

**RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE**  
**MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPÉRIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE**  
**UNIVERSITÉ IBN KHALDOUN DE TIARET**



**FACULTÉ DES SCIENCES APPLIQUÉES**  
**DÉPARTEMENT DE GÉNIE CIVIL**

**Mémoire de fin d'études en vue de l'obtention du diplôme de Master**

**Spécialité : Génie Civil**

**Option : Structures**

Présenté par :

HALIMI Abdelhamid

KOURICHI Nadjemeddine

*Sujet du mémoire*

**ETUDE D'UN BATIMENT (R+9) A USAGE  
D'HABITAION EN BA  
IMPLANTE À TIARET**

*Soutenu publiquement le 22 /06/2023 devant le jury composé de :*

Mr. MIMOUNI Mohamed

Président

Mr. KLOUCHE DJEDID Ibrahim

Rapporteur

Mr. BENYAMINA Abdelrahmane

Examineur

Mr. ABADA Ghanem

Examineur

PROMOTION : 2022/2023

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

# **REMERCIEMENT**

**Avant tout nous remercions ALLAH tout puissant qui nous a donné la patience et la force pour mener à terme ce modeste travail.**

**Le travail présenté dans cette mémoire a été réalisé au sein de  
Département de génie civil.**

**Il est difficile d'exprimer en quelques mots notre profond reconnaissance envers notre promoteur ; Dr KLOUCHE DJEDID Ibrahim, qui a assuré la direction scientifique de ce travail et a pris le temps de notre faire profiter avec patience de son expérience, ses connaissances et sa disponibilité constante à la réalisation de ce travail qu'il trouve ici  
l'expression de notre sincères remerciements.**

**Que les membres de juré soient chaleureusement remerciés d'avoir voulu examiner de près notre travail.**

**Que l'ensemble des enseignants du département trouve ici notre plus profond remerciement et ma reconnaissance.**

# ***DEDICASES***

**Je dédie ce modeste travail :**

**A celle qui m'a donné la vie et l'envie de vivre**

**A celle qui m'a entouré de sa tendresse, à ma très chère Maman**

**Halimi Rabia**

**Celui qui a été toujours là pour moi, à Celui qui m'indique la bonne voie**

**En me rappelant que la volonté et un secret de succès, à mon cher Père**

**Halimi Abdelhadi rabi yarhamho**

**A Mon très cher frère: Rabah**

**A Mes Sœurs : Nawal, Nour el houda, Kheira**

**A tous ceux qui m'ont encouragé à faire mon voyage de succès et  
d'excellence.**



# ***DEDICASES***

**Je dédie ce modeste travail :**

**A celle qui m'a donné la vie et l'envie de vivre**

**A celle qui m'a entouré de sa tendresse, à ma très chère Maman**

**Chergui Yamina**

**Celui qui a été toujours là pour moi, à Celui qui m'indique la bonne voie**

**En me rappelant que la volonté et un secret de succès, à mon cher Père**

**kourichi ali**

**A Mes très chers frères : ibrahim , mohamed ,amar ,**

**A Mes Sœurs : zineb,soumia**

**A tous ceux qui m'ont encouragé à faire mon voyage de succès et**

**d'excellence.**

## ملخص

هذا المشروع يقدم دراسة مفصلة لبناية تتكون من طابق ارضي زائد9 طوابق للاستعمال السكني بولاية تيارت المصنفة ضمن المنطقة الزلائية رقم (I) حسب المركز الوطني للبحث المطبق في هندسة مقاومة الزلازل.

نستعمل في هذه الدراسة قوانين الخرسانة المسلحة (BAEL91 modifié99 RPA99V2003) ،

تتكون هذه الدراسة من أربعة أجزاء وهم:

**الجزء الأول :** يبدأ بالوصف العام للمشروع، ثم إعطاء الأبعاد الأولية للعناصر المكونة لها مع عرض الخصائص

المواد وحمولة كل عنصر

**الجزء الثاني :** يهدف إلى دراسة العناصر الثانوية للبناية.

**الجزء الثالث :** يتضمن الدراسة الديناميكية للبناية بواسطة الحاسوب.

**الجزء الرابع والأخير :** يشمل على دراسة الأجزاء المقاومة للبناية ( الأعمدة، الروافد، الجدران المسلحة

والأساسات. )

**الكلمات المفتاحية :** المسلحة الخرسانة، العمارة، RPA99V2003 , ETABS , BAEL91modifié 99.

## Résumé

Ce projet présente une étude détaillée d'un bâtiment à usage d'habitation constitué d'un Rez-de-chaussée plus (09) étages d'habitations, situé à la wilaya de TIARET. Cette région est classée en zone sismique (I) selon le RPA99 version 2003.

En utilisant les nouveaux règlements de calcul et vérifications du béton armé (RPA99V2003 et B.A.E.L91 modifié99), cette étude se compose de quatre parties :

La première entame la description générale du projet avec une présentation de caractéristiques des matériaux, ensuite le pré dimensionnement de la structure et enfin la descente des charges.

La deuxième partie a pour objectif d'étude des éléments secondaires (poutrelles, escaliers, acrotère, ascenseur, et dalle pleine).

L'étude dynamique de la structure a été entamée dans la troisième partie par logiciel ETABS afin de déterminer les différentes sollicitations dues aux chargements (charges permanentes, d'exploitation et charge sismique).

En fin l'étude des éléments résistants de la structure (poteaux, poutres, voiles, radier général) sera calculé dans la dernière partie.

**Mots clés :** Bâtiment, Béton armé, ETABS, RPA99 modifié 2003, BAEL91 modifié 99.

## Summary

This project presents a detailed study of building, consists of ground floor addition (09) floors, located in the wilaya of TIRET This region is classified as seismic zone (I) according to the RPA99 version 2003.

Using the new rules of calculation and verification of reinforced concrete (RPA99 2003 version, BAEL91 modifié99), this study consists of four parts:

The first starts the general description of the project with a presentation of material properties, then the Pre-design of the structure and finally the descent of the load.

The second part aims to study secondary elements (beams, stairs, parapet, elevator, and full slab).

The dynamic study of the structure was begun in the third part software ETABS to determine the various stresses due to loads (permanent loads, operational and seismic loading).

At the end, the reinforcement of structural elements (columns, beams, walls sails, and raft) will be calculated in the last part.

**Key words:** Building. Reinforced concrete, ETABS, RPA 99 modified 2003, BAEL 91 modified 99.

## NOTATIONS ET SYMBOLES

<b>Symboles</b>	<b>Signification</b>
E.L.S	Etat Limite De Service
E.L.U	Etat Limite Ultime
Cte	Valeur Constance
$A_s$	Section D'aciers
$A_s'$	Section D'aciers Comprimés
$A_{max}, A_{min}$	Section D'acier Maximale Et Minimale
A.N	Axe Neutre
$A_s$	Armatures Supérieures
$A_t$	Section D'un Cours D'armatures Transversales
$B_r$	Section Réduite
$B_0$	Section Homogène Totale
$E_s$	Module D'élasticité
$f_{bc}$	Résultante Des Efforts De Compression Dans Le Béton
G	Action Permanente
$I_0$	Moment D'inertie De La Section Totale Homogène
$M_a$	Moment Sur Appui.
$M_{ser}$	Moment Fléchissant A L'E.L.S
$M_u$	Moment Fléchissant A L'E.L.U
$M_{ox}$	Moment Fléchissant Au Centre D'un Panneau De Dalle Articulé
$M_{oy}$	Moment Fléchissant Au Centre D'un Panneau De Dalle Articulé Pour Une Bande De Largeur Unité Parallèle A $l_y$
$N_{ser}$	Effort Normal De Service

$N_u$	Effort Normal Ultime
$p_{ser}$	Charge Concentrée Appliquée A L'E.L.S
$P_u$	Charge Concentrée Appliquée A L'E.L.U
$V_u$	Effort Tranchant A L'.L.U
A	Plus Petite Dimension D'une Section Transversale
a-b	Dimensions En Plans D'un Poteau
B	Largeur D'une Table De Compression
$B_0$	Largeur D'une Section Rectangulaire Ou De La Nervure D'une Section En T
$b_1$	Largeur d'une aile de tension en T
D	hauteur utile d'une section
$e_0$	Excentricité par rapport au centre de gravité du béton
$f_{c28}$	Résistance caractéristique du béton à la compression à 28 j
$f_e$	Limite d'élasticité de l'acier
$f_{tj}$	Résistance conventionnelle à la traction du béton à j jour
$f_{t28}$	Résistance conventionnelle a la traction du béton a 28 j
h	Hauteur totale d'une section
$h_0$	Hauteur d'une table de compression
i	rayon de giration
$l_a$	Portée d'ancrage
$l_f$	hauteur de flambement
$l_i$	Portée de travée
$l_x$	Longueur de recouvrement
$l_s$	Longueur de scellement
$l_0$	Longueur fictive

$\eta = 15$	coefficient d'équivalence
$S_t$	Espacement des armatures transversales
$\epsilon_{cb}$	Raccourcissement relatif maximal du béton comprimé
$\epsilon_s$	Allongement relatif des aciers tendus
$\epsilon_{sc}$	Raccourcissement relatif des aciers comprimé
$\epsilon_{si}$	Allongement relatif des aciers tendus lorsque leur contrainte atteint la résistance de calcul ( $f_e / y_s$ )
$\lambda$	Élancement géométrique
$\mu$	Coefficient de frottement acier /béton
$\nu$	Coefficient de poisson ; effort normal réduit
$\sigma_{bc}$	Contrainte de compression du béton
$\overline{\sigma}_{bc}$	Contrainte limite du béton comprimé à L'E.L.S
$\sigma_s$	Contrainte de traction de l'acier
$\overline{\sigma}_s$	Contrainte limite des aciers tendus à L'EUS
$\tau_{su}$	Contrainte d'adhérence limite
$\tau_u$	Contrainte tangentielle conventionnelle
$\emptyset$	Diamètre d'une barre
$\emptyset_l$	Diamètre d'une barre longitudinale
$\emptyset_t$	Diamètre d'une barre transversale
$\psi, \psi'$	Coefficient pour calculer l'ancrage des courbes
$\psi_s$	Coefficient de scellement

# Sommaire

Chapitre I : Présentation de projet	
I.1. Introduction :	1
I.2. Présentation de l'ouvrage :	1
I.3. Caractéristiques géométriques (dimensions en plans)	2
I.4. Caractéristiques mécaniques des matériaux :	6
I.5. Résistance mécanique :	8
I.6. Déformation et contraintes de calcul :	10
I.7. Les Aciers :	13
Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments	
II.1. Prédimensionnement :	17
II.2. Utilisation de la loi de dégression de la surcharge d'exploitation :	23
II.3. Pré dimensionnement des poutres :	24
II.4. Pré dimensionnement des poteaux :	26
II.5. Prédimensionnement des poteaux de type 3 :	31
Chapitre III : Etude des planchers	
III.1. Introduction :	34
III.2. Dimensionnement du plancher:	34
III.3. Dimensionnement des poutrelles:	34
III.4. Principe de calcul de la méthode forfaitaire modifiée :	38
III.5. plancher étage courant:	40
III.6. Calcul des poutrelles :	42
III.6.1. Plancher étage courant (RDC au 09 <sup>eme</sup> étage)	42
III.6.2. Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire	42
III.6.3. Vérification des contraintes à L.E.S :	52
III.7.1. Plancher étage courant :	52
III.7.2. Contrainte maximale dans le béton comprimé $\sigma_{bc}$ :	53
III.7.3. Contrainte de cisaillement :(effort tranchant) :	53
III.7.4. plancher terrasse (inaccessible):	56
III.7.5. Plancher terrasse inaccessible	67
III.7.6. Vérification des contraintes à L.E.S :	68
III.7.7. Contrainte maximale dans le béton comprimé $\sigma_{bc}$ :	69
III.7.8. Contrainte de cisaillement :(effort tranchant) :	69
III.7.9. Ferrailage de la dalle de compression	73
Chapitre IV : Pré dimensionnement des éléments non structuraux	
IV.1.1. Dimensionnement des escaliers :	75
a) Les marches :	75
b) Epaisseur de la paillasse (ev) :	76
c) Epaisseur du palier (ep) :	76
d) Emmarchement (E) :	76
e) Epaisseur du jour :	76
f) Paillasse :	76
IV.1.2. Combinaison des charges pour une bande de 1 m de largeur :	76
IV.1.3. A L'E.L.U :	76
IV.1.4. Combinaison des charges pour une bande de 1 m de largeur :	77
IV.1.5. A L'E.L.U :	77
IV.1.6. A L'E.L.S :	77
IV.2.1. Calcul du moment fléchissant et effort tranchant max à l'E.L.U:	77
IV.2.2. Calcul des moments maximaux en travée à l'E.L.U :	77
IV.2.3. Ferrailage de l'escalier :	78
IV.2.4. Vérifications :	78
IV.2.5. Les vérifications des contraintes à l'E.L.S :	80



IV.2.6. Détermination de la position de l'axe neutre : .....	81
IV.2.7. Détermination de la position de l'axe neutre : .....	81
IV.3.1. Vérification de la flèche : .....	82
IV.3.2. Dimensionnement de la poutre palière : .....	82
IV.3.3. Les vérifications des conditions du R.P.A. 99/2003: .....	82
IV.3.4. Charges supportées par la poutre : .....	82
IV.3.4.1. Condition non ferrailage .....	83
IV.3.4.2. Vérification aux niveaux des appuis : .....	84
IV.3.4.3. Les vérification des conditions à l' E.L.S .....	84
IV.3.4.4. Détermination du moment d'inertie .....	84
IV.3.4.5. Détermination de contrainte dans le béton comprimé $\sigma_{bc}$ : .....	84
IV.3.4.6. Vérification de la flèche .....	84
IV.4. Acrotère .....	85
IV.4.1. Introduction .....	85
IV.4.2. Calcul des sollicitations : .....	86
IV.4.3. Calcul des efforts : .....	86
IV.4.4. Calcul du ferrailage (ELU) : .....	87
IV.4.5. Calcul de la section d'armatures en : .....	87
IV.4.6. Section minimale des armatures en flexion composée pour une section rectangulaire : .....	88
IV.4.7. Les vérifications : .....	88
IV.4.8. Contrainte de cisaillement : .....	88
IV.5. Vérification à l'E.L.S : .....	88
IV.5.1. Vérification des contraintes (E.L.S.) : .....	88
IV.5.2. Détermination des contraintes dans le béton comprimé $\sigma_{bc}$ : .....	89
IV.5.3. Détermination des contraintes dans l'acier tendu $\sigma_{st}$ : .....	89
IV.5.4. Vérification de l'acrotère au séisme (A.6.2.3 RPA 99) : .....	89
IV.6. L'ascenseur .....	90
IV.6.1. Les vérifications à l'E.L.S : .....	99
IV.6.2. Disposition du ferrailage: .....	102
IV.6.3 Voile de la cage d'ascenseur : .....	103
Chapitre V : Etude Sismique	
V.1. Etudes sismique .....	109
V.2. Introduction : .....	109
V.3. Méthode de calcul : .....	109
V.4. Méthode d'analyse modale spectrale : .....	110
V.4.1. Principe de la méthode : .....	110
V.4.2. Spectre de réponse de calcul : .....	110
V.4.3. Nombre de mode à considérer : .....	110
V.5. Calcul de l'effort sismique à la base : .....	111
V.5.1 Calcul de la force sismique totale : .....	111
V.5.2. Détermination des poids ( $W_t$ ) de la structure : .....	112
V.6. Calcul des déplacements : .....	116
V.7. Conclusion .....	120
Chapitre VI : Etude des Portiques	
VI-1-Ferrailage des poteaux : .....	119
VI-1.1. Méthode de calcul : .....	119
VI-1.2. Ferrailage exigé par R.P.A 99(version 2003) : .....	119
a) Combinaison de 1 <sup>er</sup> genre : .....	121
b) Combinaison de 2 <sup>er</sup> genre : .....	122
VI.1.3. Les vérifications : .....	123
VI.2 Ferrailage des poutres : .....	126
a) Armatures longitudinales : .....	126

b) 2.1) Armature longitudinale : .....	127
Chapitre VII : Etude des voiles	
VII. Etude Des Voiles .....	130
VII.1. Introduction : .....	130
VII.2. Le système de contreventement : .....	130
VII.3.1. Le principe de calcul : .....	131
1. La méthode de calcul : .....	131
2. Etude du bâtiment.....	131
3. Armatures verticales : .....	132
4. Armatures horizontales : .....	132
5. Armatures transversales : .....	132
6. Armatures de coutures : .....	132
VII.3.2. Ferrailage des voiles : .....	132
VII.3.3. Calcul des armatures verticales : .....	133
VII.3.4. Calcul des armatures horizontales : .....	134
VII.3.5. Calcul des armatures transversales : .....	134
VII.3.6. Vérification de la contrainte de cisaillement $\tau_b$ : .....	134
VII.4. Disposition des armatures : .....	135
VII.4.1. armatures verticales : .....	135
VII.4.2. Armatures horizontales : .....	135
VII.4.3. Armatures transversales : .....	135
Chapitre VIII : Etude des Fondations	
VIII.1. Etude des fondations : .....	139
VIII.1.1. Introduction : .....	139
VIII.1.2. Choix du type de fondations : .....	139
VIII.1.3. Définition du radier: .....	140
VIII.1.4. Pré dimensionnement du radier : .....	141
VIII.1.5. Ferrailage du radier : .....	143
VIII.1.6. Méthode de calcul : .....	143
VIII.2. vérifications : .....	147
VIII.2.1. Vérification à l'ELU : .....	147
VIII.2.2. Les vérifications des contraintes à l'E.L. S. ....	148
VIII.2.3. Ferrailage des poutres de libages : .....	152
VIII.2.4. Armature de peau : .....	155
VIII.2.5. Contrainte de cisaillement : .....	156
VIII.2.6. Armatures transversales : .....	156

## Liste des tableaux

Tableau I.1 : dosage de béton.....	7
Tableau II.1 : désignation des charges plancher terrasse .....	19
Tableau II.2 : désignation des charges étage courant .....	20
Tableau II.3 : désignation des charges mur extérieur .....	21
Tableau II.4 : dégression des charges mur intérieur .....	26
Tableau II.5 : section des poteaux .....	38
Tableau récapitulatif des résultats obtenus (poutrelles Type 01):.....	46
Tableau récapitulatif des résultats obtenus (poutrelles Type 02):.....	47
Tableau récapitulatif des résultats obtenus (poutrelles Type 03):.....	48
Tableau récapitulatif des résultats obtenus (poutrelles Type 04):.....	48
Tableau - récapitulatif des résultats obtenus « poutrelles Type 01 » .....	63
Tableau IV.2 : charges et surcharge du palier de l'escalier. ....	77
Tableau V.1 : Coefficient d'accélération de zone .....	107
Tableau V.2 : Pénalité à retenir pour le critère de qualité.....	107
Tableau V.3 : Coefficient de pondération .....	108
Tableau V.4 : Pourcentage d'amortissement critique .....	109
Tableau V.5 : Périodes et facteurs de participation massique du modèle .....	111
Tableaux V.6 : Vérification des périodes.....	112
Tableau V.7 : valeurs de la force sismique .....	112
Tableau V.8 : les déplacements relatifs aux différents niveaux dans le sens x.....	113
Tableau V.9 : les déplacements relatifs aux différents niveaux dans le sens y.....	114
Tableau V.10 : Vérification de l'effet P- $\Delta$ .....	115
Tableau V.11 : Vérification de l'effet P- $\Delta$ .....	115
Tableau VI.1: les sections min et max. imposée par le R.P.A 99(version 2003) :.....	116
Tableau VI.2:L'illustration des résultats par ETABS .....	116
Tableau VI.3:L'illustration des résultats par ETABS .....	119
Tableau V.4: les sections min et max des poutres secondaires.....	123
Tableau V.5: les sections min et max des poutres principales.....	123
Tableau V.7 : le ferrailage en travée du plancher R.D.C .....	124
Tableau V.8 : tableau récapitulatif des ferrailages des poutres.....	128

## Liste des figures

Figure I.01 : vue en plan. ....	2
Figure I.02 : vue en élévation.....	2
Figure I.03 : Plancher à corps creux. ....	3
Figure I.04: escalier.....	3
Figure I.05 : ascenseur. ....	4
Figure I.06 : mur en double cloisons.....	4
Figure I.07 : acrotère.....	5
Figure I.08 : isolation. ....	6
Figure I.09 : pourcentages des composants de béton.....	8
Figure I.10 : résistance à la compression. ....	9
Figure I.11 : Evolution de la résistance du béton en traction $f_{tj}$ en fonction de celle en compression $f_{cj}$ . .....	10
Figure I.12 Diagramme Parabole – Rectangle .....	11
Figure I.13 Diagramme rectangulaire .....	12
Figure I.14 Diagramme du béton à l'E L S.....	12
Figure II.1 : Schéma d'un plancher en corps creux .....	18
Figure II.2 : Schéma d'un plancher terrasse .....	19
Figure II.3 : Murs extérieurs .....	20
Figure II.4: Schéma représentatif de l'acrotère.....	22
Figure II.5 : L'acrotère .....	22
Figure II.6 : Le poteau le plus sollicité du plancher (Bloc A et B) .....	29
Figure II.7 : coup de voile en élévation.....	38
Figure III.1 plancher en corps creux .....	35
Figure III.2. Diagramme des Moments à l'E.L.U .....	58
Figure III.3. Diagramme des Moments à l'E.L.U .....	59
Figure III.4. Diagramme des Moments à l'E.L.U .....	60
Figure III.5. Diagramme des Moments à l'E.L.U .....	61
Figure III.6. Ferrailage des poutrelles.....	73
Figure IV. : Schéma statique d'une volée + paliers. ....	77
Figure IV.1. Diagramme de l'effort tranchant .....	79
Figure IV.2. Diagramme de moments .....	79
Figure IV.3. Diagramme des moments .....	80
Figure IV.4. Diagramme de l'effort tranchant .....	80
Figure IV.5 : Schéma de ferrailage des escaliers .....	82
Figure IV.6 : Schéma statique de l'acrotère.....	86
Figure IV.7 : « Schéma de ferrailage de l'acrotère » .....	90
Figure IV.8 : vue en plan de l'ascenseur .....	91
Figure IV.9 : Ferrailage Supérieur du panneau de dalle – .....	103
Figure IV.10 : Ferrailage Inférieur du panneau de dalle -.....	103
Figure V.1 : modélisation 3D du bâtiment.....	105
Figure V.2: Spectre de réponse.....	110
Figure V.3 : nombre de mode a considérez .....	110
Figure V.4 : Disposition des voiles.....	112
Figure VI.1 : Dessin de ferrailage des sections des poteaux.....	121
Figure VI.2 : Dessin de ferrailage des sections des poutres principales et secondaires.....	129
Figure VII.1 : Schéma de voile.....	133
Figure VII.2 : Vue de face de voile.....	136
Figure VIII.1 : Schéma du panneau le plus défavorabl.....	144
Figure VIII.2 : Schéma ferrailage de radier. ....	146

## Introduction Générale

Pour mieux se protéger contre d'éventuels événements sismiques, il est nécessaire de bien comprendre le phénomène des tremblements de terre qui est à l'origine de mouvements forts de sol. Le mouvement sismique a pour effets d'induire dans le sol et les ouvrages des forces d'inerties importantes et rapidement variables, son action s'exerce donc d'une manière fondamentalement dynamique.

L'amélioration de la réglementation technique de la construction se base donc sur une connaissance approfondie du mouvement du sol. A cet effet l'ingénieur ou le Master en génie civil est censé concevoir des édifices de manière à faire face à ce phénomène (construction parasismique), il doit en outre tenir compte de différents facteurs tels que l'économie, l'esthétique, la résistance et surtout la sécurité.

Dans l'analyse et le dimensionnement des structures, l'ingénieur doit appliquer le règlement afin d'assurer le bon fonctionnement de l'ouvrage, son choix du système de contreventement dépend de certaines considérations à savoir la catégorie du site, la hauteur et l'usage de la construction ainsi que les contraintes architecturales.

Le projet qui nous a été confié porte sur l'étude d'un bâtiment à usage d'habitation (R+9), et il est contreventé par un système mixte (portiques + voiles porteurs).

Nos trois premiers chapitres se résument au calcul statique, ensuite nous entamons l'étude dynamique dans le chapitre V à la recherche d'un bon comportement de notre structure par la mise en place d'une disposition bien choisie des voiles porteurs. Une fois que la disposition est adoptée, la structure est soumise au spectre de réponse du RPA, sa réponse va être calculée en utilisant le logiciel ETABS, le calcul du ferrailage des éléments structuraux sera exposé dans le chapitre VI et enfin le calcul de l'infrastructure fera l'objet du chapitre VII.

CHAPITRE I:  
PRÉSENTATION DE  
L'OUVRAGE

## I.1. Introduction :

Les tremblements de terre sont une catastrophe naturelle qui peut causer de graves destructions et des pertes de vie. Ces derniers mois, les tremblements de terre ont causé de grandes dévastations en Turquie, en Syrie et dans d'autres parties du monde. Cela a nécessité le besoin d'étudier comment les bâtiments devraient être conçus pour résister à de telles catastrophes. Cette étude porte sur un immeuble R+9 à usage d'habitation à Tiaret en Algérie qui se situe en zone sismique. Le but de cette étude est d'analyser la stabilité du bâtiment face aux séismes pour faire face à de tels sinistres. Elle discutera également de la manière dont le génie civil peut contribuer à rendre les bâtiments plus résistants aux tremblements de terre et comment cela peut bénéficier à l'économie en termes de rentabilité et de sécurité.

Notre travail a été réalisé dans les étapes suivantes :

- ✓ Introduction générale
- ✓ Chapitre I : Présentation de projet
- ✓ Chapitre II : Pré-dimensionnement et Descente de Charge
- ✓ Chapitre III : calcul des éléments secondaires
- ✓ Chapitre IV : Etude Sismique
- ✓ Chapitre V : Ferrailage des éléments porteurs
- ✓ Chapitre VI : Etude de l'infrastructure
- ✓ Conclusion générale

## I.2.Présentation de l'ouvrage :

Cette étude explorera les éléments d'un bâtiment à Tiaret, en Algérie, qui est utilisé comme immeuble résidentiel de neuf étages (09) ; classée en zone de faible sismicité (**zone I**) d'après le règlement R.P.A 99 (révisé en 2003).

Cette structure est destinée à l'usage d'habitation.

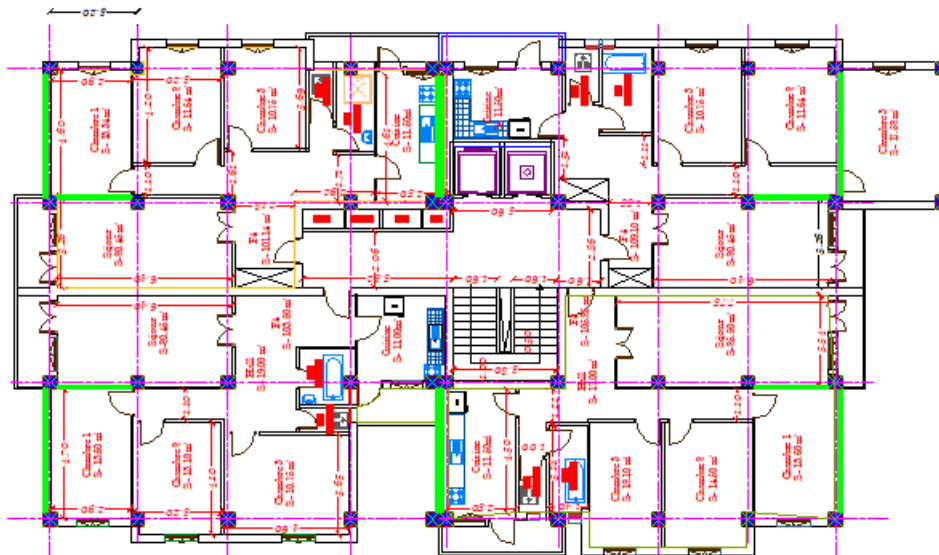


Figure I.01 : vue en plan.

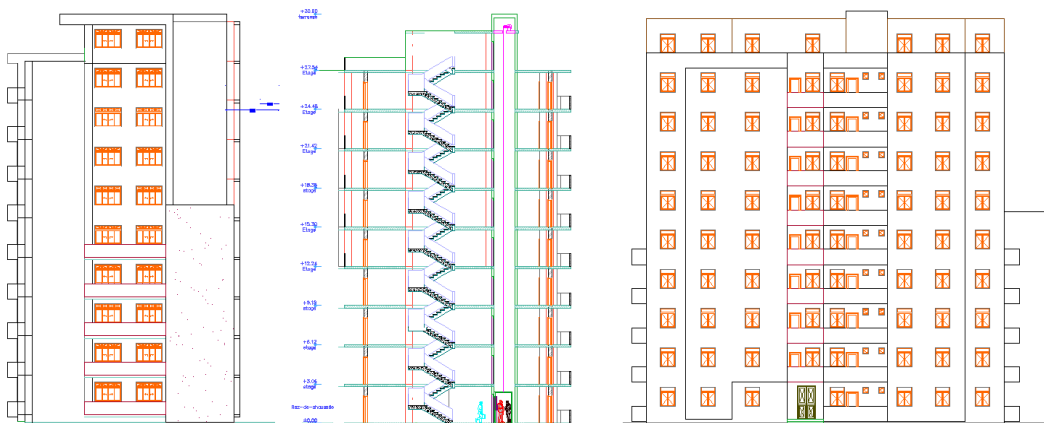


Figure I.02 : vue en élévation.

**I.3. Caractéristiques géométriques (dimensions en plans)**

• Longueur total du bâtiment	33.15	m
• Largeur total du bâtiment	17.00	m
• Hauteur total du bâtiment	30.60	m
• Hauteur du R.D.C	3.06	m
• Hauteur des étages courants	3.06	m



- Différents éléments de la structure

- Ossature :

On utilise une ossature en poteaux, poutres et voiles pour assurer la stabilité de la structure

- Planchers :

Est un élément porteur horizontal séparant deux étages d'une construction. Les planchers prennent appui, soit sur des murs, soit sur des poutres.

Dans ce projet on adopte les planchers à corps creux (rez de chaussée, étages courants, terrasse)

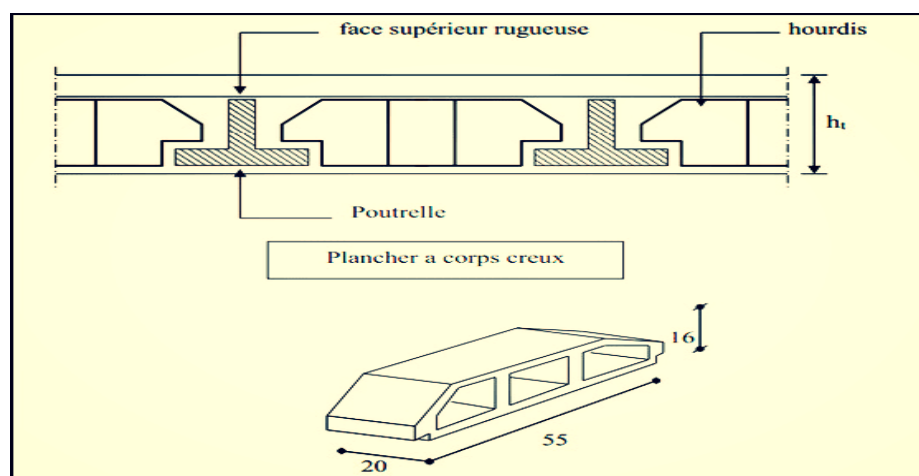


Figure I.03 : Plancher à corps creux.

- Escaliers :

On a une cage d'escaliers qui permet l'accès du RDC jusqu'au 9ème étage constitué d'un seul types d'escalier à trois volées avec deux paliers

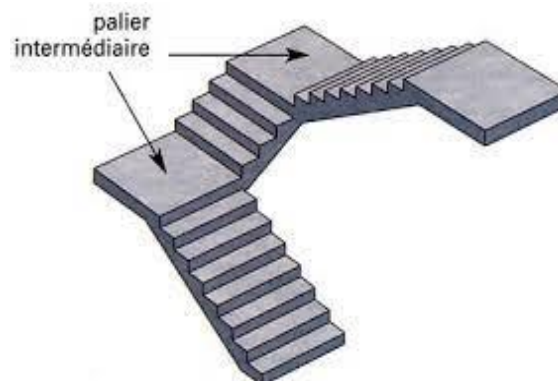
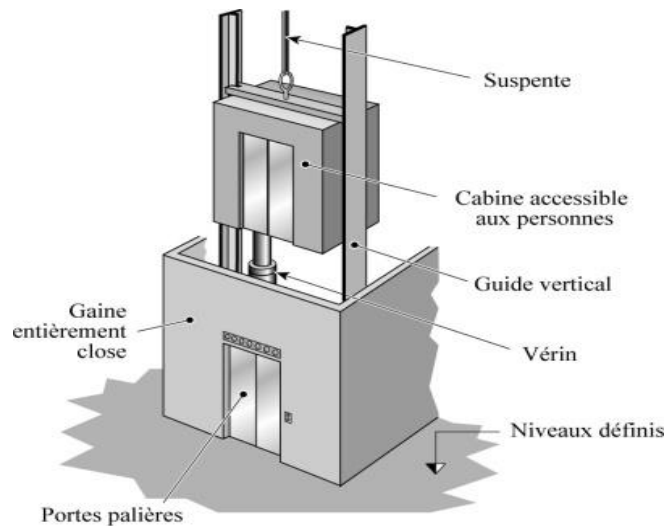


Figure I.04: escalier.

➤ **Ascenseur :**

Appareil élévateur permettant de transporter des personnes dans une cabine se déplaçant entre des guides verticaux, ou faiblement inclinés sur la verticale.



**Composition d'un ascenseur**

Figure I.05 : ascenseur.

➤ **Maçonnerie :**

On a deux types de mur dans ce bâtiment :

En extérieur on a des murs en doubles cloisons en brique de 15cm avec une lame d'air de 5cm



Figure I.06 : mur en double cloisons

En intérieur on a des murs en simple cloison de 10 cm d'épaisseur.

➤ **Les balcons :**

Un balcon est un type de plateforme qui se dégage d'un mur et forme ainsi une « pièce en hauteur ». Le plus souvent, il se trouve à l'extérieur du bâtiment, mais peut aussi être à l'intérieur, comme une galerie dans une salle de spectacle.

➤ **L'acrotère :**

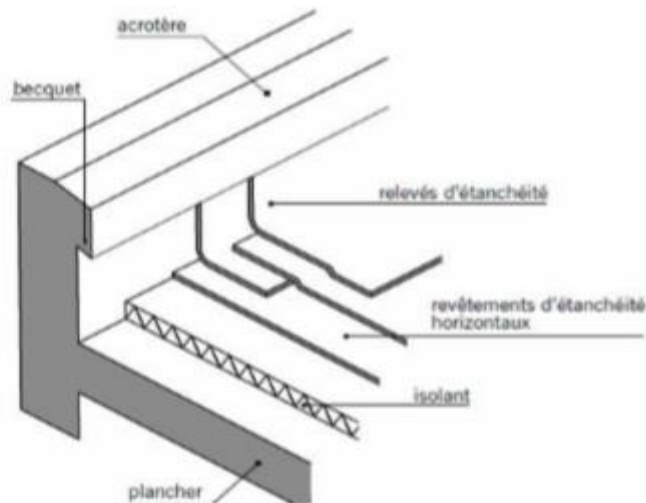


Figure I.07 : acrotère.

➤ **Revêtement :**

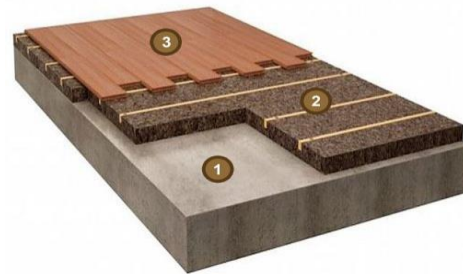
- Enduit en plâtre pour les plafonds.
- Enduit en ciment pour les murs extérieurs et les cloisons.
- Revêtement à carrelage pour les planchers.
- Le plancher terrasse sera recouvert par une étanchéité multicouche imperméable évitant la pénétration des eaux pluviales.

➤ **Isolation :**

Il consiste à utiliser des parois doubles et le vide d'air pour assurer l'isolation acoustique

On assure l'isolation thermique par des matériaux :

A l'extérieur : les couches de liège pour les planchers terrasses, le vide d'air pour les murs extérieurs.



1-la dalle  
2-couche de liège  
3- plancher

Figure I.08 : isolation.

A l'intérieurs : les plaques de plâtres

#### I.4. Caractéristiques mécaniques des matériaux :

- **Le Béton :**

Le béton est un matériau de construction constitué d'un mélange de ciment, de granulats (sable et gravier) et d'eau. D'après durcissement, le béton forme une matière solide et résistante qui est agrément utilisée pour la construction de bâtiments, de route, de ponts, de barrages et de nombreux autres projets d'infrastructure. Le béton est un matériau économique, durable et facile à fabriquer, ce qui en fait l'un des matériaux de construction les plus populaires dans le monde entier.

Le béton présente plusieurs caractéristiques qui en font un matériau de construction très avantageux :

- ✓ Résistance
- ✓ Durabilité
- ✓ Flexibilité
- ✓ Economie
- ✓ Facilité de maintenance
- ✓ Isolation thermique et phonique
- ✓ Résistance au feu

Le béton armé est couramment utilisé dans la construction de bâtiments, de ponts, de tunnels, de barrages et d'autres projets de génie civil qui nécessitent une grande résistance à la charge et aux courants. La technique a été introduite au 19<sup>ème</sup> siècle et depuis, elle est devenue une méthode économique et efficace de construction qui a un impact significatif sur l'industrie de la construction.

- La composition de béton est:

Le béton est un matériau de construction constitué de ciment, de granulats (gravier, sable, etc.) et d'eau. Selon l'utilisation du béton, des additifs peuvent être ajoutés pour améliorer certaines propriétés ou en modifier d'autres. Voici les principales compositions de béton :

1. Béton ordinaire
2. Béton à haute résistance
3. Béton auto plaçant

Chaque composition de béton est adaptée à une utilisation particulière en fonction de la résistance, de la densité et de la durabilité souhaitée.

- Calcul du dosage pour 1m<sup>3</sup> :

	Ciment	Granulat	Sable	Eau
Béton de fondation	350kg	1050kg	800kg	175L
Dallage béton	300kg	1100kg	830kg	155L
Béton armé	400kg	980kg	720kg	795L

Tableau I.1 : dosage de béton

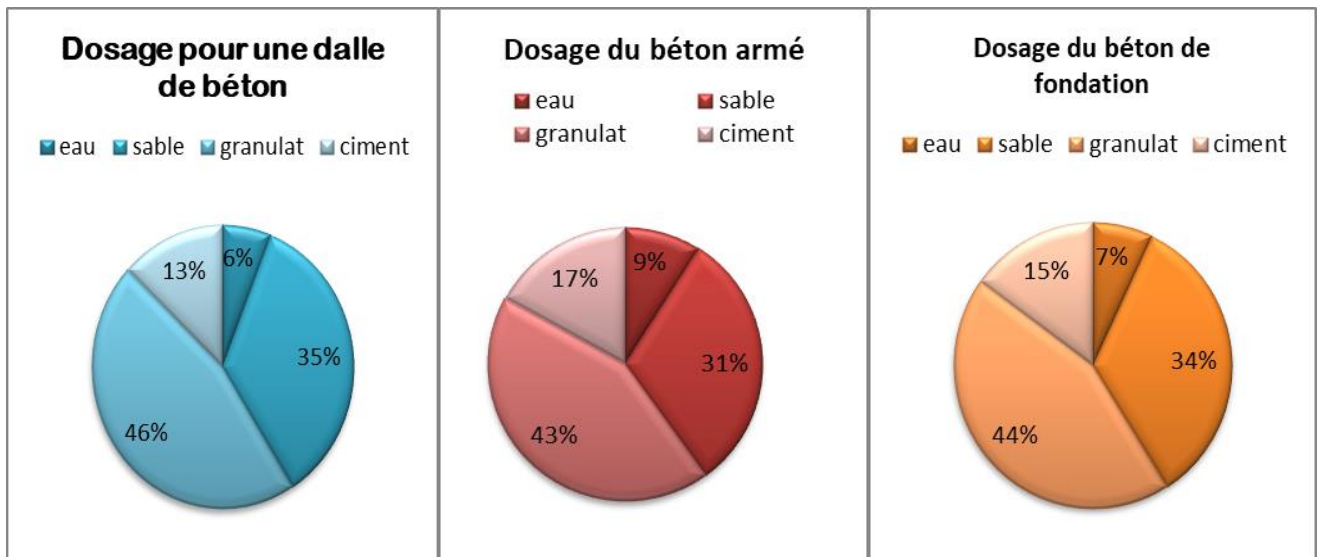


Figure I.09 : pourcentages des composants de béton.

### I.5. Résistance mécanique :

- **Résistance à la compression :**

La résistance à la compression est une mesure de la force qu'un matériau, tel que le béton, peut supporter avant de se rompre ou de se déformer de façon permanente. Cette mesure est exprimée en kilopascals (kPa) ou en mégapascals (MPa).

Le béton est généralement classé selon sa résistance à la compression. Les dosages courants du béton peuvent avoir les résistances suivantes :

- Béton courant : 20 MPa (mégapascals)
- Béton armé : 25 à 30 MPa
- Béton haute résistance : 40 à 50 MPa
- Béton ultra haute performance : jusqu'à 150 MPa

Il est important de choisir le bon dosage de béton et la résistance à la compression appropriée en fonction de la structure à construire pour assurer la sécurité et la durabilité de la structure.

On utilise le plus souvent la valeur à 28 jours de maturité par les formules :

$$f_{cj} = j / (4,76 + 0,83j) f_{c28} \quad \text{pour } f_{c28} \leq 40 \text{ Mpa}$$

$$f_{cj} = j / (1,4 + 0,95j) f_{c28} \quad \text{pour } f_{c28} > 40 \text{ Mpa}$$

$f_{cj} = f_{c28}$  pour  $28 \text{ jours} < j < 60 \text{ jours}$

$f_{cj} = 1,1 f_{c28}$  pour  $j \geq 60 \text{ jours}$

Pour notre projet on prend :  $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$

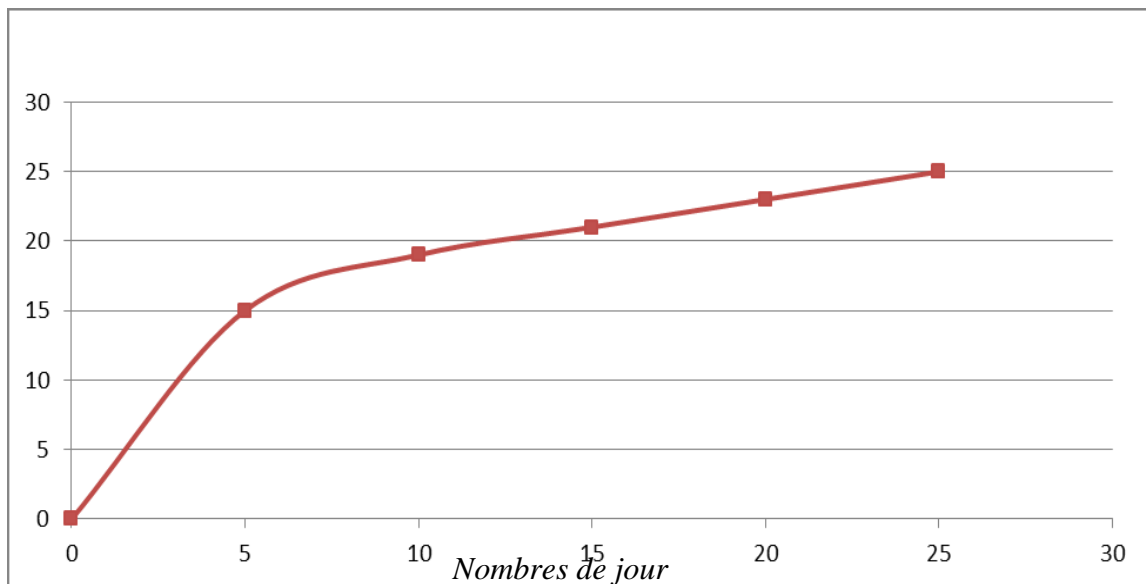


Figure I.10 : résistance à la compression.

- **b- Résistance caractéristique à la traction :**

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

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \quad \text{si } f_{c28} \leq 60 \text{ Mpa}$$

$$f_{tj} = 0,275(f_{cj})^{2/3} \quad \text{si } f_{c28} > 60\text{Mpa.}$$

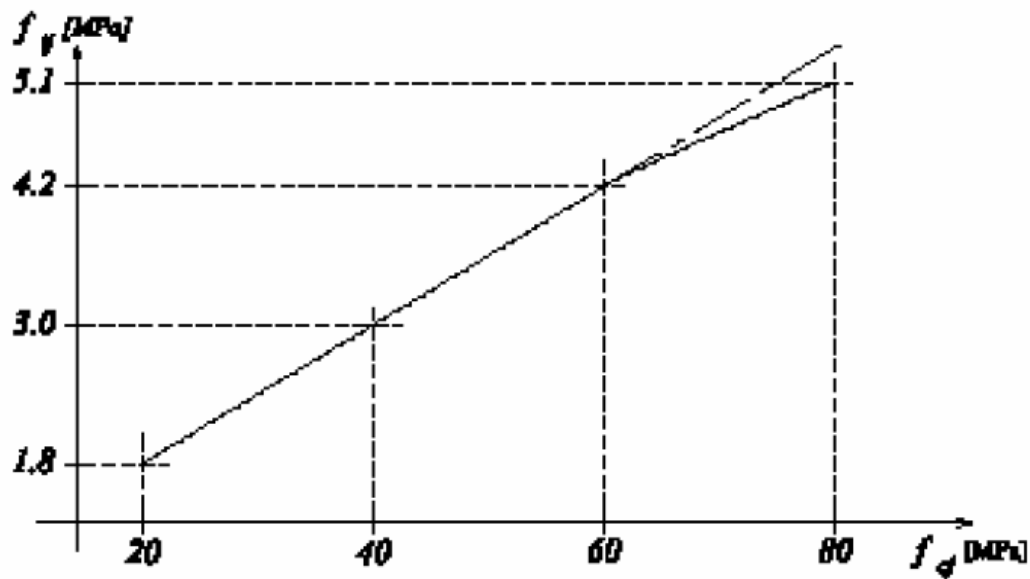


Figure I.11 : Evolution de la résistance du béton en traction  $f_{tj}$  en fonction de celle en compression  $f_{cj}$ .

### I.6. Déformation et contraintes de calcul :

- **Etat limite de résistance :**

Dans les calculs relatifs à l'état limite ultime de résistance, on utilise pour le béton un diagramme conventionnel dit "Parabole – rectangle" et dans certains cas par mesure de simplification un diagramme rectangulaire.

- En traction simple :

$$N_u = \sum_i \gamma_i N_i$$

- En flexion composée avec traction :

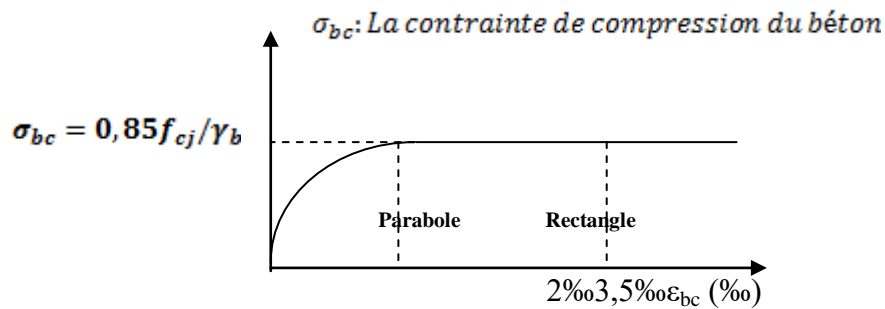
$$\begin{cases} N_u = \sum_i \gamma_i N_i \\ M_{uG_0} = \sum_i \gamma_i M_{iG_0} \end{cases}$$

- En flexion simple :



$$M_u = \sum_i \gamma_i M_i$$

- **Diagramme parabole – rectangle :**



**Figure I.12** Diagramme Parabole – Rectangle

La contrainte du béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{0,85 \times f_{cj}}{\varepsilon \times \gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1 \times 1,5} = 14,17 \text{ MPA}$$

avec :

$\varepsilon_{bc}$  : Déformation du béton en compression ;

$\sigma_{bc}$  : Contrainte de calcul pour  $2 \text{ ‰} < \varepsilon_{bc} < 3,5 \text{ ‰}$  ;

$f_{cj}$  : Résistance caractéristique à la compression du béton à " j " jours ;

$\gamma_b$  : Coefficient de sécurité avec :  $\gamma_b = 1,50$  en cas général et  $\gamma_b = 1,15$  en cas de combinaison accidentelle.

- **Diagramme rectangulaire :**

Utilisé dans le cas où la section considérée est partiellement comprimée en flexion simple.

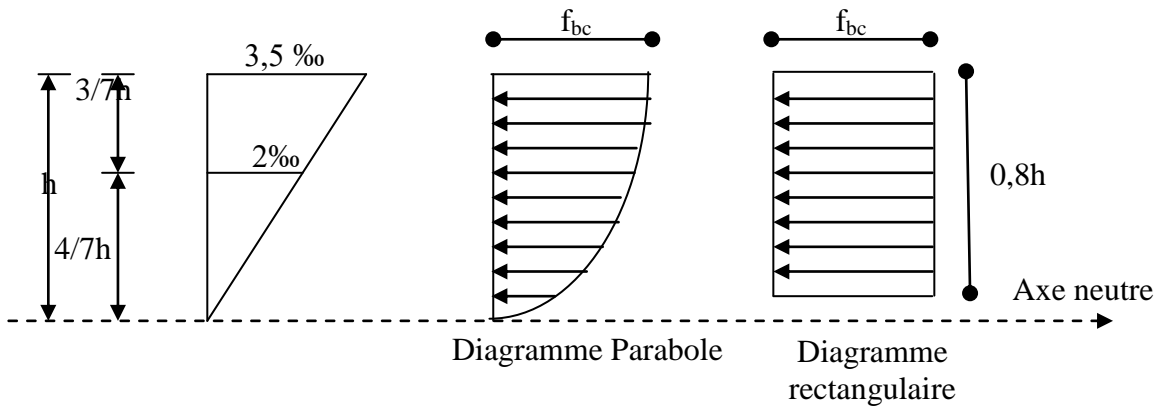


Figure I.13 : Diagramme rectangulaire

**Etat limite des services :**

La contrainte limite de service en compression est donnée par la formule suivante :

$$\sigma_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa.}$$

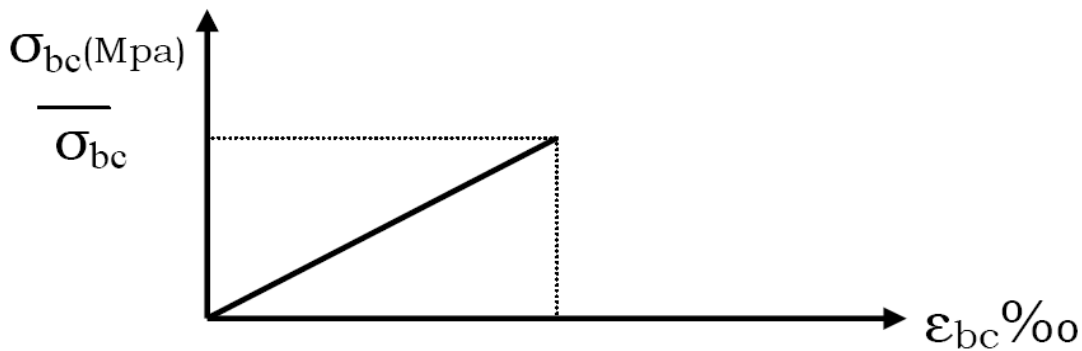


Figure I.14 : Diagramme du béton à l'E L S.

La contrainte limite de service en compression du béton est limitée par :

$$\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc} \text{ Avec : } \sigma_{bc} = 0,6 f_{c28}.$$

$$\sigma_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa.}$$

- Contrainte admissible de cisaillement**

La contrainte ultime de cisaillement dans une pièce en béton définie par rapport à l'effort tranchant ultime  $\tau_u$ .

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau_u = \min\left(\frac{0,2 \times f_{cj}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa}\right); \text{ Pour une fissuration peu préjudiciable ;} \\ \tau_u = \min\left(\frac{0,15 \times f_{cj}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa}\right); \text{ Pour une fissuration préjudiciable ou très préjudiciable.} \end{array} \right.$$

Avec

$$\tau_u = \min\left(\frac{0,2 \times 25}{1,50} ; 5 \text{ MPa}\right) = \min(3,34 ; 5 \text{ MPa})$$

$\tau_u = 3,34 \text{ MPa}$  ; Fissuration peu préjudiciable

$$\tau_u = \min\left(\frac{0,15 \times 25}{1,50} ; 4 \text{ MPa}\right)$$

$\tau_u = \min(2,5 ; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$  ; Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable.

#### • I.7. Les Aciers :

L'acier est un alliage métallique ferreux, qui est d'ailleurs principalement composé de fer, l'élément additionnel étant le carbone, qui n'est présent qu'à l'état de traces infimes. Selon les aciers, la teneur en carbone est comprise entre environ 0,005 % et 1,5 % en masse. Elle monte très rarement jusqu'à 2 %.

Pourtant, c'est bien cette teneur en carbone, si infime soit-elle, qui confère à l'acier de manière assez complexe -- les propriétés que l'on lui reconnaît. Par exemple, plus la teneur en carbone d'un acier est importante (dans les limites indiquées ci-dessus), plus l'acier est dur.

Les différents types d'acier sont :

- les treillis soudés.
- les ronds lisses.
- les barres à haut adhérence.

#### Diagramme déformation - contrainte :

Dans les calculs relatifs aux états limites, on introduit un coefficient de sécurité  $\gamma_s$  qui a les valeurs

Suivantes :

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

- $\gamma_s = 1,15$  ; Cas générale, on a  $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$  ;
- $\gamma_s = 1,00$  ; Cas des combinaison accidentelles, on a  $\sigma_s = 400 \text{ MPa}$ .

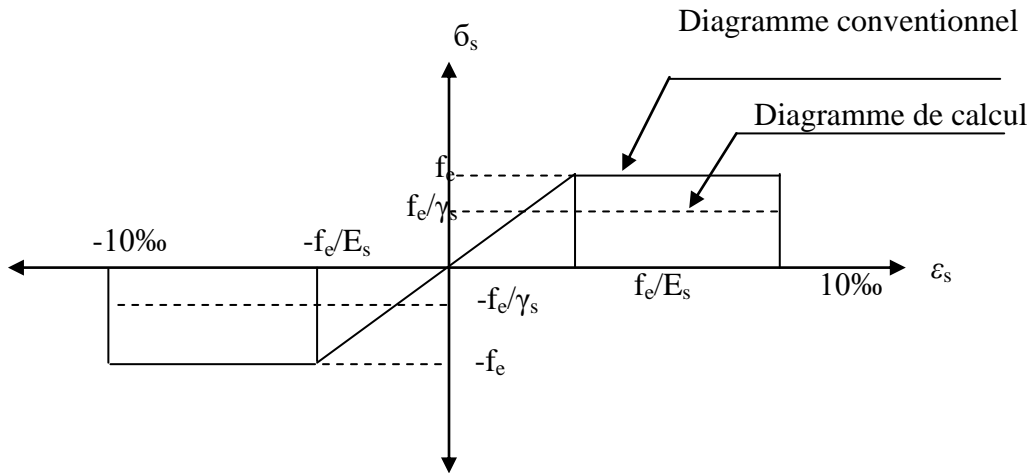


Figure I.15 : Diagramme de déformation – contraintes.

**Contraintes limites de traction des armatures :**

$\sigma_{st} \leq f_e$  (Pas de limitation) ; Fissuration peu préjudiciable.

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{st} &\leq \min \left( \frac{2}{3} \times f_e ; 110 \times \sqrt{\eta \times f_{tj}} \text{ MPa} \right) \\ \sigma_{st} &\leq \min \left( \frac{2}{3} \times 400 ; 110 \times \sqrt{1,6 \times 2,1} \right) \end{aligned} \right\} \text{ Fissuration préjudiciable.}$$

$\sigma_{st} = 201,63 \text{ MPa}$

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{st} &\leq \min \left( \frac{1}{2} \times f_e ; 90 \times \sqrt{\eta \times f_{tj}} \text{ MPa} \right) \\ \sigma_{st} &\leq \min \left( \frac{1}{2} \times 400 ; 90 \times \sqrt{1,6 \times 2,1} \right) \end{aligned} \right\} \text{ Fissuration très préjudiciable.}$$

$\sigma_{st} = 165 \text{ MPa}$

$\eta$  : Coefficient de fissuration ;

- $\eta = 1$  ; Pour rond lisse ;
- $\eta = 1,6$  ; Pour hautes adhérences avec  $\Phi \geq 6 \text{ mm}$  ;
- $\eta = 1,3$  ; Pour haute adhérences avec  $\Phi < 6 \text{ mm}$ .

$f_{tj}$  : Résistance caractéristique à la traction du béton ;

$f_e$  : Limite d'élasticité des aciers.

### Etat limite ultime :

Les États-Limites Ultimes (ELU) concernent la sécurité des personnes et/ou la sécurité de la structure et des biens. Ils incluent éventuellement les états précédant un effondrement, la ruine ou une rupture de la structure.

Ils correspondent au maximum de la capacité portante de l'ouvrage ou l'un de ses éléments par :

- perte d'équilibre statique,
- rupture ou déformation plastique excessive,
- instabilité de forme (flambement, ...).

Les critères de calcul sont basés sur des déformations ou des courbures limites.

Les sollicitations de calcul sont déterminées à partir de la combinaison d'action suivante :

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

### - E.L.S:

Il consiste à l'équilibre des sollicitations d'actions réelles (non majorée) et les sollicitations résistances calculées et un non dépassement des contraintes limites.

$G + Q$  avec  $G$  : Charges permanentes

$Q$  : Charges d'exploitations.

CHAPITRE II:  
PRÉ DIMENSIONNEMENT DES  
ÉLÉMENTS

➤ **II.1. Pré dimensionnement :**

Prédimensionnement des éléments de l'ouvrage :

L'objectif du prédimensionnement est de déterminer les sections des différents éléments de la structure afin qu'ils puissent reprendre les différentes actions et sollicitations auxquelles ils sont soumis. Le Prédimensionnement est réalisé conformément aux règlements dictés par le RPA 99 version 2003, le BAEL 91 et le CBA 93.

➤ **Epaisseur du plancher :**

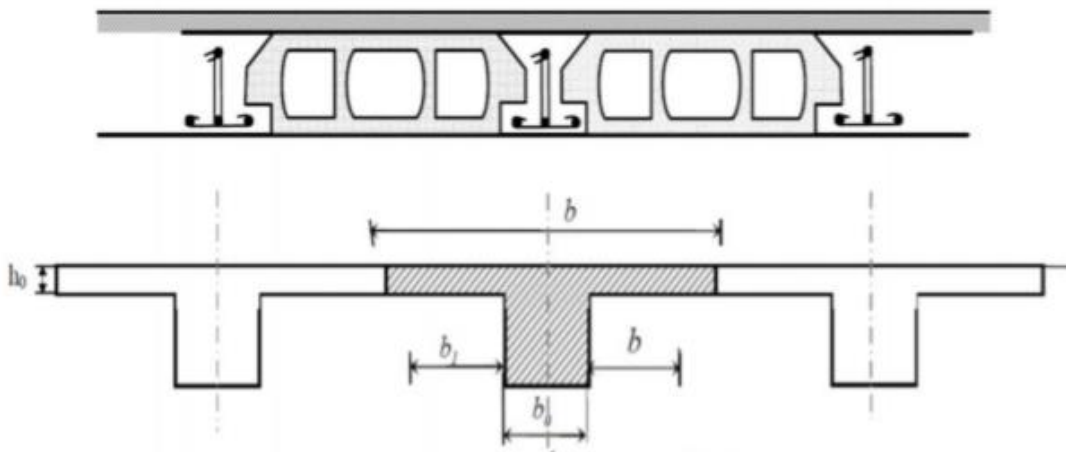
On utilise la condition de la flèche pour déterminer l'épaisseur des planchers «ht », il suffit de satisfaire la condition suivante :

$$h_t \geq \min\left(\frac{Lx \text{ max } , Ly \text{ max }}{22,5}\right), h_t \geq \frac{L}{22,5} \Rightarrow h_t \geq \frac{450}{22,5}$$

$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22,5}$$

Avec :  $\begin{cases} h_t = \text{hauteur totale du plancher} \\ L = \text{portée maximale des poutrelles « entre nus »} \end{cases}$

Lmax	Lmax /22,5	ht	Le choix
4.50-0,5=4 m	17.77cm	20cm	4 cm : dalle de compression 16 cm : corps creux



**Figure II.1 : Schéma d'un plancher en corps creux**

- **Descente de charges :**
- **charge permanente :**
- **plancher terrasse inaccessible :**

DTR B.C.2.2 charges permanentes et charges d'exploitation

Désignation de la charge	Valeur en KN/m <sup>2</sup>	
	1-Gravillon de protection(e=4cm)	0,20x4=
2-Systeme multicouche (e=2cm)	0,12	<b>0,12</b>
3-Isolation thermique à liège (e=4cm)	0,04x4=	<b>0,16</b>
4- forme de pente en béton (1cm)	22x0,01=	<b>2,20</b>
5- plancher à corps creux +dalle de compression (16+4)	2.80	<b>2,80</b>
6-Enduit en plâtre (e=2cm)	0.10x2=	<b>0,20</b>
<b>La charge permanente</b>	<b>G=∑Gi=</b>	<b>6.28</b>
<b>La surcharge d'exploitation</b>	<b>Q=</b>	<b>1,00</b>

Tableau II.1 : désignation des charges plancher terrasse



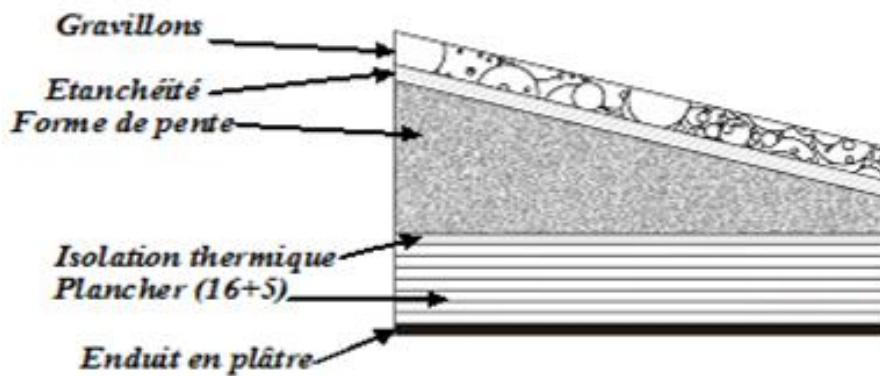


Figure II.2 : Schéma d'un plancher terrasse

DTR B.C.2.2 charges permanentes et charges d'exploitation

Désignation de la charge		Valeur en KN/m <sup>2</sup>	
1-revetement en carrelage (2cm)		2x0.2	0,40
2-Mortier de pose (2cm)		2x0.2	0,40
3-Sable fin pour mortier (2cm)		18x0.02	0,36
4-Plancher à corps creux (16+4)		2.80	2,80
5-enduit en plâtre (2cm)		0.1x2	0,20
6-cloison en briques creuses		0.90	0,90
<b>La charge permanente</b>	$G = \sum G_i = \dots\dots\dots$	<b>5.06</b>	
<b>La surcharge d'exploitation</b>	$Q = \dots\dots\dots$	<b>1.5</b>	

Tableau II.2 : désignation des charges étage courant

➤ Murs de façade (extérieur) :

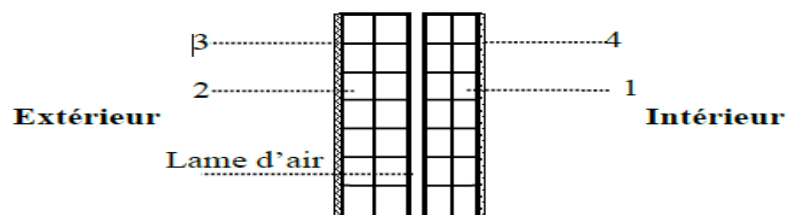


Figure II.3 : Murs extérieurs

## DTR B.C.2.2 charges permanentes et charges d'exploitation

Désignation de la charge	Valeur en KN/m <sup>2</sup>	
Enduit extérieur en ciment (e=2cm)	2x0.18=	0,36
Parois en brique creuse extérieur(e=15cm)	9x0.15=	1,35
Parois en brique creuse intérieur(e=10cm)	9x0.10=	0,90
Enduit intérieur en en ciment(e=1,5cm)	1.50x0.18=	0,27
<b>G=∑Gi=.....</b>		<b>2.88</b>

Tableau II.3 : désignation des charges mur extérieur

**Remarque :**

Le mur de la façade contient ouvertures (portes, fenêtres) donc il est nécessité d'opter un coefficient de pourcentage d'ouvertures :

Murs avec portes et fenêtres (70%G)

$$G = 0.7 \times 2.88 = 2.016 \text{ KN/m}^2$$

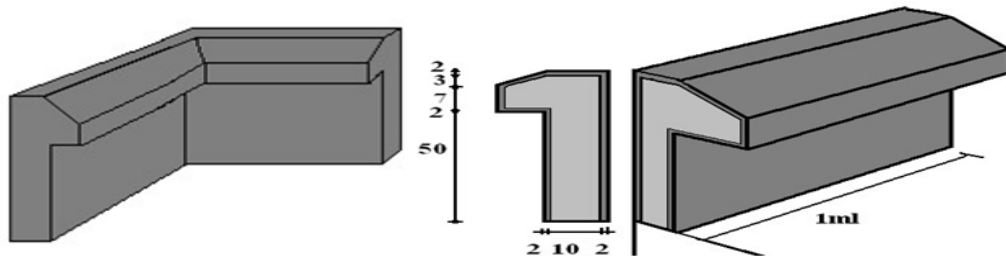
➤ **Murs intérieur :**

## DTR B.C.2.2 charges permanentes et charges d'exploitation

Désignation de la charge	.....	Valeur en KN/m <sup>2</sup>	
Enduit extérieur en ciment (e=1,5cm)	.....	1.5x0.18=	0,27
Parois en brique creuse intérieur(e=10cm)	.....	9x0.10=	0,90
Enduit intérieur en en ciment(e=1,5cm)	.....	1.5x0.18=	0,27
<b>G=∑Gi=.....</b>			<b>1.44</b>

Tableau II.4 : désignation des charges mur intérieur

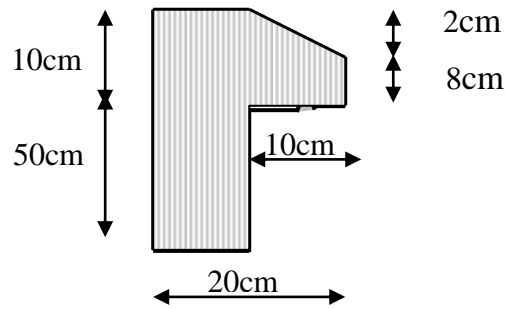
➤ Acrotère:



**Figure II.4:** Schéma représentatif de l'acrotère

$$G_a = [(0.10 \cdot 0.60) + (0.08 + 0.1) + 0.5 \cdot (0.02 \cdot 0.10)] 25.00$$

$$G_a = 1.73 \text{ KN/m}^2$$



**Figure II.5 :** L'acrotère

## ➤ -Dalle pleine : (étage d'habitation)

DTR B.C.2.2 charges permanentes et charges d'exploitation

Désignation de la charge	Valeur en KN/m <sup>2</sup>	
1-revetement en carrelage (2cm)	2x0.2	0,40
2-Mortier de pose (2cm)	2x0.2	0,40
3-Sable fin pour mortier (2cm)	0.17x2	0,34
5-Dalle plein 0,15cm	0.15x25	3,75
6-enduit en plâtre (2cm)	0.1x2	0,20
7-cloison en briques creuses (10cm)	9x0.1	0,90
<b>La charge permanente.....</b>	<b>G=∑Gi=</b>	<b>5.99</b>
<b>La surcharge d'exploitation.....</b>	<b>Q=.</b>	<b>1.5</b>

## ➤ charge d'exploitation (récapitulation)

DTR B.C.2.2 charges permanentes et charges d'exploitation

Plancher terrasse	$Q_t = 1,00 \text{ KN/m}^2$
Plancher à usage d'habitation	$Q_t = 1.50 \text{ KN/m}^2$

➤ **Charge permanente (récapitulation) :**

Niveaux	Charge partielle (KN/m2)	Charge cumulée (KN/m2)
Terrasse	6,28	6,28
09	5,06	11,34
08	5,06	16,34
07	5,06	21,40
06	5,06	26,46
05	5,06	31,52
04	5,06	36,80
03	5,06	41,64
02	5,06	46,70
01	5,06	51,76
R.D.C	5,06	56,82

**II.2.Utilisation de la loi de dégression de la surcharge d'exploitation :**

On adoptera pour le calcul des points d'appui les charges d'exploitation suivantes :

DTR B.C.2.2 charges permanentes et charges d'exploitation

(étage 2 )	$Nq_2=q_0+0.95 (q_1+q_2)$
(étage 3 )	$Nq_3=q_0+0.90 (q_1+q_2+q_3)$
(étage 4 )	$Nq_4=q_0+0.85 (q_1+q_2+q_3+q_4)$
(étage n )	$Nq_n=q_0+ (3+n) \times (q_1+q_2+q_3+q_4)/2n$
Le coefficient $(3+n) / 2n$	Etant valable pour $n \geq 5$

Niveau	La dégression des charges par niveau	La charge (KN/m <sup>2</sup> )
Terrasse	$N_{q_0}=1\text{KN/m}^2$	<b>1</b>
<b>09</b>	$N_{q_1}=q_0+q_1$	<b>2.500</b>
<b>08</b>	$N_{q_2}=q_0+0.95 (q_1+q_2)$	<b>3.850</b>
<b>07</b>	$N_{q_3}=q_0+0.90 (q_1+q_2+q_3)$	<b>5.050</b>
<b>06</b>	$N_{q_4}=q_0+0.85 (q_1+q_2+q_3+q_4)$	<b>6.100</b>
<b>05</b>	$N_{q_5}=q_0+0.80 (q_1+q_2+q_3+q_4+q_5)$	<b>7.000</b>
<b>04</b>	$N_{q_6}=q_0+0.75 (q_1+q_2+q_3+q_4+q_5+q_6)$	<b>7.750</b>
<b>03</b>	$N_{q_7}=q_0+0.71 (q_1+q_2+q_3+q_4+q_5+q_6+q_7)$	<b>8.500</b>
<b>02</b>	$N_{q_8}=q_0+0.69 (q_1+q_2+q_3+q_4+q_5+q_6+q_7+q_8)$	<b>9.250</b>
<b>01</b>	$N_{q_9}=q_0+0.66 (q_1+q_2+q_3+q_4+q_5+q_6+q_7+q_8+q_9)$	<b>10.000</b>
<b>R.D.C</b>	$N_{q_{10}}=q_0+0.65 (q_1+q_2+q_3+q_4+q_5+q_6+q_7+q_8+q_9+q_{10})$	<b>12.750</b>

Tableau II.4 : dégression des charges

### ➤ II.3. Pré dimensionnement des poutres :

Selon le **R.P.A.99 Révisées en 2003 articles 7.5.1**, les dimensions des poutres doivent satisfaire les conditions suivantes :

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

Selon le **B.A.E.L.91** le critère de rigidité :

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

$$0.3d \leq b \leq 0.4d$$

Avec :  $\left\{ \begin{array}{l} h_t : \text{hauteur totale de la poutre} \\ b : \text{largeur de la poutre} \\ L : \text{la plus grande portée libre entre axes d'appuis} \\ d : \text{hauteur utile.} \end{array} \right.$

On trouvera deux types de poutres :

a- Poutre principale :  $L_{\max} = 6.60\text{m}$

b- Poutre secondaire :  $L_{\max} = 4.50\text{m}$ .

**-Sens longitudinal :**

**-Poutre principale :**

$$\begin{cases} L = 660\text{cm} \\ d = 0.9h_t \end{cases} \begin{cases} 44.00\text{cm} \leq h_t \leq 66.00\text{cm} \\ d = 0.9h_t = 59.40\text{cm} \\ 17.82\text{cm} \leq b \leq 23.76\text{cm} \end{cases} \begin{array}{l} \text{On prend } h_t = \mathbf{55\text{ cm}} \\ \\ \text{On prend } b = \mathbf{30\text{ cm}} \end{array}$$

D'après le **R.P.A.99 Révisées en 2003 article 7.5.1:**

$$\begin{cases} b = 30\text{cm} > 20\text{cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée} \\ h_t = 55\text{cm} > 30\text{cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ \frac{h_t}{b} = 1.83 < 4 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \end{cases}$$

Donc on prend la section des poutres  $A = \mathbf{(30 \times 55)\text{ cm}^2}$

**- Sens transversal :**

**- Poutre secondaire :**

D'après **R.P.A.99 Révisées en 2003 article 7.5.1**

$$\begin{cases} L = 4.50\text{m} \\ d = 0.9h_t \end{cases} \begin{cases} 30.00\text{cm} \leq h_t \leq 45.00\text{cm} \\ d = 0.9h_t = 31.50\text{cm} \\ 9.45\text{cm} \leq b \leq 12.60\text{cm} \end{cases} \begin{array}{l} \text{On prend } h_t = \mathbf{35\text{ cm}} \\ \\ \text{On prend } b = \mathbf{30\text{ cm}} \end{array}$$

$$\begin{cases} b \geq 20\text{cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ h_t \geq 30\text{cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ h_t / b < 4 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \end{cases}$$

Donc on prend la section des poutres secondaires =  $\mathbf{(30 \times 35)\text{ cm}^2}$

#### II.4. Pré dimensionnement des poteaux :

On a 3 types de coffrages :

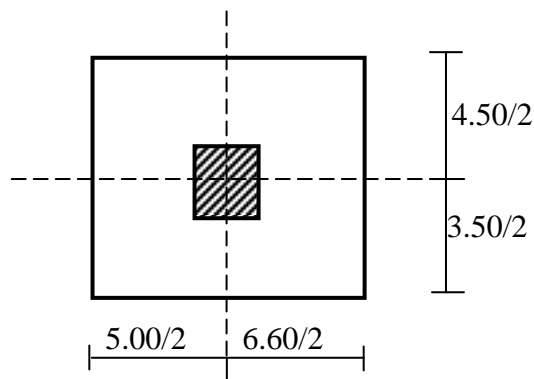
- Type 1** : de l'étage 8 jusqu'à la terrasse
- Type 2** : du 4<sup>ème</sup> étage jusqu'à la 7<sup>ème</sup> étage
- Type 3** : RDC jusqu'à 3<sup>ème</sup> étage

Le pré dimensionnement s'effectue avec le choix du poteau le plus sollicité (poteau central).

La section de calcul du poteau est faite de telle façon qu'il ne flambe pas ;

La surface afférente est donnée par :  $S=5.80 \times 4.00 = 23,20 \text{ m}^2$ .

D'après **R.P.A.99 Révisées en 2003 article 7.4.1**



**Figure II.6 : Le poteau le plus sollicité du plancher (Bloc A et B)**

#### Pré dimensionnement des poteaux de type 01:

Calcul de l'effort normal sollicitant les poteaux :

$$N_u = 1,35 N_G + 1,5 N_Q$$

$G = n \times (S \times G + G_{pp} + G_p)$ .....avec  $n$ = le nombre de niveaux en dessus du poteau

- plancher terrasse :  $G \times S = 6.28 \times 23.20 = 145.69 \text{ KN}$

- plancher étage courant :  $n \times G \times S = 1 \times 5.06 \times 23.20 = 117.39 \text{ KN}$

$$G_{pp} = (0,30 \times 0,55 \times 25 \times 5,80) + (0,30 \times 0,55 \times 25 \times 3.30) = 37.54 \text{ KN}$$

$$G_{ps} = 2 \times (0,30 \times 0,35 \times 25 \times 4.00) = 21.00 \text{ KN.}$$



$$G = 321.62 \text{ KN}$$

On doit majorer les efforts de **10%**

$$N_G = 1,1.G = 353.78 \text{ KN}$$

$$Q = 4.00 \times 23.20 = 92.80 \text{ KN}$$

$$N_Q = 1,1 \times 92.80 = 102.08 \text{ KN}$$

$$N_u = 1,35 \times 353.78 + 1,5 \times 102.08 = 630.72 \text{ KN}$$

$$N_u = 630.72 \text{ KN}$$

**a- Détermination de "a" :**

**a-1-Vérification de flambement :**

On doit dimensionner les poteaux de telle façon qu'il n'y ait pas de flambement c'est-à-dire

$$\lambda \leq 50$$

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{0,7L_0}{i}$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}}$$

Avec :

- $L_f$  : longueur de flambement
- $i$  : rayon de giration
- $B$  : section des poteaux
- $\lambda$  : L'élanement du poteau
- $I$  : moment d'inertie de la section par rapport à l'axe passant par son centre de gravité et perpendiculaire au plan de flambement

$$B = a.b$$

$$I = \frac{b.a^3}{12}$$

$$i = \sqrt{\frac{b.a^3}{12.a.b}} = \sqrt{\frac{a^2}{12}} = 0,290a$$

$$\text{On a: } L_0 = 3,06 \text{ m; } L_f = 0,7 \times 3,06 = 2,142 \text{ m} = 214,20 \text{ cm}$$

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{214,20}{0,290a} \leq 50 \Rightarrow a \geq \frac{214,20}{0,289 \times 50} = 14,82 \text{ cm}$$

On prend : **a = 40cm**

**b- Détermination de "b":**

Selon les règles du **B.A.E.L91**, l'effort normal ultime  $N_u$  doit être :

$$N_u \leq \left[ \frac{B_r \cdot f_{c28}}{0,9\gamma_b} + A_s \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} \right]$$

$$B_r = (a-2)(b-2) \text{ cm}^2$$

$B_r$ : section réduite

$$B_r = (40-2)(b-2) = 38 \cdot (b-2)$$

$A_s$  = section d'armature longitudinale

$$A_s = 0,8\% B_r \dots \dots \dots \text{Zone I}$$

$$A_s = 0,8\% [38(b-2)] = 0,304(b-2) \text{ cm}^2$$

$\alpha$ : étant le coefficient en fonction de  $\lambda$ .

$$\lambda \leq 50 \Rightarrow \frac{L_f}{i} = \frac{214,20}{0,289 \cdot 40} = 18,53 < 50$$

$$\alpha = 0,85 / [1 + 0,2(\lambda/35)^2]$$

$$\alpha = 0,85 / [1 + 0,2(18,53/35)^2]$$

$$\alpha = 0,80$$

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa} ; f_e = 400 \text{ MPa} ; \gamma_b = 1,5 ; \gamma_s = 1,15$$

$$N_u \leq 0,83 \left[ \frac{38(b-2) \cdot 25 \cdot 10}{0,9 \cdot 1,5} + \frac{0,304(b-2) \cdot 400 \cdot 10}{1,15} \right]$$

$$b \geq 11,41 \text{ cm}$$

Donc : on prend **b = 40cm.**

---

**c- Vérification des conditions du R.P.A.99 Révisées en 2003 article 7.5.1 :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \min(a,b) = 40\text{cm} > 25\text{cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ \min(a,b) = 40\text{cm} > \frac{h_e}{20} = \frac{306}{20} = 15,3\text{cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ \frac{1}{4} < \frac{a}{b} = 1 < 4 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

Donc : **a = b = 40 cm**

**-Pré dimensionnement des poteaux de type 2:**

Calcul de l'effort normal sollicitant les poteaux :

$$N_u = 1,35 N_G + 1,5 N_Q$$

$G = n \times (S \times G + G_{pp} + G_{ps}) \dots\dots\dots$  avec  $n =$  le nombre de niveaux en dessus du poteau

- plancher terrasse :  $G \times S = 6.28 \times 23.20 = 145.69 \text{ KN}$

- plancher étage courant:  $n \times G \times S = 5 \times 5.06 \times 23.20 = 586.96 \text{ KN}$

$$G_{pp} = 5 \times (0,30 \times 0,55 \times 25 \times 5,80) + (0,30 \times 0,55 \times 25 \times 3.30) = 133.24 \text{ KN}$$

$$G_{ps} = 6 \times (0,30 \times 0,35 \times 25 \times 4.00) = 63.00 \text{ KN.}$$

$$\mathbf{G = 928.89 \text{ KN}}$$

On doit majorer les efforts de **10%**

$$N_G = 1,1 \times G = 1021.78 \text{ KN}$$

$$Q = 8.50 \times 23.20 = 197.20 \text{ KN}$$

$$N_Q = 1,1 \times 197.20 = \mathbf{216.92 \text{ KN}}$$

$$N_u = 1,35 \times 1021.78 + 1,5 \times 216.92 = 1704.78 \text{ KN}$$

$$\mathbf{N_u = 1704.78 \text{ KN}}$$

**a- Détermination de "a" :**
**a-1-Vérification de flambement :**

On doit dimensionnement les poteaux de telle façon qu'il n'y ait pas de flambement c'est-à-dire

$$\lambda \leq 50$$

**a- Détermination de "a":****a.1- Vérification de flambement:**

On doit fait les mêmes étapes:

$$L_0 = 3,06 ; L_f = 0,7 . L_0 = 0,7 \times 3,06 = 2,142\text{m} = 2,142\text{cm}.$$

$$\lambda = L_f / i = \frac{214,2}{0,289a} \leq 50 \Rightarrow a \geq 14,82\text{cm}.$$

On prend : **a = 45cm.**

**b- Détermination de b :**

Selon les règles du **B.A.E.L. 91**; l'effort normal ultime  $N_u$  doit être :

$$N_u \leq \alpha \left[ \frac{B_r \cdot f_{c28}}{0,9\gamma_b} + A_s \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} \right].$$

$$B_r = (a-2) (b-2) \text{ cm}^2.$$

$$B_r = (45-2) \cdot (b-2) = 43 \cdot (b-2)$$

$$A_s = 0,8\% B_r$$

$$A_s = 0,8\% \cdot [43 (b-2)] = 0,344(b-2) \text{ cm}^2.$$

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{214,2}{0,289 \cdot 45} = 16,47 < 50$$

$$\alpha = 0,85 / \left[ 1 + 0,2(\lambda/50)^2 \right]$$

$$\alpha = 0,85 / \left[ 1 + 0,2 \left( \frac{16,47}{50} \right)^2 \right]$$

$$\alpha = 0,81.$$

$$N_u \leq 0,81 \left[ \frac{43(b-2)25.10}{0,9 \times 1,5} + \frac{0,344(b-2) \cdot 400.10}{1,5} \right].$$

$$b \geq 24,65\text{cm}.$$

On prend : **b = 45 cm.**

**c- Vérification des conditions du R.P.A 99:**

$$\left\{ \begin{array}{l} \min(a.b) = 45\text{cm} > 25\text{cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ \min(a.b) = 45\text{cm} > \frac{306}{20} = 15,3\text{cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ 1/4 < \frac{a}{b} = 1 < 4 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

Donc: **a = b = 45cm.**

**II.5.Prédimensionnement des poteaux de type 3 :**

Calcul de l'effort normal sollicitant les poteaux :

$$N_u = 1,35 N_G + 1,5 N_Q$$

$G = n \times (S \times G + G_{pp} + G_{ps}) \dots\dots\dots$  avec  $n =$  le nombre de niveaux en dessus du poteau

- plancher terrasse :  **$G \times S = 6.28 \times 23.20 = 145.69 \text{ KN}$**

- plancher étage courant:  **$n \times G \times S = 09 \times 5.06 \times 23.20 = 1056.52 \text{ KN}$**

$$G_{pp} = 9 \times (0,30 \times 0,55 \times 25 \times 5,80) + (0,30 \times 0,55 \times 25 \times 3.30) = 228.94 \text{ KN}$$

$$G_{ps} = 10 \times (0,30 \times 0,35 \times 25 \times 4.00) = 105.00 \text{ KN.}$$

$$\mathbf{G = 1536.15 \text{ KN}}$$

On doit majorer les efforts de **10%**

$$N_G = 1,1 \cdot G = 1689.77 \text{ KN}$$

$$Q = 14.5 \times 23.20 = 336.40 \text{ KN}$$

$$N_Q = 1,1 \times 336.40 = \mathbf{370.04 \text{ KN}}$$

$$N_u = 1,35 \times 1689.77 + 1,5 \times 370.04 = 2836.24 \text{ KN}$$

$$\mathbf{N_u = 286.24 \text{ KN}}$$

**a- Détermination de "a" :****a.1- Vérification de flambement :**

On doit les mêmes étapes :

$$L_0 = 3,06 ; L_f = 0,7 \cdot L_0 = 0,7 \times 3,06 = 2,142\text{m} = 2,142\text{cm.}$$

$$\lambda = L_f / i = \frac{214,2}{0,289a} \leq 50 \Rightarrow a \geq 14,82 \text{ cm.}$$

On prend : **a = 50cm.**

### b- Détermination de b :

Selon les règles du **B.A.E.L. 91**; l'effort normal ultime  $N_u$  doit être

$$N_u \leq \alpha \left[ \frac{B_r \cdot x f_{c28}}{0,9 \gamma_b} + A_s \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} \right].$$

$$B_r = (a-2)(b-2) \text{ cm}^2 \rightarrow B_r = 48(b-2).$$

$$A_s = 0,8\% B_r = 0,8\% \cdot 48 \cdot (b-2) = 0,384 \cdot (b-2)$$

$$\lambda \leq 50 \Rightarrow \lambda = \frac{214,20}{0,289 \cdot 50} = 14,82.$$

$$\alpha = 0,85 / \left[ 1 + 0,2 \left( \frac{\lambda}{35} \right)^2 \right]$$

$$\alpha = 0,85 / \left[ 1 + 0,2 \left( \frac{14,82}{35} \right)^2 \right]$$

$$\alpha = 0,82.$$

$$N_u \leq 0,82 \left[ \frac{48(b-2)25 \cdot 10}{0,9 \cdot 1,5} + \frac{0,384(b-2)400 \cdot 10}{1,15} \right]$$

Donc :  $b \geq 35,51 \text{ cm.}$

Donc on prend : **b = 50cm**

### c- Vérification des conditions du R.P.A.99 Révisées en 2003 article 7.5.1:

$$\begin{cases} \min(a,b) = 50 \text{ cm} > 25 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.} \\ \min(a,b) = 50 \text{ cm} > \frac{h_e}{20} = \frac{374}{20} = 18,7 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.} \\ 1/4 < a/b = 1 \leq 4 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.} \end{cases}$$

Donc : **a = b = 50cm**

### d – Récapitulation du Bloc A et C :

Le tableau suivant résumé les dimensions des poteaux constituant notre structure.

Niveau	Section de poteau (cm <sup>2</sup> )
R.D.C	50x50
01	50x50
02	50x50
03	50x50
04	45x45
05	45x45
06	45x45
07	45x45
08	40x40
09	40x40

Tableau II.5 : section des poteaux

### Pré-dimensionnement

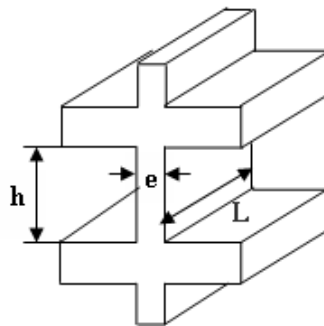


Figure II.7 : coup de voile en élévation

$$\begin{cases} e \geq \max\left(\frac{h_e}{22}; 15\right) \text{ cm} \\ L \geq 4e \text{ et } e_{\min} = 15 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow e \geq 15 \text{ cm}$$

Avec :

L : Longueur du voile

e : Epaisseur du voile

$h_e$ : Hauteur d'étage

On adopte des voiles d'épaisseur **e = 20 cm**.

**CHAPITRE III:**  
**ETUDE DES PLANCHERS**



### III.1.Introduction :

Les planchers sont des surfaces planes limitant les étages et supportant les revêtements du sol, ils assurent principalement deux fonctions :

La résistance : ils doivent supporter leurs poids propres et les surcharges d'exploitations appliquées sur eux :

L'isolation : ils isolent thermiquement et acoustiquement les différents étage

La structure étudiée a un seul type de planchers :

Planchers à corps creux : qui est constitué par des poutrelles en béton armé sur lesquelles reposent les hourdis en béton ; les poutrelles sont des poutres de section en T et disposées suivant la petite portée et elles travaillent dans une seule direction.

### III.2Dimensionnement du plancher:

Sur la base du chapitre précédent "Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments", la hauteur du Plancher peut être déterminée et notre structure est une structure normale avec une charge modérée ( $Q \leq 5 \text{KN/m}^2$ ) . Un seul type de Plancher a été attribué. – Planchers à corps creux à tous les étages (16+4) :

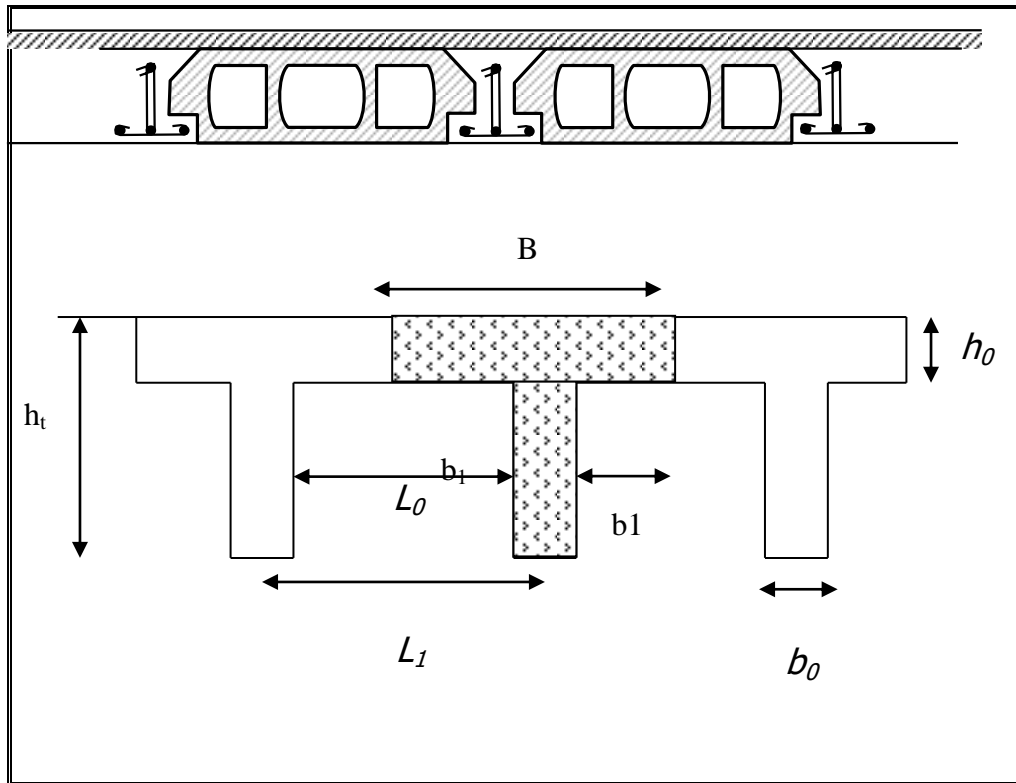
$$\left\{ \begin{array}{l} 16 \text{ cm : corps creux} \\ 4 \text{ cm : dalle de compression} \end{array} \right.$$

### III.3.Dimensionnement des poutrelles:

Les poutrelles sont disposées perpendiculairement au sens porteur et espacées de 65 cm et sur les quelles viennent s'appuyer l'hourdis sachant que :

- Hauteur du plancher :  $h_t = 20 \text{ cm}$
- Epaisseur de la nervure :  $h_0 = 4 \text{ cm}$
- Largeur de la nervure :  $b_0 = 12 \text{ cm}$

Le calcul des poutrelles se fait en 2 phases (avant et après le coulage de la dalle de compression).



-Figure III.1 plancher en corps creux

Calcul de la largeur (b) de la poutrelle

On a :

- ht**: Hauteur De La Nervure ht =16+4 = 20cm
- h0**: Hauteur De La Dalle De Compression h0=4cm
- b0**: Largeur De La Nervure b0=12cm
- l0**: =2xb1 L0=2xb1
- L**: La Largeur Max L =4.50m
- B**: Largeur De La Dalle B=2b1+b0
- Ht**: La Hauteur Du Plancher 20cm

Selon les règles .....B.A.E.L91

La largeur de la dalle de compression « B » est déterminé comme suit :

L =4.50 m      L1=65cm      B=2b1+b0.....(1)

$$b_1 = \min \begin{cases} b_1 \leq (L1 - b_0) & b_1 \leq (65 - 12) / 2 = 26,5 \text{ cm} \\ b_1 \leq L / 10 & b_0 \leq 4.50 / 10 = 45.00 \text{ cm} \\ 6h_0 \leq b_1 \leq 8h_0 & 24 \leq b_1 \leq 32 \text{ cm} \end{cases}$$

Soit b1=26,5cm.

De (1) ⇒ B=2(26,5)+12=65 cm

**- Méthode de calcul :**

Il existe plusieurs méthodes pour calculer les poutrelles :

1. La méthode forfaitaire
2. La méthode des trois moments
3. La méthode de Caquot

**-Méthode forfaitaire :**

Cette méthode s'applique quand les conditions suivantes sont vérifiées

- La surcharge d'exploitation est dite modérée c'est-à-dire  $Q \leq \max(2G ; 5kN/m^2)$  ;
- Les moments d'inertie sont les même dans les différentes travées ;
- Les portés successifs des travées sont dans un rapport compris entre :

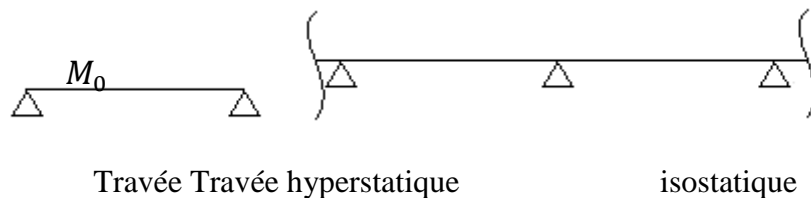
$$0,85 \leq \frac{L_n}{L_{n+1}} \leq 1,25$$

- Fissuration considérée comme non préjudiciable.

**-Application de la méthode :****-les moments :**

Principe de calcul des moments :

Il exprime les maximaux des moments en travée et sur appuis en fonction des moments fléchissant isostatiques  $M_0$  de la travée indépendante.



Avec :

$M_0$  : Moment max de la travée indépendante ;

$M_t$  : Moment max de la travée étudiée ;

$M_w$  : Moment sur l'appui gauche de la travée ;

$M_e$  : Moment sur l'appui droit de la travée.

$\alpha$  : Le rapport des charges d'exploitation  $Q$  à la somme des charges permanentes  $G$  et les

surcharge d'exploitation  $Q$  :  $\alpha = \frac{G}{G+Q}$

Les valeurs  $M_t, M_w$  et  $M_e$  doivent vérifier les conditions suivantes :

- Travée de rive :

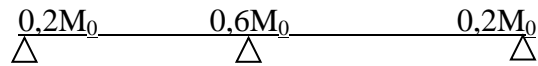
$$M_t \geq \max \left\{ \begin{array}{l} \max[(1 + 0,3\alpha)M_0; 1,05M_0] - \frac{M_w + M_e}{2} \\ \left(\frac{1,2 + 0,3\alpha}{2}\right) M_0 \end{array} \right.$$

- Travée intermédiaire :

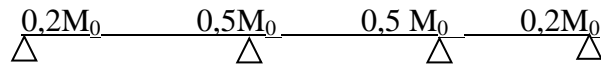
$$M_t \geq \max \left\{ \begin{array}{l} \max[(1 + 0,3\alpha)M_0; 1,05M_0] - \frac{M_w + M_e}{2} \\ \left(\frac{1 + 0,3\alpha}{2}\right) M_0 \end{array} \right.$$

Les moments sur appuis doivent avoir les valeurs suivantes :

01-Cas de deux travées :



02-Cas de trois travées :



03-Cas de plus de trois travées



Conditions à satisfaire pour les moments M<sub>t</sub>, M<sub>w</sub> et M<sub>e</sub> :

$$M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \max \left\{ \begin{array}{l} (1 + 0,3)M_0 \\ 1,05M_0 \end{array} \right.$$

$$M_t \geq \left[ \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} \right] M_0 \dots\dots\dots \text{Pour travée de rive.}$$

$$M_t \geq \left[ \frac{1 + 0,3\alpha}{2} \right] M_0 \dots\dots\dots \text{Pour travée intermédiaire.}$$

Efforts tranchants :

$$T_w = \frac{M_w - M_e}{L} + \frac{QL}{2}$$

$$T_e = \frac{M_w - M_e}{L} - \frac{QL}{2}$$

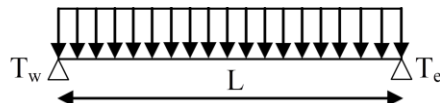


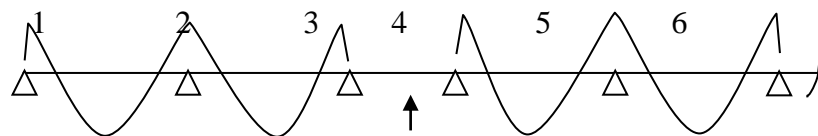
Figure III.2 : Schéma explicatifs

**III.4.Principe de calcul de la méthode forfaitaire modifiée :**

On applique cette méthode si le rapport des portées de deux travées successives n'est pas compris entre 0,8 et 1,25 ; il convient d'étudier séparément les effets des charges d'exploitation en les disposant dans les positions les plus défavorables pour les travées particulières.

On distingue deux cas :

a - cas ou la travée comprise entre deux grandes travées: (travée intermédiaire)



Travée particulière

$$Ma_1 = (0 \sim 0,4) M_{012}$$

$$Ma_2 = 0,5 \max (M_{012} ; M_{023} )$$

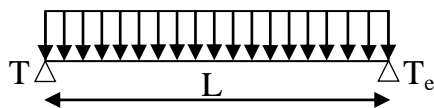
$$Ma_3 = 0,4 M_{023}$$

$$Ma_4 = 0,4 M_{045}$$

$$Ma_5 = 0,4 \max (M_{045} ; M_{056} )$$

on calcul le moment minimal de la travée particulière:

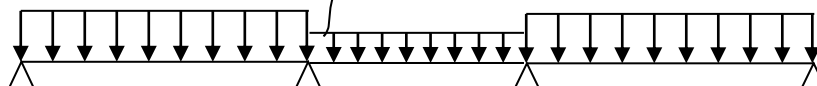
Pour la recherche du moment  $M_{t_{34min}}$  on considère le chargement suivant:



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

$$Q_G = 1,35G$$

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



2

3 travée particulière 4

5

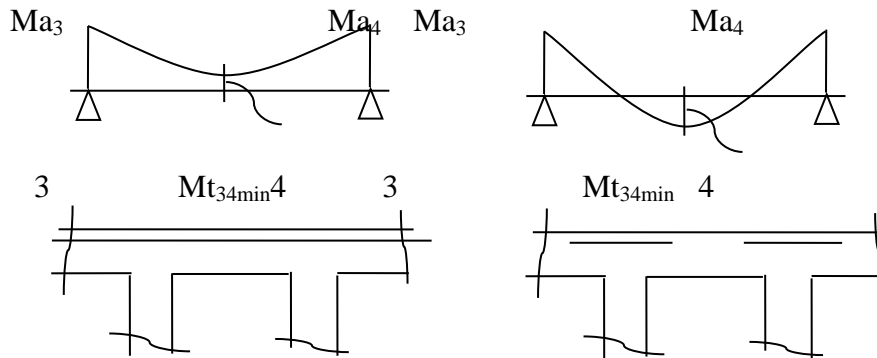
Le moment dans toute section de la travée (3-4) peut être évalué en utilisant l'expression suivant ( $Ma_3$  et  $Ma_4$  en valeur absolue):

$$Mx = Q_G \cdot x \left( \frac{L_3 - x}{2} \right) - Ma_3 \left( 1 - \frac{x}{L_3} \right) - Ma_4 \cdot \frac{x}{L_3}$$

Le moment  $Mt_{34min}$  est évalué en remplaçant x par la valeur:

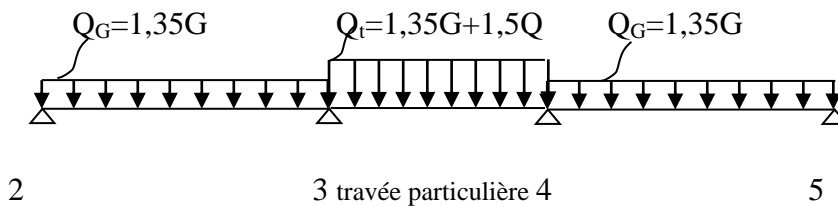
$$x = \frac{L_3}{2} + \frac{Ma_3 - Ma_4}{Q_G \cdot L_3}$$

Il est évidant que ce cas de chargement peut donner lieu à un moment négatif en travée ce qui nécessite une disposition d'armatures supérieures sur toute la travée (3-4), on obtient ainsi l'une des situation suivantes:



on calcul le moment maximal de la travée particulière:

Pour la recherche du moment  $Mt_{34max}$  on considère le chargement suivant :



Le moment dans toute section de la travée (3-4) peut être évalué en utilisant l'expression suivant ( $Ma_3$  et  $Ma_4$  en valeur absolue):

$$M(x) = Q_t \cdot x \left( \frac{L_3 - x}{2} \right) - M' a_3 \left( 1 - \frac{x}{L_3} \right) - M' a_4 \cdot \frac{x}{L_3}$$

Le moment  $Mt_{34max}$  est évalué en remplaçant x par la valeur:

$$x = \frac{L_3}{2} + \frac{M' a_3 - M' a_4}{Q_t \cdot L_3}$$

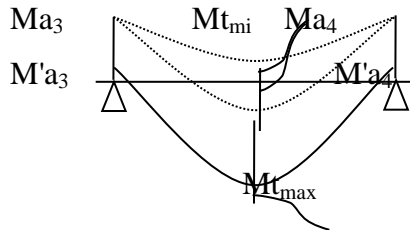
Avec:  $Q_t = 1,35G + 1,5Q$

$M'a_3 = 0,4 \min(M_{023}, M_{034})$

$M'a_4 = 0,4 \min(M_{034}, M_{045})$

$M_{023} = Q_G \cdot (L_2)^2 / 8, \quad M_{034} = Q_t \cdot (L_3)^2 / 8, \quad M_{045} = Q_G \cdot (L_4)^2 / 8,$

Remarque: dans tous les cas, la travée (3-4) doit être armée à la partie inférieure pour un moment correspondant à au moins  $0,5M_{034}$



b- cas où la travée particulière est une travée de rive:

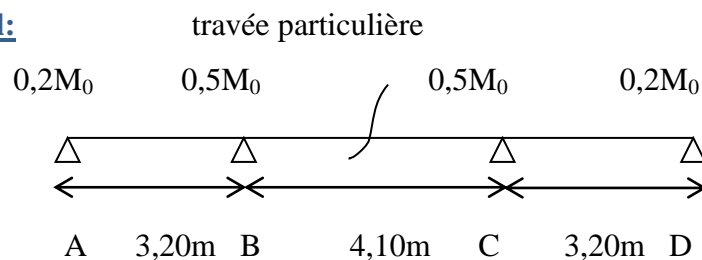
Les mêmes étapes définies précédemment sont à suivre; à la différence que dans ce cas il n'existe qu'une seule travée adjacente.

**III.5. Plancher étage courant:**

Le calcul se fait à l'**E.L.U**

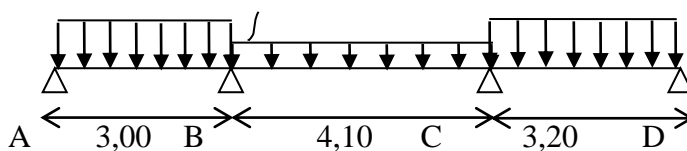
**-Exemple de calcul:**

Type1:



❖ **Calcul du moment minimal de la travée BC:**

$Q_t = 6,22 \text{ KN/ml}$   $Q_G = 1,35G = 4,51 \text{ KN/ml}$   $Q_t = 6,22 \text{ KN/ml}$



**-Moments isostatiques:**

$M_{0AB} = Q_t \cdot L^2 / 8 = 6,22 (3,0)^2 / 8 = 7,00 \text{ KN.m}$

$M_{0BC} = Q_G \cdot L^2 / 8 = 4,51 (4,10)^2 / 8 = 9,48 \text{ KN.m}$

$M_{0CD} = Q_t \cdot L^2 / 8 = 6,22 (3,20)^2 / 8 = 7,96 \text{ KN.m}$

**-Moments sur appuis:**

$M_A = 0,2 M_{0AB} = 1,4 \text{ KN.m}$

$$M_B = 0,5 \max (M_{0AB}, M_{0BC}) = 4,74 \text{ KN.m}$$

$$M_C = 0,5 \max (M_{0BC}, M_{0CD}) = 4,74 \text{ KN.m}$$

$$M_D = 0,2 M_{0CD} = 1,6 \text{ KN.m}$$

**-Moment en travée particulière BC:(Mt<sub>min</sub>)**

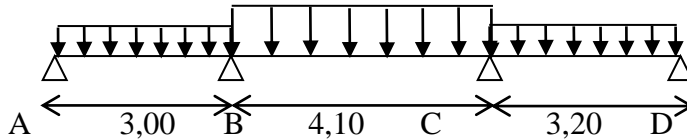
$$X = \frac{L}{2} + \frac{M_B - M_C}{Q_G \cdot L} = \frac{4,10}{2} + \frac{4,74 - 4,74}{4,51 \cdot 4,10} = 2,05 \text{ m}$$

$$Mt_{\min}(x) = Q_G \cdot x \left( \frac{L - x}{2} \right) - M_B \left( 1 - \frac{x}{L} \right) - M_C \cdot \frac{x}{L}$$

$$Mt_{\min}(x) = 4,51 \cdot 2,05 \left( \frac{4,10 - 2,05}{2} \right) - 4,74 \left( 1 - \frac{2,05}{4,10} \right) - 4,74 \cdot \frac{2,05}{4,10} = 4,74 \text{ KN.m}$$

❖ **Calcul du moment maximal de la travée BC:**

$$Q_G = 4,51 \text{ KN/ml} \quad Q_t = 6,22 \text{ KN/ml} \quad Q_G = 4,51 \text{ KN/ml}$$



**-Moments isostatiques:**

$$M'_{0AB} = Q_G \cdot L^2 / 8 = 4,51 (3,0)^2 / 8 = 5,07 \text{ KN.m}$$

$$M'_{0BC} = Q_t \cdot L^2 / 8 = 6,22 (4,10)^2 / 8 = 13,07 \text{ KN.m}$$

$$M'_{0CD} = Q_G \cdot L^2 / 8 = 4,51 (3,20)^2 / 8 = 5,77 \text{ KN.m}$$

**-Moments sur appuis:**

$$M'_A = 0,2 M'_{0AB} = 1,01 \text{ KN.m}$$

$$M'_B = 0,5 \min (M'_{0AB}, M'_{0BC}) = 2,53 \text{ KN.m}$$

$$M'_C = 0,5 \min (M'_{0BC}, M'_{0CD}) = 2,88 \text{ KN.m}$$

$$M'_D = 0,2 M'_{0CD} = 1,15 \text{ KN.m}$$

**-Moment en travée particulière BC:(Mt<sub>max</sub>)**

$$X = \frac{L}{2} + \frac{M'_B - M'_C}{Q_t \cdot L} = \frac{4,10}{2} + \frac{2,53 - 2,88}{6,22 \cdot 4,10} = 2,04 \text{ m}$$

$$Mt_{\max}(x) = Q_t \cdot x \left( \frac{L - x}{2} \right) - M'_B \left( 1 - \frac{x}{L} \right) - M'_C \cdot \frac{x}{L}$$

$$Mt_{\max}(x) = 6,22 \cdot 2,04 \left( \frac{4,10 - 2,04}{2} \right) - 2,53 \left( 1 - \frac{2,04}{4,10} \right) - 2,88 \cdot \frac{2,04}{4,10} = 10,36 \text{ KN.m}$$



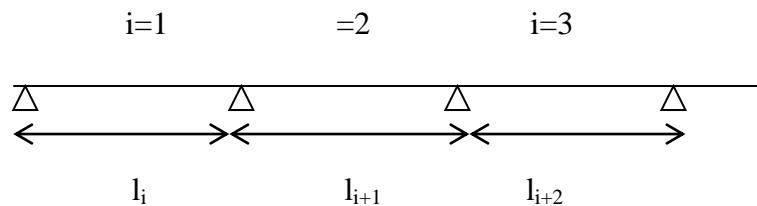
**N.B :** pour les autres travées, le calcul des moments se fait en utilisant la méthode forfaitaire ordinaire.

**-Méthode de trois moments ( Méthode RDM ) :**

On applique cette méthode si la 4<sup>ème</sup> condition n'est pas vérifiée (la condition de fissuration) , dans ce cas on peut utiliser une autre méthode dite méthode des trois moments , elle est définie par la formule suivante :

$$M_{i-1} l_i + 2M_i (l_i + l_{i+1}) + M_{i+1} l_{i+1} = 6S_{i-1} / l_i - 6S_{i+1} / l_{i+1}$$

Avec  $S_0 = S \cdot a$



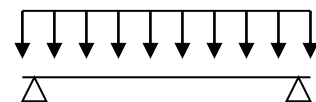
- $l_i, l_{i+1}$  ..... Les portées entre les appuis
- $M_{i-1}, M_i, M_{i+1}$  ..... Sont les moments aux appuis
- $S$  ..... Représente l'aire du diagramme du moment
- $a$  ..... La distance entre le c g de l'aire de diagramme et l'appui

Pour un diagramme parabolique, c'est-à-dire pour une poutre uniformément chargée

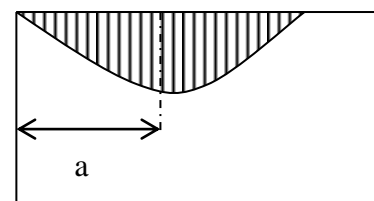
$$S = 2hl/3l_1$$

$$\Rightarrow S_0 = hl_1^2/3$$

$$a = l_1/2$$



Avec :  $M = ql^2/8$



Après résolution des équations on trouve les moments, puis on trace le diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchants

**III.6.Calcul des poutrelles :**

**III.6.1.Plancher étage courant (RDC au 09<sup>ème</sup> étage)**

**III.6.2.Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire**

Pour ce plancher on à deux types de poutrelles.

- 1- Fissuration N'est Pas Préjudiciable ..... Vérifiée
- 2- Poutrelle A Inertie Constante ..... Vérifiée
- 3- Charge D'exploitation :  $Q \leq \text{Max} (2G ; 5\text{KN/M}^2)$ . .....  
 $G=5,06 \text{ KN/M}^2$   $Q=1,50 \text{ KN/M}^2$ ,  $Q=1,50 < 2G = 10,08 \text{ KN/M}^2$  ..... Vérifiée
- 4 - Le Rapport Des Portées Successives est de :  $0,8 \leq L_i/(L_i+1) \leq 1,25$  ..... Vérifiée

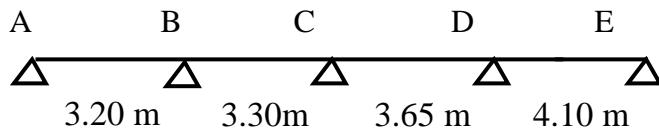
**Remarque** : si la quatrième condition ne satisfait pas, dans ce cas on doit utilisé la méthode forfaitaire modifiée.

$G = 5,06 \times 0,65 = 3,29 \text{ KN/ml}$

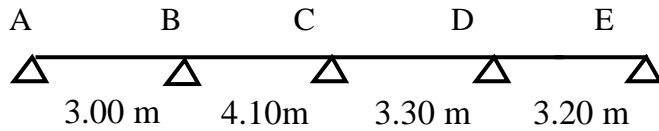
$Q = 1,50 \times 0,65 = 0,98 \text{ KN/ml}$

➤ -Types des poutrelles :

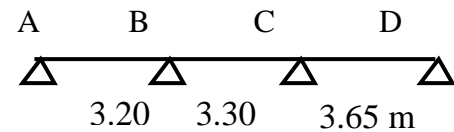
➤ -Type: 01



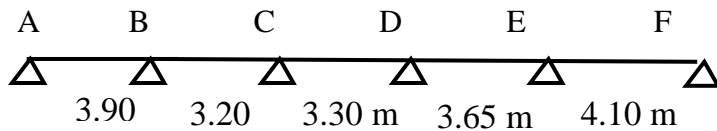
➤ -Type: 02



➤ -Type: 03



➤ -Type: 04



**-Calcul Des Poutrelles Type 01**

**-Sollicitation à l'E.L.U :**

E.L.U.R .....  $q_n = (1,35G + 1,5Q) \times 0,65 = 6,48 \text{ KN/ml}$

E.L.S. ....  $q_{ser} = (G + Q) 0,65 = 4,73 \text{ KN/ml}$

..

- $\alpha=Q/(G+Q)= 0,13$
- $(1+0,3\alpha)=1,04 > 1,05$  donc on doit tenir compte de **1,05**
- $(1,2+0,3 \alpha)/2=0,62$  (travée de rive)
- $(1+0,3 \alpha)/2=0,52$ (travée intermédiaire)

$$\text{Travée de rive : } M_t \geq \text{Max} \begin{cases} [1,05M_0 ; (1+0,3\alpha) M_0] - [(M_w+M_e)/2]. \\ [(1,2+0,3\alpha)/2].M_0 \end{cases}$$

$$\text{Travée intermédiaire : } M_t \geq \text{Max} \begin{cases} [1,05M_0 ; (1+0,3\alpha) M_0] - [(M_w+M_e)/2]. \\ [(1+0,3\alpha)/2].M_0 \end{cases}$$

**-Moment isostatique :**

$M_{0i} = Q_t \cdot L^2 / 8$  avec  $Q_t = 6.48 \text{ KN/m}$

$L_{AB} = 3.20\text{m}$	.....	$M_{0AB} = 8.29$	KN.m
$L_{BC} = 3.30\text{m}$	.....	$M_{0BC} = 8.82$	KN.m
$L_{CD} = 3.65\text{m}$	.....	$M_{0CD} = 10.79$	KN.m
$L_{DE} = 4.10\text{m}$	.....	$M_{0DE} = 13.61$	KN.m

**- Moments sur appuis:**

$M_A = 0,2M_{0AB}$	.....	1.66	KN.m
$M_B = 0,5\text{max}(M_{0AB}, M_{0BC})$	.....	4.41	KN.m
$M_C = 0,4\text{max}(M_{0BC}, M_{0CD})$	.....	4.31	KN.m
$M_D = 0,4 \text{max}(M_{0CD}, M_{0DE})$	.....	5.44	KN.m
$M_E = 0,4\text{max}(M_{0DE}, M_{0EF})$	.....	5.44	KN.m

**- Moments en travée:**

➤ **Travée AB:** (travée de rive)

$M_t \geq 1.07 M_0 - (0.2 M_0 + 0.5 M_0)/2$	.....	= <b>5.96 KN.m</b>	On prend $M_t =$ <b>5.96 KN.m.</b>
$M_t \geq 0,63 \times M_0$	.....	= <b>5.22 KN.m</b>	

➤ **Travée BC:** (travée intermédiaire)

$M_t \geq 1.07 M_0 - (0.5 M_0 + 0.4 M_0)/2$	.....	= <b>6.35 KN.m</b>	On prend $M_t =$ <b>6.35 KN.m.</b>
$M_t \geq 0,53 \times M_0$	.....	= <b>4.67 KN.m</b>	

➤ **Travée CD:** (travée intermédiaire)

$M_t \geq 1.07 M_0 - (0.4 M_0 + 0.4 M_0)/2$	.....	= <b>7.76KN.m</b>	On prend $M_t = 7.76KN.m$ .
$M_t \geq 0,53 \times M_0$	.....	= <b>5.71 KN.m</b>	

➤ **Travée DE:** (travée intermédiaire)

$M_t \geq 1.07 M_0 - (0.4 M_0 + 0.4 M_0)/2$	.....	= <b>9.79KN.m</b>	On prend $M_t = 9.79KN.m$ .
$M_t \geq 0,53 \times M_0$	.....	= <b>7.21 KN.m</b>	

**L'effort tranchant:**

• Travée (AB):

$T_w = (M_W - M_E)/L + q_U \times L/2$	.....	= <b>9.50 KN</b>
$T_e = (M_W - M_E)/L - q_U \times L/2$	.....	= <b>-8.10 KN</b>

• Travée (BC):

$T_w = (M_W - M_E)/L + q_U \times L/2$	.....	= <b>10.72 KN</b>
$T_e = (M_W - M_E)/L - q_U \times L/2$	.....	= <b>-10.66 KN</b>

• Travée (CD):

$T_w = (M_W - M_E)/L + q_U \times L/2$	.....	= <b>11.51 KN</b>
$T_e = (M_W - M_E)/L - q_U \times L/2$	.....	= <b>-12.13 KN</b>

• Travée (DE):

$T_w = (M_W - M_E)/L + q_U \times L/2$	.....	= <b>13.28KN</b>
$T_e = (M_W - M_E)/L - q_U \times L/2$	.....	= <b>-13.28 KN</b>

**ELS :**

**-Moment isostatique :**

$$M_{0i} = Q_t \cdot L^2 / 8 \text{ avec } Q_t = 4.73 \text{ KN/m}$$

$$L_{AB} = 3.20\text{m} \quad \dots \quad M_{0AB} = 6.05 \quad \text{KN.m}$$

$$L_{BC} = 3.30\text{m} \quad \dots \quad M_{0BC} = 6.44 \quad \text{KN.m}$$

$$L_{CD} = 3.65\text{m} \quad \dots \quad M_{0CD} = 7.87 \quad \text{KN.m}$$

$$L_{DE} = 4.10\text{m} \quad \dots \quad M_{0DE} = 9.93 \quad \text{KN.m}$$

**- Moments sur appuis:**

$M_A = 0,2M_{0AB}$	.....	1.21	KN.m
$M_B = 0,5\max(M_{0AB}, M_{0BC})$	.....	3.22	KN.m
$M_C = 0,4\max(M_{0BC}, M_{0CD})$	.....	3.14	KN.m
$M_D = 0,4\max(M_{0CD}, M_{0DE})$	.....	3.97	KN.m
$M_E = 0,4\max(M_{0DE}, M_{0EF})$	.....	3.97	KN.m

**Moments en travée:**➤ **Travée AB:** (travées de rive)

$M_t \geq 1.07 M_0 - (0.2 M_0 + 0.5 M_0)/2$	.....	= <b>4.36 KN.m</b>	On prend $M_t =$ <b>4.36 KN.m.</b>
$M_t \geq 0,63 \times M_0$	.....	= <b>3.81 KN.m</b>	

➤ **Travée BC:** (travée intermédiaire)

$M_t \geq 1.07 M_0 - (0.5 M_0 + 0.4 M_0)/2$	.....	= <b>4.63 KN.m</b>	On prend $M_t =$ <b>4.63 KN.m.</b>
$M_t \geq 0,53 \times M_0$	.....	= <b>3.41 KN.m</b>	

➤ **Travée CD:** (travées intermédiaires)

$M_t \geq 1.07 M_0 - (0.4 M_0 + 0.4 M_0)/2$	.....	= <b>5.66 KN.m</b>	On prend $M_t =$ <b>5.66 KN.m.</b>
$M_t \geq 0,53 \times M_0$	.....	= <b>4.17 KN.m</b>	

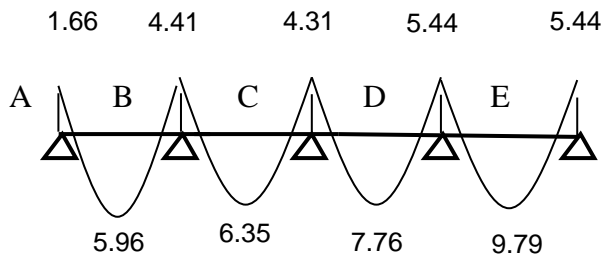
➤ **Travée DE:** (travées intermédiaires)

$M_t \geq 1.07 M_0 - (0.4 M_0 + 0.4 M_0)/2$	.....	= <b>7.14 KN.m</b>	On prend $M_t =$ <b>7.14 KN.m.</b>
$M_t \geq 0,53 \times M_0$	.....	= <b>5.26 KN.m</b>	

**Tableau récapitulatif des résultats obtenus (poutrelles Type 01):**

Pour le plancher étage les mêmes étapes de calcul définies précédemment sont à suivre pour les autres types de poutrelles (E.L.U+E.L.S): unité (KN.m)

Type de poutrelle	travée	L(m)	E.L.U						E.L.S			
			${}_0M$	Mt	Mw	Me	Tw	Te	${}_0M$	Mt	Mw	Me
1	A-B	3,20	8,29	5.96	1.66	4.41	9.50	-8.10	6.05	4.36	1.21	3.22
	B-C	3,30	8,82	6.35	4.41	6.31	10.72	-10.66	6.44	4.63	3.22	3.14
	C-D	3,65	10,79	7.76	4.31	5.44	11.51	-12.13	7.87	5.66	3.14	3.97
	D-E	4,10	13,61	9.79	5.44	5.44	13.28	-13.28	9.93	7.14	3.97	3.97



Les courbes des moments et des efforts tranchants  
« poutrelles Type 01 »

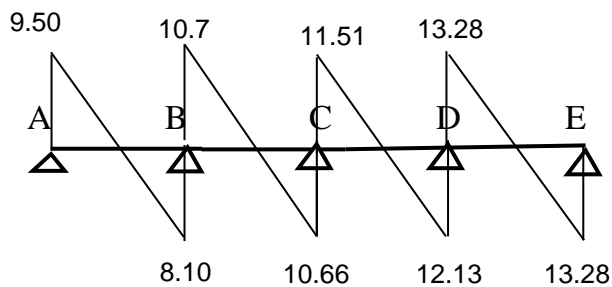
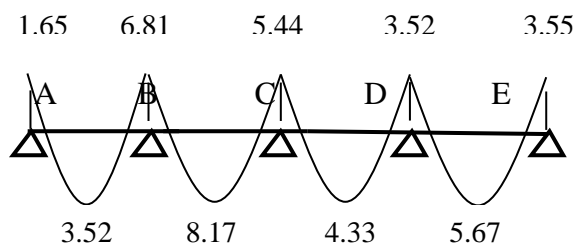
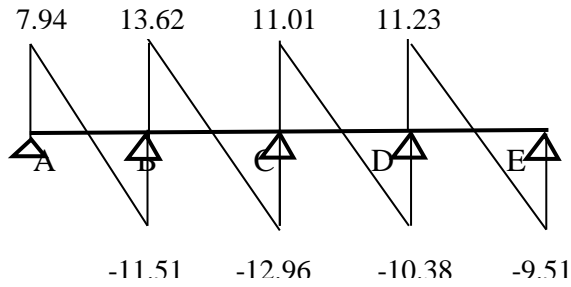


Tableau récapitulatif des résultats obtenus (poutrelles Type 02):

Type de poutrelle	travée	L(m)	E.L.U						E.L.S			
			${}_0M$	Mt	Mw	Me	Tw	Te	${}_0M$	Mt	Mw	Me
2	A-B	3,00	7,29	3.52	1.65	6.81	7.94	-11.51	5.32	1.06	1.06	4.97
	B-C	4,10	13,62	8.17	6.81	5.44	13.62	-12.96	9.94	4.97	4.97	3.97
	C-D	3,30	8,82	4.33	5.44	3.52	11.01	-10.38	6.44	3.97	3.97	2.57
	D-E	3,20	8,30	8.30	5.67	3,52	3.52	11.23	-9.51	6.04	3.22	2.57

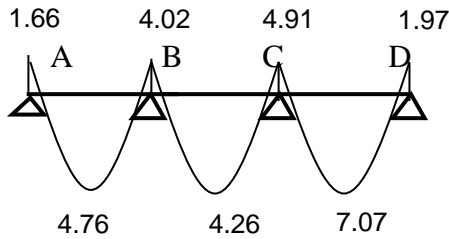




Les courbes des moments et des efforts tranchants « poutrelles Type 02 »

Tableau récapitulatif des résultats obtenus (poutrelles Type 03):

Type de poutrelle	travée	L	E.L.U						E.L.S			
			${}_0M$	Mt	Mw	Me	Tw	Te	${}_0M$	Mt	Mw	Me
3	A-B	3,20	8.30	5.67	1.66	4.41	9.51	-11.23	6.05	4.14	1.21	3.22
	B-C	3,30	8.82	4.36	4.41	5.4	10.40	-11.00	6.44	3.18	3.22	3.94
	C-D	3,65	10.80	7.56	5.4	2.16	12.72	-10.94	7.88	5.51	3.94	1.57



Les courbes des moments et des efforts tranchants « poutrelles Type 03 »

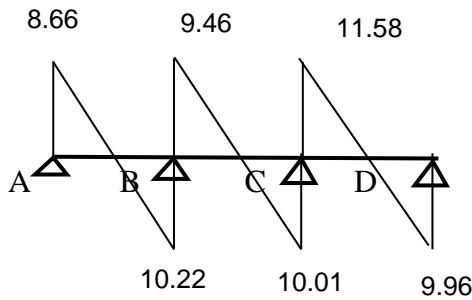
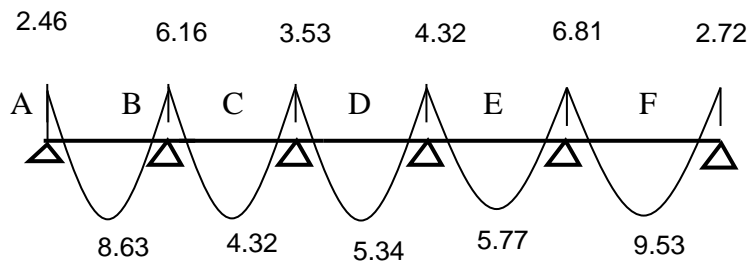
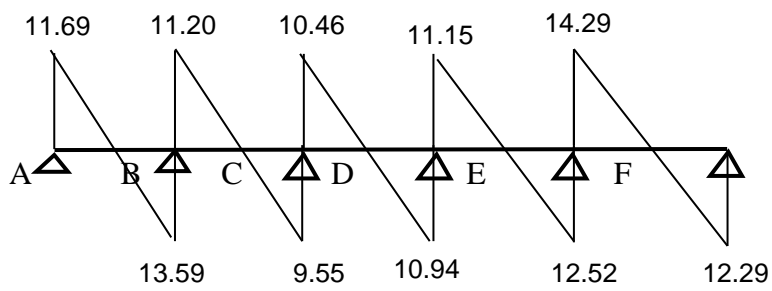


Tableau récapitulatif des résultats obtenus (poutrelles Type 04):

Type de poutrelle	travée	L(m)	E.L.U						E.L.S			
			${}_0M$	Mt	Mw	Me	Tw	Te	${}_0M$	Mt	Mw	Me
4	A-B	3,90	12.33	8.63	2.46	6.16	11.69	-13.59	8.99	6.29	1.79	4.49
	B-C	3,20	8.30	4.32	6.16	3.53	11.20	-9.55	6.05	3.15	4.49	2.57
	C-D	3,30	8.82	5.34	3.53	4.32	10.46	-10.94	6.44	3.89	2.57	3.15
	D-E	3,65	10.80	5.77	4.32	6.81	11.15	-12.52	7.88	4.21	3.15	4.97
	E-F	4,10	13.62	9.53	6.81	2.72	14.29	-12.29	9.94	6.96	4.97	1.98



Les courbes des moments et des efforts tranchants « poutrelles Type 04 »



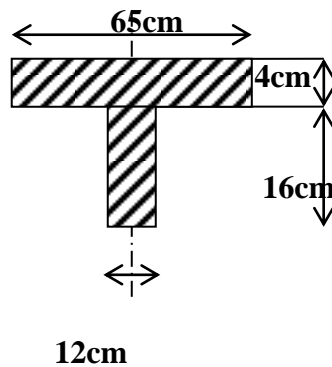


### Calcul du ferrailage des poutrelles :(à l'ELU.R)

Les moments maximaux en travée compriment les fibres supérieures et tendra les fibres inférieures, et par conséquent les armatures longitudinales seront disposées en bas pour reprendre l'effort de traction puisque le béton résiste mal à la traction.

-Pour le calcul du ferrailage des poutrelles on prend le cas le plus défavorable.

-Les poutrelles sont des section en "T" dont les dimensions sont données comme suit:



#### -Données :

Largeur de la poutrelle  $b=65\text{cm}$ .

Largeur de la  $b_0=12\text{cm}$ .

La hauteur de la section  $ht=20\text{cm}$ .

la hauteur de la section  $h_0=4\text{cm}$ .

hauteur utile des aciers tendus  $d=0,9h=18\text{cm}$

contrainte des aciers utilisés  $f_e=400\text{ Mpa}$

contrainte du béton à 28 jours  $f_{c28}=25\text{ Mpa}$

Contrainte limite de traction du béton  $f_{t28}=2,1\text{Mpa}$ .

Fissuration peu préjudiciable

#### -Plancher étage courant:

Pour le calcul de ferrailage on prend les sollicitations maximales suivantes:

Les sollicitations maximales de calcul sont:

$$\text{E.L.U} \left\{ \begin{array}{l} M_t \text{ max} = 9.53 \text{ KN.m} \\ M_a \text{ max} = 6.81 \text{ KN.m} \\ T_{\text{max}} = 14.29 \text{ KN.m} \end{array} \right. \quad \text{E.L.S} \left\{ \begin{array}{l} M_t \text{ max} = 6.96 \text{ KN.m} \\ M_a \text{ max} = 4.97 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

Calcul des armatures longitudinales à (l'E.L.U):

**-En travée :**

Dans l'étude d'une section en T il est nécessaire de savoir si la partie comprimée intéresse la table de compression ou si elle intéresse également la nervure

On calcul le moment équilibre par la table « Mt »

$$M_t = B \cdot x_{h_0} \cdot f_{bc} \cdot x \cdot (d - h_0/2) = 65 \times 4 \times 14,17 \cdot (18 - 4/2) \times 10^{-3} = 58,95 \text{ KN.m}$$

$$M_{t \max} = 9,53 \text{ KN.m} < 58,95 \text{ KN.m}$$

Donc l'axe neutre tombe dans la table de compression, la section en T sera calculée en flexion simple comme une section rectangulaire de dimension  $(B \times h_t) = (65 \times 20) \text{ cm}^2$  soumise à

$$M_{t \max} = 9,53$$

$$\mu = \frac{M_t}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b} = \frac{8,56 \cdot 10^3}{14,17 \cdot (18)^2 \cdot 65} = 0,028 < 0,392 \rightarrow A's = 0$$

$$\mu = 0,028 \xrightarrow{\text{Tableau}} \beta = 0,985$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{9,53 \times 10^3}{0,99 \cdot 18 \cdot 348} = 1,38 \text{ cm}^2$$

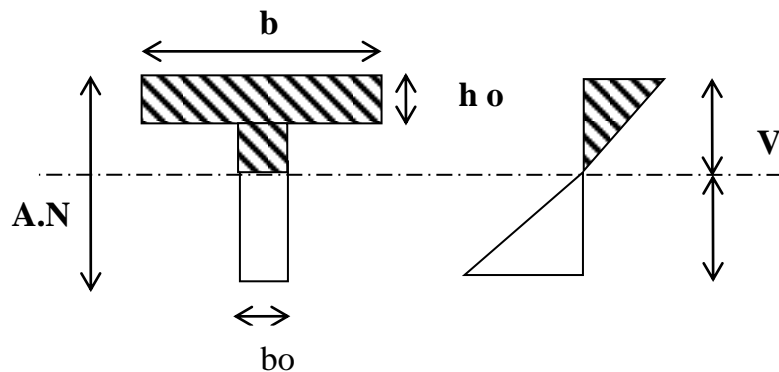
**-Condition de non fragilité (section en T):**

$$A_{\min} = \frac{I}{0,81 \cdot h_t \cdot V'} \cdot \frac{f_{r28}}{f_e}$$

$$\text{Avec: } I = b_0 \cdot \frac{h_t^3}{3} + (b - b_0) \cdot \frac{h_0}{3} - [b_0 \cdot h_t + (b - b_0) \cdot h_0] \cdot V'^2$$

$$V' = h_t - V$$

$$V = \frac{b_0 \cdot h^2 + (b - b_0) \cdot h_0^2}{2[b_0 \cdot h + (b - b_0) \cdot h_0]}$$



$$V = 6,247 \text{ cm}$$

$$I = 12 \cdot (20)^2 / 3 + (65 - 12) \cdot (4)^3 / 3 - [12 \cdot 20 + (65 - 12) \cdot 4] \cdot (6,25)^2$$

$$I = 14426,9145 \text{ cm}^4$$

$$V' = h_t - V = 20 - 6,247 = 13,75 \text{ cm}$$

$$A_{\min} = 0,339 \text{ cm}^2$$

donc:  $A_s \text{ cal} = 1.34 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}} = 0,36 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots$  Condition vérifiée.

**Le choix: 2T10 = 1.57 cm<sup>2</sup>.**

### -Sur Appuis:

La section de calcul est une section rectangulaire de dimension  
( $b_0 \times h$ ) = (12x20)cm<sup>2</sup>

$$\mu = \frac{Ma}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b_0} = \frac{6.81 \cdot 10^3}{14,17 \cdot (18)^2 \cdot 12} = 0.0228 < 0,392 \rightarrow A' s = 0$$

$$\mu = 0.0228 \xrightarrow{\text{Tableau}} \beta = 0.988$$

$$\sigma_s = \frac{fe}{\delta_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{Mt}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{6.81 \cdot 10^3}{0,99 \cdot 18 \cdot 348} = 1.1004 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité (section en T<sub>é</sub>):

$$A_{\text{min}} = \frac{I}{0,81 \cdot ht \cdot V} \cdot \frac{f_{t28}}{fe} = \frac{14426.91}{0,81 \times 20 \times 6,25} \cdot \frac{2,1}{400} = 0,80 \text{ cm}^2$$

Donc:  $A_s \text{ cal} = 1.1004 \text{ cm}^2 > 0.8 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots$  condition vérifiée.

**Le choix: 2T10 = 1.57 cm<sup>2</sup>**

### III.6.3. Vérification des contraintes à L.E.S :

#### III.7.1. Plancher étage courant :

**M<sub>ser</sub>** = 6.96 kN.m

-Position de l'axe neutre :

Soit «y» la distance entre le centre de gravité de la section homogène «S» et la fibre la plus comprimée.

$$\frac{by^2}{2} + \eta A'(y - c') - \eta A(d - y) = 0.$$

$$b = 65 \text{ cm} ; \eta = 15 ; A' = 0 ,$$

$$32,5 \cdot y^2 - 15 \cdot 1.57(d - y) = 0.$$

$$y = 3,27 \text{ cm}$$

y = 3,27 cm L'axe neutre tombe dans la table de compression.

$$I_G = \frac{b \cdot y^3}{3} + \eta A'(y - c') + \eta A(d - y)^2.$$

$$I_G = \frac{65}{3} y^3 + \eta A(d - y)^2.$$

$$I_G = \frac{65}{3} (3,27)^3 + 15 \cdot 1.57 \cdot (18 - 3,27)^2 = 5867.30 \text{ cm}^4.$$

**Calcul des contraintes :****III.7.2. Contrainte maximale dans le béton comprimé  $\sigma_{bc}$  :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I_G} \cdot y = \frac{6,96 \cdot 10^3}{5867,30} \cdot 3,27 = 3,87 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 3,87 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Remarque: cas de fissuration peu préjudiciable, il n'est pas nécessaire de vérifier la Contrainte maximale dans l'acier tendu  $\sigma_{st}$

**III.7.3. Contrainte de cisaillement :(effort tranchant)**

- L'effort tranchant maximal  $T_{max} = 14,29 \text{ Kn}$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \cdot d} = \frac{14,29 \cdot 10^{-3}}{0,12 \cdot 0,18} = 0,66 \text{ MPa}$$

Fissuration peu préjudiciable:

$$\bar{\tau}_u = \min(0,13 f_{c28}; 5 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,66 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

(En utilise des étriers perpendiculaire à la ligne moyenne)

-Les armatures transversales  $A_t$ :

$$\Phi_t \leq \min(h/35; b_0/10; \Phi_L) \text{ en " mm"}$$

$$\Phi_t \leq \min(200/35; 120/10; 8) = 5,71 \approx 6 \text{ mm}$$

on adopte:  $\Phi_t = 6 \text{ mm}$ .

**-Calcul des espacements :**

$$\left. \begin{array}{l} St \leq \min(0,9d; 40 \text{ cm}) \\ St \leq \min(16,2; 40 \text{ cm}) \end{array} \right\} St \leq 16,20 \text{ cm}$$

La section des armatures transversales :

$$\frac{A_t}{b_0 \cdot st} \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} \geq \frac{\tau_u (h/2) - 0,3k \cdot f_{tj}^*}{0,9(\sin \alpha + \cos \alpha)} \dots \dots \dots (*)$$

$k=1$  (fissuration non préjudiciable)

$$f_{tj}^* = \min(2,1; 3,3 \text{ Mpa}) = 2,1 \text{ Mpa}$$

$$(\alpha = 90^\circ) \Rightarrow \sin \alpha + \cos \alpha = 1$$

$$f_e = 400 \text{ Mpa}; \delta_s = 1,15$$

$$\tau_u (h/2) = \frac{T_u (h/2)}{b_0 \cdot d}$$

d'où: on calcul la valeur de l'effort tranchant  $T_u(h/2)$  par la méthode des triangles semblables

$$\frac{T_{\max}}{X} = \frac{T_u(h/2)}{X - (h/2)} \Rightarrow T_u(h/2) = \frac{T_{\max} \cdot [X - (h/2)]}{X}$$

on calcul la distance "X":

$$T_{\max} = 14.29 \text{ kN}$$

$$X = \frac{L}{2} + \frac{M_w - M_e}{q \cdot L}$$

$$X = 4.10/2 + ((6.81 - 3.21)/(6.96 \cdot 4.10)) = 2.17 \text{ m}$$

$$h/2 = 0.2/2 = 0.1 \text{ m}$$

$$X - (h/2) = 2.17 - 0.1 = 2.30 \text{ m}$$

$$\text{Donc: } T_u(h/2) = (14.29 \cdot 2.30) / 2.29$$

$$T_u(h/2) = 13.60 \text{ kN}$$

$$D'où: \tau_u(h/2) = (13.60 \times 10^{-3}) / (0.12 \times 0.18) = 0.61 \text{ MPa}$$

$$\tau_u(h/2) = 0.61 \text{ MPa}$$

$$\left( \frac{A_t}{S_{tcal}} \right) \geq \frac{(0.61 - 0.3 \cdot 1.2 \cdot 1) \cdot 12}{0.9 \cdot 1.15 \cdot \frac{235}{1.15}} = 0.0006 \text{ cm} \dots \dots (01)$$

**Pourcentage minimal des armatures transversales :**

$$\frac{A_t \times f_e}{b_0 \times s_t} \geq \max \left( \frac{\tau_u(h/2)}{2}; 0.4 \text{ Mpa} \right)$$

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times s_t} \geq \max \left( \frac{0.61}{2}; 0.4 \text{ Mpa} \right) = 0.4 \text{ Mpa}$$

$$\left( \frac{A_t}{S_t} \right)_{\min} \geq \frac{0.4 \times b_0}{f_e} = \frac{0.4 \times 12}{235} = 0.02 \text{ cm} \dots \dots (2)$$

$$\left( \frac{A_t}{S_t} \right) \geq 0.020 \text{ cm}$$

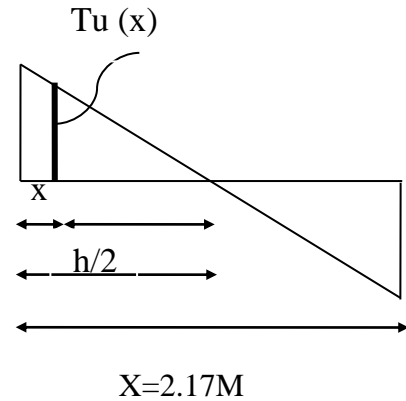
on prend le max entre (1) et (2)  $\Rightarrow$  on prend **St=15 cm**

$$2\phi 6 = 0.56 \text{ cm}^2/\text{ml} \Rightarrow A_t \geq 0.02 \cdot 15 = 0.306 \text{ cm}^2 \Rightarrow 2\phi 6 = 0.56 \text{ cm}^2$$

$$St = 15 \text{ cm}$$

-Zone nodale :

$$St \leq \min(10\Phi L; 15 \text{ cm})$$



$St \leq 10\text{cm}$

-Zone courante:

$St \leq 15\text{cm}$

$St = 15\text{cm}$

On adopte  $\left\{ \begin{array}{l} St=10\text{cm} \quad \text{Zone nodale.} \\ St=15\text{cm} \quad \text{Zone courante.} \end{array} \right.$

### **Ancrage des armatures aux niveaux des appuis :**

$T_u = 14.29\text{kN}$

$M_a = 6.81\text{Kn.m}$

$$F_u = \frac{M_a}{z} = \frac{6.81}{0.9.18.10^{-2}} = 42.03\text{KN} > T_u = 14.29\text{KN}$$

Les armatures longitudinales inférieures ne sont pas soumises à un effort de traction.

-Compression de la bille d'about :

a contrainte de compression dans la bielle est:

a: la longueur d'appuis de la bielle

On doit avoir  $\bar{\sigma}_b < f_{c28} / \gamma_b$

Mais pour tenir compte du fait que l'inclinaison de la bielle est légèrement différente de 45° donc on doit vérifier que :

$$\bar{\sigma}_b \leq 0.8 f_{c28} / \gamma_b$$

$$\frac{2T}{a.b_0} \leq \frac{0.85.f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow a \geq \frac{2T\gamma_b}{0.8.b_0.f_{c28}}$$

$$a = 0.017\text{cm}$$

$$a = \min(a'; 0.9 d)$$

$$a = \min(35\text{cm}; 16.2\text{cm}) = 16.2 > 0.017 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

### **-Entraînement des armatures :**

### **-Vérification de la contrainte d'adhérence :**

$$\tau_{\text{user}} = T/0.9d.\mu.n \leq \bar{\tau}_{\text{user}} = \psi_s . f_{t28}$$

$\psi_s$ : coefficient de cisaillement  $\psi_s = 1.5$  pour H.A

T: l'effort tranchant max  $T = 12.82\text{KN}$

n : nombre des armatures longitudinales tendues  $n = 3$

$\mu$  : périmètre d'armature tendue  $\mu = \pi \phi = 3.14 \times 1.0 = 3.14 \text{ cm}$

$$\tau_{\text{user}} = 14.29 \times 10^3 / (0.9 \times 21.6 \times 3.14 \times 2 \times 10^2) = 1.17\text{MPa}$$

$$\bar{\tau}_{\text{user}} = 1.5 \times 2.1 = 3.15\text{MPa}$$

$\tau_{u,ser} = 1,17\text{MPa} < 3,15\text{MPa}$  .....condition vérifiée

**-Ancrage des armatures tendues :**

La longueur de scellement droit "Ls" est la longueur d'une barre droite de diamètre  $\phi$  pour équilibrer une contrainte d'adhérence  $\tau_s$ .

La contrainte d'adhérence  $\tau_s$  est supposée constante est égale à la valeur limite ultime.

$\tau_s = 0,6 \times \psi_s \times \psi_{ft28} = 0,6 \times 3.15 \times 2 \times 2,1 = 3.78 \text{ MPa}$ .

La longueur de scellement droit  $L_s = \phi \times f_e / 4 \times \tau_s$ .

$\phi$  : Diamètre d'une barre égale 1.2cm

$L_s = 1.2 \times 400 / 4 \times 3.78 = 31.74 \text{ cm}$ .

Si la longueur dépasse la largeur de la poutre nous sommes obligés de courber les armatures de telle sorte que

$r = 5,5\phi = 5,5 \times 1.2 = 6.6 \text{ cm}$ .

-Vérification de la flèche :

Il faut que les conditions suivantes soient vérifiées:

$$\left\{ \begin{array}{l} \left( \frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22,5} \right) \Rightarrow \left( \frac{20}{410} = 0,049 \geq 0,0444 \right) \dots\dots\dots \text{condition. vérifiée.} \\ \left( \frac{h_t}{L} \geq \frac{M_{ser}}{15.M_{0ser}} \right) \Rightarrow \left( \frac{20}{410} = 0,049 \geq \frac{6.17}{15.8.98} = 0,046 \right) \dots\dots \text{condition vérifiée} \\ \left( \frac{A_s}{b_0.d} \leq \frac{3,6}{f_e} \right) \Rightarrow \left( \frac{1,57}{12.18} = 0,00726 < \frac{3,6}{400} = 0,009 \right) \dots\dots\dots \text{condition vérifiée} \end{array} \right.$$

**III.7.5. Plancher terrasse (inaccessible):**

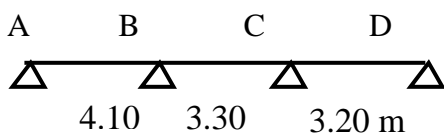
Vu que la première condition de la méthode forfaitaire n'est pas vérifiée c'est à dire la fissuration est préjudiciable ou très préjudiciable (cas du plancher terrasse), on propose pour le calcul des moments sur appuis la méthode des trois moments dite méthode RDM

**Chargement :**

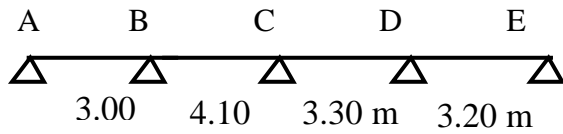
Charge permanente	$G=6.48 \times 0.65$	4.08KN/m
Charge d'exploitation	$Q=1 \times 0,65$	0,65KN/m
Combinaison de charge	<u>ELU</u> : $1,35G+1,5Q$	6.48KN/m
	<u>ELS</u> : $G+Q$	4.73KN/m

➤ **-Types des poutrelles :**

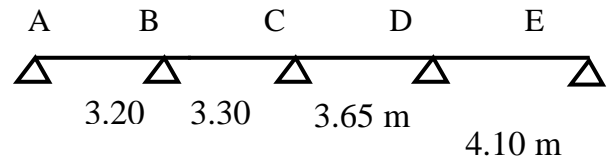
➤ **-Type: 01**



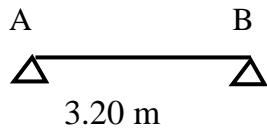
➤ -Type: 02



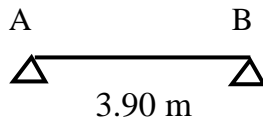
➤ -Type: 03



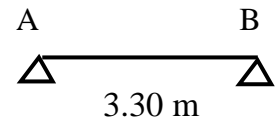
➤ -Type: 06



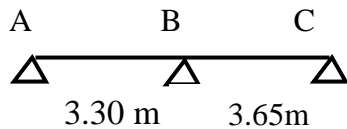
➤ -Type: 07



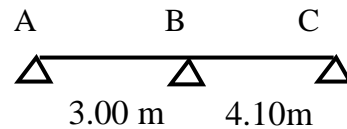
➤ -Type: 08



➤ -Type: 04



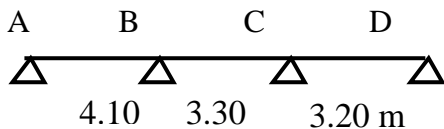
➤ -Type: 05



Le calcul se fait selon la formule:

$$M_{n-1} \cdot L_n + 2M_n (L_n + L_{n+1}) + M_{n+1} \cdot L_{n+1} = -6 \left[ \frac{S_n \cdot a_n}{L_n} + \frac{S_{n+1} \cdot b_{n+1}}{L_{n+1}} \right] \dots\dots\dots(1)$$

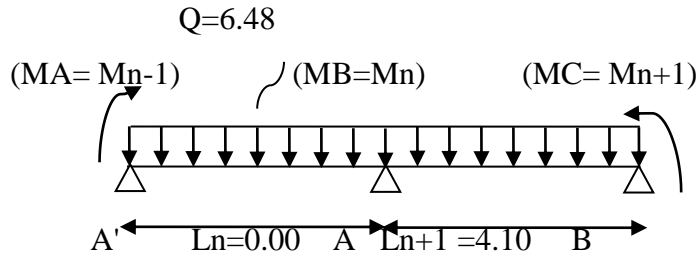
➤ -Type: 01



Les appuis de rive sont des encastremets, donc on les remplace par des traves a distance nul et on nome la première travée A'-A et la dernière D'-D



En isolant deux travées adjacentes, on prend A-B et B-C



Partie	A'-A		
Q =	1,35G+1,50Q	6.48	<b>Kn.m</b>
M <sub>o</sub> =	QL <sup>2</sup> /8=	0,00	<b>KN.m</b>
a <sub>n</sub> =	Ln/2=	0,00	<b>m</b>
S <sub>n</sub> =	2/3xLnXM <sub>o</sub> =	0,00	<b>m<sup>2</sup></b>

Partie	A-B		
Q =	1,35G+1,50Q =	6.48	<b>Kn.m</b>
M <sub>o n+1</sub>	QL <sup>2</sup> /8=	13.61	<b>KN.m</b>
b <sub>n+1</sub>	Ln+1/2=	2,05	<b>m</b>
S <sub>n+1</sub>	2/3xL <sub>n+1</sub> xM <sub>o</sub> n+1=	41.85	<b>m<sup>2</sup></b>

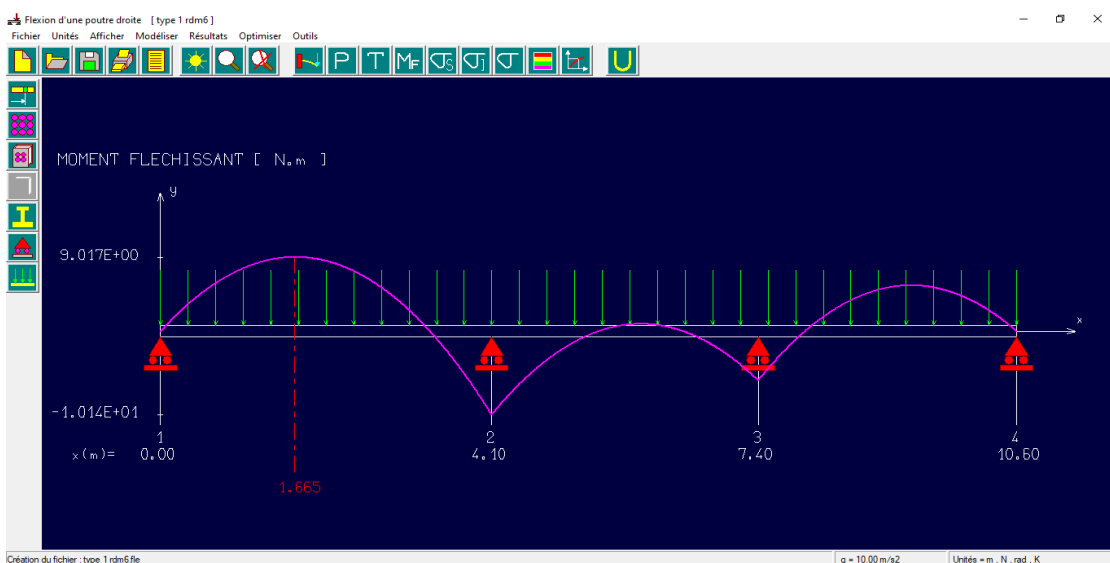
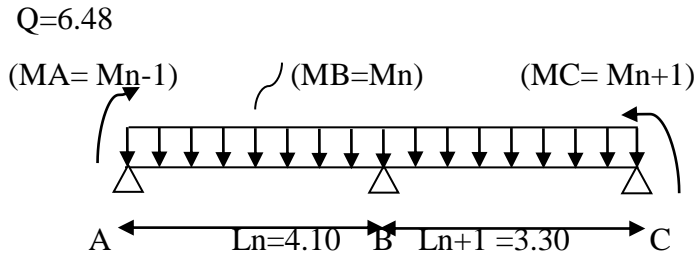


Figure III.2. Diagramme des Moments à l'E.L.U



Partie	A-B		
M <sub>o</sub> =	QL <sup>2</sup> /8=	13.61	<b>KN.m</b>
a <sub>n</sub> =	Ln/2=	2,05	<b>m</b>
S <sub>n</sub> =	2/3xLnxD <sub>o</sub> =	41.85	<b>m<sup>2</sup></b>
M <sub>o</sub> =	QL <sup>2</sup> /8=	13.61	<b>KN.m</b>

Partie	B-C		
Q =	1,35G+1,50Q =	6.48	<b>Kn.m</b>
M <sub>o n+1</sub>	QL <sup>2</sup> /8=	8.82	<b>KN.m</b>
b <sub>n+1</sub>	Ln+1/2=	1,65	<b>m</b>
S <sub>n+1</sub>	2/3xLn+1xD <sub>o</sub> n+1=	21.83	<b>m<sup>2</sup></b>

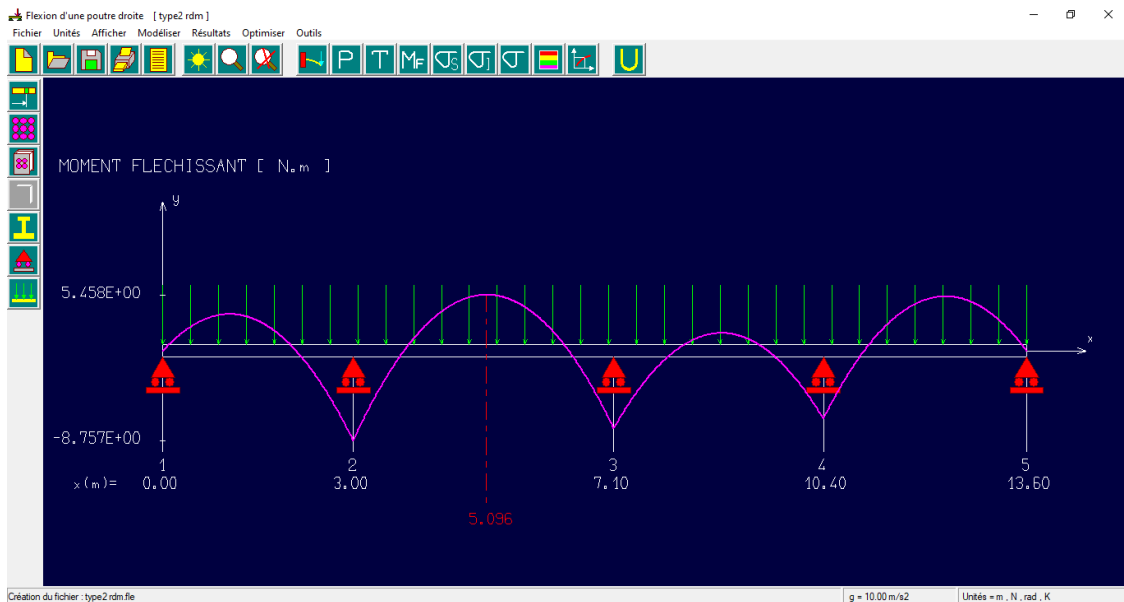
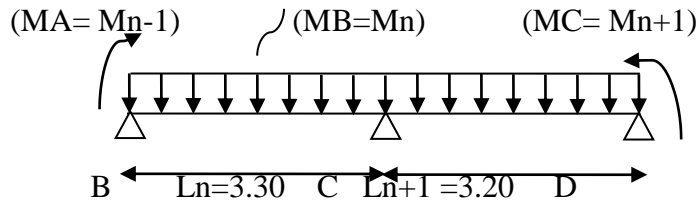


Figure III.3. Diagramme des Moments à l'E.L.U

$Q=6.48$



Partie	B-C		
Q =	$1,35G+1,50Q =$	6.48	<b>Kn.m</b>
$M_o =$	$QL^2/8 =$	8.82	<b>KN.m</b>
$a_n =$	$L_n/2 =$	1,65	<b>m</b>
$S_n =$	$2/3 \times L_n \times M_o =$	21.83	<b>m<sup>2</sup></b>

Partie	C-D		
Q =	$1,35G+1,50Q =$	6.48	<b>Kn.m</b>
$M_o_{n+1}$	$QL^2/8 =$	8.29	<b>KN.m</b>
$b_{n+1}$	$L_{n+1}/2 =$	1,60	<b>m</b>
$S_{n+1}$	$2/3 \times L_{n+1} \times M_o_{n+1} =$	19.89	<b>m<sup>2</sup></b>

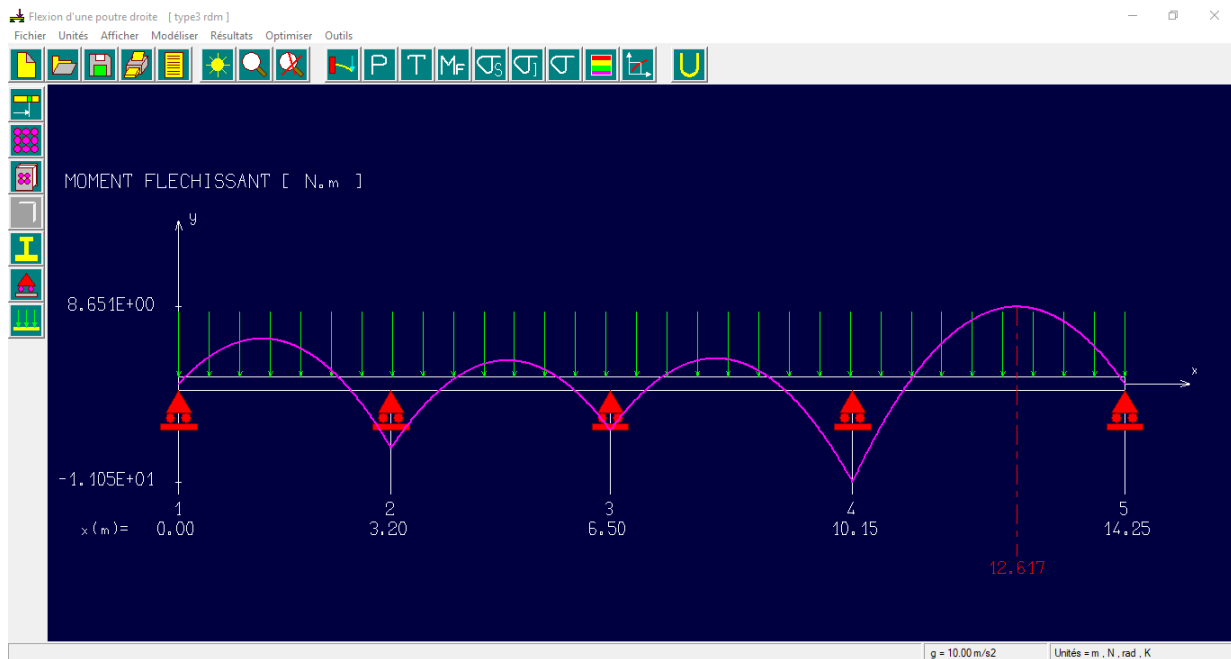
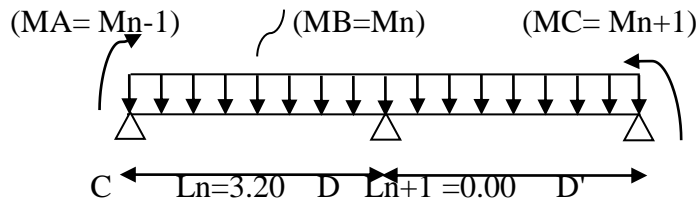


Figure III.4. Diagramme des Moments à l'E.L.U

$Q=6.48$



Partie	C-D		
Q =	$1,35G+1,50Q$	6.48	<b>Kn.m</b>
$M_o=$	$QL^2/8=$	8.29	<b>KN.m</b>
$a_n=$	$L_n/2=$	1,60	<b>m</b>
$S_n=$	$2/3 \times L_n \times M_o=$	19.89	<b>m<sup>2</sup></b>

Partie	D-D'		
Q =	$1,35G+1,50Q =$	6.48	<b>Kn.m</b>
$M_o_{n+1}$	$QL^2/8=$	0,00	<b>KN.m</b>
$b_{n+1}$	$L_{n+1}/2=$	0,00	<b>m</b>
$S_{n+1}$	$2/3 \times L_{n+1} \times M_o_{n+1}=$	0,00	<b>m<sup>2</sup></b>

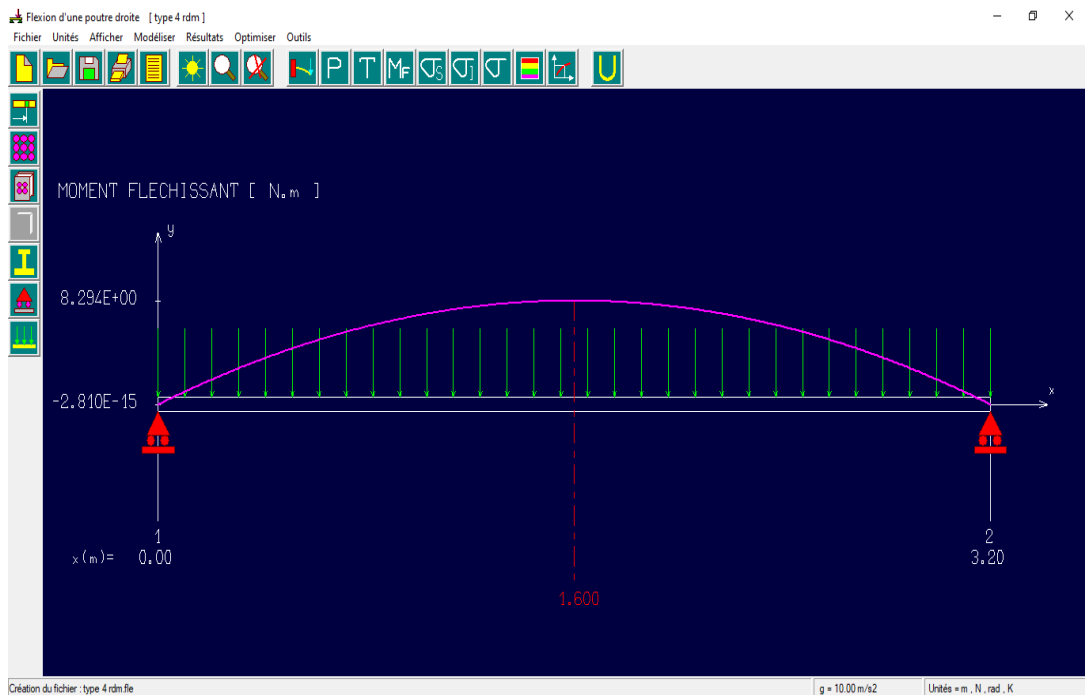


Figure III.5. Diagramme des Moments à l'E.L.U

$M_{A=}$	9.01	<b>KN.m</b>
$M_{B=}$	5.45	<b>KN.m</b>
$M_{C=}$	1.57	<b>KN.m</b>
$M_{D=}$	5.45	<b>KN.m</b>

**Les moments en travées**

$M_t^{AB} = (M_A + M_B/2) + M_{0=}$	7.24	<b>KN.m</b>
$M_t^{BC} = (M_B + M_C/2) + M_{0=}$	6.61	<b>KN.m</b>
$M_t^{CD} = (M_C + M_D/2) + M_{0=}$	6.13	<b>KN.m</b>

**Les efforts tranchants****Travée AB**

$$T_w = (M_A - M_B/L) + QL/2 = 10.91 \text{ KN m}$$

$$T_e = (M_A - M_B/L) - QL/2 = -13.06 \text{ KN m}$$

**Travée BC**

$$T_w = (M_A - M_B/L) + QL/2 = 12.65 \text{ KN m}$$

$$T_e = (M_A - M_B/L) - QL/2 = -12.65 \text{ KN m}$$

**Travée CD**

$$T_w = (M_A - M_B/L) + QL/2 = 12.52 \text{ KN m}$$

$$T_e = (M_A - M_B/L) - QL/2 = -10.12 \text{ KN m}$$

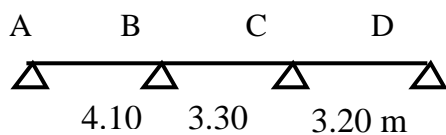
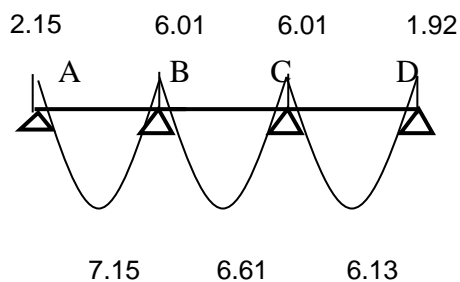
**➤ -Type: 01**

Tableau - récapitulatif des résultats obtenus « poutrelles Type 01 »

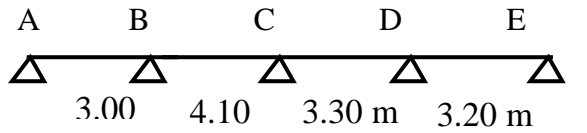
Type de poutrelle	travée	(L(m))	E.L.U						E.L.S			
			${}_0M$	Mt	Mw	Me	Tw	Te	${}_0M$	Mt	Mw	Me
1	A-B	4,10	10.79	7.15	2.15	6.01	10.91	-13.06	7.87	5.28	1.57	4.38
	B-C	3,30	12.02	6.61	6.01	6.01	12.65	-12.65	8.77	4.82	4.38	4.38
	C-D	3,20	9.62	6.13	6.01	1.92	12.52	-10.12	7.02	4.48	4.38	1.40
2	A-B	3.00	7.49	4.64	1.49	6.99	8.15	-11.82	5.46	3.399	1.09	5.10
	B-C	4.10	13.99	8.39	6.99	5.59	13.99	-13.31	10.21	6.12	5.10	4.08
	C-D	3.30	9.06	4.71	5.59	4.53	11.31	-10.66	6.61	3.44	4.08	3.30
	D-E	3.20	8.52	5.83	4.53	1.70	11.54	-9.77	6.22	4.25	3.30	1.24
3	A-B	3,20	8.52	5.83	1.70	4.53	9.777	-11.54	6.22	4.25	1.24	3.30
	B-C	3,30	9.06	5.03	4.53	4.43	11.02	-10.96	6.61	3.67	3.30	3.23
	C-D	3,65	11.09	5.92	4.43	6.99	11.45	-12.85	8.09	4.32	3.23	5.10
	D-E	4,10	13.99	9.79	6.99	2.79	14.67	-12.63	10.21	7.15	5.10	2.04
4	A-B	3,30	7.40	8.76	1.54	6.65	9.44	-12.53	7.74	4.10	1.54	4.85
	B-C	3,65	11.09	7.21	6.65	2.21	13.37	-10.94	8.09	5.26	4.85	1.61
5	A-B	3.50	8.70	3.77	1.74	8.39	9.77	-13.55	8.70	4.16	1.74	6.12
	B-C	4.10	13.99	9.09	8.39	2.79	15.02	-12.28	10.21	6.64	6.12	2.04
6	A-B	3.20	8.52	6.82	1.70	1.70	10.65	-10.65	6.22	4.97	1.24	1.24
7	A-B	3.90	12.66	10.13	2.53	2.53	12.98	-12.98	9.24	7.39	1.84	1.84
8	A-B	3.30	9.06	7.25	1.81	1.81	10.99	-10.99	6.61	5.29	1.32	1.32



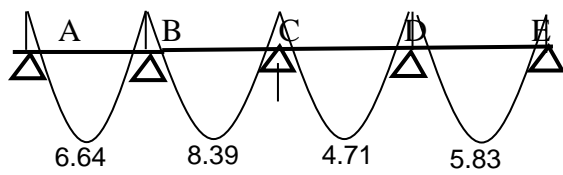
Les courbes des moments et des efforts tranchants « poutrelles Type 01 »

les mêmes étapes de calcul définies précédemment sont à suivre pour les autres types de poutrelles (E.L.U+E.L.S): unité (KN.m)

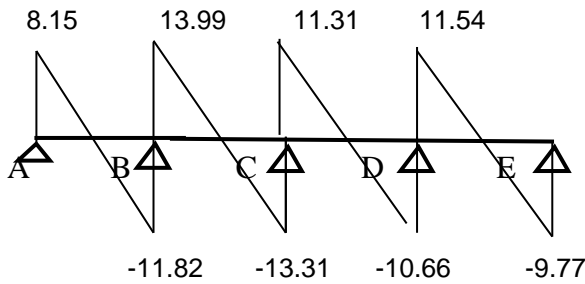
➤ **-Type: 02**



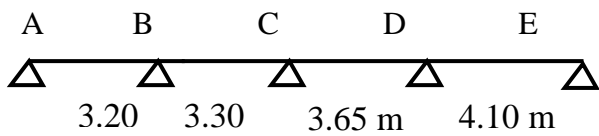
1.49      6.99      5.59      4.53      1.70



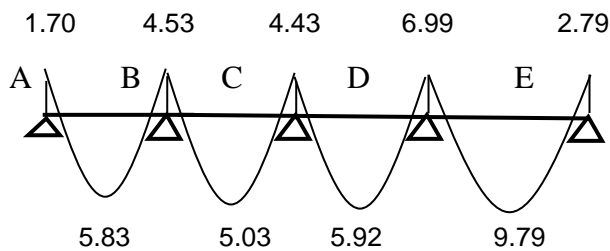
Les courbes des moments et des efforts tranchants « poutrelles Type 02 »

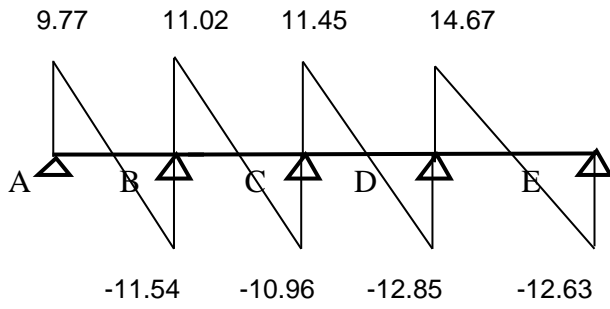


**-Type: 03**



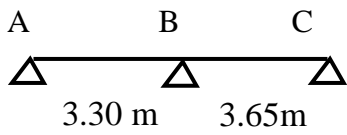
Les courbes des moments et des efforts tranchants « poutrelles Type 03 »





Les courbes des moments et des efforts tranchants « poutrelles Type 03 »

**-Type: 04**



4.54    6.65    2.21

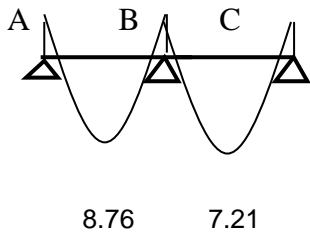
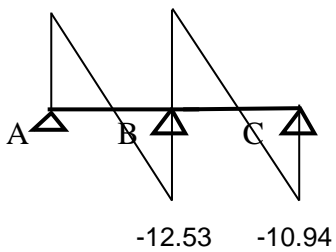


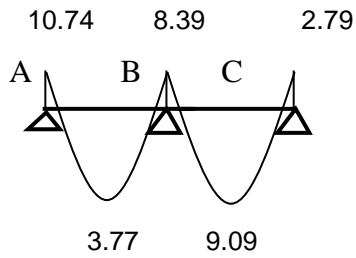
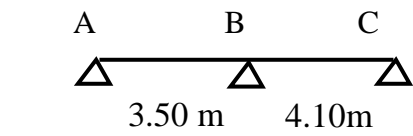
Figure : Les courbes des moments et des efforts tranchants « poutrelles Type 04 »

9.44    13.37

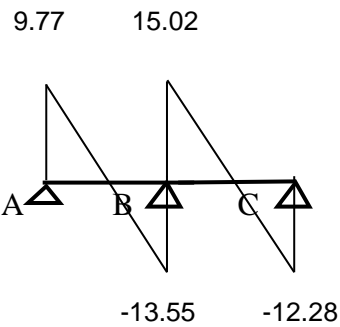




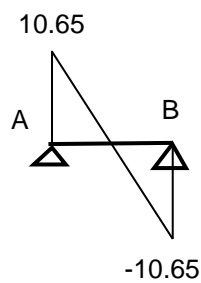
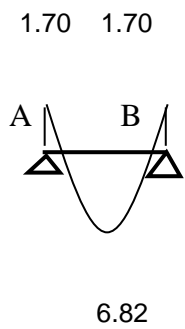
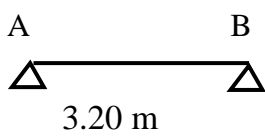
➤ -Type: 05



Les courbes des moments et des efforts tranchants « poutrelles Type 05 »



➤ -Type: 06



Les courbes des moments et des efforts tranchants « poutrelles Type 06 »

**III.7.5. Plancher terrasse inaccessible**

Les sollicitations maximales de calcul sont:

$$\text{E.L.U} \begin{cases} M_t \text{ max} = 10.13 \text{ KN.m} \\ M_a \text{ max} = 6.99 \text{ KN.m} \end{cases} \quad \text{E.L.S} \begin{cases} M_t \text{ max} = 7.39 \text{ KN.m} \\ M_a \text{ max} = 6.12 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$T_{\text{max}} = 13.55 \text{ KN}$$

On calcule le moment équilibre par la table «  $M_t$  »

$$M_t = b h_0 f_{bc} (d - h_0/2) = 65 \times 4 \times 14,17 (18 - 4/2) \times 10^{-3} = 58,82 \text{ KN.m}$$

$$M_{t\text{max}} = 10.13 \text{ KN.m} < 58,95 \text{ KN.m}$$

Donc l'axe neutre tombe dans la table de compression, la section en T sera calculée en flexion simple comme une section rectangulaire de dimension  $(b \times ht) = (65 \times 20) \text{ cm}^2$  soumise à

**$M_{t\text{max}} = 10.13 \text{ KN.m}$**

$$\mu = \frac{M_t}{f_{bc} d^2 b} = \frac{10.13 \cdot 10^3}{14,17 \cdot (18)^2 \cdot 65} = 0,034 < 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0,034 \xrightarrow{\text{Tableau}} \beta = 0,983$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{10.13 \cdot 10^3}{0,983 \cdot 18 \cdot 348} = 1.65 \text{ cm}^2$$

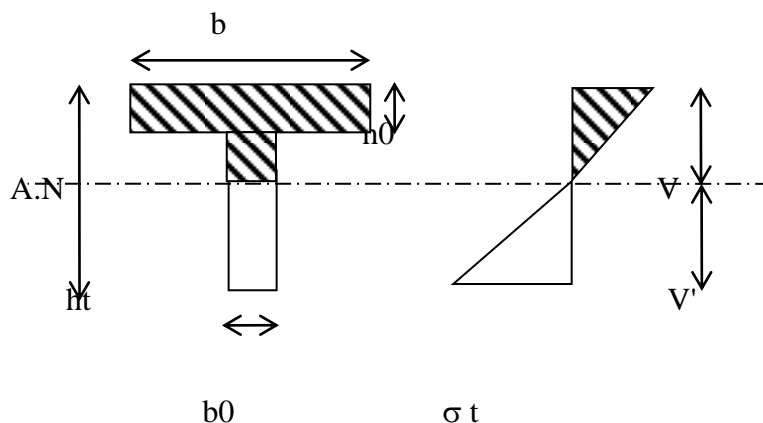
Condition de non fragilité (section en T):

$$A_{\text{min}} = \frac{I}{0,81 \cdot ht \cdot V'} \cdot \frac{f_{r28}}{f_e}$$

$$\text{Avec: } I = b_0 \cdot \frac{ht^3}{3} + (b - b_0) \cdot \frac{h_0^3}{3} - [b_0 \cdot ht + (b - b_0) \cdot h_0] V'^2$$

$$V' = ht - V$$

$$V = \frac{b_0 \cdot h^2 + (b - b_0) \cdot h_0^2}{2[b_0 \cdot h + (b - b_0) \cdot h_0]}$$



$$V = 11,558 \text{ cm}$$

$$I = 27898,902 \text{ cm}^4$$

$$V' = ht - V = 20 - 11,55 = 8,441 \text{ cm}$$

$$A_{\min} = \frac{27898,90}{0,81 \cdot 20 \cdot 8,44} \cdot \frac{2,1}{400} = 1,07 \text{ cm}^2$$

Donc:  $A_{\text{scal}} = 1,65 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,07 \text{ cm}^2$  .....condition vérifiée.

**Le choix: 2T10 = 1,57 cm<sup>2</sup>.**

### sur appuis:

La section de calcul est une section rectangulaire de dimension

$$(b_0 \times h) = (12 \times 20) \text{ cm}^2$$

$$\mu = \frac{Ma}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b_0} = \frac{6,99 \cdot 10^3}{14,17 \cdot (18)^2 \cdot 12} = 0,12 < 0,392 \rightarrow A's = 0$$

$$\mu = 0,12 \xrightarrow{\text{Tableau}} \beta = 0,936$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{Mt}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{6,99 \cdot 10^3}{0,936 \cdot 18 \cdot 348} = 1,19 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité (section en T<sub>é</sub>):

$$A_{\min} = \frac{I}{0,81 \cdot ht \cdot V} \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = \frac{27898,902}{0,81 \cdot 20 \cdot 8,44} \cdot \frac{2,1}{400} = 1,07 \text{ cm}^2$$

Donc:  $A_{\text{scal}} = 1,19 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,07 \text{ cm}^2$  .....condition vérifiée.

**Le choix: 2T10 = 1,57 cm<sup>2</sup>.**

### III.7.5. Vérification des contraintes à E.L.S :

$$M_{\text{ser}} = 7,39 \text{ KN.m}$$

#### -Position de l'axe neutre :

$$\frac{by^2}{2} + \eta A'(y - c') - \eta A(d - y) = 0.$$

$$b = 65 \text{ cm} ; \eta = 15 ; A' = 0 , A = 1,57 \text{ cm}^2.$$

$$32,5 \cdot y^2 - 15 \cdot 1,57 \cdot (d - y) = 0$$

$$32,5 \cdot y^2 + 53,5y - 637,2 = 0 \quad y = 3,91 \text{ cm}$$

$y = 3,91 \text{ cm} < 4 \text{ cm} \Rightarrow$  L'axe neutre tombe dans la table de compression.

Le moment d'inertie:

$$I_G = \frac{b \cdot y^3}{3} + \eta A'(y - c') + \eta A(d^3)$$

$$I_G = \frac{65}{3} y^3 + \eta A(d^3)$$

$$I_G = \frac{65}{3} (3,27^3 + 15,2,26 \cdot 18) = 8323,03 \text{ cm}^4$$

**III.7.7. Calcul des contraintes :**

**Contrainte maximale dans le béton comprimé  $\sigma_{bc}$  :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I_G} \cdot y = \frac{7,39 \cdot 10^3}{8323,03} \cdot 3,91 = 3,47 \text{ MPa}$$

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

$\sigma_{bc} = 3,47 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$

**Détermination des contraintes dans l'acier tendue  $\sigma_{st}$  :**

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{n f_{t28}} \right\}$$

Fissuration préjudiciable

Avec  $\eta$  : coefficient de fissuration pour HA  $\phi \geq 6 \text{ mm}; \eta = 1,6$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min(267; 202) = 202 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y_1) = 15 \frac{7390}{8323,03} (18 - 3,91) = 187,56 \text{ MPa}$$

$\sigma_{st} = 187,56 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 202 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition.. vérifiée}$

**III.7.8. Contrainte de cisaillement :(effort tranchant)**

L'effort tranchant maximal Tmax=13.55KN.

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \cdot d} = \frac{13,55 \cdot 10^{-3}}{0,12 \cdot 0,18} = 0,62 \text{ MPa}$$

Fissuration préjudiciable:

$$\bar{\tau}_u = \min(0,13 f_{c28}; 5 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,62$$

$\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$

(en utilise des étrier perpendiculaire à la ligne moyenne)

Les armatures transversales At

$$\Phi_t \leq \min(h/35; b_0/10; \Phi_L) \text{ en " mm"}$$

$$\Phi_t \leq \min(200/35; 120/10; 8) = 5,71 \approx 6 \text{ mm}$$

on adopte:  $\Phi_t = 6 \text{ mm}$ .

**-Calcul des espacements :**

$$\left. \begin{aligned} St &\leq \min (0,9d ; 40\text{cm}) \\ St &\leq \min (16,2 ; 40\text{cm}) \end{aligned} \right\} St \leq 16,20\text{cm}$$

La section des armatures transversales :

$$\frac{At}{b_0 \cdot st} \cdot \frac{fe}{\gamma_s} \geq \frac{\tau_u(h/2) - 0,3k \cdot ftj^*}{0,9(\sin \alpha + \cos \alpha)} \dots\dots\dots (*)$$

k=1 (fissuration non préjudiciable)

ftj\* =min (2,1; 3,3 Mpa)=2,1 Mpa

α=90° ⇒ sinα +cos α = 1

fe=235 Mpa ; δs=1,15

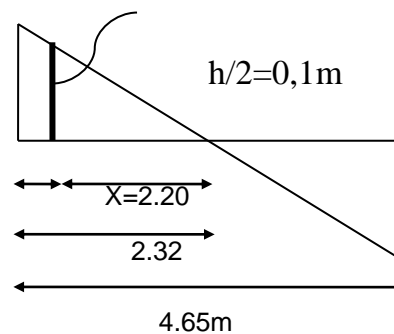
d'où:  $\tau_u(h/2) = \frac{T_u(h/2)}{b_0 \cdot d}$

on calcul la valeur de l'effort tranchant Tu(h/2) par la méthode des triangles semblables

$$\frac{T_{max}}{X} = \frac{T_u(h/2)}{X - (h/2)} \Rightarrow T_u(h/2) = \frac{T_{max} \cdot [X - (h/2)]}{X}$$

on calcul la distance "X": T<sub>max</sub>=13.55 Tu(h/2)?

$$X = \frac{L}{2} + \frac{M_w - M_e}{q \cdot L}$$



X=(4.10/2)+( 4.43-6.99)/6.28.4.10=2.15m

h/2=0,2/2=0,1m

Donc: Tu(h/2)=(13.55x(2.15-0.1))/2.15=12.91 KN

Tu(h/2)= 12.91 KN

D'où: τu(h/2)= (12.91.10<sup>-3</sup> )/(0,12.0,18)=0,60 MPa

τu (h/2)= 0,60MPa

(\*)⇒  $\left(\frac{At}{s t}\right)_{cal} \geq \frac{(0,60-0,3 \times 1 \times 2,1) \times 12}{0,9 \cdot 1 \cdot \frac{235}{1,15}} = 0,002\text{cm} \dots (1)$

Pourcentage minimal des armatures transversales :

$$\frac{At \times fe}{b_0 \times s_t} \geq \max \left( \frac{\tau_u(h/2)}{2} ; 0,4 \text{ Mpa} \right)$$

$$\frac{At \times fe}{b \times s_t} \geq \max \left( \frac{0.60}{2}; 0,4 \text{ Mpa} \right) = 0,4 \text{ Mpa}$$

$$\left( \frac{At}{S_t} \right)_{\min} \geq \frac{0,4 \times b_0}{fe} = \frac{0,4 \times 12}{235} = 0,02 \text{ cm} \dots \dots \dots (2)$$

En prend le max entre (1) et (2)  $\Rightarrow \dots \dots \dots \left( \frac{At}{S_t} \right) \geq 0,020 \text{ cm}$

On prend **St=15 cm**

$$\Rightarrow At \geq 0,02 \times 15 = 0,306 \text{ cm}^2 \Rightarrow 2\phi 6 = 0,56 \text{ cm}^2$$

**St=15 cm**

**-Zone nodale :**

$$St \leq \min (10\Phi L,; 15\text{cm})$$

$$St \leq 10\text{cm}$$

**-Zone courante:**

$$St \leq 15\text{cm}$$

$$St = 15\text{cm}$$

On adopte  $\left\{ \begin{array}{l} St=10\text{cm} \quad \text{Zone nodale.} \\ St= 15\text{cm} \quad \text{Zone courante.} \end{array} \right.$

Ancrage des armatures aux niveaux des appuis .:

$$Tu = 13.55\text{KN}$$

$$Ma = 6.99 \text{ KN.m}$$

$$Fu = \frac{Ma}{z} = \frac{6.99}{0,9.18.10^{-2}} = 43.14\text{KN} > Tu = 12.80\text{KN}$$

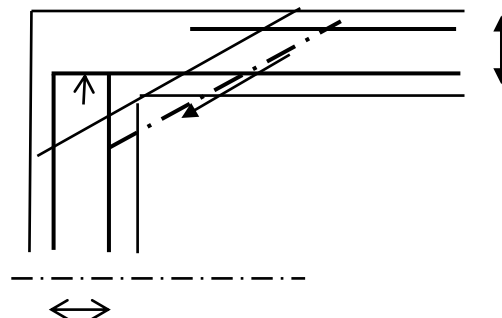
Les armatures longitudinal inférieur ne sont pas soumises à un effort de traction.

-Compression de la bille d'about :

**-La contrainte de compression dans la biellette est**

$$\bar{\sigma}_b = \frac{F_b}{S} \quad \left\{ \begin{array}{l} F_b = T \sqrt{2} \\ S = \frac{ab_0}{\sqrt{2}} \end{array} \right.$$

$$\bar{\sigma}_b = \frac{2T}{ab_0}$$



D'où

a: la longueur d'appuis de la biellette

On doit avoir  $\bar{\sigma}_b < f_{c28} / \gamma_b$

Mais pour tenir compte du fait que l'inclinaison de la biellette est légèrement différente de 45° donc on doit vérifier que :

$$\bar{\sigma}_b \leq 0,8 f_{c28} / \gamma_b$$

$$\frac{2T}{a \cdot b_0} \leq \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow a \geq \frac{2T \gamma_b}{0,8 \cdot b_0 \cdot f_{c28}}$$

$$\Rightarrow a \geq \frac{2,1 \times 13,55 \times 1,5}{0,8 \times 12,25 \times 10} = 0,016 \text{ m} = 1,60 \text{ cm}$$

a = min (a' ; 0,9 d)

**a = min (31cm; 16,2cm) = 16,2 > 1,60cm.....condition vérifiée.**

### Entraînement des armatures :

Vérification de la contrainte d'adhérence :

$$\tau_{\text{ser}} = T / 0,9 d \cdot \mu \cdot n \leq \bar{\tau}_{\text{ser}} = \psi_s \cdot f_{t28}$$

$\psi_s$ : coefficient de cisaillement  $\psi_s = 1,5$  pour H.A

T: l'effort tranchant max T = 12,80 kN

n : nombre des armatures longitudinales tendues n = 2

$\mu$  : périmètre d'armature tendue  $\mu = \pi \phi = 3,14 \times 1,0 = 3,14 \text{ cm} =$

$$\tau_{\text{ser}} = 13,55 \times 10^3 / (0,9 \times 18 \times 3,14 \times 1,2 \times 3 \times 10^2) = 0,74 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_{\text{ser}} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ Mpa}$$

$\tau_{\text{ser}} = 0,74 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_{\text{ser}} = 3,15 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$

### -Ancrage des armatures tendues :

La longueur de scellement droit "Ls" est la longueur que ne doit avoir une barre droite de diamètre  $\phi$  pour équilibrer une contrainte d'adhérence  $\tau_s$ .

La contrainte d'adhérence  $\tau_s$  est supposée constante est égale à la valeur limite ultime.

$$\tau_s = 0,6 \times \psi_s \times 2 \times f_{t28} = 0,6 \times (1,5) \times 2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

La longueur de scellement droit  $L_s = \phi \cdot f_e / 4 \tau_s$ .

$\phi$  : Diamètre d'une barre égale 1cm

$$L_s = 1 \times 400 / 4 \times 2,835 = 35,27 \text{ cm}$$

Cette longueur dépasse la largeur de la poutre nous sommes obligés de courber les armatures de telle sorte que

$$r = 5,5 \phi = 5,5 \times 1 = 5,5 \text{ cm}$$

### -Vérification de la flèche :

Il faut que les conditions suivantes soient vérifiées:

$$\left\{ \begin{array}{l} \left( \frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22,5} \right) \Rightarrow \left( \frac{20}{410} = 0,048 > 0,0444 \right) \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.} \\ \left( \frac{h_t}{L} \geq \frac{M_{ser}}{15.M_{0ser}} \right) \Rightarrow \left( \frac{20}{410} = 0,048 > \frac{7,39}{15 \times 7,39} = 0,066 \right) \dots \dots \text{condition vérifiée} \\ \left( \frac{A_s}{b_0 \cdot d} \leq \frac{3,6}{f_e} \right) \Rightarrow \left( \frac{2,36}{12 \times 18} = 0,01 < \frac{3,6}{400} = 0,009 \right) \dots \dots \text{condition vérifiée} \end{array} \right.$$

Donc il faut calculer la flèche

$$E = 11000 \times \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164,195 \text{ N m}^{-2}$$

$$f_{cal} = \frac{5}{384} \times \frac{Q_{ser} \times L^4}{EI} < f_{adm} = \frac{L}{200} \rightarrow f_{cal} = \frac{5}{384} \times \frac{4,1^4}{EI} = 5,85 \text{ mm} < 20,5 \text{ mm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

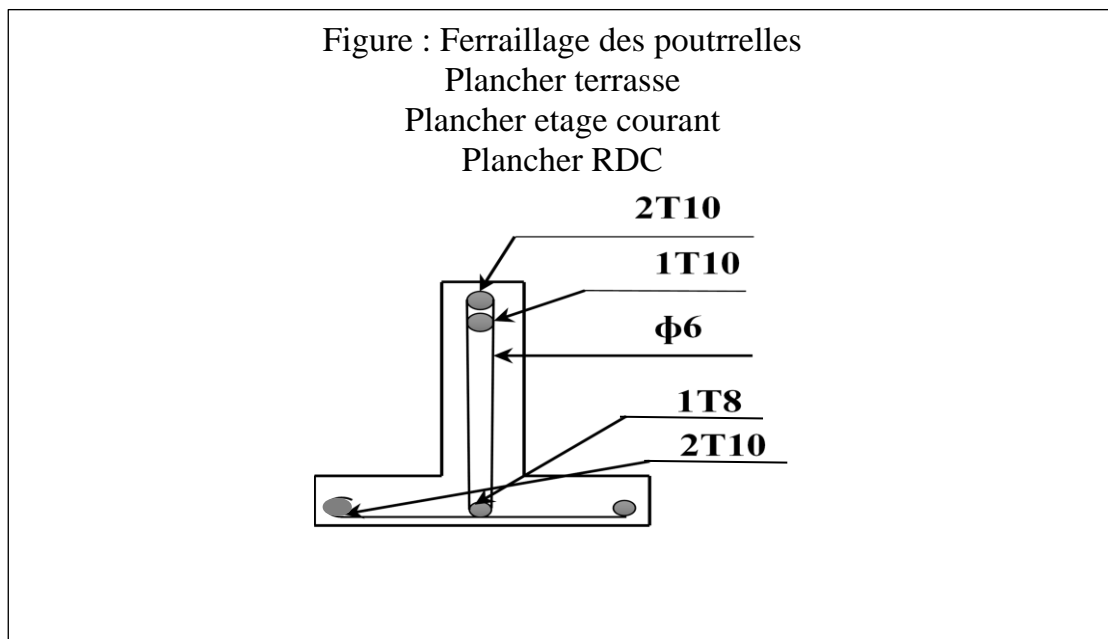


Figure III.6. Ferrailage de la dalle de compression

### III.7.9. Ferrillage de la dalle de compression :

Pour le ferrillage de la dalle de compression, les conditions suivantes doivent être respectées (BAEL91) :

1) L'hourdis doit avoir une épaisseur minimale de 5cm, et être armé d'un quadrillage de barres (treillis soudés) dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

- 20cm pour les armatures perpendiculaires aux nervures.
- 30cm pour les armatures parallèles aux nervures.

2) Si  $A \perp$  est la section des armatures perpendiculaires aux nervures en ( $\text{cm}^2/\text{ml}$ ) on doit avoir :

- $A \perp \geq 200 / f_e$  : si l'entre axe des parallèles  $L_n \leq 50\text{cm}$ .
- $A \perp \geq 4.L_n / f_e$  : si l'entre axe  $L_n$  est :  $50 < L_n \leq 80\text{cm}$ .



3) Si  $A_{//}$  est la section des armatures parallèles aux nervures, alors:  $A_{//} \geq A_{\perp}/2$  en  $cm^2/ml$ .

**a. Armatures perpendiculaires aux nervures**

$50\text{ cm} < L_n = 65\text{ cm} \leq 80\text{ cm}$ .

$$A_{\perp} \geq 4.L_n / f_e = (4 \times 65) / 520 = 0,5\text{ cm}^2.$$

$f_e$  : Limite d'élasticité (treillis soudé)  $\phi 6 \Rightarrow f_e = 520\text{ MPa}$ .

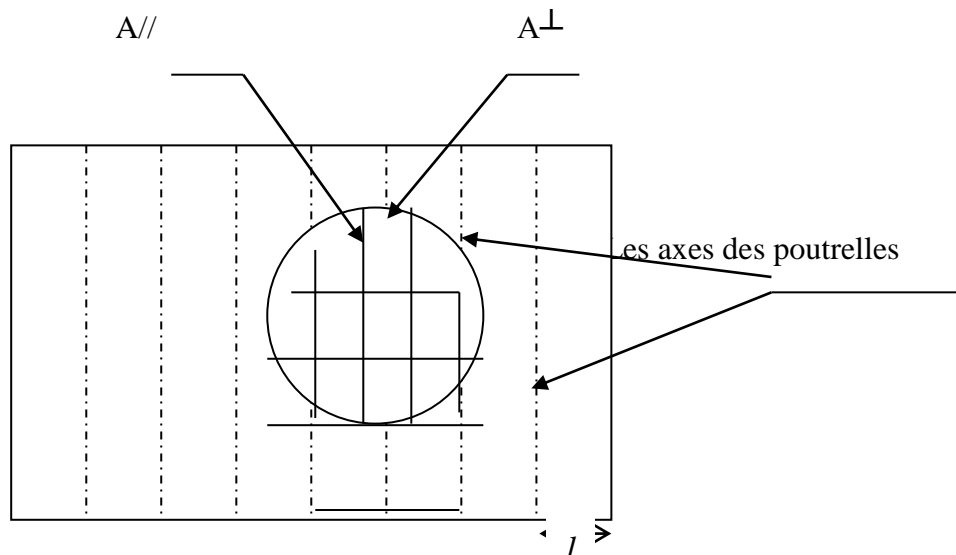
On prend :  $5\phi 6/ml$  ;  $A_{\perp} = 1,41\text{ cm}^2/ml$  ;  $s_t = 20\text{ cm}$ .

**b. Armatures parallèles aux nervures**

$$A_{//} \geq A_{\perp}/2 \Rightarrow A_{//} \geq 1,41/2 = 0,7\text{ cm}^2/ml \rightarrow 5\phi 6/ml.$$

$$A_{//} = 1,41\text{ cm}^2/ml ; s_t = 20\text{ cm}.$$

Donc on adopte un treillis soudé  $\phi 6$  de maille  $(200 \times 200)\text{ mm}^2$ .



**CHAPITRE IV:**  
**ETUDE DES ÉLÉMENTS NON**  
**STRUCTURAUX**

**IV.1.1. Dimensionnement des escaliers :****a. Les marches :**

Pour les dimensions des marches "g" et des contremarches "h", on utilise la formule de Blondel :

(pour une volée d'escalier)

$$59 \leq 2h + g \leq 66 \text{cm} (1)$$

Avec :

h : hauteur de la marche (contremarche).

g : largeur de la marche (giron).

On prend  $2h + g = 64 \text{ cm}$

H : hauteur entre les faces supérieurs des deux paliers successifs :

$$H = n \cdot h = \frac{he}{2}$$

n : nombre de contre marches

L : projection horizontale de la longueur total de la volée :  $L = (n - 1) g$

$$H = n \times h \Rightarrow h = \frac{H}{n}$$

$$L = (n - 1) g \Rightarrow g = \frac{L}{n - 1}$$

D'après blondel on a :

$$(1) \Rightarrow \frac{L}{n-1} + 2 \frac{H}{n} = m$$

Et puis :

$$mn^2 - (m + L + 2H) n + 2H = 0 \dots \dots (2)$$

Avec :  $m=64 \text{ cm}$ .

$$H = \frac{306}{2} = 153 \text{cm} \text{ et } L = 230 \text{ cm}$$

Donc l'équation (2) devient :

$$64n^2 - 600n + 306 = 0$$

La solution de l'équation est :

$n=9$  contremarches.

Donc le nombre de marche est :

$n-1 = 8$  marches.

Puis :

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

$$g = \frac{L}{n-1} = \frac{230}{8} = 28,75 \text{cm}.$$

$$\tan \alpha = \frac{h}{g} = \frac{17}{30} = 0,567 \Rightarrow (\alpha = 29,55^\circ \text{ et } \cos \alpha = 0.86)$$

**b. Epaisseur de la paille (ev) :**

$$\frac{L}{30 \cos \alpha} \leq ev \leq \frac{L}{20 \cos \alpha} \Rightarrow \frac{230}{30 \cos 29,55^\circ} \leq ev \leq \frac{230}{20 \cos 29,55^\circ}$$

$$\Rightarrow 8,91 \leq ev \leq 13,37$$

On adopte : **ev=12 cm**

**c. Epaisseur du palier (ep) :**

$$ep = \frac{ev}{\cos \alpha} = \frac{12}{\cos 29,55^\circ} = 13,95 \text{ cm}$$

On adopte : **ep=14 cm.**

**d. Emmarchement (E) :**

E= 1.60 m

**e. Epaisseur du jour :**

L'épaisseur du jour est de 30cm.

**Descente de charges :**

Évaluation des charges et surcharges :

- **Paillasse :**

Tableau IV.1 : Charges et surcharge de la volée de l'escalier.

Désignation de la charge	Valeur en kN/m <sup>2</sup>	
1 - Revêtement en carrelage horizontal (2cm)	0.2	0.4
2 - Mortier en ciment horizontal (2cm)	0.2	0.4
3 - Lait de sable (2cm)	0.18	0.36
4 - Revêtement en carrelage vertical (2cm) : Ch × h/g		0.23
5 - Mortier en ciment vertical (2cm) :Mh × h/g		0.23
6 - Poids propre de paillasse : e paillasse×γb/cosα		3.45
7 - Poids propre des marches : γb ×h/2		2.13
8 - Garde – corps métallique		0.1
9 - Enduit en ciment (2cm)	0.1	0.2
La charge permanente	G =7.14 KN/m <sup>2</sup>	
La surcharge d'exploitation	Q = 2.5kN/m <sup>2</sup>	

**IV.1.2. Combinaison des charges pour une bande de 1 m de largeur :**

**IV.1.3.A L'E.L.U :**

$$qu = (1.35G + 1.5Q) \times 1ml = [(1.35 \times 7.14) + (1.5 \times 2.5)] \times 1ml$$

$$qu = 13.4 \text{ kN/ml.}$$

**A L'E.L.S :**

$$q_s = (G + Q) \times 1\text{ml} = (7.14 + 2.5) \times 1\text{ml} = 9.64 \text{ kN/ml.}$$

**- Palier :**

Tableau IV.2 : charges et surcharge du palier de l'escalier.

Désignation de la charge	Valeur en kN/m <sup>2</sup>
1 - Revêtement en carrelage horizontal (2cm)	0.40
2 - Mortier en ciment horizontal (2cm)	0.40
3 - Lait de sable (2cm)	0.36
4 - Poids propre de palier : e palier×γb	3.5
5 - Enduite en ciment (2cm)	0.20
La charge permanente	G =4.88
La surcharge d'exploitation	Q =2.5

**IV.1.4. Combinaison des charges pour une bande de 1 m de largeur :****IV.1.5.A L'E.L.U :**

$$q_u = (1.35G + 1.5Q) \times 1\text{ml} = [(1.35 \times 4.88) + (1.5 \times 2.5)] \times 1\text{ml}$$

$$q_u = 10.33 \text{ kN/ml.}$$

**IV.1.6.A L'E.L.S :**

$$q_s = (G + Q) \times 1\text{ml} = (4.86 + 2.5) \times 1\text{ml}$$

$$q_s = 7.38 \text{ kN/ml.}$$

**IV.2.1. Calcul du moment fléchissant et effort tranchant max à l'E.L.U:**

$$\frac{q_{\text{paillasse}} - q_{\text{palier}}}{q_{\text{palier}}} = \frac{13.4 - 10.33}{10.33} = 0.30 = 30\% > 10\%$$

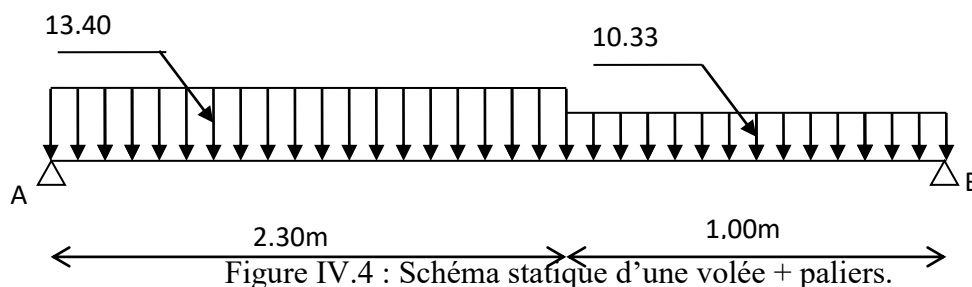


Figure IV.4 : Schéma statique d'une volée + paliers.

**a. Effort tranchant et moment fléchissant :**

$$M_{\text{max}} = 17.08 \text{ KN.m}$$

**IV.2.2. Calcul des moments maximaux en travée à l'E.L.U :****• Moment en travée :**

$$M_t = 0,85 M_0 \rightarrow M_t = 0.85 \times 17.08 = 14.51 \text{ KN. m}$$

- **Moment en appuis :**

$$M_a = 0,5 M_0 \rightarrow M_a = 0,5 \times 17,08 = 8,54 \text{ KN. m}$$

### IV.2.3. Ferrailage de l'escalier :

#### a- En travée :

Le moment ultime :

$$M_t = 14,51 \text{ kn. m} ; h = 12 \text{ cm} ; D = 0,9h = 10,8 \text{ cm} ; b = 1 \text{ m.}$$

#### Le moment réduit $\mu$ :

$$\mu = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{14,51 \times 10^3}{100 \times 10,8^2 \times 14,17} = 0,088 < \mu_{l} = 0,392 \Rightarrow A's = 0$$

On a  $\beta = 0,954$

La section d'acier :

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{17,08 \times 10^3}{0,866 \times 10,8 \times 348} = 4,76 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte : **5T12** ( $A_{pr} = 5,65 \text{ cm}^2/\text{m}$ ).  $St = 20 \text{ cm}$ .

$$A_r = \frac{A_{pr}}{4} = \frac{5,65}{4} = 1,41 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte : **5T8** ( $A_{pr} = 2,51 \text{ cm}^2/\text{m}$ ).  $St = 20 \text{ cm}$ .

#### b- sur appuis :

#### Le moment ultime :

$$M_a = 8,54 \text{ kN. m} ; h = 14 \text{ cm} ; D = 0,9h = 12,6 \text{ cm} ; b = 1 \text{ m.}$$

#### Le moment réduit $\mu$ :

$$\mu = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{8,54 \times 10^3}{100 \times 12,6^2 \times 14,17} = 0,038 < \mu_{l} = 0,392 \Rightarrow$$

$A's = 0$

On a  $\beta = 0,981$

La section d'acier :

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{17,08 \times 10^3}{0,981 \times 12,6 \times 348} = 2,0 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte : **5T10** ( $A_{pr} = 3,93 \text{ cm}^2/\text{m}$ ).  $St = 20 \text{ cm}$

$$A_r = \frac{A_{pr}}{4} = \frac{2,0}{4} = 0,5 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte : **5T8** ( $A_{pr} = 2,51 \text{ cm}^2/\text{m}$ ).  $St = 20 \text{ cm}$ .

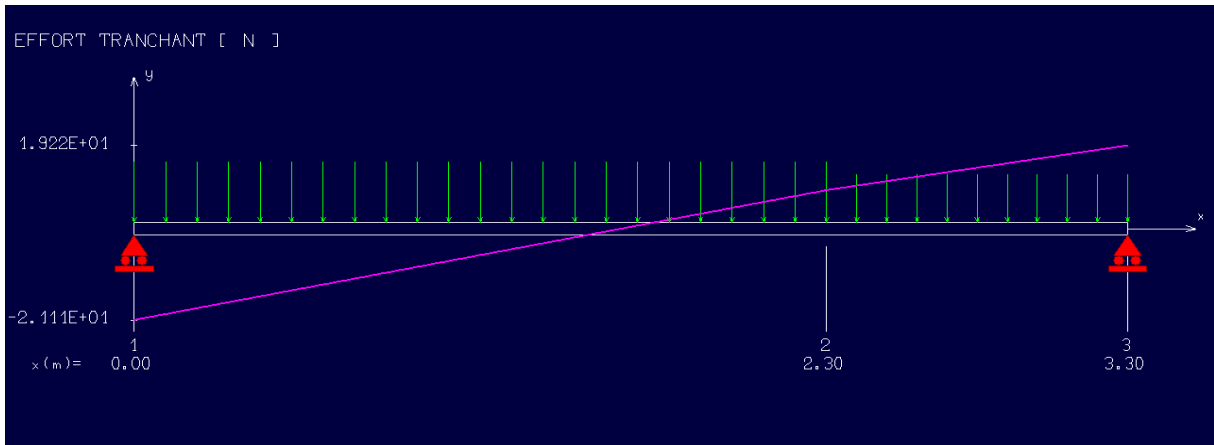
### IV.2.4. Vérifications :

#### a- Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 10,8 \times 2,1}{400} = 1,30 \text{ cm}^2$$

$A_s = 4.76\text{cm}^2 > A_{min} = 1,30\text{cm}^2$  ... .. condition vérifiée.

**b- Justification vis-à-vis de l'effort tranchant :**



**Figure IV.1.** Diagramme de l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{T}{b \cdot d} \times 10 = \frac{19.22 \times 10}{100 \times 12.6} = 0,15 \text{ Mpa.}$$

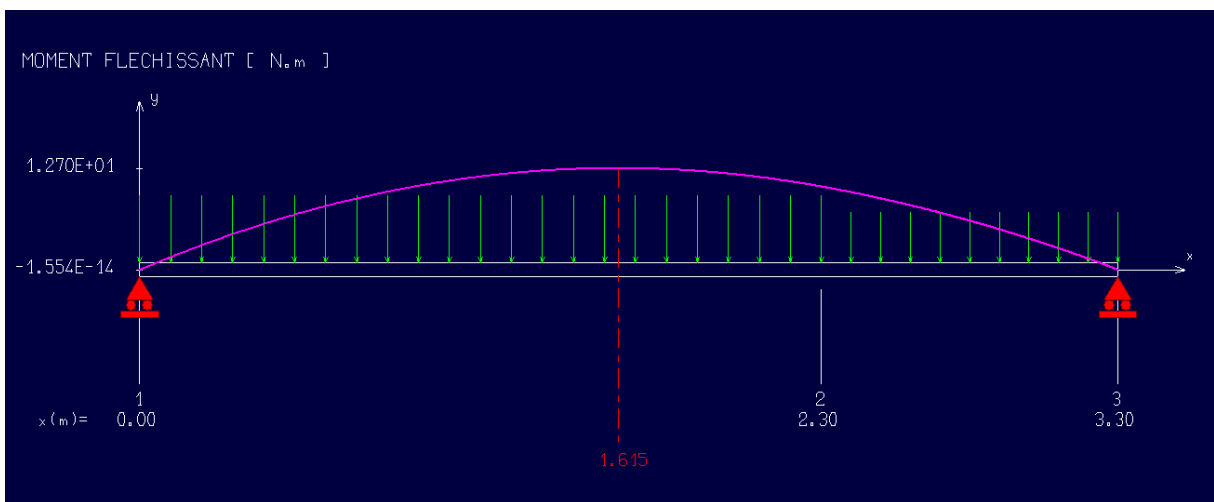
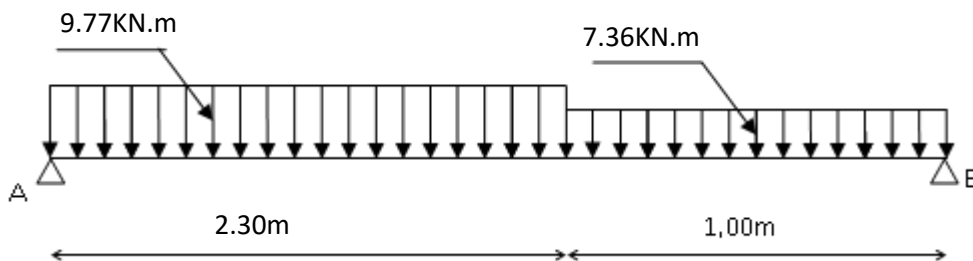
$$\tau_u \leq \overline{\tau_u} = \min(0.13f_{ct28} ; 5\text{Mpa}) = 3.25 \text{ Mpa.}$$

$\tau_u = 0,15 < \overline{\tau_u} = 3.25 \text{ Mpa}$  ... .. condition vérifiée.

**c- Vérification au niveau des appuis :**

$$A_{adm} = \frac{1,1}{f_e} \left( T + \frac{Ma}{0.9d} \right) = \frac{1,15}{400} \times 10 \times \left( 19.22 + \frac{21.11 \times 10^2}{0,9 \times 14} \right) = 5.237 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$A_{min} = 1,52 < A_{adm} = 5.237$



**Figure IV.2.** Diagramme de moments

### IV.2.5. Les vérifications des contraintes à l'E.L.S :

#### a- En travée :

Le moment ultime :

$$M_{\max} = 12.56 \text{ Kn.m}$$

$$M_t = 0.85 \times 12.56 = 10.676 \text{ kn.m ;}$$

$$h = 14 \text{ cm ; } d = 0.9h = 12.6 \text{ cm ; } b = 1 \text{ m.}$$

Le moment réduit  $\mu$  :

$$\mu = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{10.676 \times 10^3}{100 \times 12.6^2 \times 14.17} = 0.047 < \mu_l = 0.392$$

$$\Rightarrow A's = 0$$

On a  $\beta = 0.975$

La section d'acier :

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{10.676 \times 10^3}{0.975 \times 12.6 \times 348} = 2.49 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte : **5T12** ( $A_{pr} = 5.65 \text{ cm}^2/\text{m}$ ). et  $S_t = 20 \text{ cm}$

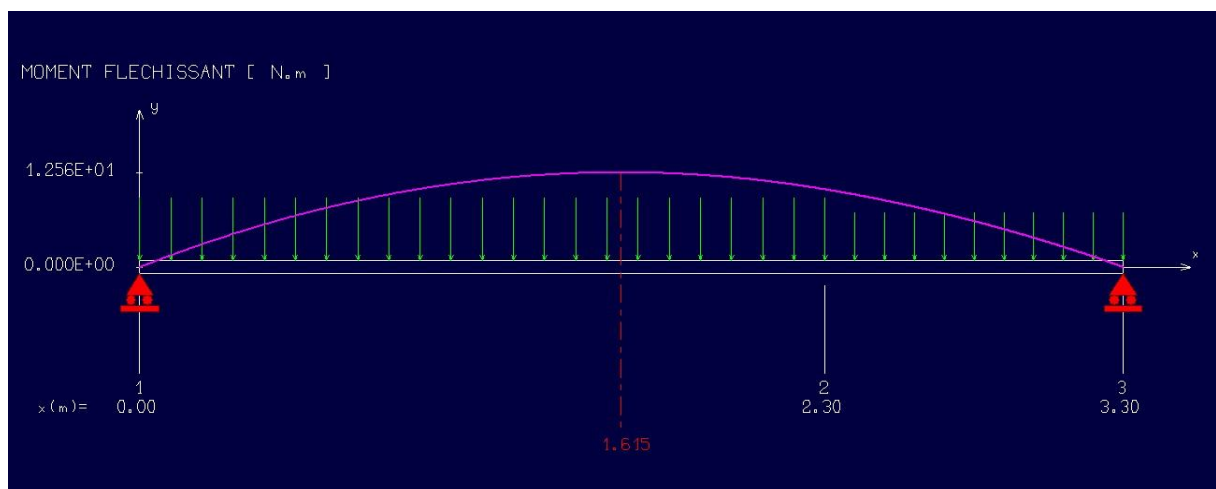


Figure IV.3. Diagramme des moments

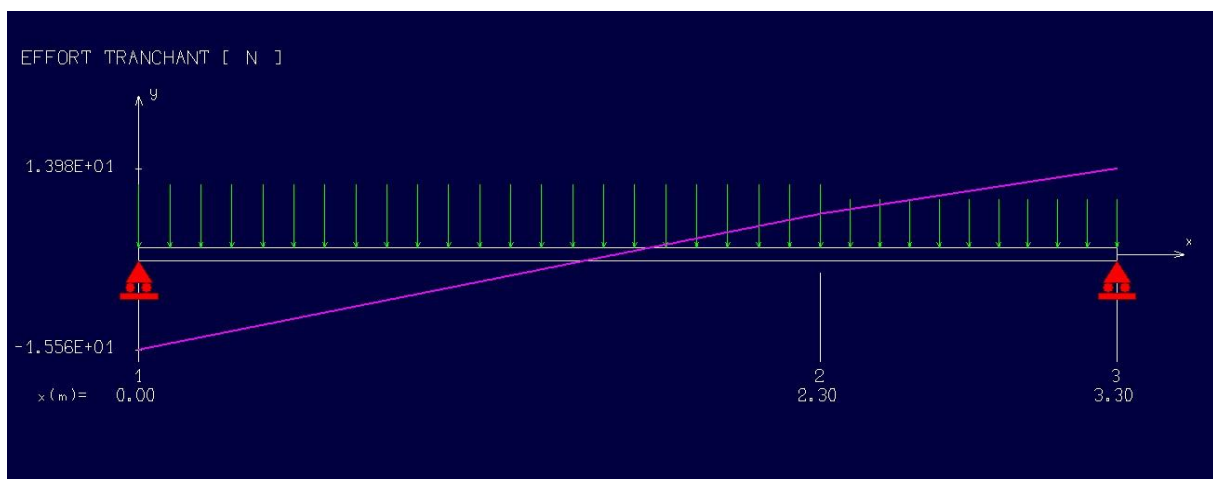


Figure IV.4. Diagramme de l'effort tranchant



**IV.2.6. Détermination de la position de l'axe neutre :**

$$\frac{b}{2}y^2 - 15A_s(d - y) = 50y^2 + 67.8y - 915.30 = 0 \rightarrow y = 3,65 \text{ cm}$$

L'axe neutre se trouve à la fibre comprimée.

**Détermination du moment d'inertie :**

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{100 \times 3,65^3}{3} + (15 \times 5,42)(13,5 - 3,65)^2 = 8199,02 \text{ cm}^4$$

**Détermination de contrainte dans le béton comprimé  $\sigma_{bc}$** 

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \cdot y = \frac{6,28 \times 10^3}{8199,02} \times 3,65 = 0,0031 \text{ Mpa.}$$

$$\sigma_{be} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ Mpa.}$$

$$\sigma_{bc} = 12,56 \text{ MPa} < \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

**sur appuis :**

Le moment réduit  $\mu$  :

$$\mu = \frac{Ma}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{12,56 \times 10^3}{100 \times 13,5^2 \times 14,17} = 0,048 < \mu_l = 0,392$$

$$\Rightarrow A's = 0$$

On a  $\beta = 0,975$

La section d'acier :

$$A_s = \frac{Mt}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{12,56 \times 10^3}{0,975 \times 13,5 \times 348} = 2,74 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte : **5T10** ( $A_{pr} = 3,93 \text{ cm}^2/\text{m}$ ).

$$A_s = 3,93 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

**IV.2.7. Détermination de la position de l'axe neutre :**

$$\frac{b}{2}y^2 - 15A_s(d - y) = 50y^2 + 84,75 - 1144,12 = 0 \rightarrow y = 4,01 \text{ cm.}$$

L'axe neutre se trouve à la fibre la plus comprimée.

**Détermination du moment d'inertie :**

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{100 \times 4,01^3}{3} + (15 \times 3,93)(12,8 - 4,01)^2$$

$$I = 9781,96 \text{ cm}^4$$

**Détermination de contrainte dans le béton comprimé  $\sigma_{bc}$  :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \cdot y = \frac{10,676 \times 10^3}{9781,96} \times 4,01 = 3,77 \text{ Mpa.}$$

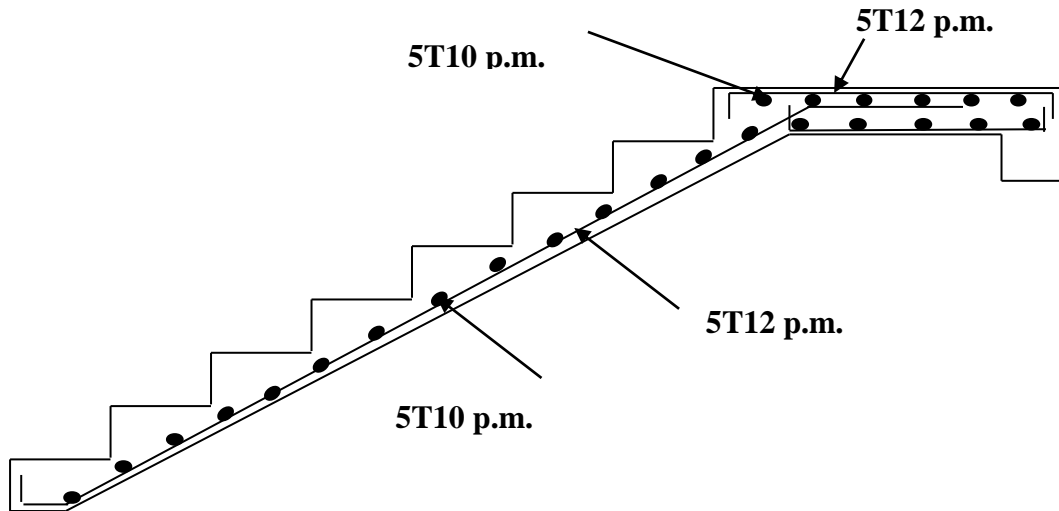
$$\sigma_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ Mpa.}$$

$$\sigma_{bc} = 6,4 \text{ MPa} < \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

**IV.3.1. Vérification de la flèche :**

$$\frac{ht}{L} \geq \frac{1}{30} \rightarrow 0,05 > 0,033 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{AS}{b.d} > \frac{2}{f_e} \rightarrow 0,0056 > 0,005 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

**Figure IV.5 : Schéma de ferrailage des escaliers****IV.3.2. Dimensionnement de la poutre palière :**

Selon le B.A.E.L 91/1999 , le critère de rigidité est

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

$$\frac{380}{15} \leq h \leq \frac{380}{10} \rightarrow 25\text{cm} \leq h \leq 38\text{cm}$$

$$\text{On prend : } h = 30 \text{ cm ; } d = 0,9h = 27\text{cm}$$

$$0,4d \leq b \leq 0,8d \rightarrow 10,85 \leq b \leq 21,6$$

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

**IV.3.3. Les vérifications des conditions du R.P.A. 99/2003:**

$$h = 30 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition Vérifiée .}$$

$$b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition Vérifiée .}$$

$$\frac{h}{b} = 1 < 4 \Rightarrow \text{Condition Vérifiée}$$

**IV.3.4. Charges supportées par la poutre :**

$$\text{Poids propre de la poutre : } G_p = 0,30 \times 0,30 \times 25 = 2,25 \text{ kN/m}$$

$$\text{Réaction du palier : } R_b = 35,31 \text{ KN/m}$$

$$q_u = (1,35 \times 2,25) + 35,31 = 38,35 \text{ kN/m}$$

$$q_{ser} = 2,25 + 25,31 = 27,56 \text{ KN/m}$$

**Calcul des sollicitations à l'E.L.U**

$$M_o = \frac{Qu l^2}{8} = \frac{32,337 \times 3,3^2}{8} = 44,01 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0,85 \times M_o = 0,85 \times 44,01 = 37,405 \text{ kn.m}$$

$$M_a = 0,5 \times M_o = 0,5 \times 44,01 = 22,005 \text{ KN.m}$$

**Calcul du ferrailage a l'E.L.U****En travée****Le moment réduit  $\mu$** 

$$\mu = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{37,40 \times 10^3}{30 \times 27^2 \times 14,17}$$

$$\Rightarrow A's = 0$$

$$\text{On a } \beta = 0.936$$

La section d'acier :

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{37,40 \times 10^3}{0.996 \times 27 \times 348} = 4,25 \text{ m}^2$$

On prend comme choix **3T14 avec  $A_{choisie} = 4,62 \text{ cm}^2$**

**Sur appuis:****Le moment ultime**

$$M_a = 22,005 \text{ KN.m}$$

**Le moment réduit  $\mu u$** 

$$\mu = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{22,005 \times 10^3}{30 \times 27^2 \times 14,17} = 0,070 < \mu_1$$

$$\Rightarrow A's = 0$$

$$\text{On a } \beta = 0.964$$

La section d'acier :

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{22,005 \times 10^3}{0.964 \times 27 \times 348} = 3,43 \text{ cm}^2$$

On prend comme choix **3T12 avec  $A_{choi} = 3,39 \text{ cm}^2$**

**La vérification****IV.3.4.1. Condition non ferrailage**

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{F_e} = \frac{0,23 \times 30 \times 27 \times 2,1}{400} = 0,98 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 4,62 \text{ cm}^2 \rightarrow A_{\min} = 0,98 \text{ cm}^2 \dots \text{condition vérifiée}$$

**Justification vis-à-vis de l'effort tranchant**

$$T_u = \frac{qux l}{2} = \frac{32,35 \times 3,3}{2} = 53,35 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \times 10 = \frac{53,35 \times 10}{30 \times 27} = 0,66 \text{ MPa}$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \min(0,13f_{t28}, 5 \text{ MPa}) = \min(0,13 \times 25; 5 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,66 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

#### IV.3.4.2. Vérification aux niveaux des appuis :

$$A_{\min} = \frac{1,15}{f_e} \left( T + \frac{M_a}{0,9d} \right) = \frac{1,15}{400} \times 10 \times \left( 53,35 + \frac{22,005 \times 10^2}{0,9 \times 27} \right) = 3,13 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{adm}} = 3,39 > A_{\min} = 4,13 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

#### IV.3.4.3. Les vérification des conditions à l' E.L.S

$$M_{\text{oser}} = \frac{Q_{\text{ser}} x l^2}{8} = \frac{31,55 \times 3,3^2}{8} = 42,947 \text{ KN.m}$$

$$M_{\text{tser}} = 0,85 \times M_{\text{oser}} = 36,50 \text{ KN.m}$$

$$M_{\text{aser}} = 0,50 \times M_{\text{oser}} = 21,47 \text{ KN.m}$$

#### En travée

$$M_t = 36,50 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{36,50 \times 10^3}{30 \times 27^2 \times 14,17} = 0,117 < \mu_1$$

$$\rightarrow A'_s = 0$$

$$\text{On a } \beta = 0,994$$

La section d'acier :

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{36,50 \times 10^3}{0,994 \times 27 \times 348} = 3,90 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\text{On prend comme choix } \mathbf{3T14} \text{ avec } A_{\text{adm}} = 4,62 \text{ cm}^2$$

#### IV.3.4.4. Détermination du moment d'inertie

$$I = \frac{b}{3} y^3 + \eta A_s (d - y)^2 = \frac{30 \times 9,16}{3} + (15 \times 6,79) (27 - 10,56)^2 = 35213,119 \text{ cm}^4$$

#### Détermination de la position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2} y^2 - 15 A_s (d - y) = 15 y^2 + 101,85 y - 2749,95 = 0 \rightarrow y = 10,56 \text{ cm.}$$

#### IV.2.4.5. Détermination de contrainte dans le béton comprimé $\sigma_{bc}$ :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{\text{ser}}}{I} \cdot y = \frac{36,50 \times 10^3}{35213,119} \times 10,56 = 10,94 \text{ Mpa.}$$

$$\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa.}$$

$$\sigma_{bc} = 10,94 \text{ MPa} < \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

#### IV.3.4.6. Vérification de la flèche

$$\frac{ht}{L} \geq \frac{1}{30} \rightarrow \frac{30}{330} = 0,09 > 0,033 \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

$$\frac{A_s}{b \cdot d} > \frac{2}{f_e} \rightarrow 0,0083 > 0,005 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

IL n'est pas nécessaire le calcul de la flèche

### Ferrailage des armatures transversales

#### Détermination des diamètres armatures transversales

$$\varnothing t \leq \min \left\{ \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \varnothing 1 \right\} = \min \{ 8 \text{ mm} ; 30 \text{ mm} ; 10 \text{ mm} \} \rightarrow \varnothing t = 8 \text{ mm}$$

L'espacement :

$$St \leq \{ 0,9d ; 35 \text{ cm} \} = \{ 24,3 \text{ cm} ; 35 \text{ cm} \}$$

D'après le RPA99/2003

$$\text{Zone nodale : } St \leq \min \{ 15 \text{ cm} ; 10\varnothing 1 \} = \min \{ 15 \text{ cm} ; 10 \text{ cm} \} \Rightarrow St = 10 \text{ cm}$$

$$\text{Zone courante : } St \leq 15\varnothing 1 \Rightarrow St = 15 \text{ cm} ; \text{ On prend } St = 15 \text{ cm}$$

Calcul de flèche

$$\frac{ht}{L} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{30}{330} > \frac{1}{16} \rightarrow 0,090 > 0,0625 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{Mt_{ser}}{10.Moser} = \frac{36,50}{10 \times 42,947} = 0,085$$

$$\frac{6,79}{30 \times 27} = 0,0083 \geq \frac{2}{400} = 0,005 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Il n'est pas nécessaire de calcul de la flèche

## IV.4.Acrotère :

### IV.4.1.Introduction :

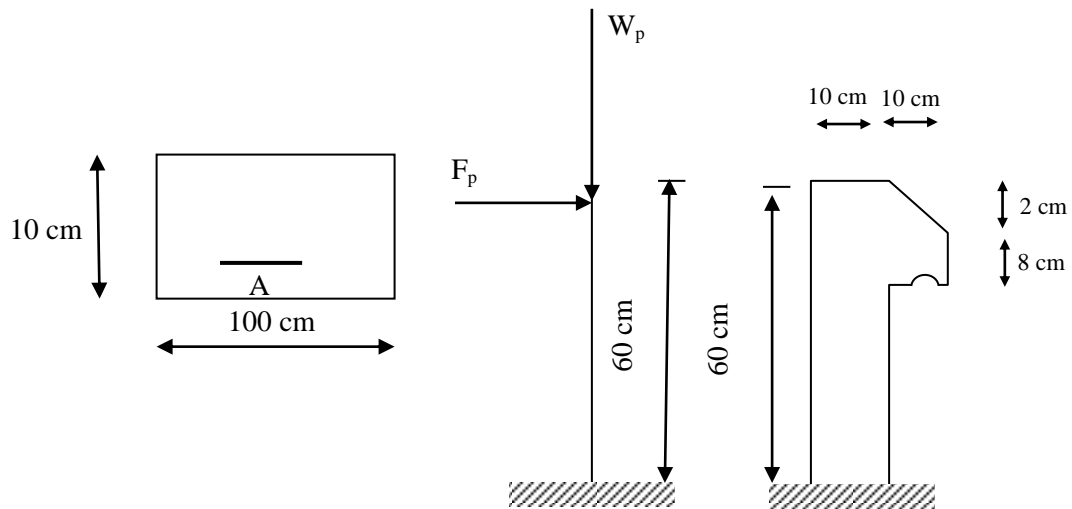
L'acrotère est un élément structural contournant le bâtiment conçu pour la protection de l'étanchéité et la forme de pente contre l'infiltration des eaux pluviales.

Il est assimilé à une console encastrée au plancher terrasse.

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

Donc le calcul s'effectue pour une bande de 1 ml en flexion composée (M, N) Soit une section de :

- La hauteur **H=60 cm**
- L'épaisseur **e<sub>p</sub>= 10 cm**

**Dimensions de l'acrotère :****Figure IV.6 : Schéma statique de l'acrotère****IV.4.2. Calcul des sollicitations :****IV.4.3. Calcul des efforts :****1. Charges permanentes**

Surface de l'acrotère :

$$S = \left[ (0,1 \times 0,6) + (0,1 \times 0,08) + \frac{(0,1 \times 0,02)}{2} \right] = 0,069 \text{ cm}^2$$

Poids propre de l'acrotère :

$$G = \rho_b \times S = 25 \times 0,069 = 1,725 \text{ kN/ml}$$

$$\mathbf{G=1.725kN/ml}$$

**2. Charge d'exploitation :**

$$\mathbf{Q=1,00kN/ml}$$

**Charge aux états limites :****-E.L.U :**

Le calcul se fait en flexion composée, pour une bande de 1m de longueur.

Effort normal de compression :  $N_u = 1,35 G = 1,35 \times 1,72 = 2,33 \text{ KN}$ .Effort tranchant :  $T_u = 1,5 \times Q = 1,5 \text{ KN}$ .Moment de renversement :  $M_u = 1,5 Q \cdot h = 1,5 \times 1 \times 0,6 = 0,90 \text{ KN.m}$ **-E.L.S :**

Le calcul se fait à la flexion composée, pour une bande de 1m de longueur.

Effort normal de compression :  $N_s = G = 1,725 \text{ KN}$ .

Effort tranchant :  $T_s = Q = 1 \text{ KN}$ .

Moment de renversement :  $M_s = Q \cdot h = 0,60 \text{ KN.m}$

### Enrobage :

Vu que la fissuration est préjudiciable, on prend  $C=C'=2\text{cm}$ .  $\rightarrow$

### L'excentricité :

$$ep = Mu / NU = 0,9 / 2,33 = 0,39\text{m}$$

$$ep / 2 = 0,10 / 2 = 0,05\text{m} < 0,39\text{m}$$

$ep$  : Epaisseur de l'acrotère.

Donc le centre de pression se trouve en dehors de la zone limitée par les armatures

### IV.4.4. Calcul du ferrailage (ELU) :

Vérification de la compression (partielle ou entière) de la section :

$$MU = Nu [e + h^2 - C] = 2,33 [0,39 + 0,1^2 - 0,02] = 0,97\text{kN.m}$$

$$(d - C')NU - MU \leq (0,337h - (0,81C'))fbc \times b \times h$$

$$(d - C')NU - MU = ((0,09 - 0,02) \times 2,33) - 0,97 = -0,8\text{KN.m}$$

$$(0,337h - (0,81C'))fbc \times b \times h = ((0,337 \times 0,1) - (0,81 \times 0,02))14,17 \times 103 \times 1 \times 0,1 = 24,79\text{KN.m}$$

$$-0,81 < 24,79\text{kN.m};$$

Donc la section est partiellement comprimée et le calcul se fait pour une section rectangulaire pour une bande de 1m :  $(b \times h) = (100 \times 10) \text{ cm}^2$

Vérification de l'existence des armatures comprimées  $A'$  :

$$\text{Avec } d = 0,9 \times h$$

$$Mu = 0,97 \text{ KN.m}$$

$$\mu = MU / b \times d^2 \times fbc = 0,97 \times 103 / 100 \times 9^2 \times 14,17 = 0,0084$$

$$\alpha_1 = 3,5 / (3,5 + 1000\delta_s) = 3,5 / (3,5 + 1,74) = 0,668.$$

$$\text{avec: } 1000\delta_s = f_e / E_s = 400 / (2,105 \times 1,15) = 1,74$$

$$\mu_1 = 0,8 \times 0,668(1 - 0,4 \times 0,668) = 0,392 > \mu = 0,0084 \rightarrow A' = 0$$

Pas d'armatures de compression.

$$\mu = 0,0084 \rightarrow \beta = 0,995$$

### IV.4.5. Calcul de la section d'armatures en :

#### Flexion simple :

$$A_s = \frac{M_{uA}}{\sigma_{st} \cdot d \cdot \beta} = \frac{0,97 \times 10^3}{348 \times 0,956 \times 9} = 0,32\text{cm}^2$$

#### Flexion composé :

$$A_{st} = A_s - \frac{N_u}{\sigma_{sT}} = 0,32 - \frac{2,33 \times 10^3}{348 \times 100} = 0,25\text{cm}^2$$

#### IV.4.6. Section minimale des armatures en flexion composée pour une section rectangulaire :

↳ a) Les armatures principales :

$$N_{ser} = N_G = 1.72 \text{ KN/ml}$$

$$M_{ser} = M_Q = 0,6 \text{ KN.m}$$

$$e_{ser} = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0,6}{1.72} = 0,35 \text{ m} = 35 \text{ cm}$$

$$D = 0,9 \times 10 = 9 \text{ cm}$$

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

$$A_{s \min} = 0,23 \times \frac{b \cdot d \cdot f_{tj}}{f_e} \times \frac{e_{ser} - 0,45d}{e_{ser} - 0,185d} = 1,09 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{s \min} = 0,23 \times \frac{100 \times 9 \times 2,1}{400} \times \frac{35 - 0,45 \times 9}{35 - 0,185 \times 9} = 1,101 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte 5T8 p.m ;  $A_s = 2,51 \text{ cm}^2/\text{ml}$

→ L'armature de répartitions :

$$A_r = A_s / 4 = 2,51 / 4 = 0,625 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

-On adopte :  $A_s = 1,41 \text{ cm}^2/\text{ml}$  ; Soit : 5T6p. m

#### IV.4.7. Les vérifications :

##### IV.4.8. Contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = T / b \times d \rightarrow T = 1.5Q = 1.5 \times 1 = 1.50 \text{ kN}$$

$$\tau_u = 1.50 / 1 \times 0.09 = 16.67 \text{ kN m}^2 = 0.017 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \{0,2(f_c 28^\gamma) ; 5 \text{ MP}\} = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = 0.017 \text{ MPa} < \tau_u = 3,33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

##### IV.5.1. Vérification à l'E.L.S :

Vérification des contraintes (E.L.S.) :

a) Moment de service :

$$M_{ser} = N_{ser} \times \left( e - c + \frac{h}{2} \right) = 1,72 \left( 0,35 - 0,02 + \frac{0,10}{2} \right) = 0,65 \text{ KN.m}$$

b) Position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2} y^2 + n(A_s + A'_s)y - n(d \cdot A_s + d' \cdot A'_s) = 0$$

Avec :  $A'_s = 0$  et  $n = 15$ , Alors :

$$\frac{b}{2} y^2 - n A_s (d - y) = 0 \Rightarrow 50 y^2 + 21,15 y - 190,35 = 0 \Rightarrow y = 1,75 \text{ cm}$$

c) Moment d'inertie :

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



$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d-y)^2 = \frac{100 \times 1,75^3}{3} + 15 \times 1,41(9 - 1,75)^2 = 1290,34 \text{ cm}^4$$

#### IV.5.2. Détermination des contraintes dans le béton comprimé $\sigma_{bc}$ :

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{650}{1290,34} \times 1,175 = 0,88 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_b = 0,88 < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}; \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

#### IV.5.3. Détermination des contraintes dans l'acier tendu $\sigma_{st}$ :

$$\overline{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3}f_e; 110\sqrt{\eta \times f_{t28}}\right); \text{ Fissuration préjudiciable.}$$

Avec :  $\eta$  coefficient de fissuration pour les aciers à HA ;  $\phi \leq 6 \text{ mm}$  ; On prend  $\eta = 1,6$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min(266,67 ; 201,63) = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y) = 15 \frac{0,65 \times 10^3}{1290,34} (9 - 1,75) = 54,78 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 54,78 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa}; \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

#### IV.5.4. Vérification de l'acrotère au séisme (A.6.2.3 RPA 99) :

D'après le (RPA 99/2003), les forces horizontales de calcul ( $F_p$ ) agissant sur les éléments non structuraux et les équipements ancrés à la structure sont calculés suivant la formule :

$$F_p = 4 \times A \times CP \times WP$$

A : coefficient d'accélération de la zone, obtenu à partir du RPA en fonction : -zone I – groupe d'usage 2

$$A = 0,10$$

$C_p$  : facteur de forces horizontales pour un élément secondaire varie entre 0,3 et 0,8 dans notre cas  $C_p = 0,8$

$$W_p : \text{ poids de l'élément secondaire (acrotère) ; } WP = G = 1,725 \text{ KN/ml.}$$

D'où :

$$F_p = 4 \times 0,1 \times 0,8 \times 1,725 = 0,552 \text{ KN/ml} < Q = 1 \text{ KN/ml.}$$

Conclusion: Toutes les conditions vérifient alors le ferrailage adopté précédemment est convenable

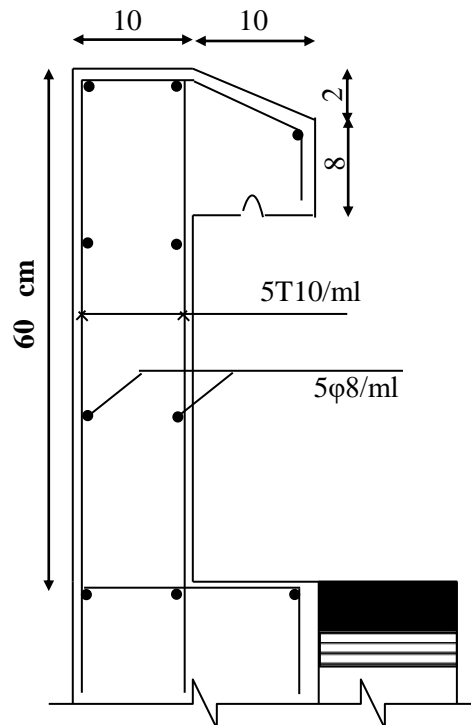


Figure IV.7 : « Schéma de ferrailage de l'acrotère »

## IV.6. L'ascenseur

### Introduction :

Un ascenseur est un appareil mécanique conçu pour le but d'assurer une circulation verticale plus aisée que l'utilisation des escaliers, il est exigé pour les bâtis ayant une hauteur au-delà de cinq étages.

Son implantation est généralement faite coté-a-coté avec les escaliers en une seule entité ce qui rend le dégagement vers les différents niveaux plus praticable.

L'ascenseur est constitué de deux entités distinctes ; la première sert à une cabine métallique qui se déplace suivant des glissières verticales sur le long de l'immeuble ; dans laquelle les personnes et les charges sont déplacées, la deuxième entité est un contrepoids ayant le rôle de compenser le poids de la cabine et cela pour qu'un système mécanique (électrique ou vérin hydraulique) ne fournira que l'effort nécessaire pour lever les surcharges

### Etude de l'ascenseur :

L'ascenseur moderne est composé de trois constituants essentiels :

- le treuil de levage et sa poulie
- la cabine ou la benne
- le contre poids

La cabine et contre poids sont aux extrémités du câble d'acier qui porte dans les gorges de la poulie Le treuil soit :

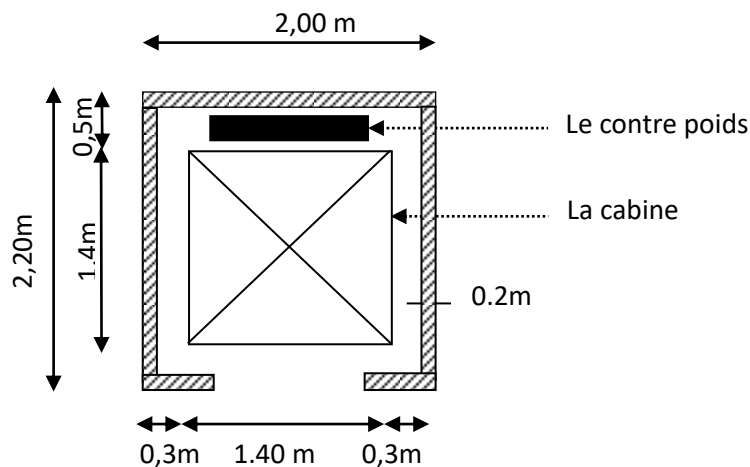
- $P_m$  « poids mort » : le poids de la cabine, étrier, accessoire, câbles.
- $Q$  : la charge dans la cabine
- $P_p$  : le poids de contrepoids tel que  $P_p = P_m + \frac{Q}{2}$

Dans notre projet, l'ascenseur est spécialement aménagé en vue du transport des personnes  
D'après la norme (NFP82-201), la charge nominale est de 675 kg pour 9 personnes avec une surface utile de la cabine de 1,96 m<sup>2</sup>.

Ses dimensions selon (NFP82-22)

- Largeur : 1,4 m
- profondeur : 1,4 m
- hauteur : 2,2 m
- la largeur de passage libre : 0,8m
- la hauteur de passage libre : 2,00m
- la hauteur de la course : 34,00m

La surface latérale  $S = (2 \times 1,4 + 1,4) \times 2,2 = 9,24 \text{ m}^2$



**Figure IV.8 : vue en plan de l'ascenseur**

L'épaisseur de la dalle qui supporte l'ascenseur :  $h_0 = 16 \text{ cm}$

Soit (S) la surface des parois :

**a) Le poids mort :**

Poids de la cabine: $S=(2 \times 1,4 + 1,4) \times 2,2 = 9,24 \text{ m}^2$	$M1 = 11,5 \times 8,8 \times 1,4 = 148,8 \text{ kg}$
Poids de plancher : $S=2,00 \times 2,2=4,4 \text{ m}^2$	$M2 = 110 \times 4,4 = 484 \text{ kg}$
Poids du toit :	$M3 = 20 \times 4,4 = 88 \text{ kg}$
Poids l'arcade :	$M4 = 60 + (80 \times 1,4) = 172 \text{ kg}$
Poids de parachute :	$M5 = 40 \text{ kg}$
Poids des accessoires :	$M6 = 80 \text{ kg}$
Poids des poulies de mouflage :	$M7 = 2 \times 30 = 60 \text{ kg}$
Poids de la porte de cabine : $S=0,2 \times 0,8=1,6 \text{ m}^2$	$M8 = 80 + (1,6 \times 25) = 120 \text{ kg}$

-Le poids mort total est :  $P_m = \sum_{i=1}^{i=8} M_i = 1192,8 \text{ kg}$

-le contre poids :  $P_p = P_m + \frac{Q}{2} = 1192,8 + \frac{675}{2} = 1530,3 \text{ kg}$

**b) calcul de la charge de rupture :**

Selon (NFP-82-202), la valeur minimale du coefficient de sécurité  $C_s$  est de 10. Pour notre cas on prend  $C_s=12$ .

Le rapport  $\frac{D}{d}$  ; ( $D$  : diamètre du poulie et  $d$  : diamètre du câble) est au moins de 40 qu'elle que

soit le nombre des tirants , Prenons  $\frac{D}{d} = 45$  et  $D = 500 \text{ mm} \Rightarrow d = 12,22 \text{ mm}$

**On à :  $C_r = C_s \cdot M \dots \dots \dots (1)$**

Avec  $C_s$  : coefficient de sécurité du câble

$C_r$  : quotient de la charge de la rupture nominale de la nappe du câble.

$M$  : charge statique nominale portée par la nappe

**$M = Q + P_m + M_g \dots \dots \dots (2)$**

$M_g$  : Poids du câble.

On néglige  $M_g$  devant  $(Q + P_m)$  ( $M_g \ll Q + P_m \Rightarrow M = Q + P$ )

Donc  $C_r = C_s \cdot M = C_s \cdot (Q + P) = 12(675 + 1192,8) = 22413,6 \text{ kg}$

C'est la charge de rupture effective, elle doit être divisée par le coefficient de câblage « 0.85 »

$$\Rightarrow C_r = \frac{22413,6}{0.85} = 26368,94 \text{ kg}$$

La charge de rupture pour « n » câble est :  $C_r = C_{r(1 \text{ câble})} \times m \times n$

Avec  $m$  : type de mouflage (Assemblage de poulies) (2brins, 3brins, ...)

$n$  : nombre des câbles

Pour un câble de  $d=12,22 \text{ mm}$  et  $m=2$  on à :  $C_{r(1 \text{ câble})} = 8152 \text{ kg}$

$$n = \frac{C_r}{C_{r(\text{câble})} \times m} = \frac{26368,94}{8152 \times 2} = 1,62 \text{ Soit } n = 2 \text{ câbles.}$$

Le nombre de câbles doit être paire et cela pour compenser les efforts de tension des câbles.

### Le poids des câbles ( $M_g$ )

$$M_g = m \times n \times l$$

$m$  : la masse linéaire du câble  $m=0,515 \text{ Kg/m}$

$l$  : longueur du câble = 34 m

$n$  : nombre des câbles = 2.

$$M_g = m \times n \times l = 0,515 \times 2 \times 36 = 37,08 \text{ kg}$$

$$(2) \Rightarrow M = Q + P_m + M_g = 675 + 1192,8 + 37,08 = 1904,88 \text{ kg}$$

### Vérification de $C_r$ :

$$C_r = C_{r(1 \text{ câble})} \times m \times n = 8152 \times 2 \times 2 \times 0,85 = 27716,8 \text{ kg}$$

$$C_r = C_s \cdot M \rightarrow C_s = C_r / M = \frac{27716,8}{1904,88} = 14,56 > 12 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

### Calcul de la charge permanente total $G$ :

$$G = P_m + P_p + P_{\text{treuil}} + M_g$$

$P_m$  : poids mort total

$P_{\text{treuil}}$  : Le poids de (treuil + le moteur) :  $P_{\text{treuil}} = 1200 \text{ kg}$

$P_p$  : le contre poids

$M_g$  : le poids des câbles

- La charge permanente totale :  $G = 1192,8 + 1530,3 + 1200 + 37,08 = 3960,18 \text{ kg}$
- la surcharge :  $Q = 675 \text{ kg}$

$$Q_u = 1,35G + 1,5Q = 6358,74 \text{ kg}$$

### Vérification de la dalle au poinçonnement :

La dalle de l'ascenseur risque le poinçonnement sous l'effet de la force concentrée appliquée par l'un des appuis du moteur (supposé appuyée sur 04 côtés) .

La charge totale ultime :  $q_u = 6358,74 \text{ kg}$

Chaque appui reçoit le  $\frac{1}{4}$  de cette charge  $q_u$

Soit :  $q_0$  la charge appliquée sur chaque appui

$$q_0 = \frac{q_u}{4} = \frac{6358,74}{4} = 1589,69 \text{ kg}$$

Selon le BAEL 91 la condition de non poinçonnement à vérifier est :

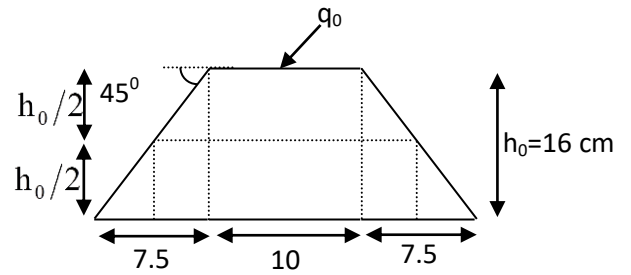
$$q_0 \leq 0.045 \mu_c \cdot h_0 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

$q_u$  : charge de calcul à l'E.L.U

$h_0$  : Epaisseur totale de la dalle.

$u_c$  : Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.



La charge concentrée  $q_0$  est appliquée sur un carré de  $(10 \times 10) \text{ cm}^2$

$$\mu_c = 2(U + V) ; h_0 = 16 \text{ cm}$$

$$\{ U = a + h_0 = 10 + 16 = 26 \text{ cm}$$

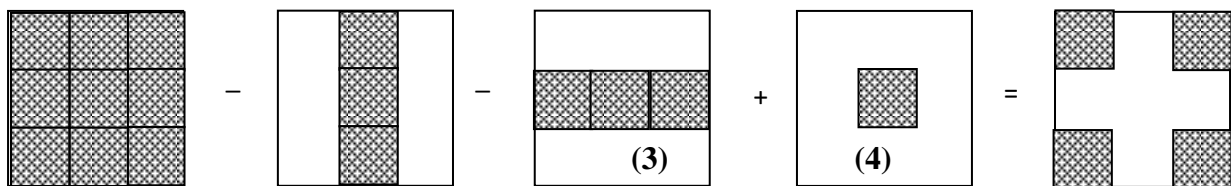
$$\{ V = b + h_0 = 10 + 16 = 26 \text{ cm}$$

$$\mu_c = 2(26 + 26) = 104 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow 0.045 \times 104 \times 16 \times \frac{25 \times 10}{1.5} = 12480 \text{ kg} > q_0 = 1588,99 \text{ kg}$$

Donc il n'ya pas de risque de poinçonnement.

**Evaluation des moments dus aux charges concentrées :**



**Distances des rectangles :**

1) le rectangle (1) :

$$\begin{cases} U = 126 \text{ cm} \\ V = 136 \text{ cm} \end{cases}$$

2) le rectangle (2):

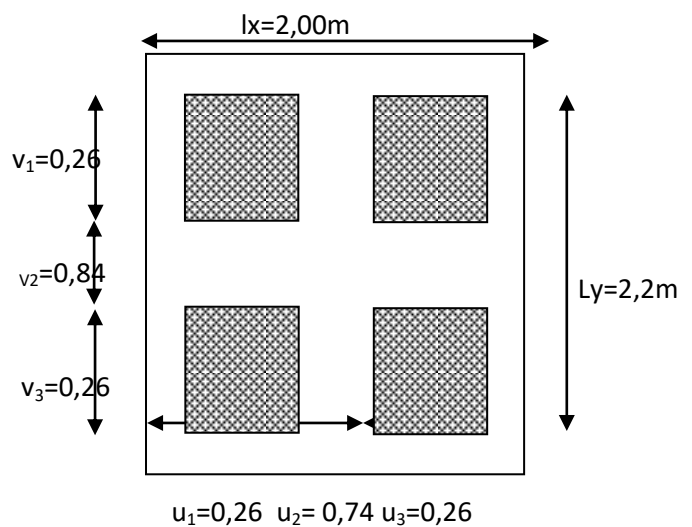
$$\begin{cases} U = 74 \text{ cm} \\ V = 136 \text{ cm} \end{cases}$$

3) le rectangle (3)

$$\begin{cases} U = 126 \text{ cm} \\ V = 84 \text{ cm} \end{cases}$$

4) le rectangle (4):

$$\begin{cases} U = 74 \text{ cm} \\ V = 84 \text{ cm} \end{cases}$$



**Les moments suivant les deux directions :**

$$M_x = (M_1 + vM_2)P$$

$$M_y = (M_2 + \nu M_1)P$$

Avec  $\nu$  : coefficient de Poisson

À L'E L U ( $\nu = 0$ )

$$\begin{cases} M_x = M_1 P \\ M_y = M_2 P \end{cases}$$

$$P = P' \cdot S$$

La charge surfacique appliquée sur le rectangle A (26x26)cm<sup>2</sup> est :

$$P' = \frac{q_\mu}{u \cdot v} = \frac{1589.69}{0,26 \cdot 0,26} = 23516,12 \text{ kg/m}^2$$

Les résultats des moments isostatiques des rectangles (1),(2),(3)et (4) sont résumés dans le tableau suivant:  $L_x=2,00\text{m}$  ;  $L_y=2,20\text{m}$

Rectangle	$\frac{u}{L_x}$	$\frac{v}{L_y}$	$M_1$	$M_2$	Surface S (m <sup>2</sup> )	P' (Kg/m <sup>2</sup> )	P=P'.S (Kg)	$M_x$ (Kg.m)	$M_y$ (Kg.m)
1	0,63	0,62	0,078	0,062	1,71	23505,77	40194,87	3135,2	2492,08
2	0,37	0,62	0,106	0,079	1,006	23505,77	23646,80	2506,56	1868,09
3	0,63	0,38	0,093	0,081	1,06	23505,77	24916,12	2317,2	2018,20
4	0,37	0,38	0,129	0,110	0,62	23505,77	14573,58	1879,99	1603,09

### Les moments des aux charges concentrées :

$$M_{x1} = M_{x1} - M_{x2} - M_{x3} + M_{x4} = 191,4391, \text{ m}$$

$$M_{y1} = M_{y1} - M_{y2} - M_{y3} + M_{y4} = 208,8808, \text{ m}$$

### Moments dues aux charges reparties (poids propre de la dalle):

#### Chargement :

$$L_x=2,00 \text{ m}$$

$$L_y=2,20 \text{ m} \quad h_0=16 \text{ cm}$$

$$- \text{ poids propre : } G=0,16 \times 2500 = 400 \text{ kg/m}$$

$$- \text{ charge d'exploitation : } Q = 100 \text{ Kg /m}$$

$$\text{Charge ultime: } \mathbf{qu=1,35G+1,5Q=690 \text{ kg/m}}$$

#### Sollicitations :

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} = \frac{2}{2,2} = 0,9 > 0,4 \Rightarrow \text{ La dalle travaille suivant les deux sens}$$

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x \cdot q_\mu \cdot l_x^2 \\ M_{y2} = \mu_y \cdot M_{x2} \end{cases}$$

$$\alpha = 0.9 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0456 \\ \mu_y = 0,7834 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{X2} = 125,86 \text{ kg.m/m} \\ M_{Y2} = 98,60 \text{ kg.m/m} \end{cases}$$

### Les moments appliqués à la dalle:

$$M_{0X} = M_{X1} + M_{X2} = 191,43 + 125,86 = 317,29 \text{ kg.m/m}$$

$$M_{0Y} = M_{Y1} + M_{Y2} = 208,88 + 98,60 = 307,48 \text{ kg.m/m}$$

### Moments retenus :

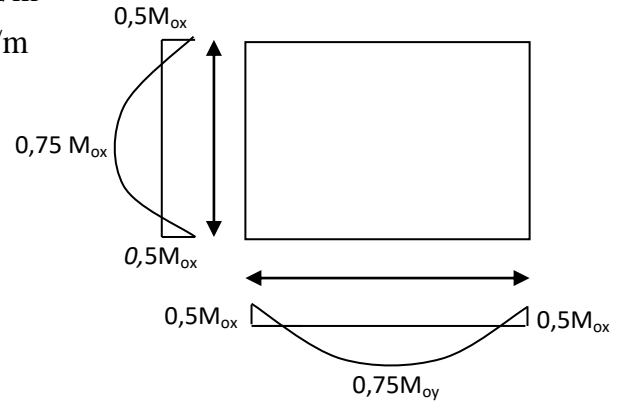
#### En travée:

$$M_{tx} = 0,75 \cdot M_{0X} = 237,97 \text{ kg.m/m}$$

$$M_{ty} = 0,75 \cdot M_{0Y} = 230,61 \text{ kg.m/m}$$

#### Sur appuis:

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5 \cdot M_{0X} = 158,645 \text{ kg.m/m}$$



### Calcul du ferrailage de la dalle:

Le ferrailage se fait sur une bande de (1m) de largeur

#### Données :

- Largeur de la poutre  $b=100\text{cm}$ .
- Hauteur de la section  $h=16\text{cm}$
- Hauteur utile des aciers tendus  $d=0,9h=14,4 \text{ cm}$ . ou  $d=16-2=14 \text{ cm}$  en prend  $d=14 \text{ cm}$
- Contrainte des aciers utilisés  $f_e=400 \text{ Mpa}$ ,  $\sigma_s=348\text{Mpa}$
- Contrainte du béton à 28 jours  $f_{c28}=25 \text{ Mpa}$ ,  $f_{bc}=14,17\text{Mpa}$ .
- Contrainte limite de traction du béton  $f_{t28}=2,1\text{Mp}$
- Fissuration peu préjudiciable

#### ❖ En travée :

#### Sens $L_x$ :

Le moment ultime:  $M_{tx} = 237,97 \text{ kg.m} = 2379,7 \text{ N.m}$

Le moment réduit  $\mu_u$  :

$$\mu = \frac{M_{tx}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{2379,7}{100 \times (14,00)^2 \times 14,17} = 0,008 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow A' = 0.$$

$$\mu = 0,008 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,996$$

$$\text{La section d'acier (A}_{S_x}\text{): } A_{S_x} = \frac{M_{tx}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{2379,7}{0,996 \times 14,4 \times 348} = 0,48 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

#### Sens $L_y$ :

Le moment ultime:  $M_{ty} = 230,61 \text{ kg.m} = 2306,1 \text{ N.m}$

Le moment réduit  $\mu_u$  :



$$\mu = \frac{M_{tx}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{2306,1}{100 \times (14,00)^2 \times 14,17} = 0,008 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow A' = 0.$$

$$\mu = 0,008 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,996$$

La section d'acier ( $A_{S_x}$ ):  $A_{S_x} = \frac{M_{tx}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{2306,1}{0,996 \times 14,00 \times 348} = 0,46 \text{ cm}^2/\text{ml}$

❖ **Sur appui:**

Le moment ultime:  $M_{ax} = M_{ay} = 158,645 \text{ kg.m} = 1586,45 \text{ N.m}$

Le moment réduit  $\mu_u$ :

$$\mu = \frac{M_{tx}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{1586,45}{100 \times (14,00)^2 \times 14,17} = 0,005 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow A' = 0.$$

$$\mu = 0,005 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,9975$$

La section d'acier ( $A_{S_x}$ ):  $A_{S_x} = \frac{M_{tx}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{1586,45}{0,9975 \times 14,00 \times 348} = 0,32 \text{ cm}^2/\text{ml}$

**Section minimale des armatures:**

Puisque  $h_0 = 16 \text{ cm}$  ( $12 \text{ cm} \leq h_0 \leq 30 \text{ cm}$ )

On peut appliquée la formule suivante:

• **Sens Ly:**

$$A_{y \min} = 8 \cdot h_0 \text{ (m)} = 8 \cdot 0,16 = 1,28 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{t_y} = 0,46 \text{ cm}^2/\text{ml} < A_{y \min} = 1,28 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow \text{on prend } A_{t_y} = A_{y \min} = 1,28 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ A_{a_y} = 0,32 \text{ cm}^2/\text{ml} < A_{y \min} = 1,28 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow \text{on prend } A_{a_y} = A_{y \min} = 1,28 \text{ cm}^2/\text{ml} \end{array} \right.$$

• **Sens Lx:**

$$A_{x \min} = A_{y \min} \left( \frac{3 - \alpha}{2} \right) = 1,28 \left( \frac{3 - 0,9}{2} \right) = 1,34 \text{ cm}^2 / \text{mL}.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{t_x} = 0,48 \text{ cm}^2/\text{ml} < A_{x \min} = 1,34 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow \text{on prend } A_{t_x} = A_{x \min} = 1,34 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ A_{a_x} = 0,32 \text{ cm}^2/\text{ml} < A_{x \min} = 1,34 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow \text{on prend } A_{a_x} = A_{x \min} = 1,34 \text{ cm}^2/\text{ml} \end{array} \right.$$

**Choix des aciers:**

Le diamètre:  $h_0 = 16 \text{ cm} = 160 \text{ mm}$

$$\text{On à : } \phi \leq \frac{h_0}{10} \Leftrightarrow \phi \leq 16 \text{ mm}.$$

✓ **En travée:**

▪ **Sens Lx:**

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{t_x} = 1,34 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ St_x \leq \min(3h_0, 33 \text{ cm}) \\ St_x \leq 33 \text{ cm} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \mathbf{4T10 \text{ p.m} = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml}} \\ \mathbf{St_x = 25 \text{ cm}} \end{array} \right.$$

▪ **Sens Ly:**

$$\begin{cases} At_y = 1,28 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ St_y \leq \min(4h_0, 45 \text{ cm}) \\ St_y \leq 45 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 4T8 \text{ p.m} = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ St_y = 25 \text{ cm} \end{cases}$$

✓ **Sur appuis (chapeaux):**

$$\begin{cases} Aa = 1,34 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ St \leq 33 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 4T10 = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ St = 25 \text{ cm} \end{cases}$$

**Nécessité de disposer des armatures transversales :**

1) La dalle est bétonnée sans reprise

$$2) \tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

$$\text{avec : } \tau_u = \frac{V_{u \text{ tot}}}{b.d}; \text{ et } \bar{\tau} = \frac{10.h_0}{3} \cdot \min(0,13f_{c28}; 5\text{Mpa})$$

$$V_{u \text{ tot}} = \begin{cases} V_x + V_v & \text{Sens Lx} \\ V_y + V_u & \text{Sens Ly} \end{cases}$$

$$V_{u \text{ tot}} = \begin{cases} V_x + V_v & \text{Sens Lx} \\ V_y + V_u & \text{Sens Ly} \end{cases}$$

**On calcule Vx et Vy: (efforts tranchants dus aux charges réparties):**

$$\alpha > 0,4 \Rightarrow \begin{cases} V_x = q_u \frac{L_x}{2} \frac{1}{1 + \frac{\alpha}{2}} & ; V_x > V_y \\ V_y = q_u \frac{L_x}{3} \end{cases}$$

Charge ultime de la dalle:  $q_u = 1,35G + 1,5Q = 690 \text{ kg/m} = 6900 \text{ N/m}$

$$V_x = 6900 \frac{2}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{0,9}{2}} = 4761 \text{ N} + 4,76 \text{ KN}$$

Donc :

$$V_y = \frac{6900 \cdot 2}{3} = 4600 \text{ N} = 4,6 \text{ KN} < V_x$$

**On calcule Vv et Vu (efforts tranchants dus aux charges localisées):**

$$V_v = \frac{p_u}{2u + v} = \frac{1589.69}{2 \cdot 0,26 + 0,26} = 20,38 \text{ KN}$$

$$(V_v = \frac{p_u}{3 \cdot u} \leq V_u) \Leftrightarrow \frac{1589.69}{3 \cdot 0,26} = 20,38 \text{ KN}$$

Comme (u=v=26 cm)  $\Rightarrow V_u = V_v = 20,38 \text{ KN}$

**Donc l'effort total V<sub>tot</sub> :**

▪ **Sens Lx :**  $V_{\text{tot}} = V_x + V_v = 4,761 + 20,38 = 25,14 \text{ KN}$

▪ **Sens Ly :**  $V_{\text{tot}} = V_y + V_u = 4,6 + 20,38 = 24,98 \text{ KN}$

D'où:  $V_{\text{tot}} = \max(V_{\text{tot}x}, V_{\text{tot}y})$

$$V_{\text{tot}}=25,14 \text{ KN}$$

Donc:

$$\tau_u = \frac{V_{\text{tot}}}{b.d} = \frac{25,14 \cdot 10^3}{1000 \cdot 144} = 0,174 \text{ MPa.}$$

15cm < h<sub>0</sub> = 16cm < 30cm on vérifiée que :

$$\tau_u < \bar{\tau}_{\text{ulim}} = \frac{10 \cdot h_0}{3} \cdot \min(0,13f_{c28}; 5 \text{ Mpa})$$

$$\tau_u = 0,174 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{\text{ulim}} = \frac{10 \cdot 0,16}{3} \cdot \min(0,13 \cdot 25; 5 \text{ Mpa}) = 1,73 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

#### IV.6.2. Les vérifications à L'E.L.S :

##### Calcul des sollicitations à L'E.L.S :

##### a) charge localisée:

$$M_{0x} = (M_1 + v M_2) p'_{\text{ser}}$$

$$M_{0y} = (M_2 + v M_1) p'_{\text{ser}} \quad \text{Avec: } v = 0,2 \text{ (E.L.S)}$$

$$P'_{\text{ser}} = q_{\text{ser}} \cdot S' = \frac{P_{\text{aser}}}{u \cdot v} \cdot S'$$

$$q_{\text{ser}} = \frac{P_{\text{aser}}}{u \cdot v}; \quad P_{\text{aser}} = (G + Q) \cdot \frac{1}{4}$$

$$P_{\text{aser}} = (3960 \cdot 18 + 675) \cdot 1/4 = 1158,80 \text{ kg}$$

$$\text{Donc: } q_{\text{ser}} = 1158,80 / (0,26)^2 = 17141,94 \text{ kg/m}^2$$

$$P'_{\text{ser}} = 17141,94 \cdot S'$$

Les résultats des moments isostatiques des rectangles (1),(2),(3)et (4) sont résumés dans le tableau suivant:

rectangle	U/Lx	V/Ly	M <sub>1</sub>	M <sub>2</sub>	S'(m <sup>2</sup> )	P'_{\text{ser}}=q_{\text{ser}} \cdot S'	M <sub>0x</sub> (kg.m)	M <sub>0y</sub> (Kg.m)
1	0,63	0,62	0,078	0,062	1,71	29299,7	2648,7	2273,66
2	0,37	0,62	0,106	0,079	1,006	17237,12	2099,48	1727,16
3	0,63	0,38	0,093	0,081	1,06	18162,38	1983,33	1808,97
4	0,37	0,38	0,129	0,110	0,62	10623,3	1604,12	1442,64

##### - Moment due aux charges localisées :

$$M_{0xc} = M_{0x1} - M_{0x2} - M_{0x3} + M_{0x4} = 170,01 \text{ kg.m/m}$$

$$M_{0yc} = M_{0y1} - M_{0y2} - M_{0y3} + M_{0y4} = 180,17 \text{ kg.m/m}$$

##### b- Moment due aux charges réparties (E.L.S):

$$G = 0,16 \cdot 2500 = 400 \text{ Kg/m}^2; \quad ep = 16 \text{ cm}$$

$$Q = 100 \text{ kg/m}^2$$

$$Q_{\text{ser}} = 100 + 400 = 500 \text{ Kg/m}^2$$

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = 0,9 > 0,4 \rightarrow \text{la dalle travaille dans les deux sens}$$

$$\alpha = 0,9 \text{ (E.L.S)} \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0528 \\ \mu_y = 0,8502 \end{cases}$$

$$M_{\text{oxr}} = \mu_x \cdot q_{\text{ser}} \cdot L_x^2 = 0,0528 \cdot 500 \cdot 2^2 = 105,6 \text{ kg.m}$$

$$M_{\text{oyr}} = \mu_y \cdot M_{\text{oxr}} = 0,8502 \cdot 105,6 = 89,78 \text{ kg.m/m}$$

Les moments appliqués au centre de rectangle d'impact seront donc :

$$M_{0x} = M_{0xc} + M_{\text{oxr}} = 170,01 + 105,6 = 275,61 \text{ kg.m/m}$$

$$M_{0y} = M_{0yc} + M_{\text{oyr}} = 180,17 + 89,78 = 269,95 \text{ kg.m/m}$$

### Les moments en travées et en appuis :

$$M_{\text{tx}} = 0,75 M_{0x} = 206,71 \text{ kg.m}$$

$$M_{\text{ty}} = 0,75 M_{0y} = 202,46 \text{ kg.m}$$

$$M_{\text{ax}} = M_{\text{ay}} = 0,50 M_{0x} = 137,81 \text{ kg.m}$$

### - vérification des contraintes dans le béton :

#### ❖ Suivant $L_x$ :

#### ✓ En travée :

$$M_{\text{tx}} = 2067,1 \text{ N.m} ; A_t = 3,14 \text{ cm}^2/\text{mL} ; A' = 0$$

### Position de l'axe neutre (y) :

$$Y = by^2/2 + nA_s'(y-d) - nA_s(d-y) = 0$$

On a :

$$A_s' = 0 ; \text{ et } n = 15$$

D'où :

$$50y^2 - 15 \cdot 3,14(14,4 - y) = 0$$

$$\text{Donc : } y = \mathbf{3,24 \text{ cm}}$$

### Calcul du moment d'inertie:

$$I = by^3/3 + 15A_s(d-y)^2$$

$$I = 100 \cdot (3,24)^3/3 + 15 \cdot 3,14(14,4 - 3,24)^2$$

$$I = 6700 \text{ cm}^4$$

### La contrainte dans le béton $\sigma_{bc}$ :

$$\sigma_{bc} = K \cdot y = (M_{\text{ser}}/I) \cdot y$$

$$\sigma_{bc} = 2067,1 / 6700 \cdot 3,24 = 0,999 = 1,00 \text{ Mpa}$$

### La contrainte admissible du béton $\bar{\sigma}_{bc}$ :

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

Alors :

$$\sigma_{bc}=1,00 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc}=15\text{MPa} \dots\dots\dots\text{condition vérifiée}$$

Donc les armatures calculées à l'E.L.U conviennent.

✓ **sur appuis :**

$$M_{app}=137,81 \text{ kg.m} \quad A_a=3,14\text{cm}^2/\text{ml} \quad , A' = 0.$$

Position de l'axe neutre (y) :

$$Y=3,24\text{cm}$$

Moment d'inertie (I):

$$I=6700 \text{ cm}^4$$

La contrainte dans le béton  $\sigma_{bc}$  :

$$\sigma_{bc} = K..y = (Mser/I).y$$

$$\sigma_{bc} = 1378,1/6700.3,24=0,67 \text{ Mpa}$$

La contrainte admissible du béton  $\bar{\sigma}_{bc}$  :

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

Alors :

$$\sigma_{bc}=0,67 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc}=15\text{MPa} \dots\dots\dots\text{condition vérifiée}$$

Donc les armatures calculées à l'E.L.U conviennent.

❖ **Suivant  $L_y$  :**

✓ **En travée :**

$$M_{t_y} = 202,46\text{kg.m} \quad ; A_t = 2,01\text{cm}^2/\text{ml} \quad ; A' = 0$$

Position de l'axe neutre (y) :

$$Y = by^2/2 + nA_s'(y-d) - nA_s(d-y) = 0$$

On à :

$$A_s' = 0 \quad ; \text{et } n = 15$$

D'ou :

$$50y^2 - 15.2,01(14,4-y) = 0$$

$$\text{Donc : } y = 2,66 \text{ cm}$$

Calcul du moment d'inertie:

$$I = by^3/3 + 15A_s (d-y)^2$$

$$I = 100. (2,66)^3/3 + 15.3,14(14,4-2,66)^2$$

$$I = 4782,87 \text{ cm}^4$$

La contrainte dans le béton  $\sigma_{bc}$  :

$$\sigma_{bc} = K..y = (Mser/I).y$$

$$\sigma_{bc} = 2024,6 / 4782,87 \cdot 2,66 = 1,13 \text{ Mpa}$$

La contrainte admissible du béton  $\bar{\sigma}_{bc}$  :

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

Alors :

$$\sigma_{bc} = 1,13 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

Donc les armatures calculées à l'E.L.U conviennent.

#### IV.6.2. Disposition du ferrailage:

##### -Arrêt des barres :

C'est la longueur nécessaire pour assurer un ancrage total.

$$Fe400 ; f_{c28} = 25 \text{ MPa.}$$

$$\text{Donc : } L_s = 40\Phi = 40 \cdot 0,8 = 32 \text{ cm.}$$

\* Cas des charges uniformes.

Arrêt des armatures en travée et des chapeaux par moitié, les aciers traversant le contour et ancrés au de la de celui-ci.

##### Arrêt des barres sur appuis :

$$L_1 = \max \left( L_s ; \frac{1}{4} \left( 0,3 + \frac{Ma}{M_{0x}} \right) L_x \right) = \max (32 \text{ cm} ; 40 \text{ cm}).$$

$$L_1 = 40 \text{ cm.}$$

$$L_2 = \max (L_s, L_1/2) = \max (32 \text{ cm} ; 20 \text{ cm})$$

$$L_2 = 32 \text{ cm.}$$

##### Arrêt des barres en travée dans les deux sens :

Les aciers armant à la flexion la région centrale d'une dalle sont prolongés jusqu'aux appuis a raison d'un sur deux dans le cas contraire, les autres armatures sont arrêtées à une distance des appuis inférieurs au  $L_x / 10$  de la portée.

$$L_x / 10 = 200 / 10 = 20 \text{ cm}$$

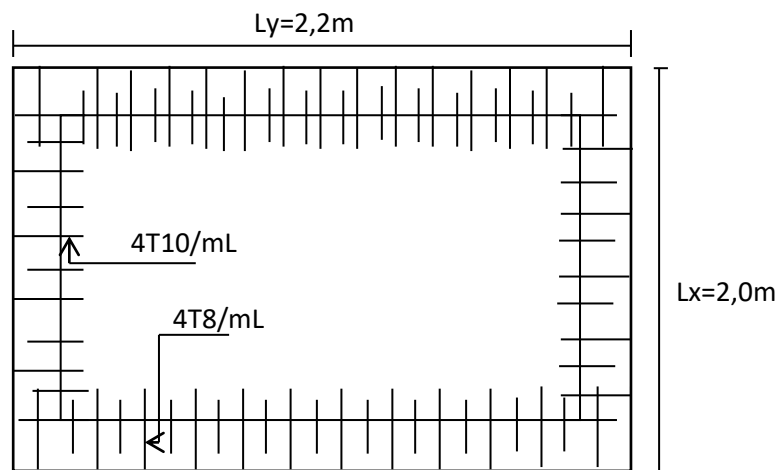
##### Armatures finales :

Suivant  $L_x$  :  $A_t = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml}$  soit 4T10 / mL avec  $S_t = 25 \text{ cm}$

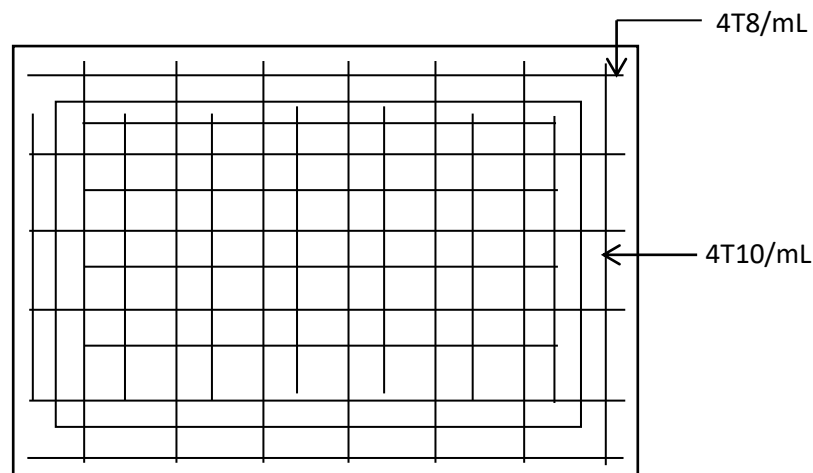
$$A_a = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml} \text{ soit } 4T10 / \text{mL} \text{ avec } S_t = 25 \text{ cm}$$

Suivant  $L_y$  :  $A_t = 2,01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$  soit 4T8 / mL avec  $S_t = 25 \text{ cm}$

$$A_a = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml} \text{ soit } 4T10 / \text{mL} \text{ avec } S_t = 25 \text{ cm}$$



**Figure IV.9 : Ferrailage Supérieur du panneau de dalle –**



**Figure IV.10 : Ferrailage Inférieur du panneau de dalle -**

### IV.6.3. Voile de la cage d'ascenseur :

D'après le R.P.A 99 (version 2003); l'épaisseur du voile doit être  $\geq 15$  cm.

On adopte une épaisseur  $e_p = 20$  cm.

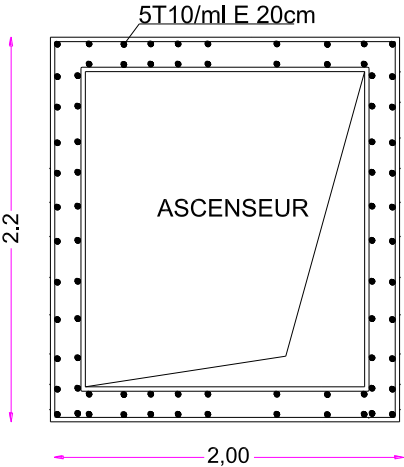
Dans notre cas le voile de la cage d'ascenseur n'est pas un élément porteur, il sera ferrillé par:

$$A_{\min} = 0,1\% \cdot b \cdot h_t = 0,1 \cdot 0,01 \cdot 100 \cdot 20 = 2 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Le voile est ferrillé en deux nappes avec **5T10/ml** soit ( $A_{\text{adopte}} = 3,93 \text{ cm}^2/\text{ml}$ )

L'espacement  **$S_t = 20$  cm.**

PLAN DE FERRAILLAGE DE VOILE D'ASCENSEUR  
Ech:1/25





**Balcon :****Introduction :**

Le balcon est une dalle pleine encastrée dans la partie, Entourée d'une rampe ou un mur de protection, elle est assimilée à une console qui dépasse de la façade d'un bâtiment est communicative avec l'intérieur par une porte ou une fenêtre.

Le calcul se fait pour une bande de 1 m, de largeur.

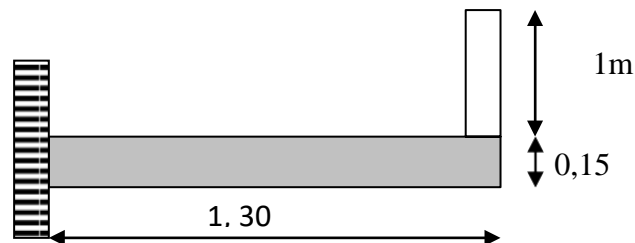
On a un seul type de balcon.

L'épaisseur de ses dalles pleines résulte des conditions suivantes :

- Résistance à la flexion.
- Isolation acoustique  $e \geq 12$ .
- Sécurité en matière d'incendie  $e = 11$  cm pour 2 heures de coupe feu en donc on adoptée=15cm.

**Type des balcons :**

Il existe 2 type de balcon

**1<sup>er</sup> type**

**Figure IV.3 :** Schéma représentatif de balcon

**Descente des charges :**

N°	Désignation	Epaisseur (m)	Densité (kN/m <sup>3</sup> )	Poids (kN/m <sup>2</sup> )
1	Carrelage	0.02	20.00	0.40
2	Mortier de pose	0.02	20.00	0.40
3	Lit de sable	0.02	18.00	0.36
4	Dalle pleine	0.15	25.00	3.75
5	Enduit en ciment	0.02	18.00	0.36
Total				5.27

Poids propre :  $G = 5.27 \text{ kN/m}^2$

Surcharge:  $Q = 3,5 \text{ kN/m}^2$

Charge par ml:

$$Q_u = 1.35 + 1.5 Q = 12,36 \text{ kN/ml.}$$

$$Q_{ser} = G + Q = 8,77 \text{ kN/m}$$

**Calcul de la charge concentrée :**

Poids propre du mur en brique perforées :

$$P = \gamma_b \times b \times h \times 1 \text{ m} = 9 \times 0.1 \times 1 \times 1 = 0.9$$

Poids de l'enduit (intérieur et extérieur) :

$$P_{int} = 0.18 \times 1.5 \times 1 \times 1 = 0.27 \text{ KN.}$$

$$P_{tot} = 1.44 \text{ KN.}$$

$$P_n = 1.35 P = 1,94 \text{ KN.}$$

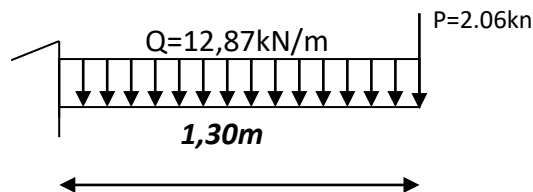
$$P_{ser} = 1.44 \text{ KN.}$$

**IV.2.1 Ferrailage (E.L.U) :**

Calcul du moment fléchissant et de l'effort tranchant maximales :

$$M_{max} = \frac{Q_n l^2}{2} P_n l = 12,87 \text{ KN. m.}$$

$$T_{max} = Q_n \cdot l + P_n = 18 \text{ KN.}$$



**Figure IV.4 :** Schémas statique du balcon

$$d = 0.9 h = 13.5 \text{ cm}$$

$$r = \frac{M_{max}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{12,87 \times 10^3}{100 \times (13.5)^2 \times 14.17} = 0.049 < 0.392 \rightarrow A_s = 0.$$

$$r = 0.049 \rightarrow \beta = 0.974$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa.}$$

$$A_{cal} = \frac{M_{max}}{b \times d \times \sigma_{bc}} = \frac{12,87 \times 10^3}{0.9784 \times 13.5 \times 348} = 2.81 \text{ cm}^2$$

On adopte 4T12/ml

$A_s = 4.52 \text{ cm}^2/\text{ml}$  et  $St = 33 \text{ cm}$

$A_r = 1.13 \text{ cm}^2/\text{ml}$  et  $St = 33 \text{ cm} \dots \dots \dots 4\text{Ø}8$

#### IV.2.4 Vérification :

##### a/ Condition de non fragilité :

$$A_{min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 13.5 \times 2.1}{400} = 1.64 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

$$f_e = 400$$

$A_s = 4.52 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1.64 \text{ cm}^2$  condition vérifiée.

##### b/ contrainte de cisaillement :

$$r_u = \frac{T}{b \times d} = \frac{18 \times 10}{100 \times 13.5} = 0.113 \text{ MPa}.$$

$r_u = \min(0.1 f_{c28}; 4 \text{ MPa}) = 0.113 \text{ MPa}$  : fissuration préjudiciable.

$r_u = \min(2.5; 4 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$ .

$r_u = 0.113 \text{ MPa} < 2.5 \text{ MPa} \dots \dots \dots$  Condition vérifiée.

La reprise de bétonnage n'existe pas donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires :

##### c/ Contrainte d'adhérence :

$$r_{se} = \frac{T}{0.9 \times d \times n \times r} = \frac{18 \times 10}{0.9 \times 13.5 \times 4 \times 4.52 \times 10^2} = 0.82 \text{ MPa}.$$

Avec :

$n$  : nombre d'armature longitudinale tendues ;  $n = 4$

$r$  : Périmètre d'armature tendue.

$\mu$  :  $3.14 \text{ cm}^2$  ; tirée du tableau.

$$r_{se} = \varphi_s \times f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}.$$

$\varphi_s$  : Coefficient de scellement relatif à l'acier selon sa nature lisse ou HA.

$\varphi_s = 1 \rightarrow$  pour les aciers lisses.

$\varphi_s = 1.5 \rightarrow$  pour les aciers HA

$r_{se} = 0.82 \text{ MPa} < 3.15 \text{ MPa} \dots \dots \dots$  Condition vérifiée.

#### La vérification des contraintes à L'E.L.S

$$M_{ser} = \frac{-Q_{ser} \times l^2}{2} - P_{ser} \times l = -7.41 \text{ KN.m}$$

##### a/ Détermination de la position de l'axe neutre :

$$b/2 y^2 - 15 A_s (d-y) = 50y^2 + 67.80y - 915.3 = 0$$

$y = 3.65$  cm.

**b/ Détermination du moment d'inertie :**

$$I = \frac{b}{y} y^3 + \eta A_s (d - y)^2 = \frac{100 \times (3.65)^3}{3} + [15 \times 4.52 \times (13.5 - 3.65)^2] = 8199.02 \text{ cm}^4$$

**c/ Détermination de contrainte dans le béton comprimé  $\sigma_{bc}$**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{8.77 \times 10^3}{8199.02} \times 3.65 = 4.10 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

$\sigma_{bc} = 4.10 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa}$  .....condition vérifiée.

**d/ Détermination des contraintes dans l'acier tendue  $\sigma_{st}$**

$\sigma_{st} = \min f ; 110 \eta f_{t28}$  Fissuration préjudiciable.

$\eta$  : Coefficient de fissuration pour HA  $\phi \geq 6$  mm ;  $\eta = 1.6$

$$= \min(266.67 \text{ MPa} ; 201.63 \text{ MPa}) = 201.63 \text{ MPa}$$

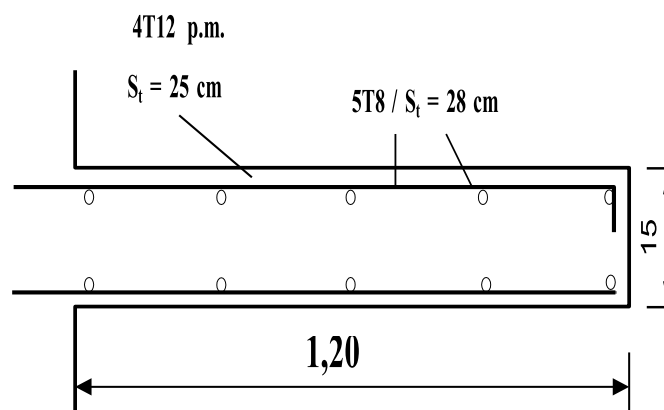
$$\sigma_{st} = \eta \times \frac{M_{ser}}{I} (d - y) = 15 \frac{8.77 \times 10^3}{8199.02} (13.5 - 3.65) = 158.84 \text{ MPa}$$

$\sigma_{st} = 158.84 \text{ MPa} < 201.63 \text{ MPa}$  ..... Condition vérifiée.

Vérification de la flèche :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{15}{130} = 0.115 > 0.0625 \text{ .....condition vérifiée}$$

$$\frac{A_s}{bd} \geq \frac{4.2}{f_e} \rightarrow \frac{4.52}{1100 \times 13.5} = 0.033 > 0.0105 \text{ .....condition vérifiée}$$



**Figure IV. 5 Ferrailage de balcon**



**CHAPITRE V:**  
**ETUDE SISMIQUE**

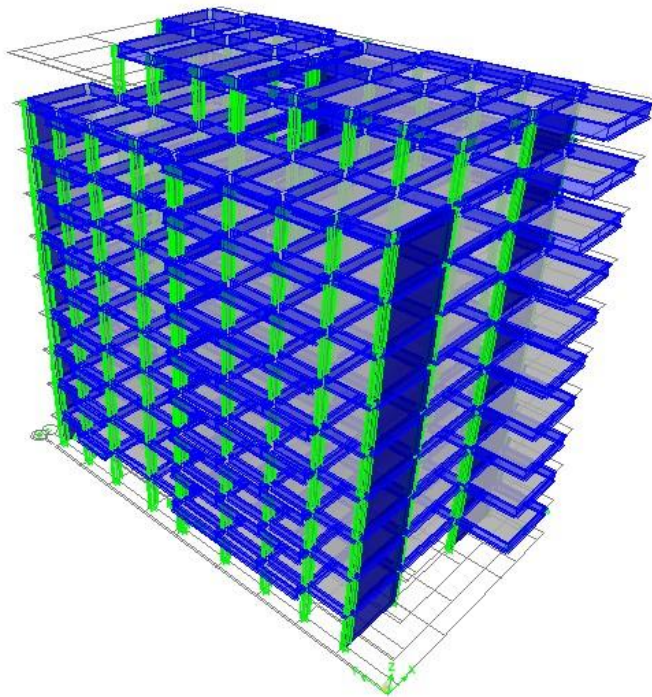
## V.1 Etudes sismique

### V.2 Introduction :

Un séisme est une libération brutale de l'énergie potentielle accumulée dans les roches par le jeu des mouvements relatifs des différentes parties de l'écorce terrestre. Lorsque les contraintes dépassent un certain seuil, une rupture d'équilibre se produit et donne naissance aux ondes sismiques qui se propagent dans toutes les directions et atteignent la surface du sol.

Ces mouvements du sol excitent les ouvrages par déplacement de leurs appuis et sont plus ou moins amplifiés dans la structure. Le niveau d'amplification dépend essentiellement de la période de la structure et de la nature du sol.

Ceci implique de faire une étude parasismique pour essayer de mettre en exergue le comportement dynamique de l'ouvrage.



**Figure V.1** : modélisation 3D du bâtiment

### V.3. Méthode de calcul :

L'étude sismique a pour but de calculer les forces sismiques ; ce calcul peut être mené par les trois méthodes qui sont :

- La méthode statique équivalente ;
- La méthode d'analyse modale spectrale ;
- La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

Le choix de la méthode de calcul dépend des conditions d'application de chacune d'elle. Dans notre cas, D'après le **RPA 99 / version 2003**, notre structure est implantée et classée dans la zone sismique **I**.

Le calcul se fait en méthode dynamique spectrale du fait que notre **Tour** ne répond pas aux critères (4.1.2) exigés par le **RPA 99 / version 2003**, quant à l'application de la méthode statique équivalente.

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

Le bâtiment ou bloc étudié, satisfait la régularité en plan et en élévation avec une hauteur au plus égale à 65m en zones I et II. Donc nous avons utilisé **une méthode dynamique (méthode d'analyse modale spectrale)** en utilisant le logiciel de calcul des structures **ETABS**

## V.4 Méthode d'analyse modale spectrale :

### V.4.1 Principe de la méthode :

Le principe de cette méthode est de rechercher, pour chaque mode de vibration, le maximum des effets qu'engendrent les forces sismiques dans la structure, représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets seront combinés pour avoir la réponse de la structure,

### V.4.2 Spectre de réponse de calcul :

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

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25A \left(1 + \frac{T}{T_1}\right) \left(2,5\eta \frac{Q}{R} - 1\right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta(1,25A) \times \left(\frac{Q}{R}\right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{Q}{R}\right) \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3} \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R}\right) & T > 3.0 \text{ S} \end{cases}$$

### V.4.3 Nombre de mode à considérer :

D'après le RPA 99/2003 (article 4.3.4 -a) :

1. Pour les structure représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de mode de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :
  - La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90 % au moins de la masse totale de la structure.
  - Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure. Le minimum de modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.
2. Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que :  $K \geq 3\sqrt{N}$  et  $T_k \leq 0,20 \text{ sec}$



N : nombre de niveau au-dessus du sol et  $T_k$  : la période du mode K.

### V.5 Calcul de l'effort sismique à la base :

#### V.5.1 Calcul de la force sismique totale :

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

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

A : Coefficient d'accélération de zone, il est tiré à partir du tableau 4.1 (RPA 2003) ;

Groupe	Zone			
	I	IIa	IIb	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

**Tableau V.1** : Coefficient d'accélération de zone

Dans ce cas,  $A = 0,10$

Q : Facteur de qualité :  $Q = 1 + \sum_1^5 P_q$

$P_q$  : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité Q est satisfait ou non, sa valeur est donnée par le tableau suivant :

Critère q	$P_q$	
	Observé	Non observé
1. Condition minimales sur les filles de contreventement	0	0,05
2. Redondance en plan	0	0,05
3. Régularité en plan	0	0,05
4. Régularité en élévation	0	0,05
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0	0,05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0,10

**Tableau V.2** : Pénalité à retenir pour le critère de qualité

Voici les critères à prendre en compte :

$$Q = 1 + (0,05 + 0,00 + 0,05 + 0,00 + 0,05 + 0,10) = 1,15$$

R : Coefficient de comportement global de la structure, sa valeur unique est donnée par le tableau 4.3 du RPA 2003 en fonction du système de contreventement, en cas d'utilisation de

Systèmes de contreventement différents dans les deux directions considérées, il y a lieu d'adopter pour les coefficients R la valeur la plus petite, dans ce cas  $R = 5$

- Après plusieurs études de variantes comportant différentes disposition des voiles on a choisi la variante suivante
- $W$  : Poids totale du bâtiment,  $W$  est égal à la somme des poids  $W_i$  calculés à chaque niveau (i) :
- $W = \sum_{i=1}^n W_i$  ; avec  $W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$
- $W_{Gi}$  : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaire de la structure ;
- $W_{Qi}$  : Charges d'exploitation ;
- $\beta$  : Coefficient de pondération, il est en fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donnée par le tableau suivant :
- $\beta$  : 0,20

Cas	Type d'ouvrage	$\beta$
1	Bâtiments d'habitation, bureaux ou assimilés	0,20
2	Bâtiments recevant du public temporairement :	0,30
	Salles d'exposition, ... Salles de classes, ...	
3	Entrepôts, hangars	0,50
4	Archive, bibliothèques, réservoirs et ouvrage assimilés	1,00
5	Autre locaux non visés ci-dessus	0,60

**Tableau V.3** : Coefficient de pondération

#### V.5.2.Détermination des poids ( $W_t$ ) de la structure :

Pour le calcul des poids des différents niveaux de la structure, les masses sont calculées par le logiciel **ETABS**

$$W_t = 17758,33 \text{ KN}$$

$D$  : Facteur d'amplification dynamique moyen, il est en fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement «  $\eta$  » et de la période fondamentale de la structure «  $T$  ».

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3 \text{ s} \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \leq 3 \text{ s} \end{cases}$$

$T_1$  et  $T_2$  : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site, leurs valeurs sont donné par le tableau suivant :

$$T_1=0,15 \text{ s et } T_2=0,50 \text{ s (site meuble } S=3)$$

Le facteur de correction d'amortissement «  $\eta$  » est donnée par la formule suivante :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + \xi)}} \geq 0,7 \Rightarrow \eta = 0,935$$

$\xi$  : Pourcentage d'amortissement critique

$$\xi=6\%. \text{ (Portique en béton armée et de remplissage dense)}$$

$\xi$  : Pourcentage d'amortissement critique en fonction du matériau constitutif du type de structure et de l'importance des remplissages, il est donné par le tableau suivant :

Remplissage	Portiques		Voiles ou murs
	Béton armé	Acier	Béton armé / Maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

**Tableau V.4** : Pourcentage d'amortissement critique

#### a) Estimation de la période fondamentale de la structure :

La période fondamentale calculée numériquement doit être inférieure à celle donnée par les formules empiriques donnée par le **RPA 99/V 2003** (formule 4-6 de l'article 4-2-4) et évaluée au paragraphe à la page 55 ( $T_{\text{dyn}} < 1,3 T_{\text{emp}}$ ).

$h_N$  : Hauteur mesurée en mètres à partir de la base la structure jusqu'au dernier niveau (N) ;

$C_t$  : Coefficient en fonction du système de contreventement et du type de remplissage, il est donné par le tableau 4.6 du RPA 2003.

$$T = C_T \cdot h_n^{3/4} \quad \text{Ou : } \begin{cases} h_n = 30.60m \\ C_T = 0,050. \end{cases}$$

$$T_1 = 0,05 * (30.60)^{3/4} \rightarrow T_1 = 0,65 \text{ s}$$

$$D = 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} = 2,5 \times 0,935 \left(\frac{0,5}{0,65}\right)^{2/3} = 1,962$$

## Spectre de réponse de calcul :

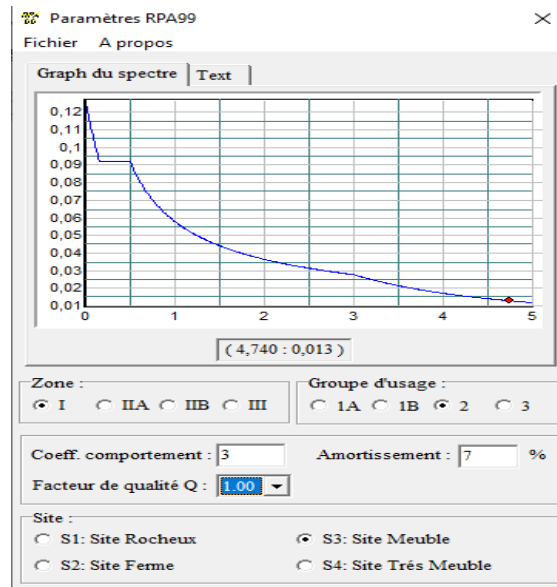
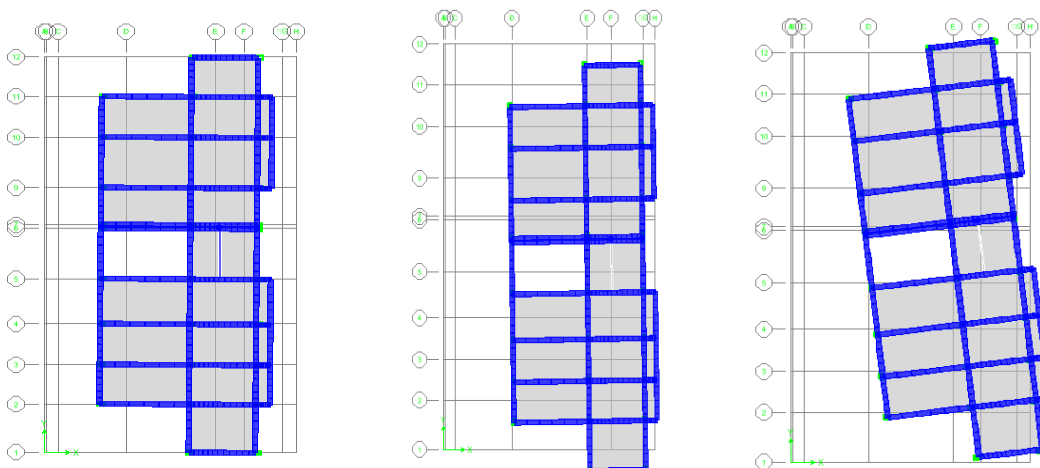


Figure V.2: Spectre de réponse

Résultats obtenus après analyse :



MODE 1 : translation suivant x    MODE 2 : translation suivant y    MODE 3 : rotation suivant z

Figure V.3 : nombre de mode a considérez

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

## b) Calcul de l'effort :

$$V_x = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W = \frac{0,1 \times 1,962 \times 1.15}{5} \times 21712.9 = 979.81 \text{ kn}$$

$$V_y = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W = 870.81 \text{ kn}$$

Mode	Période	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY
1	0,635771	0,0059	67,1079	0	0,0059	67,1079
2	0,413639	9,181	0,7613	0	9,1869	67,8691
3	0,36806	57,0469	0,0792	0	66,2339	67,9483
4	0,173047	0,0019	14,4687	0	66,2358	82,417
5	0,114587	0,004	7,2119	0	66,2398	89,629
6	0,098269	1,8385	0,1666	0	68,0783	89,7956
7	0,089152	19,6482	0,0041	0	87,7266	89,7997
8	0,063383	0,0019	5,5192	0	87,7285	95,319
9	0,046225	0,7184	0,0005	0	88,4469	95,3195
10	0,042528	5,5029	0,0924	0	93,9498	95,4119

**Tableau V.5 :** Périodes et facteurs de participation massique du modèle

On doit vérifier que la résultante des forces sismiques à la base  $V_t$  obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante de la force sismique déterminée par la méthode statique équivalente.

On vérifié aussi que la période dynamique  $T_{dyn}$  ne doit pas être supérieur à la majoration de 30% de la période statique fondamentale T :

Vérification des périodes.

$T_{dyn}$	$T_{emp}$	$1,3 T_{emp}$	$T_{dyn} < 1,3 T_{emp}$
0,63	0.65	0.845	C. Vérifié

**Tableaux V.6 :** Vérification des périodes.

Les valeurs de la force sismique obtenue après l'analyse dynamique d'ETABS :

	$V_{dx}(t)$	$V_{dy}(t)$
Forces sismiques	1069,73	837.13

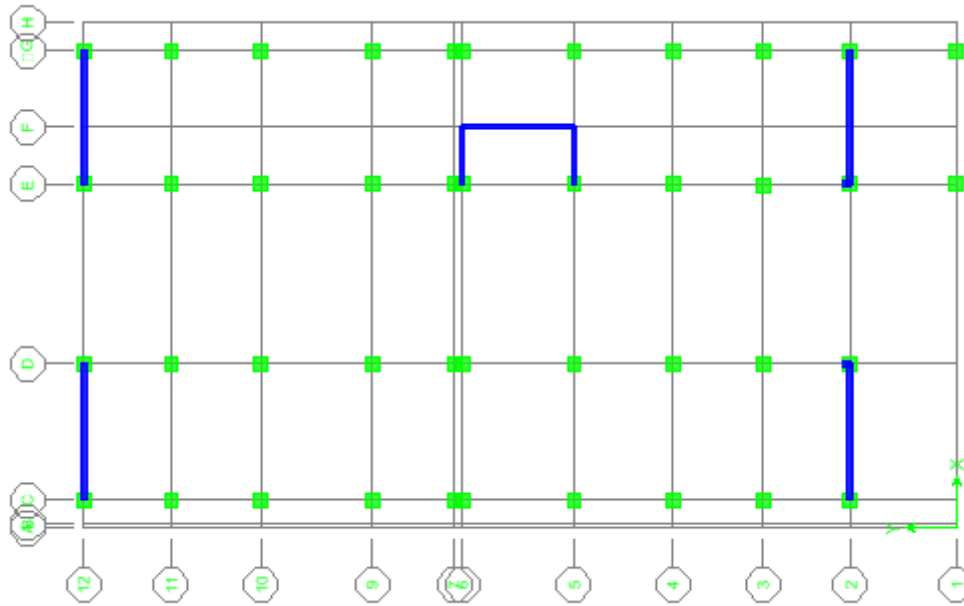
**Tableau V.7 :** valeurs de la force sismique

- Sens longitudinale :

$$V_{dx} = 1069.73 \text{ KN} > 80\% V_{st} = \dots \dots \dots 783.84 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- Sens transversal :

$$V_{dy} = 837.13 > 80\% V_{st} = 696.68 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$



**Figure V.4 :** Disposition des voiles.

### V.6 Calcul des déplacements :

Sous l'action des forces horizontales, la structure subira des déformations horizontales. Pour éviter l'augmentation des contraintes dans les systèmes de contreventement, les déplacements doivent être calculés pour chaque élément de contreventement, les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage.

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} \leq \overline{\delta}_k \quad \text{avec : } \delta_k = R\delta_{ek}$$

- R : Coefficient de comportement ; R = 5
- $\delta_{ek}$  : Déplacement du aux forces sismiques  $F_i$  (y compris l'effort de torsion)
- $\overline{\delta}_k$  : Déplacement admissible (égale à 1%  $h_e$ )

Les deux tableaux suivants résument les déplacements relatifs aux différents niveaux dans les deux sens, longitudinal et transversal.

<b>Sens X</b>							
Story	UX	UY	$\delta_{ek}$	$\delta_k=R.\delta_{ek}$	$\Delta k= \delta_k- \delta_{k-1}$	0,1*h	Observation
RDC	0,006	0,0008	0,006053	0,024212394	0,0041964	0,306	CV
ETAGE 1	0,005	0,0002	0,005004	0,020015994	0,003196957	0,306	CV
ETAGE 2	0,0042	0,0002	0,004205	0,016819037	0,002796198	0,306	CV
ETAGE 3	0,0035	0,0002	0,003506	0,014022839	0,002815698	0,306	CV
ETAGE 4	0,0028	0,0001	0,002802	0,011207141	0,002797622	0,306	CV
ETAGE 5	0,0021	0,0001	0,002102	0,008409518	0,000767529	0,306	CV
ETAGE 6	0,0019	0,0002	0,00191	0,007641989	0,003641989	0,306	CV
ETAGE 7	0,001	0	0,001	0,004	0,002	0,306	CV
ETAGE 8	0,0005	0	0,0005	0,002	0,0012	0,306	CV
ETAGE 9	0,0002	0	0,0002	0,0008	0,0008	0,306	CV

**Tableau V.8 :** les déplacements relatifs aux différents niveaux dans le sens x.

<b>Sens Y</b>							
Story	UX	UY	$\delta_{ek}$	$\delta_k=R.\delta_{ek}$	$\Delta k= \delta_k- \delta_{k-1}$	0,1*h	obsevation
RDC	0,0003	0,0127	0,012704	0,050814171	0,006406965	0,306	CV
ETAGE 1	0,0002	0,0111	0,011102	0,044407207	0,006005123	0,306	CV
ETAGE 2	0,0001	0,0096	0,009601	0,038402083	0,005999614	0,306	CV
ETAGE 3	0,0001	0,0081	0,008101	0,032402469	0,006399392	0,306	CV
ETAGE 4	0,0001	0,0065	0,006501	0,026003077	0,005999077	0,306	CV
ETAGE 5	0,0001	0,005	0,005001	0,020004	0,005069476	0,306	CV
ETAGE 6	0,0005	0,0037	0,003734	0,014934524	0,005734524	0,306	CV
ETAGE 7	0	0,0023	0,0023	0,0092	0,0044	0,306	CV
ETAGE 8	0	0,0012	0,0012	0,0048	0,0032	0,306	CV
ETAGE 9	0	0,0004	0,0004	0,0016	0,0016	0,306	CV

**Tableau V.9 :** les déplacements relatifs aux différents niveaux dans le sens y.

Les déplacements relatifs inter-étages sont vérifiés et par conséquent le critère de justification de la sécurité de l'article 5.10 du RPA 99/2003 est vérifié.

#### Justification Vis A Vis De l'effet P- $\Delta$ :

Selon le Rpa99/2003 (l'article 5.9), Les effet de deuxième ordre (ou l'effet de P- $\Delta$ ) peuvent être négligés si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \cdot \Delta k}{V_k \cdot h_k} \leq 0,10$$

<b>Sens X</b>						
Story	pk	$\Delta k$	vk	hk	$\Theta k$	observation
<b>ETAGE 9</b>	1410,19	0,004196	187,81	3,06	0,01029709	CV
<b>ETAGE 8</b>	3440,15	0,003197	350,61	3,06	0,01025105	CV
<b>ETAGE 7</b>	5470,12	0,002796	521,28	3,06	0,00958898	CV
<b>ETAGE 6</b>	7565,1	0,002816	651,71	3,06	0,01068132	CV
<b>ETAGE 5</b>	9660,09	0,002798	756,89	3,06	0,01166853	CV
<b>ETAGE 4</b>	11755,07	0,000768	840,72	3,06	0,00350709	CV
<b>ETAGE 3</b>	14244,53	0,003642	919,85	3,06	0,01843098	CV
<b>ETAGE 2</b>	16733,99	0,002	984,36	3,06	0,01111102	CV
<b>ETAGE 1</b>	19223,44	0,0012	1037,52	3,06	0,00726598	CV
<b>RDC</b>	21712,9	0,0008	1069,73	3,06	0,00530655	CV

Tableau V.10 : Vérification de l'effet P- $\Delta$ 

<b>Sens Y</b>						
Story	pk	$\Delta k$	vk	hk	$\Theta k$	obsevation
<b>ETAGE 9</b>	1410,19	0,006407	6,13	3,06	0,48166829	CV
<b>ETAGE 8</b>	3440,15	0,006005	8,74	3,06	0,77244302	CV
<b>ETAGE 7</b>	5470,12	0,006	11,72	3,06	0,91510545	CV
<b>ETAGE 6</b>	7565,1	0,006399	14,22	3,06	1,11258291	CV
<b>ETAGE 5</b>	9660,09	0,005999	16,41	3,06	1,15407919	CV
<b>ETAGE 4</b>	11755,07	0,005069	18,25	3,06	1,0670972	CV
<b>ETAGE 3</b>	14244,53	0,005735	19,91	3,06	1,3407654	CV
<b>ETAGE 2</b>	16733,99	0,0044	20,94	3,06	1,14909009	CV
<b>ETAGE 1</b>	19223,44	0,0032	21,89	3,06	0,91836198	CV
<b>RDC</b>	21712,9	0,0016	22,49	3,06	0,50480882	CV

Tableau V.11 : Vérification de l'effet P- $\Delta$ 

### V.7. Conclusion

Aucun risque de soulèvement du bâtiment, car le poids du bâtiment étant plus grand que celui de la portance extrême. les forces horizontales dues au séisme sont le cas le plus défavorable à prendre en considération dans les calculs .



CHAPITRE VI:  
ETUDE DES PORTIQUES

## VI.1. Ferrailage des poteaux :

### VI.1.1. Méthode de calcul :

En général, les poteaux sont sollicités par un moment de flexion et un effort normal et un effort tranchant, le calcul doit se faire en flexion composée

#### *Combinaisons spécifiques de calcul :*

- *Combinaisons fondamentales* : « **1<sup>er</sup> genre** » **BAEL 91**

$$\left\{ \begin{array}{l} \mathbf{1,35 \times G + 1,5 \times Q} \dots\dots\dots(\mathbf{ELU}) \\ \mathbf{G + Q} \dots\dots\dots(\mathbf{ELS}) \end{array} \right.$$

- *Combinaisons accidentelles* : « **2<sup>ème</sup> genre** » **RPA 99**

$$\left\{ \begin{array}{l} \mathbf{G + Q \pm E} \\ \mathbf{0,8 \times G \pm E} \end{array} \right.$$

Dans le calcul relatif au « ELU » on introduit des coefficients de sécurités ( $\gamma_s$ ,  $\gamma_b$ )

Pour une situation accidentelle :

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_s = 1 \quad \Rightarrow \sigma_s = 400 \text{ Mpa.} \\ \gamma_b = 1,15 \Rightarrow \sigma_b = 18,48 \text{ Mpa} \end{array} \right.$$

Pour une situation courante :

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_s = 1,15 \Rightarrow \sigma_s = 348 \text{ Mpa.} \\ \gamma_b = 1,5 \Rightarrow \sigma_b = 14,17 \text{ Mpa} \end{array} \right.$$

### VI.1.2. Ferrailage exigé par R.P.A 99(version 2003) :

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sans crochet.
- Le pourcentage minimal des aciers sur toute la longueur sera de 0,7% (zone I)
- Le pourcentage maximal des aciers sur toute la longueur sera de 04% en zone courante, 06% en zone de recouvrement.
- Le diamètre minimum est de 12 mm
- La longueur minimale de recouvrement est de 40 Ø (zone I)
- La distance dans les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25 cm en zone I.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible à l'extérieur des zones nodales.

**Tableau VI.1:** les sections min et max. imposée par le R.P.A 99(version 2003) :

Type de poteaux	Type 2 (45X45)	Type 3 (40x40)	Type 1 (50x50)
$A_{min}=0.7\% \times S[\text{cm}^2]$	14,18	11.2	17.5
$A_{max1}=4\% \times S[\text{cm}^2]$	81	64	100
$A_{max2}=6\% \times S[\text{cm}^2]$	121,5	96	150

Les tableaux ci-dessus présents l'illustration des résultats obtenus par le LOGICIEL ETABS :

**Tableau VI.2:**L'illustration des résultats par ETABS

Niveau		Type I (50x50) cm <sup>2</sup>	Type II (45x45) cm <sup>2</sup>	Type III (40x40) cm <sup>2</sup>	
Poteau	Combinaison				
1 <sup>er</sup> genre	A <sub>1</sub>	$N_{max}$	1349.19	2078.05	2078.05
		$M_{cor}(KN.m)$	27.03	9.49	9.49
	A <sub>2</sub>	$N_{min}$	93.55	65.8	7.03
		$M_{cor}(KN.m)$	2.18	25.63	1.30
	A <sub>3</sub>	$M_{max}$	49.81	49.81	72.081
		$N_{cor}(KN)$	397.49	397.49	145.04
2 <sup>eme</sup> genre	A <sub>4</sub>	$N_{max}$	1043.63	1592.91	1592.91
		$M_{cor}(KN.m)$	23.52	18.86	18.86
	A <sub>5</sub>	$N_{min}$	0.44	0.12	0.12
		$M_{cor}(KN.m)$	7.69	3.67	3.67
	A <sub>6</sub>	$M_{max}$	45.26	45.206	59.71
		$N_{cor}(KN)$	312.1	312.1	104.01

**Exemple de calcul :**

Section (45x45) cm<sup>2</sup> :

Données :

Large Dimension du poteau (45 x 45) cm<sup>2</sup>

Enrobage  $c = 2.5$  cm

Hauteur utile  $d = 40.5$  cm

Contrainte d'acier  $F_e = 400$  MPa

Contrainte du béton à 28 jours  $f_{c28} = 25$  MPa

Contrainte limite de traction de béton  $f_{t,28} = 2.1 \text{ MPa}$

Fissuration peu préjudiciable

**a. Combinaison de 1<sup>er</sup> genre :**

• **Détermination du centre de pression :**

$$e = \frac{M}{N} = \frac{9.49}{2078.05} = 0.0045 \text{ m}$$

$$M_u = N_u \left( d - \frac{h_t}{2} + e \right) = 2078.05 \left( 0.405 - \frac{0.45}{2} + 0.0045 \right) = 383.40 \text{ KN.m}$$

• **Vérification si la section est surabondante :**

$$\begin{cases} N_u \leq 0.81 f_{bc} \times b \times h \\ M_u \leq N_u d \left( 1 - 0.514 \frac{N_u}{b \times d \times f_{bc}} \right) \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} 0.81 \times 14.17 \times 10^3 \times 0.45 \times 0.45 \\ 2078.05 \times 0.405 \times \left( 1 - 0.514 \times \frac{2078.05 \times 10^4}{450 \times 405 \times 14.17} \right) \end{cases}$$

$$\begin{cases} N_u = 2078.05 < 2324.23 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{Condition Vérifiée} \\ M_u = 84.12 \text{ KN.m} < 383.40 \text{ KN.m} \dots\dots\dots \text{Condition Vérifiée} \end{cases}$$

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires ( $A_1 = A_1' = 0$ ).

• **Détermination du centre de pression :**

$$e = \frac{M}{N} = \frac{25.63}{65.8} = 0.38 \text{ m}$$

$$M_u = N_u \left( d - \frac{h_t}{2} + e \right) = 65.80 \left( 0.405 - \frac{0.45}{2} + 0.38 \right) = 36.84 \text{ KN.m}$$

• **Vérification si la section est surabondante :**

$$\begin{cases} N_u \leq 0.81 f_{bc} \times b \times h \\ M_u \leq N_u d \left( 1 - 0.514 \frac{N_u}{b \times d \times f_{bc}} \right) \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} 0.81 \times 14.17 \times 10^3 \times 0.45 \times 0.45 \\ 65.80 \times 0.405 \times \left( 1 - 0.514 \times \frac{65.80 \times 10^4}{450 \times 405 \times 14.17} \right) \end{cases}$$

$$\begin{cases} N_u = 36.84 < 2324.23 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{Condition Vérifiée} \\ M_u = 26.64 \text{ KN.m} < 36.84 \text{ KN.m} \dots\dots\dots \text{Condition Vérifiée} \end{cases}$$

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires ( $A_2 = A_2' = 0$ ).

• **Détermination du centre de pression :**

$$e = \frac{M}{N} = \frac{49.81}{397.49} = 0.125 \text{ m}$$

$$M_u = N_u \left( d - \frac{h_t}{2} + e \right) = 397.49 \left( 0.405 - \frac{0.45}{2} + 0.125 \right) = 121.23 \text{KN.m}$$

- **Vérification si la section est surabondante :**

$$\begin{cases} N_u \leq 0.81 f_{bc} \times b \times h \\ M_u \leq N_u d \left( 1 - 0.514 \frac{N_u}{b \times d \times f_{bc}} \right) \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} 0.81 \times 14.17 \times 10^3 \times 0.45 \times 0.45 \\ 397.49 \times 0.405 \times \left( 1 - 0.514 \times \frac{397.49 \times 10^4}{450 \times 405 \times 14.17} \right) \end{cases}$$

$$\begin{cases} N_u = 397.49 \text{KN} < 2324.23 \text{KN} \dots\dots\dots \text{Condition Vérifiée} \\ M_u = 121.23 \text{KN.m} < 160.97 \text{KN.m} \dots\dots\dots \text{Condition Vérifiée} \end{cases}$$

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires ( $A_3 = A_3' = 0$ ).

- b. **Combinaison de 2<sup>er</sup> genre :**

- **Détermination du centre de pression :**

$$e = \frac{M}{N} = \frac{18.86}{1592.91} = 0.0118 \text{ m}$$

$$M_{acc} = N_{acc} \left( d - \frac{h_t}{2} + e \right) = 1592.91 \left( 0.405 - \frac{0.45}{2} + 0.0118 \right) = 305.52 \text{KN.m}$$

- **Vérification si la section est surabondante :**

$$\begin{cases} N_{acc} = 1592.91 \text{KN} < 2324.23 \text{KN} \dots\dots\dots \text{Condition Vérifiée} \\ M_{acc} = 305.524 \text{KN.m} < 547.21 \text{KN.m} \dots\dots\dots \text{Condition Vérifiée} \end{cases}$$

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires ( $A_4 = A_4' = 0$ ).

- **Détermination du centre de pression :**

$$e = \frac{M}{N} = \frac{0.12}{3.67} = 0.032 \text{ m}$$

$$M_{acc} = N_{acc} \left( d - \frac{h_t}{2} + e \right) = 3.67 \left( 0.405 - \frac{0.45}{2} + 0.032 \right) = 1.14 \text{KN.m}$$

- **Vérification si la section est surabondante :**

$$\begin{cases} N_{acc} \leq 0.81 f_{bc} \times b \times h \\ M_{acc} \leq N_u d \left( 1 - 0.514 \frac{N_{acc}}{b \times d \times f_{bc}} \right) \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} 0.81 \times 14.17 \times 10^3 \times 0.45 \times 0.45 \\ 3.67 \times 0.405 \times \left( 1 - 0.514 \times \frac{3.67 \times 10^4}{450 \times 405 \times 18.48} \right) \end{cases}$$

$$\begin{cases} N_{acc} = 3.67 \text{KN} < 2324.23 \text{KN} \dots\dots\dots \text{Condition Vérifiée} \\ M_{acc} = 1.14 \text{KN.m} < 7.19 \text{KN.m} \dots\dots\dots \text{Condition Vérifiée} \end{cases}$$

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires ( $A_4 = A_4' = 0$ ).

- **détermination du centre de pression :**

$$e = \frac{M}{N} = \frac{45.206}{312.1} = 0,144 \text{ m}$$

$$M_{acc} = N_{acc} \left( d - \frac{h_t}{2} + e \right) = 312.1 \left( 0.405 - \frac{0.45}{2} + 0.144 \right) = 101.12 \text{ KN.m}$$

- **Vérification si la section est surabondante :**

$$\begin{cases} N_{acc} \leq 0.81 f_{bc} \times b \times h \\ M_{acc} \leq N_{acc} d \left( 1 - 0.514 \frac{N_{acc}}{b \times d \times f_{bc}} \right) \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} 0.81 \times 14.17 \times 10^3 \times 0.45 \times 0.45 \\ 312.1 \times 0.405 \times \left( 1 - 0.514 \times \frac{312.1 \times 10^4}{450 \times 405 \times 18.48} \right) \end{cases}$$

$$\begin{cases} N_{acc} = 312.1 \text{ KN} < 2324.23 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{Condition Vérifiée} \\ M_{acc} = 101.12 \text{ KN.m} < 770.58 \text{ KN.m} \dots\dots\dots \text{Condition Vérifiée} \end{cases}$$

**Tableau VI.3:** L'illustration des résultats par ETABS

Niveau	Combi	1 <sup>er</sup> genre			2 <sup>ème</sup> genre			A <sub>min</sub> cm <sup>2</sup>	A <sub>adoptée</sub> cm <sup>2</sup>
		N (KN)	M (KN.m)	A <sub>ca</sub> (cm <sup>2</sup> )	N <sub>acc</sub> (KN)	M <sub>acc</sub> KN.m	A <sub>cal</sub> cm <sup>2</sup>		
<b>Type 1</b> <b>50x50</b> <b>cm<sup>2</sup></b>	A	2268.92	9.54	0	1746.3	21.53	0	17.5	8T20 <b>25.13cm<sup>2</sup></b>
	B	64.79	25.11	0.6	34.39	5.08	0		
	C	818.44	42.63	0	664.6	47.13	0		
<b>Type 2</b> <b>45x45</b> <b>cm<sup>2</sup></b>	A	1314.5	29.83	0	1022.02	28.26	0	14,18	8T16 <b>16,08cm<sup>2</sup></b>
	B	97.85	2.33	0	19.73	2.23	0		
	C	399.16	52.61	0	318.46	49.52	0		
<b>Type 3</b> <b>40x40</b> <b>cm<sup>2</sup></b>	A	667.02	27.22	0	514.84	26.84	0	11.2	8T14 <b>12,32 cm<sup>2</sup></b>
	B	7.79	1.19	0	5.65	0.85	0		
	C	134.9	57.82	1.72	107.16	65.56	2.66		

**VI.1.3. Les vérifications :**

- **Exemple de calcul :**

Vérification de la contrainte de cisaillement : « poteau le plus sollicité (50x50) cm<sup>2</sup> » :

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d} = \frac{64.79}{50 \times 40.5} = 0.0319 \text{ MPa}$$

$\bar{\tau}_u = \min(0,13f_{c28} ; 5 \text{ MPa})$  ; Fissuration peu préjudiciable

$$\bar{\tau}_u = \min(3,25 \text{ MPa}; 5 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.0319 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.25 \text{ MPa}$$

Il n y a pas de risque de cisaillement.

- **Calcul des armatures transversales :**

Le calcul des armatures transversales se fait suivant les directives données par RPA 99/V2003.

$$\Phi_t = \frac{\Phi_1}{3} = \frac{20}{3} = 6.67 \text{ mm}$$

Donc le choix adopté est :  $\Phi 8$ .

- **Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :**

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_l \times f_e}$$

$V_u$  : Effort tranchant de calcul ;

$h_l$  : Hauteur totale de la section brute ;

$f_e$  : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale ;

$\rho_a$  : Coefficient correcteur égale à :  $\begin{cases} 2,5 \text{ si } \lambda_g \geq 5 \\ 3,75 \text{ si } \lambda_g \leq 5 \end{cases}$

$S_t$  : Espacement des armatures transversales.

- **Espacement :** D'après le RPA 99/2003 conformément a l'article (7.4.2.2) on :

$$\begin{cases} \text{Zone nodale.....Zone}_1 : S_t \leq \min \{10\Phi_1 ; 15 \text{ cm}\} = 15 \text{ cm} \rightarrow \text{On prend } S_t = 10 \text{ cm} \\ \text{Zone courante.....Zone}_1 : S_t \leq 15\Phi_1 = 30 \text{ cm} \rightarrow \text{On prend } S_t = 20 \text{ cm} \end{cases}$$

- **Calcul de l'élancement géométrique :**

$$\lambda_g = \frac{L_f}{b} = \frac{0,7L_0}{b} = \frac{0,7 \times 3,06}{0,5} = 4.18 \rightarrow \rho_a = 3,75$$

Donc :

$$A_t = \frac{S_t \times \rho_a \times V_u}{h_l \times f_e} = \frac{15 \times 3.75 \times 73.6}{50 \times 235} = 0.352 \text{ cm}^2$$

- **Quantité d'armatures transversales minimales :**

$$\text{Alors} \begin{cases} \text{Zone nodale : } S_t = 10 \text{ cm} \\ \text{Zone courante : } S_t = 15 \text{ cm} \end{cases}$$

- **Vérification de la section minimale d'armatures transversales :**

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t} \geq \max \{ \tau_u ; 0.4 \text{ MPa} \} = 0.4 \text{ MPa}$$

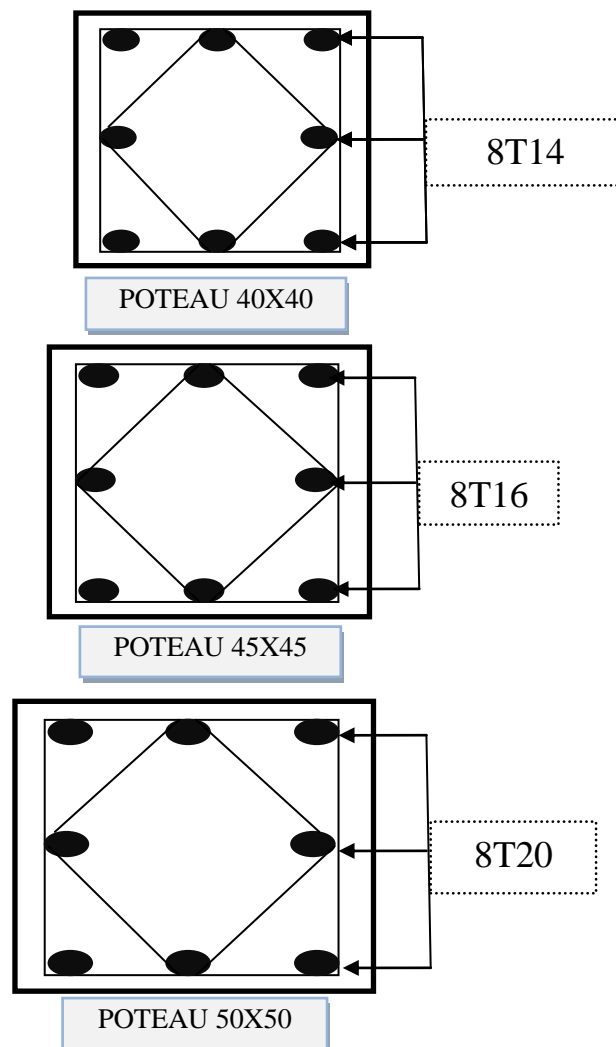
$$\Rightarrow A_t \geq \frac{0.4 \times b \times S_t}{f_e} = 0.769 \text{ cm}^2.$$

- **Détermination de la zone nodale :**

La zone nodale est constituée par le nœud poutre-poteau proprement dit, et les extrémités des barres qui y concourent. Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure suivante :

$$\left\{ h' = \max \left\{ \frac{h_e}{6} ; b_1 ; h_1 ; 60 \text{ cm} \right\} = \max \{ 75 \text{ cm} ; 45 \text{ cm} ; 45 \text{ cm} ; 60 \text{ cm} \} = 75 \text{ cm} \right.$$

$$L' = 2h = 2 \times 45 = 90 \text{ cm}$$



**Figure VI. :** Dessin de ferrailage des sections des poteaux



## VI.2. Ferrailage des poutres :

### Méthode de calcul :

En cas général, les poutres sont sollicitées par un moment de flexion et un effort normal et un effort tranchant. Par conséquent le calcul doit se faire en flexion composée, mais l'effort normal dans les poutres est très faible donc on fait le calcul en flexion simple.

Les sections des armatures seront déterminées sous les sollicitations du 1<sup>ier</sup> et du 2<sup>ème</sup> genre :

Sollicitations du 1<sup>ier</sup> genre (BAEL 91) :  $1,35G + 1,5Q \Rightarrow$  Moment correspondant  $M_{sp1}$

Sollicitations du 2<sup>ème</sup> genre (RPA 99/2003) :  $\begin{cases} 0,8G \pm E \\ G + Q \pm E \end{cases} \Rightarrow$  Moment correspondant  $M_{sp2}$

Dans le calcul relatif à l'ELU, on induit des coefficients de sécurités ( $\gamma_s ; \gamma_b$ ).

Pour la situation accidentelle :  $\begin{cases} \gamma_s = 1 \Rightarrow \sigma_s = 400 \text{ MPa} \\ \gamma_b = 1,15 \Rightarrow \sigma_b = 18,48 \text{ MPa} \end{cases}$

Pour la situation normale ou durable :  $\begin{cases} \gamma_s = 1,15 \Rightarrow \sigma_s = 384 \text{ MPa} \\ \gamma_b = 1,5 \Rightarrow \sigma_b = 14,17 \text{ MPa} \end{cases}$

### Les armatures longitudinales :

D'après le R.P.A 99 (version 2003) on a :

- Section d'armature minimale :  $A_{\min} = 0,5\% bh_t$ .
- Section d'armature maximale:  $A_{\max1} = 4\% bh_t$ . (Zone courante)  
 $A_{\max2} = 6\% bh_t$ . (Zone de recouvrement).

Le diamètre minimum est de 12 mm

La longueur minimale des recouvrements est de:  $40 \phi$  en zone I et II

#### 1) Sens longitudinal : « poutre secondaire » :

##### a) Armatures longitudinales :

Calculons d'abord les sections min et max des aciers qui devraient conditionner la section à adopter, on a :

**Le tableau V.4:** les sections min et max des poutres secondaires.

	b (cm)	h (cm)	Section (cm <sup>2</sup> )
$A_{\min} = 0,5\% b \cdot h_t$	30	35	5.25
$A_{\max 1} = 4\% b \cdot h_t$	30	35	42
$A_{\max 2} = 6\% b \cdot h_t$	30	35	63

-Sens transversal : « poutre principale » :

b) Armature longitudinale :

On présente un seul exemple de calcul pour un seul niveau et les résultats des autres niveaux seront donnés dans un tableau.

**Le tableau V.5:** les sections min et max des poutres principales.

	b (cm)	h (cm)	Section (cm <sup>2</sup> )
$A_{\min} = 0,5\% b \cdot h_t$	30	55	8.25
$A_{\max 1} = 4\% b \cdot h_t$	30	55	66
$A_{\max 2} = 6\% b \cdot h_t$	30	55	99

Exemple de calcul :

En appuis :

Données :

- Largeur de la poutre  $b=35$  cm.
- Hauteur de la section  $h_t=55$  cm.
- Hauteur utile des aciers tendus  $d=0.9xh_t = 49.5$  cm.
- Contrainte des aciers utilisés  $f_e=400$  Mpa.
- Contrainte du béton à 28 jours  $f_{c28}=25$  Mpa.
- Contrainte limite de traction du béton  $f_{t28}=2,1$  MPa.

- Fissuration peu préjudiciable.

**Tableau V.6 :** le ferrailage sur appui du plancher R.D.C

Moment ultime $M_u$	$M_u$ (KN.m)	58,021KN.m	$\mu=0,115<0,392$ pas d'acier comprimé
Moment réduit	$\mu=M_u/(bxd^2xf_{bc})$	0,115	
Etat limite de compression du béton	$\mu_1=0,392$	$\mu<\mu_1$	
Coefficient de la fibre neutre	$\alpha=1,25(1-\sqrt{1-2\mu})$	0,1546	
Coefficient $\beta$	$\beta=1-0,4 \alpha$	0,938	
Section d'aciers $A_s$	$M_u / (\sigma_s \times \beta \times d)$	6,08 cm <sup>2</sup>	

**En travée :****Tableau V.7 :** le ferrailage en travée du plancher R.D.C

Moment ultime $M_u$	$M_a$	44,42 KN.m	$\mu=0,053<\mu_1=0,392$ pas d'acier comprimé
Moment réduit	$\mu=M_a/(bxd^2xf_{bc})$	0,053	
Etat limite de compression du béton	$\mu_1=0,392$	$\mu<\mu_1$	
Coefficient de la fibre neutre	$\alpha=1,25(1-\sqrt{1-2\mu})$	0,0694	
Coefficient $\beta$	$\beta=1-0,4 \alpha$	0,972	
Section d'aciers $A_s$	$M_a / (\sigma_s \times \beta \times d)$	2.69 cm <sup>2</sup>	

**Les vérifications :**

-Sens transversal : « poutre principale »

Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,5\% b \cdot h_t = (0,5 \times 35 \times 45) / 100 = 7,87 \text{ cm}^2 \text{ (sur toute la section)}$$

Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Contrainte tangente : } \tau_u = T / (bxd) = 102.25 \times 10 / (30 \times 40.5) = 0,84 \text{ Mpa} \\ \text{Contrainte tangente admissible : } \tau_u = \overline{\tau_u} = \min(0,13 f_{c28} ; 5 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa.} \end{array} \right.$$

$\tau_u = 0,84 < \overline{\tau_u} = 3,25 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$

Pas de risque de cisaillement (les cadres seront perpendiculaires à la ligne moyenne de la poutre).

**Calcul les armatures transversales :**

Diamètre des armatures transversales :

$$\Phi_t \leq \min(h/35 ; b/10 ; \phi_l)$$

$$\Phi_t \leq \min (12,85 ; 35 ; 14) \text{ mm}$$

On adopte :  $\phi_t = 8 \text{ mm}$

### Calculs de L'espacement:

$$\left\{ \begin{array}{l} St \leq \min (0,9d; 40 \text{ cm}) \\ St \leq \min (36,45 \text{ cm}; 40 \text{ cm}) \end{array} \right.$$

Zone nodale :  $S_t \leq \min (h/4 ; 12\phi_l ; 30 \text{ cm})$

$$S_t \leq \min (11,25 \text{ cm}; 16,8 \text{ cm}; 30 \text{ cm})$$

Zone courante:  $S_t \leq h/2$ .  $S_t \leq 22,5 \text{ cm}$ .

Zone nodale :  $S_t = 10 \text{ cm}$ .

Zone courante :  $S_t = 15 \text{ cm}$ .

La section des armatures transversales :

$$\frac{At}{b \cdot st} \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} \geq \frac{\tau_u - 0,3k \cdot f_{tj}^*}{0,9(\sin \alpha + \cos \alpha)} \dots \dots \dots (*)$$

$k=1$  (flexion simple et fissuration non préjudiciable)

$$f_{tj}^* = \min (2,1 ; 3,3 \text{ Mpa}) = 2,1 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = 90^\circ \Rightarrow \sin \alpha + \cos \alpha = 1$$

$$F_c = 235 \text{ Mpa} ; \gamma_s = 1,15$$

$$(*) \Rightarrow \left( \frac{At}{st} \right)_{cal} \geq \frac{(0,84 - 0,3 \cdot 1 \cdot 2,1) \cdot 30}{0,9 \cdot 1 \cdot \frac{235}{1,15}} = 0,034 \text{ cm} \dots \dots \dots (1)$$

-Pourcentage minimal des armatures transversales :

$$\frac{At \times f_e}{b \times st} \geq \max \left( \frac{\tau_u}{2} ; 0,4 \text{ MPa} \right)$$

$$\frac{At \times f_e}{b \times st} \geq \max \left( \frac{0,84}{2} ; 0,4 \text{ MPa} \right) = 0,42 \text{ MPa}$$

$$\left( \frac{At}{st} \right) \frac{0,165 \times b \cdot 0,42 \times 30}{f_e \cdot 235} \text{ min}$$

De (1) et (2) : on prend :  $S_t = 15 \text{ cm}$

$$D'où: A_t \geq 0,795 \text{ cm}^2 \Rightarrow \begin{cases} 4\phi 8 = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ S_t = 15 \text{ cm} \end{cases}$$

Ancrage des armatures aux niveaux des appuis :

$$T_{\max} = 102,25 \text{ KN} ; M_{\text{app}} = 79,40 \text{ KN.m}$$

$$\delta_u = M_{\text{app}} / Z = 79,40 / 0,9 \times 45 \times 10^{-2} = 220,54 \text{ KN} > 102,25 \text{ KN}$$

Les armatures longitudinales ne sont pas soumises à un effort de traction.

-Compression de la bielle d'about :

La contrainte de compression dans la biellette est :

$$\bar{\sigma}_b = F_b/S \quad \left\{ \begin{array}{l} F_b = T\sqrt{2} \text{ (l'état d'équilibre)} \\ S = a \times b/\sqrt{2} \end{array} \right.$$

$$\text{d'ou: } \bar{\sigma}_b = 2T/ab$$

a : longueur d'appuis de la biellette

On doit avoir  $\bar{\sigma}_b < f_{c28}/\gamma_b$ , mais pour tenir compte du fait que l'inclinaison de la biellette est légèrement différentes de  $45^\circ$  donc on doit vérifier que :

$$\bar{\sigma}_b \leq 0,8f_{c28}/\gamma_b$$

$$2T/ab \leq 0,8f_{c28}/\gamma_b$$

$$a \geq 2 \times 102,25 \times 1,5 / (0,8 \times 35 \times 25 \times 10) = 0,051 \text{ m} = 5,1 \text{ cm}$$

$$a' = b - 4 = 30 - 4 = 26 \text{ cm}$$

$$a = \min(a'; 0,9d) = 26 \text{ cm.}$$

$a = 26 \text{ cm} > 5,1 \text{ cm}$ ..... Condition vérifiée.

Entraînement des armatures :

Vérification des contraintes d'adhérence :

$$\tau_{\text{user}} = T/0,9d \cdot \mu \cdot n \leq \bar{\tau}_{\text{user}} = \psi_s \cdot f_{t28}$$

$\psi_s$ : coefficient de scellement  $\psi_s = 1,5$  pour H.A

T : Effort tranchant max  $T = 5,20 \text{ kN}$

n : Nombre des armatures longitudinaux tendus  $n = 6$

$\mu$  : Périmètre d'armature tendu  $\mu = \pi\phi = 3,14 \times 1,4 = 4,396 \text{ cm}$

$$\tau_{\text{user}} = 102,25 \times 10^3 / 0,9 \times 40,5 \times 4,398 \times 6 \times 10^2 = 1,06 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_{\text{user}} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ Mpa}$$

$$\tau_{\text{user}} = 1,06 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_{\text{user}} = 3,15 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Ancrage des armatures tendues :

$$\tau_s = 0,6 \psi_s^2 f_{t28} = 0,6 (1,5)^2 \times 2,1 = 2,83 \text{ MPa}$$

La longueur de scellement droit  $l_s = \phi f_c / 4 \tau_s$

Avec  $\phi$  : diamètre d'une barre

$$L_s = 1,4 \times 400 / (4 \times 2,835) = 49,38 \text{ cm}$$

Cette longueur dépassée la largeur de la poutre « 30 cm » donc il faut courber les barres avec un rayon u:

$$r = 5,5 \phi = 5,5 \times 1,4 = 7,7 \text{ cm}$$

### Calcul des crochets :

Crochets courants angle de  $90^\circ$

$$L_2 = d - (c + \phi/2 + r); \quad \text{Profondeur utile } d = 45 \text{ cm.}$$

$$L_1 \geq \frac{L_s - 2,19r - L_2}{1,87}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \varphi_L = 1,2 \text{ cm} \quad ; \quad L_2 = 24,3 \text{ cm} \quad ; \quad L_1 = 4,44 \text{ cm} \\ \varphi_L = 1,4 \text{ cm} \quad ; \quad L_2 = 23,3 \text{ cm} \quad ; \quad L_1 = 5,13 \text{ cm} \end{array} \right.$$

### La longueur de recouvrement :

D'après le R.P.A 99 (version 2003), la longueur minimale de recouvrement est de

$40 \phi$  en zone I

$$\phi = 1,4 \text{ cm} \rightarrow l = 56 \text{ cm}$$

$$\phi = 1,2 \text{ cm} \rightarrow l = 48 \text{ cm}$$

### Vérification des contraintes (ELS) :

$$M_{\text{ser}} = 23,36 \text{ t.m} \quad A = 7,7 \text{ cm}^2$$

1-position de l'axe neutre :

$$by^2/2 + n.A (d-y) = 0 \Leftrightarrow 15y^2 + 115,5y - 4677,75 = 0 \Rightarrow y = 13,38 \text{ cm}$$

2-moment d'inertie :

$$I = by^3/3 + n.A (d-y)^2 = 108903,0679 \text{ cm}^4$$

3- contrainte maximal dans le béton comprimée  $\sigma_{bc}$ :

$$\sigma_{bc} = K. y = \frac{M_{\text{ser}}}{I_g} \times y = \frac{23,36 \times 10^3}{108903,0679} \times 13,38 = 2,87 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 2,87 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

### Vérification de la flèche :

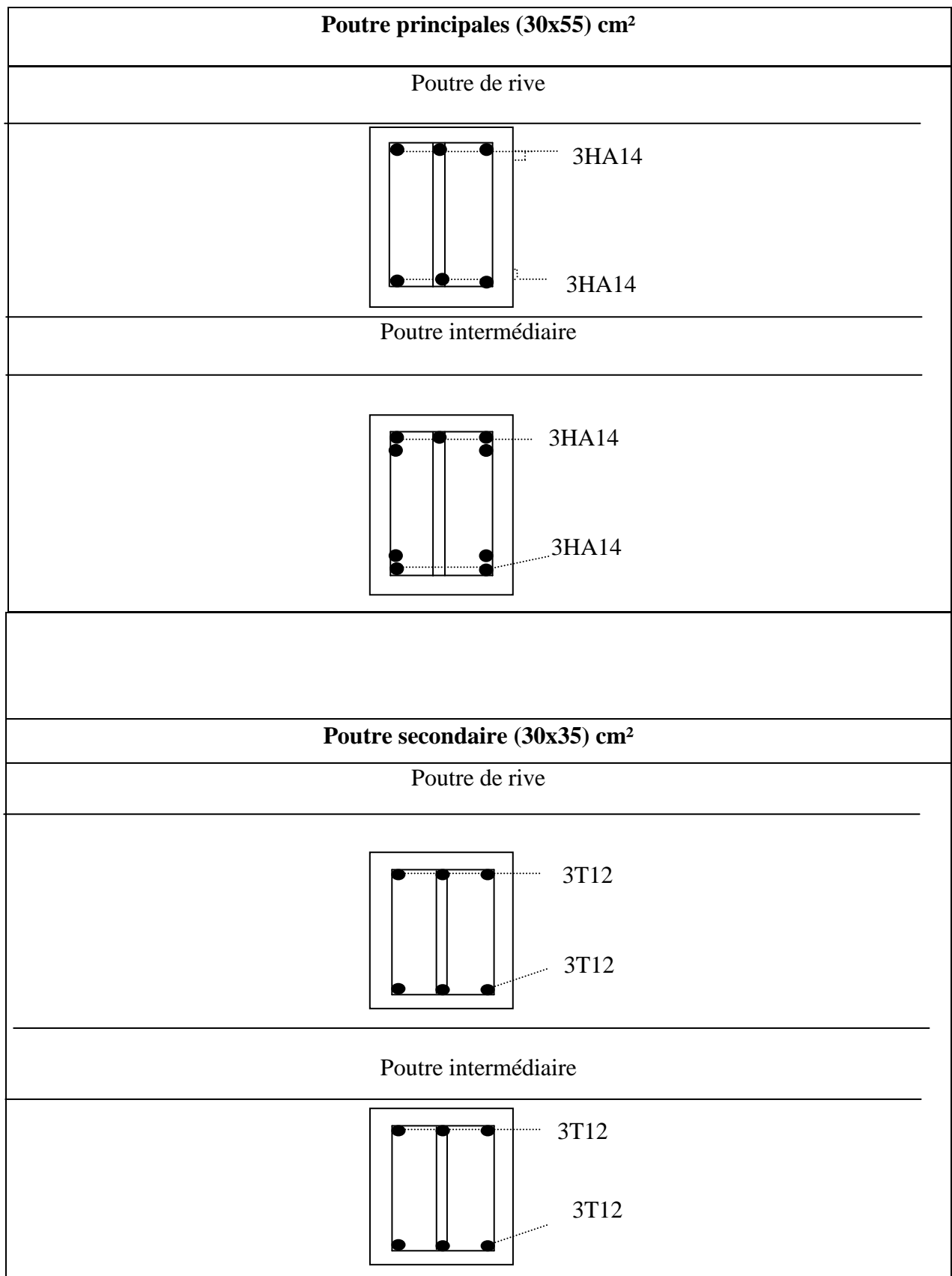
$$M_{\text{max}} = 36,97 \text{ KN.m}, M_0 = (G+Q) l^2/8 = (44,62 + 21,28) \times (4,50)^2/8 = 166,05 \text{ KN.m} \quad (\text{à l'ELS})$$

$$A_s = 7,70 \text{ cm}^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} h/L > 1/16 \dots\dots\dots 0,1 > 0,0625 \quad (\text{condition vérifiée}) \\ h/L > M_t/10M_0 \dots\dots\dots 0,1 > 0,07 \quad (\text{condition vérifiée}) \\ A_s/bd < 4,2/f_e \dots\dots\dots 0,005 < 0,0105 \quad (\text{condition vérifiée}). \end{array} \right.$$

**Tableau V.8** : tableau récapitulatif des ferrillages des poutres.

SS+RDC+ planchers courants et terrasse	Sections	M	$A_s$ min	$A_s$ cm <sup>2</sup>	Armatures adoptée	$A_s$ adoptées cm <sup>2</sup>
Rive						
Poutres principales (30x55)	Appuis	79,40	8,25	4.08	3HA14	4,62
	Travée	44,42	8,25	2.69	3HA14	4,62
Intermédiaire						
Poutres principales (30x55)	Appuis	97.6	8,25	4.49	3T14	4,62
	Travée	48.79	8,25	3.59	3T14	4,62
Rive						
Poutres secondaires (30x35)	Appuis	36.65	5,25	2.73	3T12	3,39
	Travée	15.04	5,25	1.92	3T12	3,39
Intermédiaire						
Poutres secondaires (30x35)	Appuis	51.09	5,25	2.98	3T12	3,39
	Travée	25.78	5,25	2.42	3T12	3,39



**Figure VI.2 :** Dessin de ferrailage des sections des poutres principales et secondaires



CHAPITRE VII:  
ETUDE DES VOILES

## VII. Etude Des Voiles

### VII.1 Introduction :

Le voile ou mur en béton armé est un élément de construction vertical surfacique coulé dans des coffrages à leur emplacement définitif dans la construction. Ces éléments comprennent habituellement des armatures de comportement fixées forfaitairement et des armatures prises en compte dans les calculs.

L'épaisseur minimale est de 15 cm. De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage  $h_e$  et des conditions de rigidité aux extrémités. Pour cette structure, la hauteur est de 3,96 m, à cet effet l'épaisseur du voile sera prise en appliquant la formule suivante :  $e = h_e/25 = 396/25 = 15,84 \text{ cm}$ , l'épaisseur des voiles a été prise égale à 20 cm.

Les voiles sont des éléments verticaux ayant deux dimensions grandes par rapport à l'épaisseur, ainsi tout poteau «allongé » de longueur supérieure à cinq fois son épaisseur est considéré comme un voile.

### VII.2 Le système de contreventement :

Les systèmes de contreventement représentent la partie de la structure qui doit reprendre les forces horizontales dues aux actions climatiques (vent) et géologiques (séisme), dans cette construction, le système de contreventement est mixte (voile - portique), il est conseillé en zone sismiques car il a une capacité de résistance satisfaisante.

Mais ce système structural est en fait un mélange de deux types de structure qui obéissent à des lois de comportement différentes, de l'interaction portique-voile, naissent des forces qui peuvent changées de sens aux niveaux les plus hauts et ceci s'explique par le fait qu'à ces niveaux les portiques bloquent les voiles dans leurs déplacement. Par conséquent une attention particulière doit être observée pour ce type de structure.

#### 1. Conception :

- Il faut que les voiles soient placés de telle sorte qu'il n'y ait pas d'excentricité (torsion) ;
- Les voiles ne doivent pas être trop éloignés (flexibilité du plancher) ;
- L'emplacement des voiles ne doit pas déséquilibrer la structure (il faut que les rigidités dans les deux directions soient très proches).

#### 2. Calcul :

Dans les calculs, on doit considérer un modèle comprenant l'ensemble des éléments structuraux (portique - voiles) afin de prendre en considération conformément aux lois de comportement de chaque type de structure.

### VII.3 Le principe de calcul :

L'étude des voiles consiste à les considérer comme des consoles sollicitées par un moment fléchissant, un effort normal, et un effort tranchant suivant le cas le plus défavorable selon les combinaisons suivantes :

- $G + Q \pm E$  ; Vérification du béton ;
- $0,8G + E$  ; Calcul des aciers de flexion.

Le calcul des armatures sera fait à la flexion composée, par la méthode de contraintes et vérifier selon le règlement RPA 99/2003.

Les murs en béton armé comportent trois catégories d'armature :

- Armatures verticales ;
- Armatures horizontales (parallèles aux faces des murs) ;
- Armatures transversales.

#### 1. La méthode de calcul :

On utilise la méthode des contraintes (la formule classique de la RDM) :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{A} \pm \frac{M.V}{I} \leq \bar{\sigma} = \frac{0,85.f_{c28}}{1,15} = 18,48 \text{ MPa}$$

Avec :

**N** : effort normal appliqué ;

**M** : moment fléchissant appliqué ;

**A** : section du voile ;

**V** : distance entre le centre de gravité du voile et la fibre la plus éloignée ;

**I** : moment d'inertie.

#### 2. Etude du bâtiment

On distingue 3 cas :

Premier cas :

$(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) > 0$  ; La section du voile est entièrement comprimée « pas de zone tendue ».

La zone courante est armée par le minimum exigé par le RPA 99/2003 :  $A_{min} = 0,15 \times a \times L$

• Deuxième cas :

$(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) < 0$  ; La section du voile est entièrement tendue « pas de zone comprimée ». On calcule

le volume des contraintes de traction, d'où la section des armatures verticales :

$F^t/f_e$  ; On compare  $A_v$  par la section minimale exigée par le RPA 99/2003 :

$A_v =$

- Si :  $A_v < A_{min} = 0,15\% \times a \times L$ , on ferraille avec la section minimale ;
- Si :  $A_v > A_{min}$ , on ferraille avec  $A_v$ .

Troisième cas :

$(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2)$  Sont de signe différent, la section du voile est partiellement comprimée, donc on calcule le volume des contraintes pour la zone tendue.

### 3. Armatures verticales :

Ils sont disposés en deux nappes parallèles servant à répondre les contraintes de flexion composée, le RPA exige un pourcentage minimal égal à 0,15% de la section du béton. Le ferrailage sera disposé symétriquement dans le voile en raison du changement de direction du séisme avec le diamètre des barres qui ne doit pas dépasser le  $\frac{1}{10}$  de l'épaisseur du voile.

### 4. Armatures horizontales :

Les armatures horizontales parallèles aux faces du mur sont distribuées d'une façon uniforme sur la totalité de la longueur du mur ou de l'élément du mur limité par des ouvertures, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieure.

Le pourcentage minimum d'armatures horizontales données comme suit :

- Globalement dans la section du voile 0,15% ;
- En zone courante 0,10%.

### 5. Armatures transversales :

Les armatures transversales perpendiculaires aux faces du voile sont à prévoir d'une densité de 4 par m<sup>2</sup> au moins dans le cas où les armatures verticales ont un diamètre inférieur ou égal à 12 mm Les armatures transversales doivent tenir toutes les barres avec un espacement au plus égal à 15 fois le diamètre des aciers verticaux.

Les armatures transversales peuvent être des épingles de diamètres de 6 mm lorsque les barres longitudinales ont un diamètre inférieur ou égal à 20 mm et de 8 mm dans le cas contraire.

### 6. Armatures de coutures :

L'effort tranchant doit être repris par des aciers de coutures tout au long des joints de reprise de coulage, leur section est donnée par la formule suivante :

$$\begin{cases} A_{vj} = 1,1 \frac{T}{f_e} \\ T = 1,4V_u \end{cases}$$

$V_u$  : Effort tranchant calculé au niveau considéré.

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'acier tendue nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

## VII.3.2. Ferrailage des voiles :

### Exemple de calcul :

#### Epaisseur du voile :

On prend : **a = 20 cm**

$$A = (a \times 4.50) + 0,50^2 = 1,15 \text{ m}^2$$

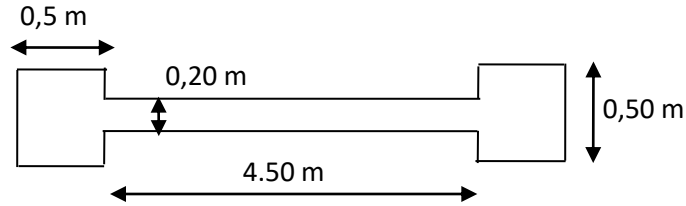


Figure VII.1 : Schéma de voile

$$I = \frac{a L^3}{12} + \frac{b x h^3}{12} = \frac{0,2 \times 4,5^3}{12} + \frac{0,50 \times 0,50^3}{12} = 2,28 \text{ m}^4$$

$$V = 0,5 + \frac{4,5}{2} = 2,75 \text{ m}$$

$$A = 1,15 \text{ m}^2$$

$$I = 2,28 \text{ m}^4$$

$$V = 2,75 \text{ m}$$

$$N = 645,68 \text{ KN}$$

$$M = 6,06 \text{ KN.m}$$

$$T = 3,15 \text{ kn}$$

#### Détermination des contraintes :

$$\begin{cases} \sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M \times V}{I} = \frac{645,68}{1,15} + \frac{6,06 \times 2,75}{2,28} = 0,568 \text{ MPa} \\ \sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{M \times V}{I} = \frac{645,68}{1,15} - \frac{6,06 \times 2,75}{2,28} = 0,554 \text{ MPa} \end{cases}$$

On est dans le 1<sup>er</sup> cas,  $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) > 0$ , La section du voile est entièrement comprimée « pas de zone tendue ». La zone courante est armée par le minimum exigé par le RPA 99/2003 :

$$A_{\min} = 0,15 \times a \times L.$$

#### Calcul des armatures verticales :

D'après le R.P.A 99 (version 2003) on à :

$$A_{\min} = 0,15\% \cdot a \cdot L$$

On calcule le ferrailage pour une bande de 1 mètre (L = 1 m)

$$A_{\min} = 0,15\% \times 20 \times 100 = 3 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

#### 1. Le diamètre :

$$D \leq 1/10 \times a \text{ (mm)}$$

$$D \leq (1/10) \times 200$$

$$D \leq 20 \text{ mm}$$

On adopte :  $D = 12 \text{ mm}$

## 2. L'espacement :

Selon le BAEL 91, on a :

$$St \leq \min \{2.a ; 33 \text{ cm}\}$$

$$St \leq \min \{40; 33 \text{ cm}\} \Rightarrow St \leq 33 \text{ cm} \dots \dots \dots (1).$$

Salon le R.P.A 99 (version 2003) on à:

$$St \leq \min \{1,5x_a , 30 \}$$

$$St \leq \min \{30; 30 \text{ cm}\} \Rightarrow St \leq 30 \text{ cm} \dots \dots \dots (2).$$

$$\text{Donc: } St \leq \min \{St_{\text{BAEL}} ; St_{\text{R.P.A 99}}\}$$

$$St \leq 30 \text{ cm}$$

On adopte un espacement de 20 cm.

Le choix de la section des armatures verticales est **5T12 = 5.65 cm<sup>2</sup>/ml.**

### VII.3.4 Calcul des armatures horizontales :

D'après le R.P.A 99 (version 2003), on adopte le même ferrailage que les armatures verticales soient **5T12 = 5,65 cm<sup>2</sup>/ml** avec un espacement de 20 cm.

### VII.3.5 Calcul des armatures transversales :

D'après le D.T.R-B.C-2.42 et le BAEL 91, dans le cas où le diamètre des aciers verticaux est inférieur ou égal à 12 mm, les armatures transversales sont à prévoir à raison d'une densité de 4/m<sup>2</sup> au moins ; on prend donc **6φ8 par m<sup>2</sup>.**

### VII.3.6 Vérification de la contrainte de cisaillement $\tau_b$ :

$$\text{On calcul la contrainte de cisaillement } \tau_b = \frac{\bar{T}}{a.L}$$

Avec :

a : Epaisseur du voile

L : longueur du voile

Cette contrainte est limitée par :

$$\bar{\tau} = \frac{T \times 1,4}{a \times d} = \frac{1,4 \times 3.15 \times 10^{-3}}{0,2 \times 4.05} = \mathbf{0.0054 \text{ Mpa}}$$

$$\tau_b = 0,0054 \text{ MPa} < 0,05f_{c28} = 1,25 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

## VII.4 Disposition des armatures :

### VII.4.1 armatures verticales :

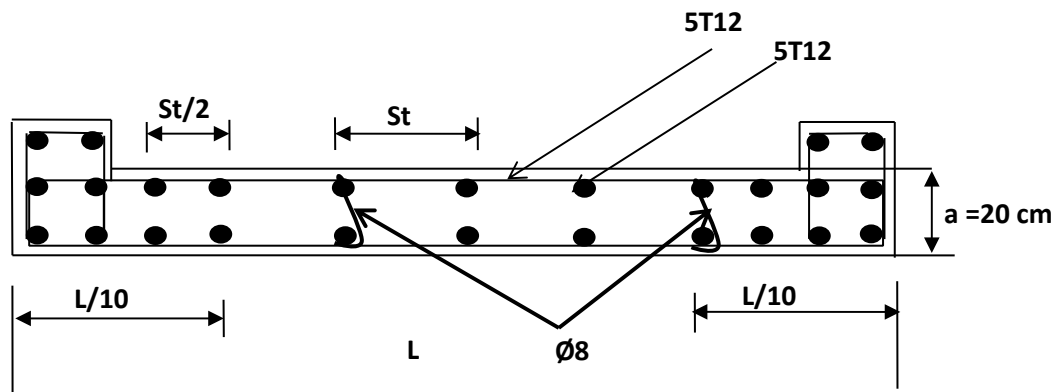
-Les arrêts, jonctions et enrobages des armatures verticales sont effectués conformément aux règles de béton armé en vigueur.

-La distance entre axes des armatures verticales d'une même face ne doit pas dépasser deux fois l'épaisseur du mur ni 33 cm. Selon le BAEL 91, et ne doit pas dépasser 1.5 de l'épaisseur du mur ni 30 cm selon le R.P.A 99 (version 2003).

- A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur  $L/10$  de la largeur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm

On a  $St=20\text{ cm} \rightarrow St/2 = 10\text{ cm} \leq 20\text{ cm}$  .....**Condition. Vérifiée.**

$L=100\text{cm} \rightarrow L/10 = 10\text{cm}$ .



### VII.4.2 Armatures horizontales :

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à  $135^\circ$  ayant une longueur de  $10\phi$ .

Elles doivent être retournées aux extrémités du mur et aux bords libres qui limitent les ouvertures sur l'épaisseur du mur.

Les arrêts, jonctions et enrobages des armatures horizontales sont effectués conformément aux règles de béton armé en vigueur  $St \leq \min(1.5a; 30\text{ cm})$ .

-Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne doit pas dépasser  $1/10$  de l'épaisseur du voile.

### VII.4.3 Armatures transversales :

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré.

Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur

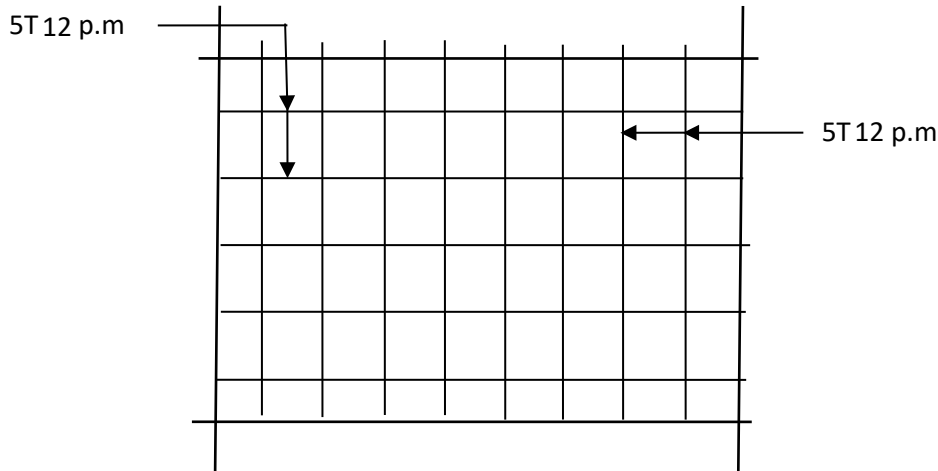


Figure VII.2 :Vue de face de voile

### Vérification de $\sigma_b$ à l'état limite de service

#### Détermination des contraintes :

$$A = 1.15 \text{ m}^2$$

$$I = 2.28 \text{ m}^4$$

$$V = 2.75 \text{ m}$$

$$N = 266.24 \text{ KN}$$

$$M = 3.89 \text{ m}^4$$

$$T = 1.9$$

$$\begin{cases} \sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M \times V}{I} = \frac{266.24}{1.15} + \frac{3.89 \times 2.75}{2.28} = 0.236 \text{ MPa} \\ \sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{M \times V}{I} = \frac{266.24}{1.15} - \frac{3.89 \times 2.75}{2.28} = 0.226 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\text{Max} (\sigma_1 ; \sigma_2) \leq 0.6 \times f_{c28}$$

$$0.236 \leq 15 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

#### Vérification de la stabilité et de la résistance d'un voile (L'ELU):

##### L'effort normal ultime $N_u$ est donné comme suit :

$$A = 1,15 \text{ m}^2$$

$$I = 2.28 \text{ m}^4$$

$$V = 2.75 \text{ m}$$

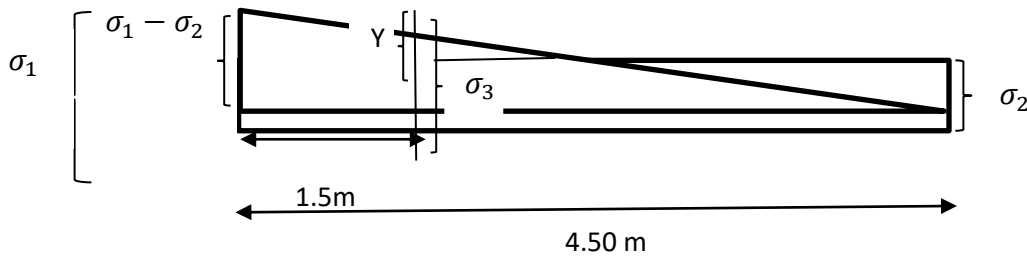
$$N = 363.79 \text{ KN}$$

$$M = 5.34 \text{ KN.m}$$



$$Nu \leq Nulim$$

$$\begin{cases} \sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M \times V}{I} = \frac{363.79}{1.15} + \frac{5.34 \times 2.75}{2.28} = 322.78 = 0.323 MPa \\ \sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{M \times V}{I} = \frac{363.79}{1.15} - \frac{5.34 \times 2.75}{2.28} = 309.89 = 0.310 MPa \end{cases}$$



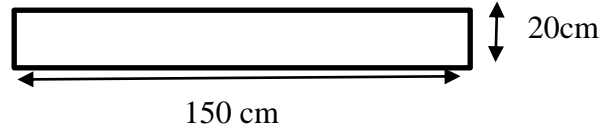
$$d \leq \min \left\{ \frac{He}{2} ; \frac{2}{3} Lc \right\}$$

Avec :

Lc : La longueur de la zone comprimé Lc = L

$$D \leq 1.53 m$$

On prend une bande de 1.5 m



$$\sigma_3 = y + \sigma_2$$

$$\frac{\sigma_1 - \sigma_2}{L} = \frac{y}{L - d}$$

$$Y = \frac{\sigma_1 - \sigma_2 \times (L - d)}{L} = 8.59 m$$

$$\sigma_3 = 8.59 + 309.89 = 318.48 MPa$$

$$\sigma_{moy} = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} = 320.63 Kn / m$$

$$Nu = \sigma_{moy} \times 1.5 \times 0.2 = 96.189 kn / m^2$$

$$Nulim = \alpha \left[ \frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + A_s \frac{f_e}{\gamma_s} \right]$$

$$\text{Pour } \lambda \leq 50 : \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left( \frac{\lambda}{35} \right)^2}$$

$$\text{Pour } 50 < \lambda \leq 70 : \alpha = 0.6 \left( \frac{50}{\lambda} \right)^2$$

Pour une section rectangulaire (a x L) une aire réduite vaut :

$$B_r = L(a - 2cm) = 1.50 \times 0.18 = 0.27 m$$

On appelle élancement  $\lambda$  le rapport :

$$\lambda = \frac{Lf}{i}$$

Lf : longueur de flambement  $\rightarrow Lf = 0.85 \times He = 2.60 \text{ m}$  (voile de rive)

Ou i est le rayon de giration :

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}}$$

$$i = 0.057$$

$$\lambda = \frac{Lf}{i} = 45.61 \text{ m} < 50$$

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} = 0.63$$

I : moment d'inertie de la section :

$$I = \frac{L a^3}{12} = \frac{1.5 \times 0.2^3}{12} = 0.001 \text{ m}^4$$

B aire de la section de béton :

$$B = a \times L = 0.3 \text{ m}^2$$

$$As = 0$$

$$N_{lim} = \alpha \left[ \frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + As \frac{f_e}{\gamma_s} \right]$$

$$N_{lim} = 3150 \text{ KN}$$

96.189  $\leq$  3150 ..... condition vérifiée.

**CHAPITRE VIII:**  
**ETUDE DES FONDATIONS**

## VIII.1. Etude des fondations :

### VIII.1.1. Introduction :

La fondation est la partie d'un ouvrage qui sert exclusivement à transmettre au sol naturel le poids de cet ouvrage, elle doit être telle que la construction dans son ensemble soit stable.

Il est important donc pour déterminer les dimensions de connaître d'une part le poids total de l'ouvrage entièrement achevé et d'autre part la force portante du sol.

D'après le rapport du sol notre terrain a une contrainte admissible de 2 bars à un ancrage de 2 m.

- Pour qu'il n'y a pas chevauchement entre deux fondations, il faut au minimum une distance de 40 cm ;
- Le béton de propreté prévu pour chaque semelle aura 10 cm d'épaisseur ;
- Le calcul des fondations se fait comme suit :
  1. Dimensionnement à l'ELS ;
  2. Ferrailage à l'ELU.

Le choix du type des fondations dépend de :

- Type d'ouvrage à construire ;
- La nature et l'homogénéité du bon sol ;
- La capacité portante du terrain de fondation ;
- La raison économique ;
- La facilité de réalisation.

### VIII.1.2. Choix du type de fondations :

Avec une capacité portante du terrain égale à 2 bars, Il y a lieu de projeter à priori, des fondations superficielles de type :

- Semelles isolées
- Semelles filantes ;
- Radier général.

Commençant par la semelle filante, pour cela on procède à une première vérification qui est : la surface des semelles doit être inférieure à 50% de la surface totale du bâtiment

$$N_{\text{umax}} (\text{poteaux}) = 2268.92 \text{ KN}$$

$$S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}} = 11.34 \text{ m}^2$$

$$\frac{S_{SEMELLE}}{S_{BATIMENT}} < 50\%$$

$$\frac{704.125}{11.34} = 62.09 > 50\%$$

La surface totale de la semelle dépasse 50% de la surface d'emprise du bâtiment, ce qui induit le chevauchement de ces semelles. Vu la hauteur de la construction et les charges apportées par la superstructure, ainsi que l'existence de plusieurs voiles dans cette construction et la faible portance du sol, un radier général a été opter comme type de fondation, ce type de fondation présente plusieurs avantages qui sont :

- L'augmentation de la surface de la semelle qui minimise la forte pression apportée par la structure
- La réduction des tassements différentiels ;
- La facilité d'exécution ;
- La surface de la semelle est donnée par :  $S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$

Avec :

**S** : la surface totale de la semelle ;

$$\begin{cases} N_u = 59170.51 \text{ KN} \\ N_{ser} = 43048.92 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\sigma_{sol} = 2 \text{ bar} = 200 \text{ KN/m}^2$$

### VIII.1.3. Définition du radier:

Le radier est une semelle de très grande dimension supportant toute la construction et qui a une surface d'appui continue (dalles, nervures et poutres) débordant l'emprise de l'ouvrage, elle permet une répartition uniforme des charges tout en résistant aux contraintes de sol.

Un radier général qui constitue un ensemble rigide qui doit remplir les conditions suivantes :

- Assurer l'encastrement de la structure dans le sol ;
- Transmettre au sol la totalité des efforts ;
- Eviter les tassements différentiels.

Un radier est calculé comme un plancher renversé mais fortement sollicité (réaction de sol  $\cong$  poids total de la structure).

#### VIII.1.4. Pré dimensionnement du radier :

##### a) Calcul du débordement

$$D \geq \max \left\{ \frac{h}{2} ; 30 \text{ cm} \right\} = 30 \text{ cm} \rightarrow \text{on prend } D = 50 \text{ cm}$$

On prend un débord de 50 cm de chaque côté dans les deux directions.

$$S_{\text{rad}} = S + S_{\text{bat}} = (P_{\text{bat}} \times 0.50) + S_{\text{bat}} = 49.55 + 704.125 = 753.67 \text{ m}^2$$

##### b) Condition de cisaillement :

$$\begin{cases} \frac{L}{25} \leq d \leq \frac{L}{20} \\ L = 6.60 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow 26.40 \text{ cm} \leq d \leq 33 \text{ cm} \Rightarrow \begin{cases} d = 30 \text{ cm} \\ h = d + c = 30 + 5 = 35 \text{ cm} \end{cases}$$

##### c) Condition forfaitaire :

D'après le BAEL 91 :

$V_u$  : Valeur de calcul de l'effort tranchant à l'ELU ;

$b$  : Désigne la largeur.

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = 0,06 f_{c28} \Rightarrow d \geq \frac{V_u}{0,07 f_{c28} \times b} \\ V_u = \frac{q_u \times L_{\text{max}}}{2} \\ q_u = \frac{N_u}{S} = \frac{59170.51}{753.67} = 78.51 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow V_u = \frac{78.51 \times 6.6}{2} = 259.08 \text{ KN} \\ q_u = 78.51 \times 1 = 78.51 \text{ KN.m} \\ d \geq \frac{259.08 \times 10^{-2}}{0,07 \times 25 \times 1} = 1.48 \text{ m} \end{array} \right.$$

##### d) Choix final :

L'épaisseur qui satisfait aux trois conditions citées ci-avant, nous amène à choisir une hauteur totale du radier égale à 30 cm,  $h_t = 35 \text{ cm}$ .

e) **Détermination de la hauteur de la poutre de libage :**

Pour pouvoir assimiler le calcul du radier à un plancher infiniment rigide, la hauteur de la poutre de libage doit vérifier la condition suivante :

$$\left\{ \frac{L}{9} \leq h \leq \frac{L}{6} \Rightarrow 73.34 \text{ cm} \leq h \leq 110 \text{ cm} \rightarrow \text{On prend } h = 90 \text{ cm} ; d = 81 \text{ cm} ; b = 45 \text{ cm} \right.$$

$L$  : la longueur maximal d'une poutre de libage,  $L = 6,6 \text{ m}$

f) **Vérification des contraintes du sol sous la charge verticale :**

La contrainte du sol sous le radier ne doit pas dépasser la contrainte admissible du sol, le calcul sera fait en tenant compte du poids propre du radier et de la poutre :

**Dalle :**

$$G_{\text{radier}} = \gamma_b (h_r \times s_r + h_p \times b_p \times \sum L_i) = 2,5 \times (0,35 \times 753.67 + 0.90 \times 0.45 \times 50.6)$$

$$= 710.69 \text{ KN}$$

$$N_{\text{ser T}} = N_{\text{ser}} + G_{\text{radier}}$$

$$N_{\text{sert}} = 43048.92 + 710.69 = 43759.61 \text{ t}$$

$$\frac{N_{\text{ser}}}{S_r} = \frac{43048.92}{753.67} = 58.06 \text{ KN/m} < 200 \text{ KN/m} = \dots\dots\dots \text{Condition Vérifiée}$$

g) **La longueur élastique :**

La longueur élastique de la poutre est donnée par:  $L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{K \cdot b}}$

**Avec:**

I: Inertie de la poutre:  $I = b \cdot h^3 / 12 = 0,45 \times (0,9)^3 / 12 = 0,02 \text{ m}^4$

E: module d'élasticité du béton,  $E = 3216419 \text{ t/m}^2$ .

b: largeur de la poutre  $b = 0,45 \text{ m}$ .

K: coefficient de la raideur de sol  $k = 500 \text{ t/m}^3$ .

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times 3216419 \times 0,02}{500 \times 0,45}} = 5.81 \text{ m}$$

$L_{\text{max}} = 6,6 \text{ m} < \frac{\pi}{2} \cdot L_e = 9.12 \text{ m} \dots\dots\dots \text{Condition Vérifiée.}$

$L_{\max}$ : la longueur maximale entre nu des poteaux.

Donc on peut considérer que le radier est infiniment rigide.

#### h) Evaluation des charges pour le calcul du radier :

##### i) Poids unitaire du radie :

$$\begin{cases} \sigma_{\max} = \frac{N_{ser}}{S_{radier}} = \frac{43048.92}{753.67} = 58.06 \text{ KN/m}^2 \\ \sigma_{radier} = \gamma_b \times h = 2.5 \times 0.90 = 22.50 \text{ /m}^2 \end{cases} \Rightarrow Q = \sigma_{\max} - \sigma_{radier} = 35.56 \text{ KN/m}^2$$

Donc la charge en « m<sup>2</sup> » à prendre en compte dans le calcul du ferrailage du radier est de :

$$Q = 35.56 \text{ KN/m}^2$$

#### VIII.1.5. Ferrailage du radier :

Le radier fonctionne comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les voiles qui est soumis à une pression uniforme provenant du poids propre de l'ouvrage et des surcharges. Donc on peut se rapporter aux méthodes données par le BAEL 91.

La fissuration est considérée préjudiciable, vu que le radier peut-être alternativement noyé et émergé en eau douce.

#### VIII.1.6. Méthode de calcul :

Ce radier comporte des panneaux de dalle appuyés sur 4 cotés soumis à une charge uniformément répartie. Les moments dans les dalles se calculent pour une bande de largeur unité (1ml) et ont pour valeurs :

- Dans le sens de grande portée :  $M_{0x} = \mu_x \cdot q \cdot l^2$
- Dans le sens de petite portée :  $M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x}$

Tel que :

$\mu_x$  et  $\mu_y$ : sont des coefficients fonction de  $\alpha$  et  $\nu$  (prend 0 à l'ELS, 0,2 à l'ELU) (cours béton arme BAEL 91).

Pour le calcul, on suppose que les panneaux sont partiellement encastés aux niveaux des appuis d'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis :



- Moment en travée : 
$$\begin{cases} M_t = 0,85 \times M_0 \rightarrow \text{panneau de rive} \\ M_t = 0,75 \times M_0 \rightarrow \text{panneau intermédiaire} \end{cases}$$

### Exemple de calcul :

$$L_x = 4,10 \text{ m}$$

$$L_y = 6,60 \text{ m}$$

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4,10}{6,60} = 0,62 > 0,4$$

La dalle porte dans les deux sens.

$$\mu_x = 0,0794 ; \mu_y = 0,3205$$

:

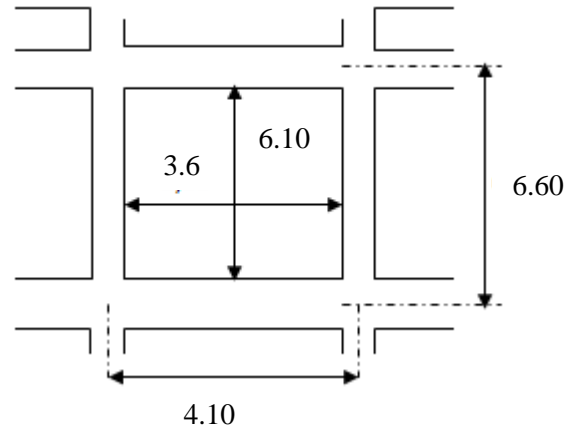


Figure VIII.1 : Schéma du panneau le plus défavorable

### Evaluation des charges

$$\begin{cases} q_u = \frac{N_u}{S_r} = \frac{59170,51}{753,67} = 78,50 \text{ KN/m}^2 \\ q_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_r} = \frac{43048,92}{753,67} = 57,11 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

### Moment isostatique :

$$M_{0x} = \mu_x \cdot Q \cdot L_x^2$$

$$M_{0x} = 0,0794 \times 78,50 \times (4,10)^2 = 104,77 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x}$$

$$M_{0y} = 0,3205 \times 78,50 = 25,15 \text{ KN.m}$$

### a) En travée :

#### 1. Sens x :

$$M_{tx} = 0,75 M_{0x} = 0,75 \times 104,77 = 78,57 \text{ t.m}$$

$$\mu = \frac{M_{tx}}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b} = \frac{78,57 \times 10^3}{14,17 \times 40,5^2 \times 100} = 0,033$$

$$\mu_l = 0,392 \rightarrow \begin{cases} A' = 0 \\ \mu = 0,033 \rightarrow \beta = 0,983 \end{cases}$$

$$A_{tx \text{ calculé}} = \frac{M_{tx}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{78.57 \times 10^3}{0,983 \times 40.5 \times 348} = 5.67 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

**On adopte :** 5T14 / ml, A = 7.70cm<sup>2</sup>/ml, S<sub>t</sub> = 20 cm

## 2. Sens y :

$$M_{ty} = 0,75 M_{0y} = 0,75 \times 25.15 = 18.86 \text{ t.m}$$

$$\mu = \frac{M_{ty}}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b} = \frac{18.86 \times 10^3}{14,17 \times 40.5^2 \times 100} = 0,0081$$

$$\mu_l = 0,392 \rightarrow \begin{cases} A' = 0 \\ \mu = 0,0081 \rightarrow \beta = 0,996 \end{cases}$$

$$A_{ty \text{ calculé}} = \frac{M_{ty}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{18.86 \times 10^3}{0,996 \times 40.5 \times 348} = 1.34 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

**On adopte :** 4T12 / ml, A = 4.52cm<sup>2</sup>/ml, S<sub>t</sub> = 25 cm

## b) En appuis :

### 1. Sens x :

$$M_{ax} = 0,5 M_{0x} = 0,5 \times 78.50 = 39.25 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{ax}}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b} = \frac{39.25 \times 10^3}{14,17 \times 40.5^2 \times 100} = 0,016$$

$$\mu_l = 0,392 \rightarrow \begin{cases} A' = 0 \\ \mu = 0,016 \rightarrow \beta = 0,992 \end{cases}$$

$$A_s = \frac{M_{ax}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{39.25 \times 10^3}{0,992 \times 40.5 \times 348} = 2.80 \text{ cm}^2$$

**On adopte :** 4T12 / ml, A = 4.52 cm<sup>2</sup>/ml, S<sub>t</sub> = 25 cm

### 2. Sens y :

$$M_{ay} = 0,5 M_{0y} = 0,5 \times 25.15 = 12.57$$

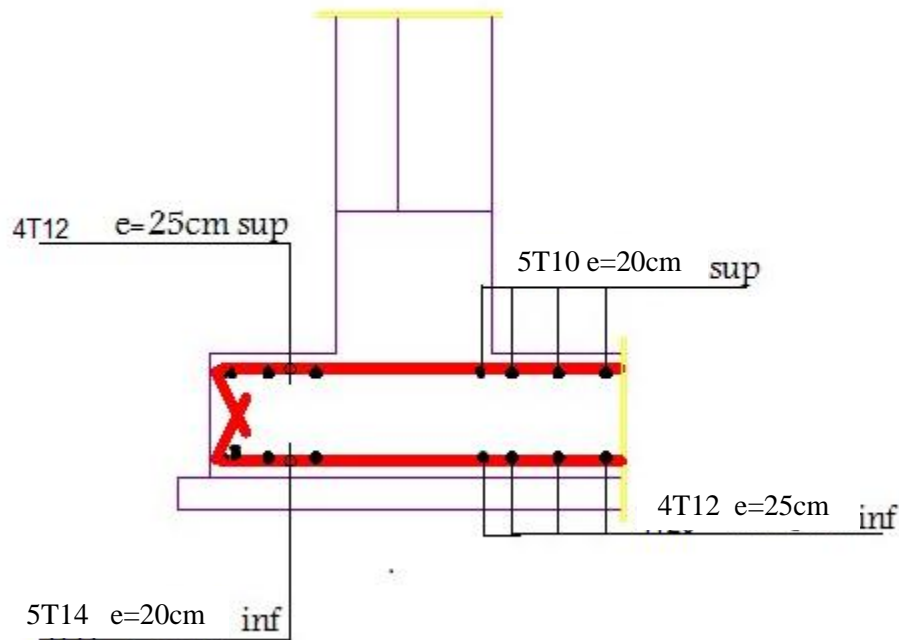
$$\mu = \frac{M_{ay}}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b} = \frac{12.57 \times 10^3}{14,17 \times 40.5^2 \times 100} = 0.0054$$

$$\mu_l = 0,392 \rightarrow \begin{cases} A' = 0 \\ \mu = 0,0054 \rightarrow \beta = 0,997 \end{cases}$$

$$A_s = \frac{M_{ax}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{39,25 \times 10^3}{0,997 \times 40,5 \times 348} = 2,79 \text{ cm}^2$$

On adopte 5T10 / ml, A = 3,93cm<sup>2</sup>/ml, St = 20 cm

**On adopte le même ferrailage pour tous les panneaux du radier.**



**Figure VIII.2 :** Schéma ferrailage de radier.

**c) Condition de non fragilité :**

Pour une dalle travaillant dans les deux sens, la condition de non fragilité est la suivante :

- 1. Sens y :
- En travée :

$$A_y = 4,52 \text{ cm}^2 \geq A_{y \text{ min}} = 8 \times \text{épaisseur} = 3,6 \frac{\text{cm}^2}{\text{ml}} ; \text{ pour Fe400; Condition vérifiée}$$

- 2. Sens x :

$$A_x = 7.70 \text{ cm}^2 \geq A_{x \min} = A_{y \min} \frac{\left(3 - \frac{L_x}{L_y}\right)}{2} = 4.28 \text{ cm}^2 / \text{ml} \text{ Condition vérifiée}$$

$$S_t \leq 33 \text{ cm} \quad ; \text{ Condition vérifier}$$

## VIII.2 vérifications :

### VIII.2.1 Vérification à l'ELU :

#### Armatures transversales (contrainte de cisaillement) :

Vérification de la nécessité de disposer des armatures transversales La dalle est bétonnée sans reprise de bétonnage dans son épaisseur.

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

Avec  $\tau_u = \frac{V_u}{b \times d}$  et  $\bar{\tau} = \frac{10ho}{3} \min(0.15 f_{c28}; 4 \text{ MPa})$  fissuration préjudiciable ou très préjudiciable

$V_u$  : l'effort tranchant ultime

On calcule  $V_x$  et  $V_y$

$$\alpha > 0,4 \Rightarrow \begin{cases} V_x = Q_u \frac{L_x}{2} \cdot \frac{1}{\left(1 + \frac{\alpha}{2}\right)} : V_x > V_y \\ V_y = Q_u \cdot \frac{L_x}{3} \end{cases}$$

$V_x$  et  $V_y$  : sont les efforts tranchants dus aux charges réparties.

$$V_x = 78.51 \frac{4.10}{2} \cdot \frac{1}{\left(1 + \frac{0.53}{2}\right)} = 127.22 \text{ KN}$$

$$V_y = 78.51 \cdot \frac{4.10}{3} = 107.29 \text{ kn}$$

**Donc on a :**

$$\tau_u = \frac{127.22}{1000 \times 40.5} = 0,0031 \text{ mpa}$$

15 cm < h<sub>0</sub> ⇒ 15 cm < 30 cm ; on vérifier que :

$$\bar{\tau} = \frac{10h_0}{3} \min(0.15 f_{c28}; 4 \text{ mpa}) = \frac{10 \cdot 0.15}{3} \min(0.15 \times 25; 4 \text{ Mpa}) = 1.62 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0,0031 < \bar{\tau} = 1.62 \text{ Mpa}$  ..... Condition vérifiée

### VIII.2.2 Les vérifications des contraintes à l'E.L. S.

**En travée :**

$$M_{tx} = 0,75 \times M_{0x} = 0.75 \times 104.77 = 78.58 \text{ KN. m}$$

$$M_{ty} = 0,75 \times M_{0y} = 0.75 \times 25.15 = 18.86 \text{ KN. m}$$

**sur appuis :**

$$M_{a \text{ rive}} = 0,5 \times M_{0x} = 0.5 \times 104.77 = 31.43 \text{ kn. m}$$

$$M_{a \text{ int}} = 0,5 \times M_{0y} = 0.5 \times 25.15 = 12.57 \text{ kn. M}$$

**Vérification des contraintes de béton ;**

**En travée ;**

**Suivant Lx ;**

$$M_{tx} = 78.58 \text{ kn. m} \quad A_{ty} = 7.70 \text{ KN.m}$$

**Position de l'axe neutre :**

$$\frac{100}{2} y^2 + 15x(y - 40.5) - 15x7.70(40.5 - y) = 0$$

$$\rightarrow 22.50y^2 + 115.5y - 4677.75 = 0$$

$$\rightarrow y = 12.07 \text{ cm}$$

Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3} y^3 + nA_s(d - y)^2 = 119730.79 \text{ cm}^4$$

Détermination des contraintes dans le béton comprimé  $\sigma_{bc}$  :

$$\sigma_{bc} = Kxy = \frac{M_{ser}}{I} xy = 7.95$$

Suivant  $L_y$  :

$$M_{ty} = 18.86 \text{KN.m} \quad A_{ty} = 4.52 \text{KN.m}$$

Position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2}y^2 + nA'(y - d) - nA(d - y) = 0$$

$$22.5y^2 + 67.8y - 2745.9 = 0$$

$$y = 9.64 \text{cm}$$

Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}y^3 + nA_s(d - y)^2 = 78006.24 \text{cm}^4$$

Détermination des contraintes dans le béton comprimé  $\sigma_{bc}$  :

$$\sigma_{bc} = Kxy = \frac{M_{ser}}{I} xy = 2.33$$

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

$$\sigma_{bc} = 2.33 < \sigma_{bc} = 15 \text{MPa}$$

Sur appuis :

Appui de rive :

$$M_{arive} = 31.43 \text{KN.m} \quad ; \quad A_{rive} = 4.52 \text{cm}$$

$$\frac{b}{2}y^2 + nA'(y - d) - nA(d - y) = 0$$

$$22.5y^2 + 67.8y - 2745.9 = 0$$

$$y = 9.64 \text{cm}$$

Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}y^3 + nA_s(d - y)^2 = 78006.24 \text{cm}^4$$

Détermination des contraintes dans le béton comprimé  $\sigma_{bc}$  :

$$\sigma_{bc} = Kxy = \frac{M_{ser}}{I} xy = 3.88$$

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

$$\sigma_{bc} = 3.88 < \sigma_{bc} = 15\text{MPa}$$

Appui intermédiaire :

$$M_{arive} = 12.57\text{KN.m} ; A_{rive} = 3.93\text{cm}$$

$$\frac{b}{2}y^2 + nA'(y - d) - nA(d - y) = 0$$

$$22.5y^2 + 58.95y - 2387.47 = 0$$

$$y = 9.07\text{cm}$$

Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}y^3 + nA_s(d - y)^2 = 69425.58\text{cm}^4$$

Détermination des contraintes dans le béton comprimé  $\sigma_{bc}$  :

$$\sigma_{bc} = Kxy = \frac{M_{ser}}{I} xy = 1.64$$

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

$$\sigma_{bc} = 1.64 < \sigma_{bc} = 15\text{MPa}$$

**Sur appuis :**

Intermédiaire :

$$A_{x\min} = 4.52\text{ cm}^2/\text{ml} > A_{a\int} = 3.44\text{cm}^2/\text{ml}$$

Rive :

$$A_{y\min} = 3.93\text{ cm}^2/\text{ml} > A_{a\int} = 2.05\text{cm}^2/\text{ml}$$

➤ **Choix des aciers :**

$$\Phi \leq \frac{h_0}{10} \Rightarrow \Phi \leq 30\text{ mm}$$

**En travée :**

- **Sens  $L_x$  :**

$$\begin{cases} A_{tx} = 5,9 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ S_{tx} \leq \min(3h_0; 33 \text{ cm}) \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 7\text{T}12 \text{ p.m} = 7,92 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ S_{tx} \leq 33 \text{ cm} \rightarrow S_{tx} = 14 \text{ cm} \end{cases}$$

- **Sens  $L_y$  :**

$$\begin{cases} A_{ty} = 3,64 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ S_{ty} \leq \min(4h_0; 45 \text{ cm}) \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 5\text{T}12 \text{ p.m} = 5,65 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ S_{ty} \leq 45 \text{ cm} \rightarrow S_{ty} = 20 \text{ cm} \end{cases}$$

- **Sur appuis de rive :**

$$\begin{cases} A_a = 2,56 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ S_{ty} \leq 33 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 4\text{T}12 \text{ p.m} = 4,52 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ S_t = 25 \text{ cm} \end{cases}$$

- **Sur appuis intermédiaire :**

$$\begin{cases} A_a = 3,44 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ S_{ty} \leq 33 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 4\text{T}12 \text{ p.m} = 4,52 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ S_t = 25 \text{ cm} \end{cases}$$

Conditions vérifiées alors le ferrailage adopté est juste.

**Disposition du ferrailage :**

**Arrêt des barres :**

La longueur de scellement  $L_s$  est la longueur nécessaire pour assurer un ancrage correct.

On a :  $f_e 400$  et  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

Cas des charges uniformes :

Arrêt des armatures en travée et des chapeaux par moitié, les aciers traversant le contour sont ancrés au-delà de celui-ci.

**Arrêt des barres sur appuis :**



$$L_s = \frac{\phi \times f_c}{4 \times \tau_{su}}$$

$$\tau_{su} = 0,6 \times \Psi^2 \times f_{tj}$$

$$\tau_{su} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,84 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,84} = 42,25 \text{ cm}$$

$$L_1 = \max \{ L_s ; 0,2L_x \}$$

$$L_1 = \max \{ 42,25 ; 82 \} = 82 \text{ cm}$$

$$L_2 = \max \left\{ L_s ; \frac{L_1}{2} \right\}$$

$$L_2 = \max \{ 42,25 ; 41 \} = 42,25 \approx 40 \text{ cm}$$

### Arrêt des barres en travée dans les deux sens :

Les aciers armant à la flexion, la région centrale d'une dalle sont prolongés jusqu'aux appuis à raison d'un cas contraire, les autres armatures sont arrêtées à une distance :

$$L_x/10 = 410/10 = 41 \text{ cm} \approx 45 \text{ cm}$$

### VIII.2.3. Ferrailage des poutres de libages :

Le rapport  $\alpha = L_x/L_y > 0,4$

Pour tous les panneaux constituant le radier, donc les charges transmises par chaque panneau se subdivise en deux charges trapézoïdales et deux charges triangulaires pour le calcul du ferrailage on prend le cas le plus défavorable dans chaque sens et on considère des travées isostatiques.

### Calcul de la charge Q :

$$G_{\text{poutre}} = \gamma_{\text{ba}} \times h = 2,5 \times 0,90 = 2,25 \text{ t/m}^2$$

$$G_{\text{dallage}} = 2,5 \times 0,15 = 0,375 \text{ t/m}^2$$

$$G_{\text{revetement}} = 0,116 \text{ t/m}^2$$

$$G_{\text{remblais}} = 1,25 \times 1,8 = 2,25 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_{\text{radier}} = 2,25 + 0,375 + 0,116 + 2,25 = 4,991 \text{ t/m}^2; \sigma_{\text{max}} = 5,806 \text{ t/m}^2$$

$$Q = \sigma_{\text{max}} - \sigma_{\text{radier}} = 5,806 - 4,991 = 0,815 \text{ t/m}^2$$

### Calcul de Q' :

C'est la charge uniforme équivalente pour le calcul des moments.

$$Q' = \frac{Q}{2} \left[ \left( 1 - \frac{L_{x1}^2}{3 \cdot L_{y1}^2} \right) \cdot L_{x1} + \left( 1 - \frac{L_{x2}^2}{3 \cdot L_{y1}^2} \right) \cdot L_{x2} \right]$$

$$Q' = 114,57 \text{ KN/m}$$

$$M_0 = Q' \cdot L^2 / 8 = 623,83 \text{ Kn.m}$$

### Calcul du ferrillage :

#### En travée :

$$M_{Tx} = 0,85 M_{0x} = 0,85 \times 623,83 = 530,26 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{ty}}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b} = \frac{530,26 \times 10^3}{14,17 \times 85,5^2 \times 45} = 0,11$$

$$\mu_l = 0,392 \rightarrow \begin{cases} A' = 0 \\ \mu = 0,11 \rightarrow \beta = 0,940 \end{cases}$$

$$A_{ty \text{ calculé}} = \frac{M_{ty}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{530,26 \times 10^3}{0,940 \times 85,5 \times 348} = 18,96 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

#### On adopte :

$$\left. \begin{array}{l} 1^{\text{er}} \text{ lit : } 4\text{T}20 \\ 2^{\text{eme}} \text{ lit : } 4\text{T}20 \end{array} \right\} A = 25,14 \text{ cm}^2/\text{ml}, S_t = 25 \text{ cm}$$

#### Sur appuis : (intermédiaire)

$$M_{ax} = 0,4 M_{0x} = 0,4 \times 623,83 = 249,53 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{ay}}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b} = \frac{249,53 \times 10^3}{14,17 \times 85,5^2 \times 45} = 0,053$$

$$\mu_l = 0,392 \rightarrow \begin{cases} A' = 0 \\ \mu = 0,053 \rightarrow \beta = 0,972 \end{cases}$$

$$A_{ax \text{ calculé}} = \frac{M_{ax}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{249.53 \times 10^3}{0,972 \times 85.5 \times 348} = 8.62 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\left. \begin{array}{l} 1^{\text{er}} \text{ lit : 4T16} \\ 2^{\text{eme}} \text{ lit : 4T16} \end{array} \right\} A = 16.08 \text{ cm}^2/\text{ml}, S_t = 25 \text{ cm}$$

Sens transversale :

Calcul de  $Q'$  :

C'est la charge uniforme équivalente pour le calcul des moments.

$$Q' = \frac{2}{3} \cdot Q \cdot Lx_1$$

Tel que :  $Q = 78.51 \text{ KN/m}^2$

$$Lx_1 = 5 \text{ m}$$

$$Q' = 2/3 \times 78.51 \times 5 = 261.7 \text{ KN/m}$$

$$M_o = \frac{Q' \cdot l^2}{8} = \frac{261.7 \times 5^2}{8} = 182.13 \text{ KN.m}$$

**Calcul du ferrailage :**

**En travée :**

$$M_{tx} = 0,85 M_{ox} = 0,85 \times 182.13 = 154.81 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{ty}}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b} = \frac{154.81 \times 10^3}{14,17 \times 85.5^2 \times 45} = 0,033$$

$$\mu_l = 0,392 \rightarrow \begin{cases} A' = 0 \\ \mu = 0,033 \rightarrow \beta = 0,983 \end{cases}$$

$$A_{ty \text{ calculé}} = \frac{M_{ty}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{154.81 \times 10^3}{0,983 \times 85.5 \times 348} = 4.98 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

**On adopte :** 4T14 / ml,  $A = 6.16 \text{ cm}^2/\text{ml}$ ,  $S_t = 25 \text{ cm}$

**Sur appuis : intermédiaire**

$$M_{ax} = 0,5 M_{ox} = 0,5 \times 182.13 = 91.06 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{ty}}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b} = \frac{91.06 \times 10^3}{14,17 \times 85.5^2 \times 45} = 0,019$$

$$\mu_l = 0,392 \rightarrow \begin{cases} A' = 0 \\ \mu = 0,019 \rightarrow \beta = 0,988 \end{cases}$$

$$A_{ty \text{ calculé}} = \frac{M_{ty}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{91.06 \times 10^3}{0,990 \times 85.5 \times 348} = 3.09 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

**On adopte :** 4T12 / ml, A = 4,52 cm<sup>2</sup>/ml, S<sub>t</sub> = 25 cm

### Rive :

$$M_a = 0,2 \cdot M_0 = 36.43 \text{ KN.m}$$

$$\mu = 0,007 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow (A' = 0); \beta = 0,996; A_s = 1.23 \text{ cm}^2$$

On adopte : **(4T12) Fil ; A = 4,52 cm<sup>2</sup>.**

### **VIII.2.4. Armature de peau :**

Selon le BAEL 91 la hauteur de l'âme de la poutre :  $h_a \geq 2(80 - 0,1 fe) = 70 \text{ cm}$

Dans notre cas  $h_a = 90 \text{ cm}$  (vérifiée), donc notre poutre est de grande hauteur, dans ce cas il devient nécessaire d'ajouter des armatures supplémentaires sur les parois de la poutre (armatures de peau). En effet, les armatures déterminées par le calcul et placées à la partie inférieure de la poutre n'empêchent pas la fissuration que dans leur voisinage et les fissures risquent d'apparaître dans la zone de béton tendue. Ces armatures, qui doivent être placées le long de la paroi de chaque côté de la nervure, elles sont obligatoire lorsque la fissuration est préjudiciable ou très préjudiciable, mais il semble très recommandable d'en prévoir également lorsque la fissuration peu préjudiciable ; leur section est d'au moins 3 cm<sup>2</sup> par mètre de longueur de paroi ; pour ces armatures, les barres à haute adhérence sont plus efficaces que les ronds lisses.

Donc pour une poutre de section  $(h \times b_0) = (0,9 \times 0,5) \text{ m}^2$ , on a :

$$A_{sp} = 3 \times 2 \times (b_0 + h)$$

$$\text{Asp} = 3 \times 2 (0,45 + 0,9) = 8,1 \text{ cm}^2$$

On adopte **4T 16 Fil; A = 8.04 cm<sup>2</sup>**.

### VIII.2.5. Contrainte de cisaillement :

$$T = \frac{q \times l}{2} = \frac{81,5 \times 5}{2} = 203,75 \text{ KN}$$

$$T_{max} = 203,75 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b \cdot d} = \frac{203,75 \times 10^{-1}}{0,45 \times 0,855 \times 10^2} = 0,532 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \min(0,13f_{c28}; 5 \text{ MPa}) ;$$

$$\bar{\tau}_u = \min(3,25 \text{ MPa}; 5 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,532 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition Vérifiée}$$

### VIII.2.6. Armatures transversales :

**Diamètre :**  $\varphi_t \leq \min(h/35; \varphi_1; b/10) = \min(20; 12; 40) = 12 \text{ mm}$   
on prend  $\varphi_t = 10 \text{ mm}$

**Espacement:**

$$S_t = \min\left(\frac{h}{4}, 12\varphi_1\right) = \min(23,75, 14,4)$$

Donc on utilise des armatures HA, Fe400, soit 4T8 , A=2,01cm<sup>2</sup>.

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot S_t} \geq \max(\tau_u/2; 0,4 \text{ MPa}) = \max(0,165; 0,4 \text{ MPa}) = 0,4 \text{ MPa}$$

$$\frac{2,01 \cdot 400}{45 \cdot 15} = 1,19 > 0,4 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

# CONCLUSION GÉNÉRALE

## Conclusion Générale

L'étude de ce projet nous a permis, d'appliquer toutes nos connaissances acquises durant le cursus universitaire ainsi que les approfondir davantage concernant le domaine de bâtiment tout en respectant la réglementation en vigueur. Les points importants tirés de cette étude sont :

- La disposition des voiles en respectant l'aspect architectural du bâtiment, est souvent un obstacle majeur pour l'ingénieur du Génie Civil. Cette contrainte architecturale influe directement sur le bon comportement de la structure vis-à-vis des sollicitations extérieures, telles que le séisme.
- La simplicité de la structure doit être respectée en priorité par le concepteur car sa modélisation, son calcul, son dimensionnement et même sa mise en œuvre permettent de prévoir aisément son comportement en cas de séisme.
- Pour garantir une stabilité totale de la structure vis-à-vis des déplacements horizontaux, nous avons vérifié l'effet du second ordre (Effet P-delta).
- Il est important de souligner la nécessité de garantir une meilleure qualité des matériaux, et leur mise en œuvre. Une construction peut s'effondrer suite à l'utilisation des matériaux de qualité médiocre.

Outre la résistance, l'économie est un facteur très important qu'on peut concrétiser en jouant sur le choix de section du béton et d'acier dans les éléments résistants de l'ouvrage, tout en respectant les sections minimales requises par le règlement en vigueur.

### **REGLEMENTS ET LIVRES**

- Règles B.A.E.L 91.
- Règle de conception et de calcul des structures en béton armé C.B.A 93 « DTR- B.C2541 ».
- Règles parasismiques algériennes R.P.A 99 « version 2003 » .
- Charges permanentes et charges d'exploitation D.T.R-B.C 2.2.
- Conception et calcul des structures de bâtiment (Tome 1, 2, 3, 4) HENRY Thonier.

### **Logiciels utilisés**

#### **LOGICIELS**

- Logiciel d'analyse des structures ETABS version 9.7.4.
- EXCEL 2016.
- WORD 2016.
- AUTO CAD 2015.
- SOCOTEC
- RDM-6