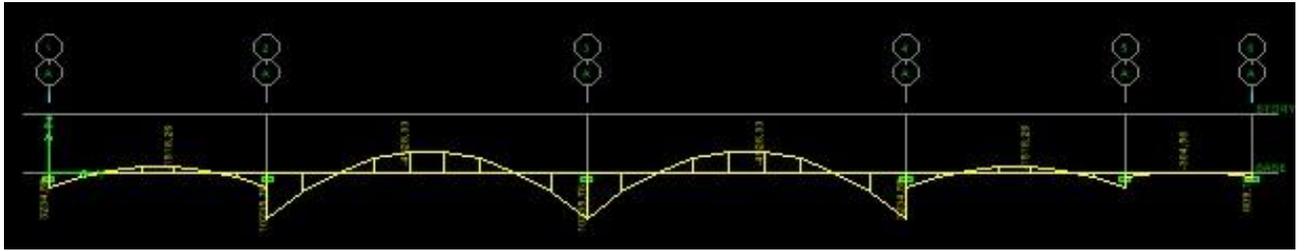


Figure VII.6: Diagrammes des moments fléchissant à l'ELU dans le sens Y-Y.

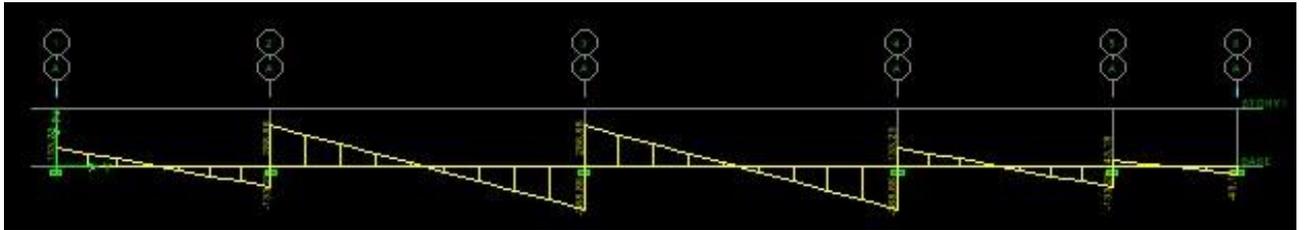


Figure VII.7 : Diagrammes des efforts tranchant à l'ELU dans le sens Y-Y.

ELS

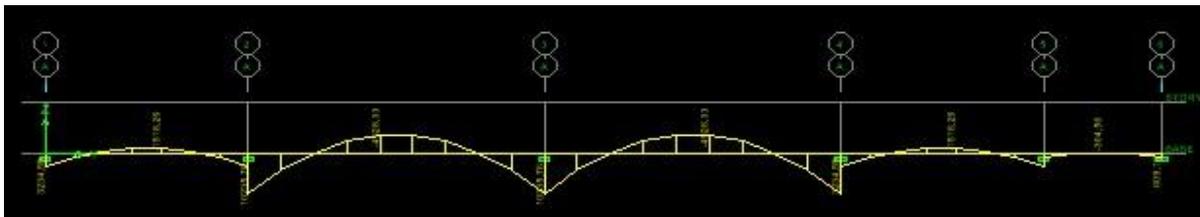


Figure VII.8: Diagrammes des moments fléchissant à l'ELS dans le sens Y-Y.

Les résultats obtenus sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau VII.11. Résumés des efforts internes dans la nervure

	Sens longitudinal (X-X)		Sens transversal (Y-Y)	
	ELU	ELS	ELU	ELS
M_{amax} (KN.m)	1318.31	945.01	1084.44	777.37
M_{tmax} (KN.m)	1417.35	1010.5	1409.51	1004.87
T_{max} (KN)	1140.21	/	1151.99	/

VII.4.3.2. Calcul des Armatures

a) Armatures longitudinales

$$b=60\text{cm} \quad h=120\text{cm} \quad f_{bu} = 14.2\text{MPa} \quad \sigma_{st} = 348\text{MPa}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} ; A = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}}$$

Le ferrailage adopté pour la nervure dans les deux sens est donné dans le tableau ci-dessous :

Tableau VII.12. Résultats du calcul des armatures des nervures.

sens	Zone	Mu (KN.m)	μ	β	Section	A _{cal} (cm ²)	Ferrailage	A _{adoptée} (cm ²)	St (cm)
X-X	Appuis	1318.31	0.117	0.9375	SSA	35.14	10HA20 + 5HA14	39.1	15
	Travée	1417.35	0.126	0.932	SSA	38.00	10HA20 + 5HA14	39.1	20
Y-Y	Appuis	1084.44	0.096	0.949	SSA	28.55	10HA20 + 5HA14	39.1	15
	Travée	1409.51	0.125	0.9325	SSA	37.77	10HA20 + 5HA14	39.1	20

b) Armatures transversales (Art A.7.2.2/ BAEL 91modifiée 99) :

Diamètre des armatures transversales

$$\phi_t \geq \frac{\phi_{lmax}}{3} = \frac{20}{3} = 6.67\text{mm.}$$

On prend 3 cadres de =8mm.

c) Espacement des armatures

En zone nodale

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\phi_{lmax} \right\} = \min \left\{ \frac{h}{4}; 12 \times 2 \right\} = \min \{30 ; 24\} = 24\text{cm.} \quad \text{soit } S_t = 15\text{cm.}$$

En zone courante

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{120}{2} = 60\text{cm} \quad \text{soit } S_t=20\text{cm.}$$

d) Armatures transversales minimales (Art 7.5.2.2 RPA 99/ version 2003) :

En zone nodale

$$A_{min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 60 = 2.7\text{cm}^2$$

En zone courante

$$A_{min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 20 \times 60 = 3.6\text{cm}^2$$

e) Armatures de peau (Art 4.5.34/ BAEL 91 modifiée 99)

Les armatures de peau sont réparties et disposées parallèlement à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur ; leur section est d'au moins ($3\text{cm}^2/\text{ml}$) par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction.

$$\text{D'où : } A_p = 4HA14 = 6.16\text{cm}^2.$$

VII.4.3.3. Vérification à l'ELU**A) Condition de non fragilité (Art. A.4.2.1/ BAEL91 modifiées 99) :**

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 60 \times 115 \times \frac{2.1}{400} = 8.33\text{cm}^2.$$

Sens X-X**Aux appuis**

$$A_a = 37.06\text{cm}^2 > A_{min} = 8.33\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

En travées

$$A_t = 39.1\text{cm}^2 > A_{min} = 8.33\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Sens Y-Y**Aux appuis**

$$A_a = 30.15\text{cm}^2 > A_{min} = 8.33\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

En travées

$$A_a = 39.1\text{m}^2 > A_{min} = 8.33\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

B) Vérification de la contrainte de cisaillement : (Effort tranchant)

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa} \right\} = 2.5\text{MPa}$$

Sens longitudinal : $T_u^{\max} = 1140.21\text{KN}$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} = \frac{1140 \times 10^3}{600 \times 1150} = 1.65\text{MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5\text{MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

Sens transversal : $T_u^{\max} = 1151.99\text{KN}$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} = \frac{1151.99 \times 10^3}{600 \times 1150} = 1.67\text{MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5\text{MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

VII.4.3.4. Vérification à L'ELS

A) Vérification des contraintes dans le béton et l'acier

On doit vérifier que :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15MPa \text{ et } \bar{\sigma}_{st} = 348MPa.$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta.d.A_{st}} ; \rho_1 = \frac{100.A_s}{b.d} ; \sigma_b = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$$

Tableau VII.13. Vérification des contraintes à l'ELS pour les nervures.

Sens	Zone	A_s (cm^2)	M_s	ρ_1	β	K_1	σ_{st}	$\bar{\sigma}_{st}$	σ_b	$\bar{\sigma}_b$	Vérification
X-X	Appuis	37.06	945.01	0.537	0.8904	30.625	249.03	348	8.13	15	condition vérifiée
	Travée	39.1	1010.5	0.567	0.888	29.64	253.07	348	8.54	15	condition vérifiée
Y-Y	Appuis	30.15	777.37	0.437	0.8992	34.60	249.34	348	7.2	15	condition vérifiée
	Travée	39.1	1004.87	0.567	0.888	29.64	251.66	348	8.49	15	condition vérifiée

CONCLUSION GENERALE

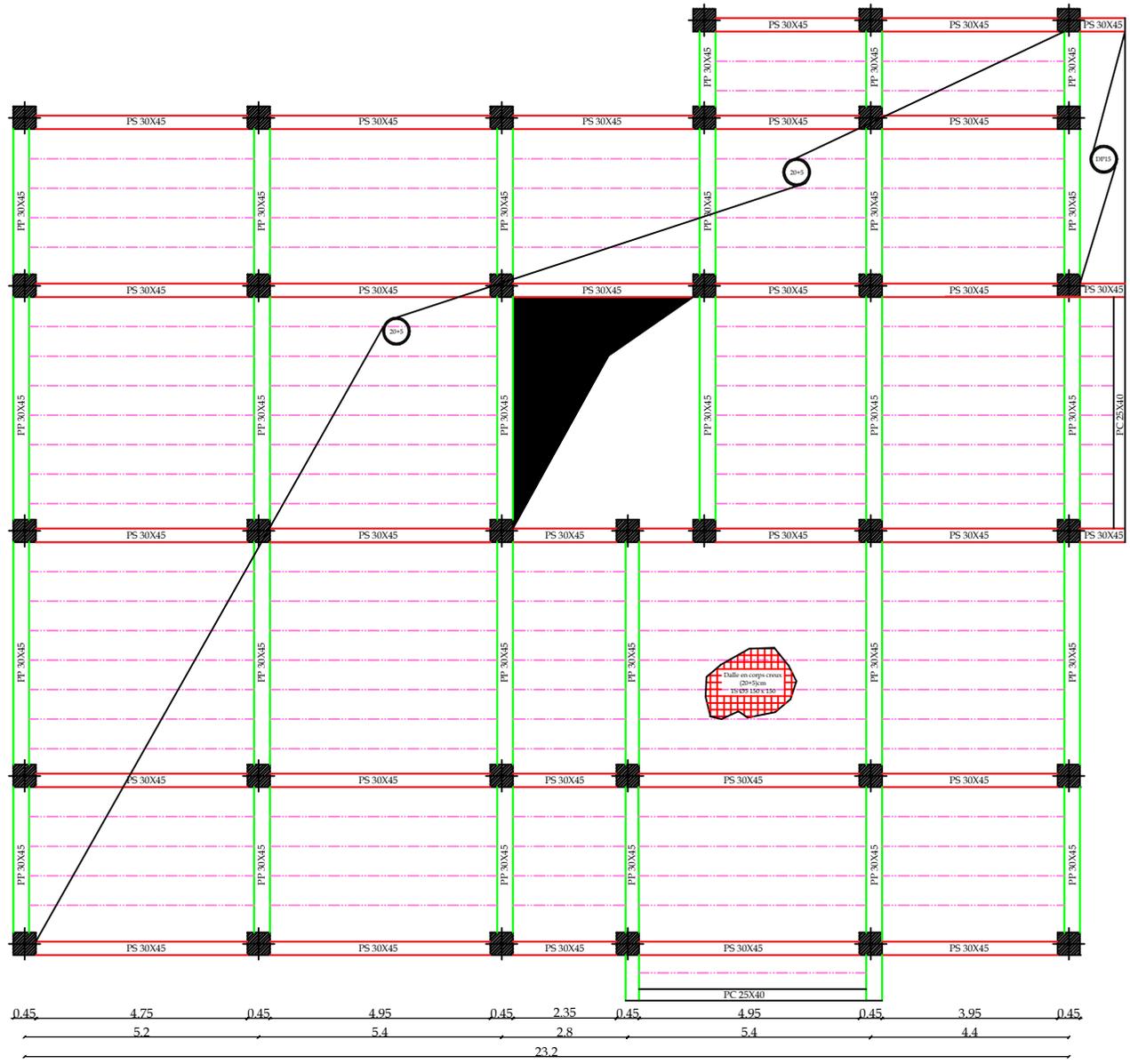
Enfin, Ce projet de fin d'étude qui consiste à l'étude d'un bâtiment à usage d'habitation et commercial, nous a été très bénéfique et enrichissant, non seulement du fait que nous avons pu synthétiser nos différents acquis et de mettre en application directe plusieurs de nos cours suivis précédemment notamment la dynamique des structures, le béton armé, la résistance des matériaux et encore la mécanique des sols, et ainsi faire une synchronisation entre les connaissances théoriques et pratiques.

A travers ce travail nous avons eu l'opportunité de découvrir de multiples notions du règlement parasismique algérien (RPA), du BAEL, et des divers documents techniques réglementaires et leurs applications, il nous a également aidés à comprendre et à apprendre énormément de choses très pratique telle que l'utilisation des logiciels comme : ETABS (le logiciel utilisé pour le calcul de notre structure), AUTOCAD, SOCOTEC....

Les difficultés rencontrées au cours de cette étude nous ont conduites à nous documenter et approfondir davantage nos recherches et connaissances en génie civil au-delà de ce que nous avons eu la chance d'étudier durant notre cursus universitaire.

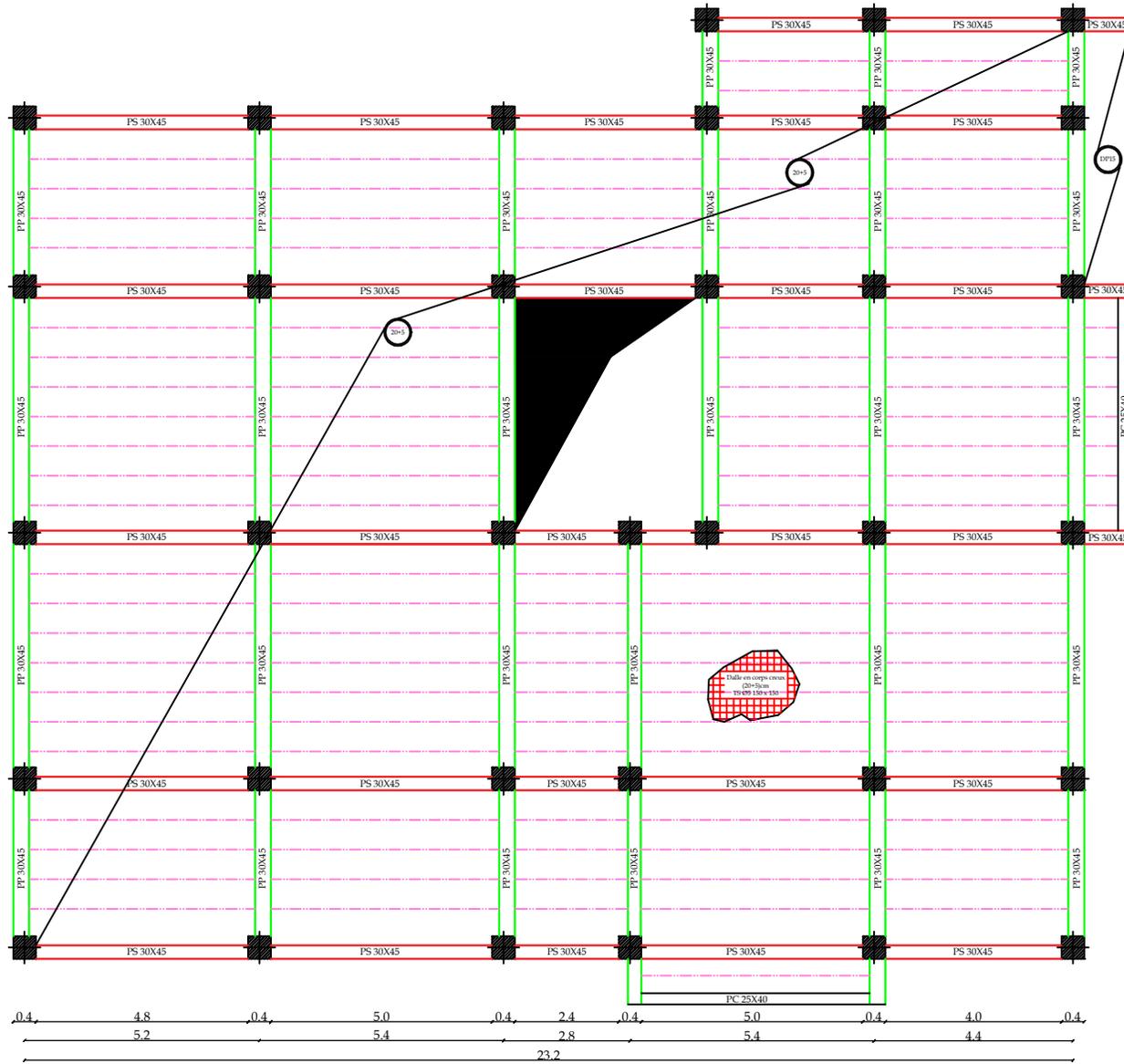
À terme, nous souhaitons que ce modeste travail sera pris comme support utile et comme une petite contribution pour les promotions avenir.

PLANS DE FERRAILLAGE

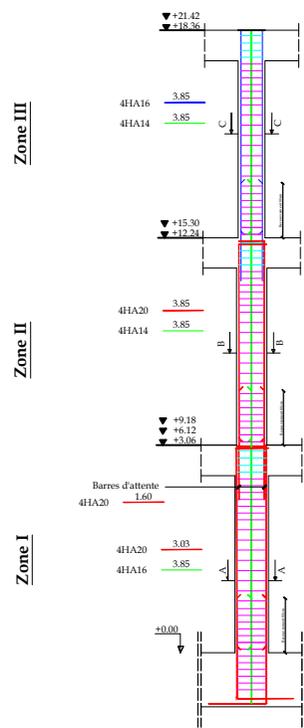


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 UNIVERSITE MOULOUD MAMMARI DE TIZI-OUZOU
 FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

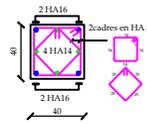
ETUDIE PAR : Mr Bessah Ali. Mr Chekir Mehdi	TITRE: Ferraillage du plancher Zone II
DIRIGE PAR : Mr Khehlil N	
ECHELLE:	PROMOTION 2020-2021



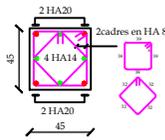
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOD MAMMARI DE TIZI-OUZOU FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL	
ETUDE PAR : Mr Bessah Ali. Mr Chekir Mehdi	TITRE: Ferrailage du plancher Zone III
DIRIGE PAR : Mr Khelil.N	
ECHELLE:	PROMOTION 2020-2021



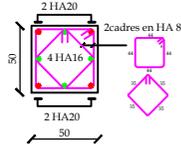
Coupe C-C



Coupe B-B



Coupe A-A



Note:

- Zone I : RDC, 1er et 2ème étages.
- Zone II : 3ème et 4ème étages.
- Zone III : 5ème et 6ème étages.

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERY DE TIZI-OUZOU
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDE PAR :

Mr Bessah Ali,
Mr Chekir Mehdi

DIRIGE PAR :

Mr Khelil.N

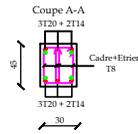
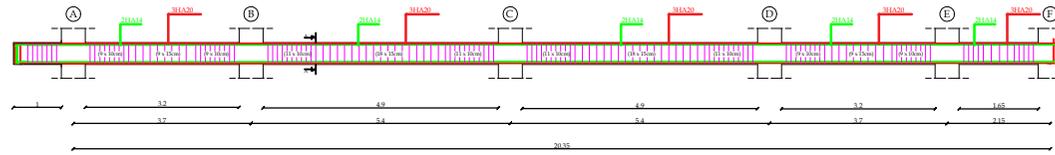
ECHELLE:

TITRE:

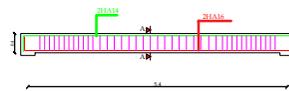
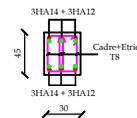
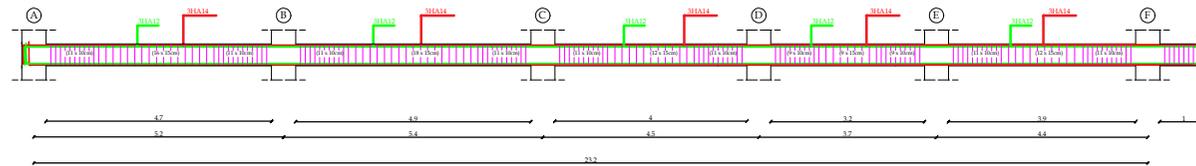
Ferraillage des poteaux

PROMOTION 2020-2021

Ferraillage des poutres principales



Ferraillage des poutres secondaires



Ferraillage des Chainages

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITE MOULoud MAMMERI DE TIZI-OUZOU
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDE PAR:

Mr Bessah Ali,
Mr Chekir Mehdi

DIRIGE PAR:

Mr Khehl.N

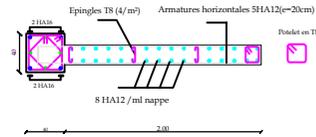
ECHELLE:

TITRE:

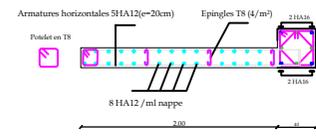
Ferraillage des poutres
principales et secondaires

PROMOTION 2020-2021

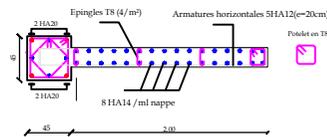
Voile VL1 en Zone III



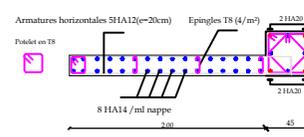
Voile VL2 en Zone III



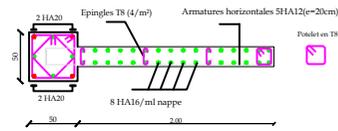
Voile VL1 en Zone II



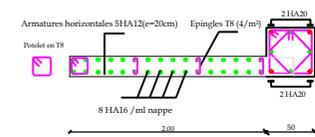
Voile VL2 en Zone II



Voile VL1 en Zone I



Voile VL2 en Zone I



Note:

- Zone I : RDC, 1er et 2ème étages.
- Zone II : 3ème et 4ème étages.
- Zone III : 5ème et 6ème étages.

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 UNIVERSITE MOULOU MAMMARI DE TIZI-OUZOU
 FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDE PAR :

Mr Bessah Ali,
 Mr Chekir Mehdi

DIRIGE PAR :

Mr Kheili N

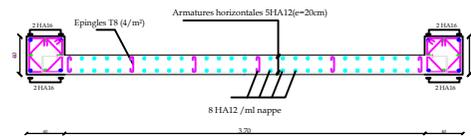
ECHELLE :

TITRE:

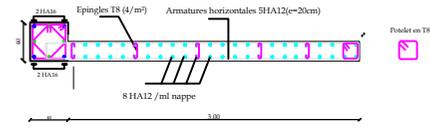
Ferraillage des voiles
 longitudinaux

PROMOTION 2020-2021

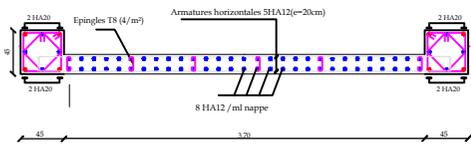
Voile VT2 en Zone III



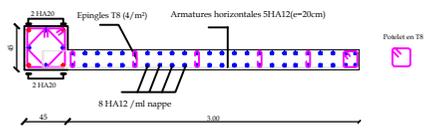
Voile VT1 en Zone III



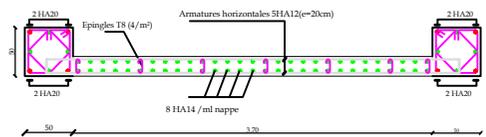
Voile VT2 en Zone II



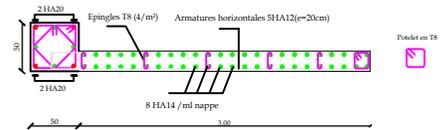
Voile VT1 en Zone II



Voile VT2 en Zone I



Voile VT1 en Zone I



Note:

- Zone I : RDC, 1er et 2ème étages.
- Zone II : 3ème et 4ème étages.
- Zone III : 5ème et 6ème étages.

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITE MOULoud MAMMERI DE TIZI-OUZOU
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIE PAR :

Mr Bessah Ali,
Mr Chekir Mehdi

DIRIGE PAR :

Mr Khelil.N

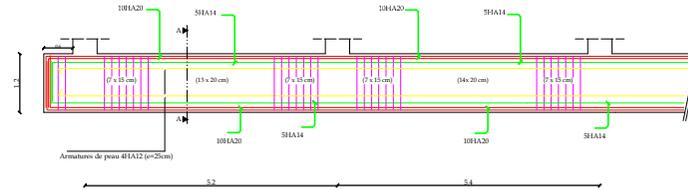
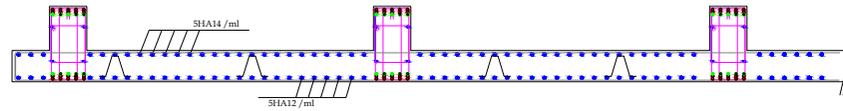
ECHELLE:

TITRE:

Ferrailage des voiles
transversaux

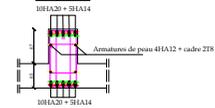
PROMOTION 2020-2021

Ferraillage de la dalle sens X-X

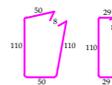


Ferraillage des Nervures sens X-X

Coupe A-A



Cadres en T10



Cadres en T8



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITE MOULOUD MAMMARI DE TIZI-OUZOU
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDE PAR:

Mr Bessah Ali,
Mr Chekir Mehdi
DIRIGE PAR:
Mr Kheilil N

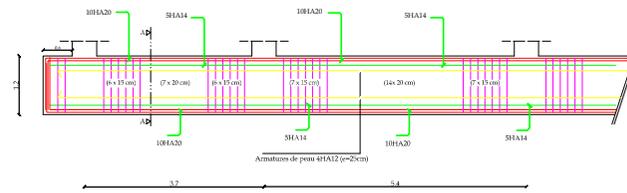
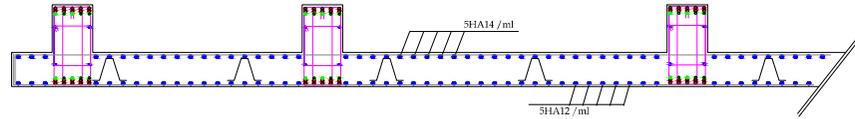
TITRE:

Ferraillage du radier
sens X-X

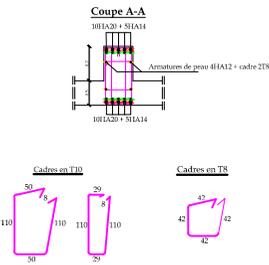
ECHELLE:

PROMOTION 2020-2021

Ferraillage de la dalle sens Y-Y



Ferraillage des Nervures sens Y-Y



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 UNIVERSITE MOULOU D MAMMARI DE TIZI-OUZOU
 FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIE PAR :

Mr Bessah Ali,
 Mr Chekir Mehdi

DIRIGE PAR :

Mr Khelil N

ECHELLE :

TITRE :

Ferraillage du radier
 sens Y-Y

PROMOTION 2020-2021

Bibliographie

- Règlement parasismique algérien RPA99 (version 2003).
- DTR B.C.2.2 (Charges permanentes et charges d'exploitation).
- Béton armé BAEL91 modifié et DTU associés.
- Règles BAEL 91 modifié 99, Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites.