

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 GÉNIE CIVIL

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

Spécialité : Génie Civil

Option : Structures

Présenté par :

BENCHEIKH Zohra

&

BOUDOUAIA Abdelwahab

Sujet du mémoire

***Etude d'une tour à usage multiple (R+8)  
avec sous sol contreventé par des voiles et  
des portiques***

Soutenu publiquement le 27 juin 2022 devant le jury composé de :

M <sup>r</sup> .RABAHI	Abderezak	Président
M <sup>r</sup> ..KRIM	Abdellah	Encadreur
M <sup>r</sup> .KERROUM	Nadir	Examineur
M <sup>r</sup> B.DJEBLI	Benyagoub	Examineur

***Promotion : 2021-2022***

## *Remerciement*

*Allah le bénéfique soit loué et qu'il nous guide sur la bonne voie.*

*Ainsi Nous remercions très chaleureusement notre encadreur  
Dr. M<sup>r</sup>. KRIM Abdellah pour tous ses conseils et ses orientations pour  
la réalisation de ce travail.*

*Aux membres du jury qui ont bien voulu lire et évaluer le présent*

*Mémoire*

*Nous remercions tous ceux qui nous ont aidés et témoigner leur  
sympathie*

# *D*EDICACE

*Je dédie ce travail à toutes les personnes qui me sont  
chères,*

*À la mémoire de mes parents,*

*À ma mère qui sacrifie jour et nuit pour nous voir heureux,*

*À ma sœur : Amel qui est toujours derrière moi,*

*À toutes mes amies et à tous mes proches.*

*Z*ahira

## SOMMAIRE

المخلص	1
Résumé	2
Abstract	3
Liste des Figures	4
Liste des Tableaux	5
Liste des notations et symboles	6
<b>Introduction générale</b>	<b>8</b>
<b>Chapitre I : présentation de l'ouvrage et hypothèses de calcul:</b>	
I.1. Présentation de l'ouvrage	10
I.2. Caractéristiques géométriques du bâtiment	10
I.3. Caractéristiques géotechniques du sol	10
I.4. Description des différents éléments de la structure	10
I.4.1. Superstructure	10
I.4.2. Infrastructure	10
I.5. Caractéristiques mécaniques des matériaux	11
I.5.1. Béton	11
I.5.2. Les Aciers	16
5.2.1. Diagramme déformation –contrainte de calcul	16
5.2.2. Contrainte limitée de traction des armatures	17
I.6. Hypothèse de calcul	17
I.6.1. Etat limite ultime de résistance (E.L.U.R)	17
I.6.2. Etat limite de service (ELS)	18
I.7. Sollicitation du calcul vis-à-vis des états limites	19
<b>Chapitre II :pré-dimensionnement des éléments structuraux</b>	
II.1. Introduction	20
II.2. Pré-dimensionnement des planchers	20
II.2.1. Plancher en corps creux	20
II.3. Evaluation des charges et des surcharges	21
II.3.1. Charges permanentes et d'exploitation	21
II.4. Pré-dimensionnement des poutres	23
II.4.1Poutres principales	24
II.4.2.Poutres secondaires	24
II.5. Loi de dégression de la surcharge d'exploitation	24
II.6. Pré-dimensionnement des poteaux	25
II.6.1. La surface afférente du poteau	25
II.6.2. Exemple de calcul	25
II-7.Pré dimensionnement des voiles	27
<b>Chapitre III : étude des planchers</b>	
III.1. Introduction	30
III.2. Pré-dimensionnement des poutrelles	30
III.2.1. Calcul de la largeur (b) de la poutrelle	31
III.3. Méthode de calcul des poutrelles	31
III.3.1. Plancher étage courant	31

III.3.1.1. Méthode forfaitaire	31
III. 3.2. Plancher Terrasse	33
III.3.2.1. Méthode de calcul : ( RDM 6)	33
III.4. Etude des poutrelles	33
III.4.1. Différents types des poutrelles	33
III.4.2. Combinaisons des charges	34
III.A. Plancher de Sous-sol:	34
III.A.4.3. Ferrailage	38
4.3.1. Calcul des armatures longitudinales	38
4.3.2 Condition de non fragilité (section en T <sub>e</sub> ) :	39
III.5.Dessin de ferrailage des poutrelles (Etage de sous-sol) :	45
III.B.Plancher de rez de chaussées:	46
III.B.4.3. Ferrailage	50
4.3.1. Calcul des armatures longitudinales	50
4.3.2 Condition de non fragilité (section en T <sub>e</sub> )	50
III.5.Dessin de ferrailage des poutrelles (Etage de rez de chaussées) :	57
III.C : Plancher d'étage courant	57
III.4.3.1 Ferrailage	62
4.3.1 Calcul des armatures longitudinales	62
4.3.2 Condition de non fragilité (section en T <sub>e</sub> )	62
III.5 Dessin de ferrailage des poutrelles (Etage Courant) :	69
III.D. Plancher Terrasse	69
III.D.4.3 Ferrailage	71
4.3.1 Calcul des armatures longitudinales :	71
4.3.2 Condition de non Fragilité :	72
III.5 Dessin de ferrailage des poutrelles (Etage Commercial) :	78
III.5.Ferrailage de la dalle de compression	79
<b>Chapitre IV : Etude des éléments non- structuraux</b>	
IV.1 Acrotère :	80
IV.1.1 Définition :	80
IV.1.2 Charges sollicitant l'acrotère :	80
IV.1.2.1 Charges permanentes et charges d'exploitation :	80
IV.1.2.2 Charge aux états limites :	80
IV.1.3 Enrobage :	81
IV.1.4 Excentricité :	81
IV.1.5 Calcul du ferrailage (E.L.U) :	81
IV.1.5.1 Vérification de la compression (partielle ou entière) de la section :	81
IV.1.5.2 Vérification de l'existence des armatures comprimées A' :	81

IV.1.5.4 Section minimale des armatures pour une section rectangulaire	82
IV.1.6 Les vérifications :	82
IV.1.6.1 Vérification des contraintes (E.L.S.) :	82
IV.1.6.2 Détermination des contraintes dans le béton comprimé $\sigma_{bc}$ :	83
IV.1.6.3 Détermination des contraintes dans l'acier tendu $\sigma_{st}$ :	83
IV.1.6.4 Contrainte de cisaillement :	83
IV.1.6.5 Vérification du ferrailage vis-à-vis au séisme :	84
IV.1.6.6 Disposition du ferrailage :	84
IV.2. Balcons	84
IV.2.1. Balcons (Type 1)	84
IV.2.2 Balcons (Type 2)	87
IV.3. Ascenseur	92
IV.3.1. Calcul du poids des composants de l'ascenseur	92
IV.3.2. Calcul de la charge total $q_u$	94
IV.3.2.1. Calcul de la charge de rupture	94
IV.3.2.2. Calcul des poids des câbles	94
IV.3.2.3. Vérification de $C_r$	95
IV.3.2.4. Calcul de la charge permanente total $G$	95
IV.3.2.5. Vérification de la dalle au poinçonnement	95
IV.3.2.6. Evaluation des moments dus aux charges concentrées	96
IV.3.3. Distances des Rectangles	96
IV.3.4. Calcul des moments suivant les deux directions	96
IV.3.4.1 Moments dus aux charges concentrées	97
IV.3.4.2. Moments dus aux charges réparties (poids propre)	97
IV.3.4.3. Moments retenus	98
IV.3.4.4. Calcul du ferrailage de la dalle	98
IV.3.4.5. Section minimale des armatures	100
IV.3.4.6. Choix des aciers	100
IV.3.4.7. Armatures transversal	101
IV.3.5. Vérification à l'E.L.S	102
IV.3.5.1. Calcul des sollicitations sous l'effet des charges concentrées	102
IV.3.5.2. Moments dus aux charges concentrées	103
IV.3.5.3. Moments dus aux charges réparties (poids propre)	103
IV.3.5.4. Moments dus aux charges réparties (E.L.S)	103
IV.3.5.5. Moments appliqués au centre d'impact du rectangle	104
IV.4. Les escaliers :	108
4.1. Définition :	108
4.2. Dimensionnement des marches et contre marches :	109
4.3. Evaluation des charges et surcharges à E.L.U et E.L.S :	110
IV.4.4. Les charges appliquées :	111
IV.4.5. Combinaisons traction :	111
IV.4.6. Calcul du ferrailage	114
IV.4.6.1. Armatures longitudinales : (la paillasse).	114
IV.4.6.2. Armatures longitudinales : ( le palier ).	114

IV.4.6.3. Les armatures de répartitions :	115
IV.4. 7. Espacement entre les armatures B.A.E.L91	115
IV.4.8. Vérification de l'effort tranchant :	116
IV.4.9. vérification de la flèche : BAEL 91,Modif 99.(ART : B.6.5.1) :	116
IV.4.9.1 Disposition du Ferrailage:	117
IV.B.4.4.Les charges appliquées :	117
IV.4.5 Combinaisons traction :	117
IV.4. 6. Calcul du ferrailage :	120
IV.4.6.1.Armatures longitudinales : (la pailasse).	120
IV.4.6.2.Armatures longitudinales : ( le palier ).	121
IV.4.6.3. Les armatures de répartitions :	122
IV.4.7. Espacement entre les armatures : BAEL91	122
IV.4.8. Vérification de l'effort tranchant :	122
IV.4.9. vérification de la flèche : BAEL 91,Modif 99.(ART : B.6.5.1) :	124
IV.4.9.1 Disposition du Ferrailage:	124
IV.5. Pré dimensionnement de la poutre limon (Brisé) :	124
IV.5.1.a. Détermination de la hauteur :	124
IV.5.1.b. Vérification :	124
IV.5.2.Descente des charges :	124
IV.5.3.1. Déterminations du moment et l'effort tranchant On utilise la méthode R-D-M	125
IV.5.3.2. Diagramme de moment fléchissant:	125
IV.5.4 diagramme de l'effort tranchant :	125
IV.5.5 Dessin de ferrailage de la poutre limon.	126
IV.6.Vérifications :	126
IV.6.1.Condition de non fragilité : BAEL 91	126
IV.6.2.Contrainte transversale : BAEL 91	126
IV.6.2.a. Contrainte de cisaillement :	126
IV.6.2.b. Comme la fissuration est préjudiciable:	127
IV.6.2.c. Diamètre des armatures transversales $\varnothing_t$ :	127
IV.6.2.d. Calcul de l'espacement :	127
IV.6.3. ancrage des barres au niveau des appuis :	127
IV.6.4.a. contrainte d'adhérence :	128
IV.6.4.b. contrainte d'adhérence : (précis de calcul B.A page 236).	128
IV.6.5. Vérification de la flèche :	128
<b>Chapitre V : Etude sismique</b>	
V.1. Introduction	129
V.2. Méthode de calcul : proposée pour le RPA99 (Art. 4.1.1)	129
V.3. Classification de l'ouvrage selon les RPA99 / Version 2003	129
V.4. Spectre de réponse de calcul RPA99-v2003 (Art:4.3.3)	130
V.5. Chargement de portique	135
V.5.1 Etude sous les charges verticales	135
V.5.2. Le chargement	135
V.6. Poids total de la structure "W" :	137

<u>V.7. Calcul des déplacements :</u>	143
.V.8 Vérification de l'effet P-Delta	144
<b>Chapitre VI : Ferrailage des portiques</b>	
VI.1. Introduction	144
VI.2. Les combinaisons de calcul	147
VI.3. Ferrailage des poutres	155
VI.4. Ferrailage des poteaux	163
<b>Chapitre VII : Etude des voiles de contreventement</b>	
VII.1.Introduction	164
VII.1.1.Conception :	164
VII.1.2.Calcul :	164
VII.2. Principe de calcul :	164
VII.3.La méthode de calcul :	164
VII.3.1 Armatures verticales :	165
VII.3.2 Armatures horizontales :	165
VII.3.3 Armatures transversales :	165
VII.4 Ferrailage des voiles	166
VII.4.1 Exemple de calcul	166
<b>Chapitre VIII : Etude de l'infrastructure</b>	
VIII.1 Calcul des fondations :	168
VIII.1.1 Introduction :	168
VIII.1.2 Définition :	168
VIII.2 Calcul du radier	168
VIII.2.1 Pré dimensionnement du radier :	169
VIII.3 Détermination de la hauteur de la poutre de libage :	170
VIII.3.1 Vérification des contraintes du sol :	170
VIII.3.2 La longueur élastique	170
VIII.4 Evaluation des charges pour le calcul du radier :	171
VIII.4.1 Poids unitaire du radier :	171
VIII.5 Ferrailage du radier :	171
VIII.5.1 Ferrailage des dalles	171
VIII.5.2 Vérification de l'espacement :	173
VIII.5.3 Disposition du ferrailage :	174
VIII.6 Ferrailage des poutres de libage	175
VIII.6.1 Contraint de cisaillement :	178
VIII.2 Etude des voiles périphériques:	180
<b>Conclusion générale</b>	181
<b>Références bibliographiques</b>	182

## ملخص

الهدف من إعداد هذا المشروع , هو القيام بدراسة مفصلة لعمارة متكون من ثمانية طوابق + طابق أرضي و طابق سفلي و الذي سينشأ في ولاية تيارت المصنفة ضمن المناطق الضعيفة للنظام زلزاليا تبعا للقانون الجزائري ضد الزلازل RPA99.V2003 ,BAEL91المذكورة تتطرق للمشروع مع التعريف بخصائص المواد المستعملة, بعدها سنقوم بحساب أولي لأبعاد عناصر البناية ثم تأتي وصفا عام عملية تحديد الحمولات المطبقة على البناية ,كما سنقوم بحساب العناصر الأساسية من (أعمدة، روافد، جدران خراسانية) و ثانوية من(أعصاب السقف المجوف، الشرفات، السلالم، الأسقف) في الأخير نستعمل برنامج ايتابس للقيام بدراسة زلزالية للبناية بهدف تحديد الإجهادات المختلفة للبناية، وستنتهي المذكرة بخاتمة عامة لهذا العمل.

## Résumé

Ce projet présente une étude détaillée d'un bâtiment constitué d'un Rez de chaussée plus (8) étages avec sous-sol, implanté à la wilaya de TIARET. Cette région est classée en zone faible sismicité I selon le RPA99 version 2003. En utilisant règlements de calcul et vérifications du béton armé (RPA99V2003 et B.A.E.L91 modifié99), cette étude entame la description générale du projet avec une présentation de caractéristiques des matériaux, ensuite le prédimensionnement de la structure, la descente des charges et calcul des éléments principaux (poteaux, poutres et voiles) et secondaires (poutrelles, balcons, escaliers, acrotère, planchers). En fin on a une étude dynamique de la structure avec le logiciel ETABS, afin de déterminer les différentes sollicitations dues aux chargements (charges permanentes, d'exploitation et charge sismique), et on termine le travail avec une conclusion générale.

## **Abstract**

This project presents a detailed study of a building for residential use consisting of a ground floor plus (8) floors with basement, located at the wilaya of TIARET. This region is classified as a weak seismicity zone I according to RPA99 version 2003. Using calculation regulations and verification of reinforced concrete (RPA99V2003 and B.A.E.L91 modified), this study starts the general description of the project with a presentation of the characteristics of the materials, then the pre-size of the structure, the descent of the charges. and calculation of the main elements (poles, beams and sails) and secondary elements (beams, balconies, stairs, acrotera, floors) In the end we have a dynamic study of the structure with the ETABS software, in order to determine the different load loads (permanent, operating and seismic loads), and we complete the work with a general conclusion.



# *Liste des figures*

## Liste des Figures

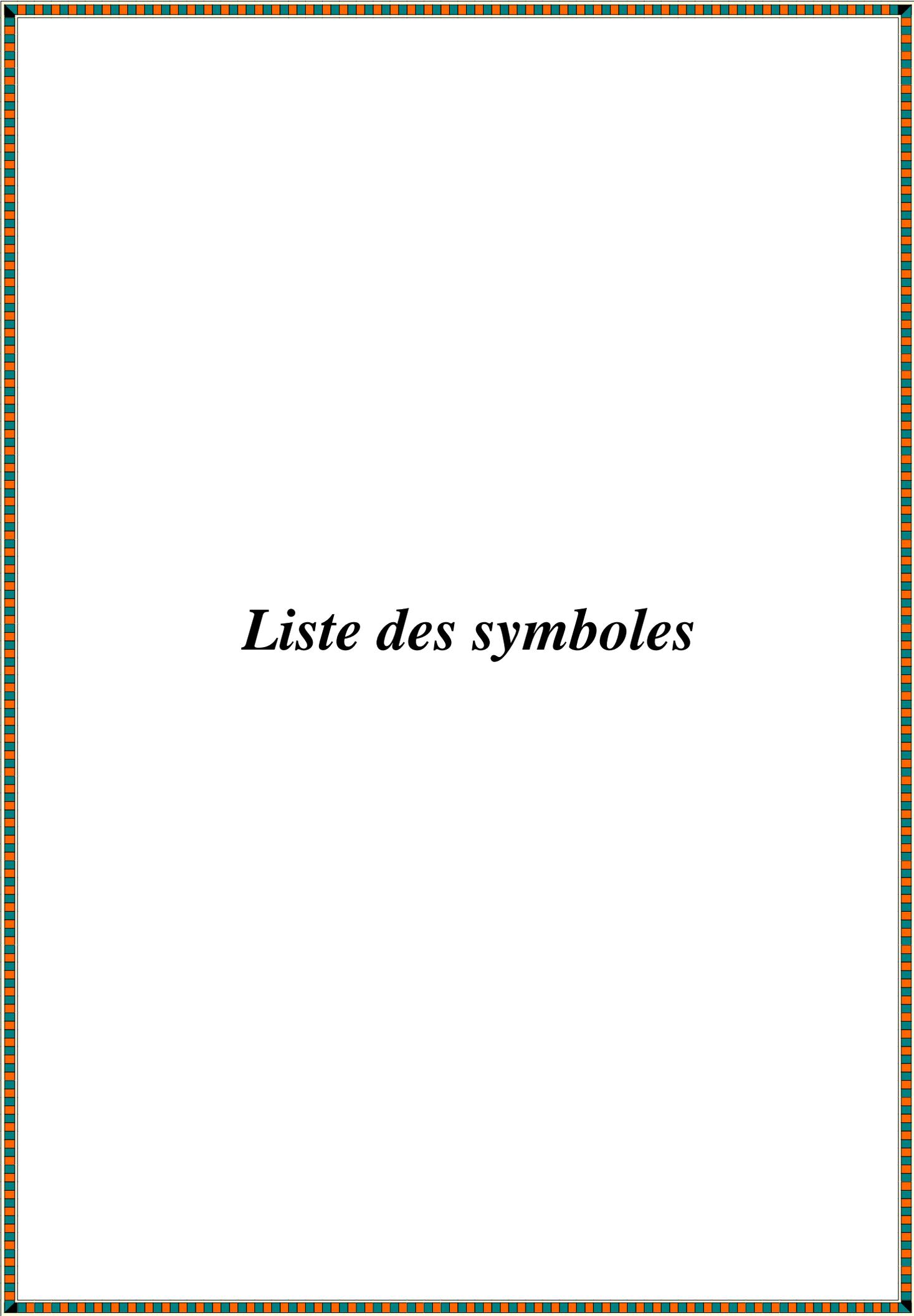
Figure I.2 : Evolution de la résistance à la traction $f_{tj}$ en fonction de $f_{cj}$	16
Figure I.3 : Diagramme contrainte déformation de calcul à l'ELU	18
Figure I.4 : Diagramme rectangulaire simplifié	20
Figure. II.2 : Couple d'un plancher terrasse	26
Figure. II.3: Coupe d'un plancher étage courant	35
Figure III.2. : Schéma explicatif	41
Figure III.3 : Schémas explicatifs	44
Figure III.4 : Schémas explicatifs	50
Figure. III.5: Schéma de ferrailage de la poutre palière.	56
Figure III.6 : Les moments appliqués à la dalle	61
Figure III.7 : Armatures inférieures (travée)	70
Figure III.8 : Armatures supérieures (sur appuis)	70
Figure III.9 : Armatures de voile (cage d'ascenseur )	71
Figure IV.2 Schéma explicatif	76
Figure. IV.3. : Diagramme des moments fléchissant	80
Figure. IV.4 : Diagramme des efforts tranchant	80
Figure IV.5: section en T	81
Figure IV.6: Condition de non fragilité (section en T)	83
Figure IV.7: Dessin de ferrailage des poutrelles des étages courants.	89
Figure IV.8. : Diagramme des moments fléchissant	92
Figure IV.9. : Diagramme des efforts tranchant	92
Figure IV.10: Condition de non fragilité (section en T)	94
Figure IV.11: Effort tranchant par la méthode des triangles semblables	97
Figure IV.12: Dessin de ferrailage des poutrelles des terrasses	101
Figure .V.2: Courbe de spectre de réponse.	104
Figure V.3 Disposition des voiles contreventement	107
Figure VI.2 : Dessin de ferrailage des sections des poutres Secondaires	130
Figure VI.3 : La zone nodale	137
Figure VI.4 : Ferrailage des sections des poteaux	139
Figure VII.2 : Voile Type	145
Figure VII.3 : Disposition des armatures	146
Figures VIII.2: Schéma du panneau le plus défavorable	152
Figure VIII.3 : Armatures supérieures (en travée)	155
Figure VIII.4 : Armatures inférieures (sur appuis)	155
Figure VIII.5 : Répartition des charges sur les poutres selon les lignes de rupture.	156
Figure VIII.6 : Répartition des charges sur les poutres selon les lignes	157
Figure VIII.8 Ferrailage de la poutre de libage (sens longitudinal)	160
Figure VIII.9 Ferrailage de la poutre de libage (sens transversal)	160



# *Listes des tableaux*

## Liste Des Tableaux

Tableau I.2 : Les déformations limites du pivot	20
Tableaux II.2 : Descente des charges Plancher (étage)	25
Tableaux II.3 : Descente des charges mur de façade extérieur	25
Tableaux II.4 : Descente des charges (Balcon)	26
Tableau. II.5. Tableau de descente de charges sur poteaux	29
Tableaux II.6 : Descente des charges (Paillasse)	33
Tableaux II.7 : Descente des charges (Le Palier)	33
Tableau III. 2 : Les résultats des moments isostatiques des rectangles.	61
Tableau III. 3 : Les résultats des moments isostatiques des rectangles.	66
Tableau. IV.2: Tableau Récapitulatif Des Résultats Obtenus (Plancher terrasse)	85
Tableau V.2: Pénalité à retenir pour le critère de qualité	106
Tableau V.3: Valeurs de T1 et T2	106
Tableau V.4: Coefficient d'accélération de zone « A »	106
Tableau V.5: Périodes et facteurs de participation massique du modèle	107
Tableau V.6: les forces sismiques à la base	107
Tableau V.7 : Déplacements relatifs à chaque niveau dans les deux sens.	109
Tableau V.8 : L'excentricité	109
Tableau V.9: Valeurs du coefficient CT	110
Tableau V.10 : Vérification à l'effet P- $\Delta$	114
Tableau VI.2 : Poutres principales (de rive)	128
Tableau VI.3 : Poutres Secondaires (intermédiaires)	128
Tableau VI.4 : Poutres Secondaires (de rive)	129
Tableau VI.5 : Les sollicitations défavorables du 1er genre et 2eme genre	132
Tableau V.6 : Les sollicitations défavorables du 1er et 2ème genre .	137

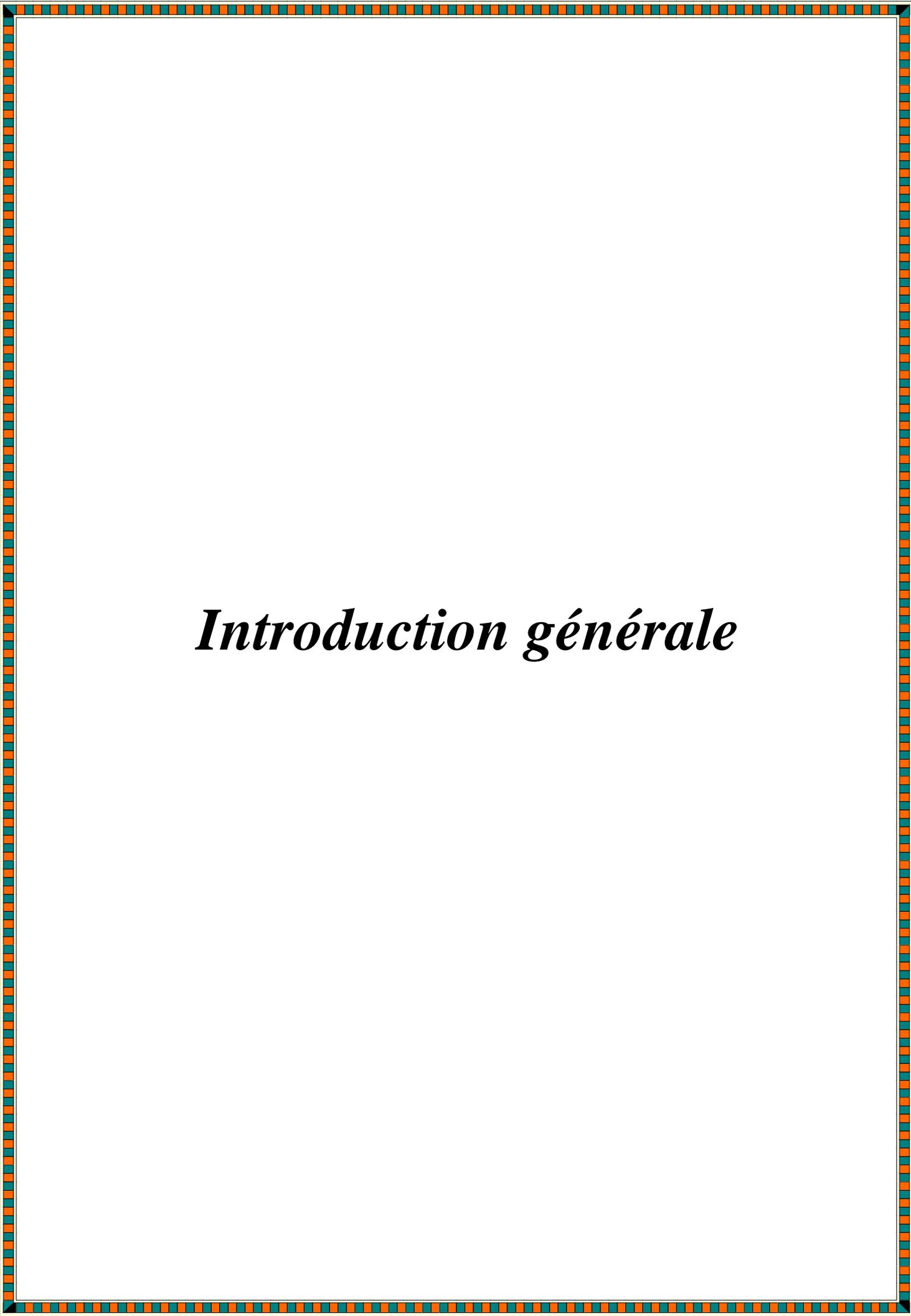


# *Liste des symboles*

## Liste des symboles

$A$ :	Coefficient d'accélération de zone,
$A_S$ :	Aire d'une section d'acier.
$A_t$ :	Section d'armatures transversales.
$B$ :	Aire d'une section de béton.
$\varnothing$ :	Diamètre des armatures, mode propre.
$\varphi$ :	Angle de frottement.
$C$ :	Cohésion.
$Q$ :	Charge d'exploitation.
$\gamma_s$ :	Coefficient de sécurité dans l'acier.
$\gamma_b$ :	Coefficient de sécurité dans le béton.
$\sigma_s$ :	Contrainte de traction de l'acier.
$\sigma_{bc}$ :	Contrainte de compression du béton.
$\bar{\sigma}_s$ :	Contrainte de traction admissible de l'acier.
$\bar{\sigma}_{bc}$ :	Contrainte de compression admissible du béton.
$\tau_u$ :	Contrainte ultime de cisaillement.
$\tau$ :	Contrainte tangentielle.
$\beta$ :	Coefficient de pondération.
$\sigma_{sol}$ :	Contrainte du sol.
$\sigma_m$ :	Contrainte moyenne.
$G$ :	Charge permanente.
$\xi$ :	Déformation relative.
$V_0$ :	Effort tranchant a la base.
$E.L.U$ :	Etat limite ultime.
$E.L.S$ :	Etat limite service.
$N_{ser}$ :	Effort normal pondéré aux états limites de service.
$N_u$ :	Effort normal pondéré aux états limites ultime.
$T_u$ :	Effort tranchant ultime.
$T$ :	Effort tranchant, Période.
$S_t$ :	Espacement.
$\lambda$ :	Elancement.

$e$ :	Epaisseur.
$P$ :	Force concentrée.
$f$ :	Flèche.
$\bar{f}$ :	Flèche admissible.
$L$ :	Longueur ou portée.
$L_f$ :	Longueur de flambement.
$d$ :	Hauteur utile.
$F_e$ :	Limite d'élasticité de l'acier.
$M_u$ :	Moment à l'état limite ultime.
$M_{ser}$ :	Moment à l'état limite de service.
$M_t$ :	Moment en travée.
$M_a$ :	Moment sur appuis.
$M_0$ :	Moment isostatique.
$I$ :	Moment d'inertie.
$f_i$ :	Flèche due aux charges instantanées.
$f_v$ :	Flèche due aux charges de longue durée.
$I_{fi}$ :	Moment d'inertie fictif pour les déformations instantanées.
$I_{fv}$ :	Moment d'inertie fictif pour les déformations différées.
$M$ :	Moment, Masse.
$E_{ij}$ :	Module d'élasticité instantané.
$E_{vj}$ :	Module d'élasticité différé.
$E_s$ :	Module d'élasticité de l'acier.
$f_{c28}$ :	Résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours d'âge.
$f_{t28}$ :	Résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours d'âge.
$F_{cj}$ :	Résistance caractéristique à la compression du béton à j jours d'âge.
$Y$ :	Position de l'axe neutre.
$I_0$ :	Moment d'inertie de la section totale homogène



# *Introduction générale*

### Introduction générale

Le développement économique dans les pays industrialisés privilégie la construction verticale dans un souci d'économie de l'espace. Avec la croissance démographique assez rapide en Algérie et l'espace urbain libre se fait de plus en plus rare, les autorités algérienne commencent à opter pour la construction verticale.

C'est pour ces dernières causes, on a décidé d'opter pour le thème dont l'intitulé est « Etude et calcul d'un bâtiment irrégulier en béton armé R + 08 avec sous-sol à usage multiple », qui sera notre projet de fin d'études en vue de l'obtention du diplôme de fin de cycle.

Ce projet de fin d'études nous permet de mettre en application les connaissances acquises durant les cinq années de formation, et de faire une évaluation de leur parcours et aussi de coordonner, d'agencer pour la première fois nos connaissances pour en faire un projet réel.

L'ouvrage sera réaliser en béton armé, car ce matériaux présente un grand avantage par rapport au côté économique, il est peu couteux en comparaison a autres matériaux (charpente métallique, bois).

L'étude dynamique du bâtiment est indispensable afin de déterminer le comportement de la structure pendant les actions sismiques, car l'Algérie se situe dans une zone de convergence de plaques tectoniques, c'est pourquoi elle est souvent soumise à une activité sismique intense.

Dans le cadre de ce projet, nous avons procédé au calcul d'un bâtiment en béton armé à usage, multiple implantée à Tiaret dans une zone de faible sismicité, comportant un rez de chaussée et huit (08) étages avec sous-sol.

Chaque étude d'un ouvrage doit respecter certains critères et atteindre des buts pour assurer une meilleure utilisation de cet ouvrage:

- La sécurité (le critère le plus important): assurer la stabilité de l'ouvrage;
- L'aspect économique: sert à diminuer les coûts du projet (les dépenses);
- Confort de l'utilisateur;
- Esthétique.

### **Notre travail est constitué de huit chapitres:**

- Le Premier chapitre consiste à la présentation complète du bâtiment, la définition des différents éléments et le choix des matériaux à utiliser, et la présentation des différentes hypothèses de calcul

- Le deuxième chapitre présente le Pré-dimensionnement des éléments principaux (tel que les poteaux, les poutres et les voiles...etc.);

- Le troisième chapitre présent le calcul des éléments planchers;

- Le quatrième chapitre consiste au calcul et le ferrailage des éléments non structuraux;

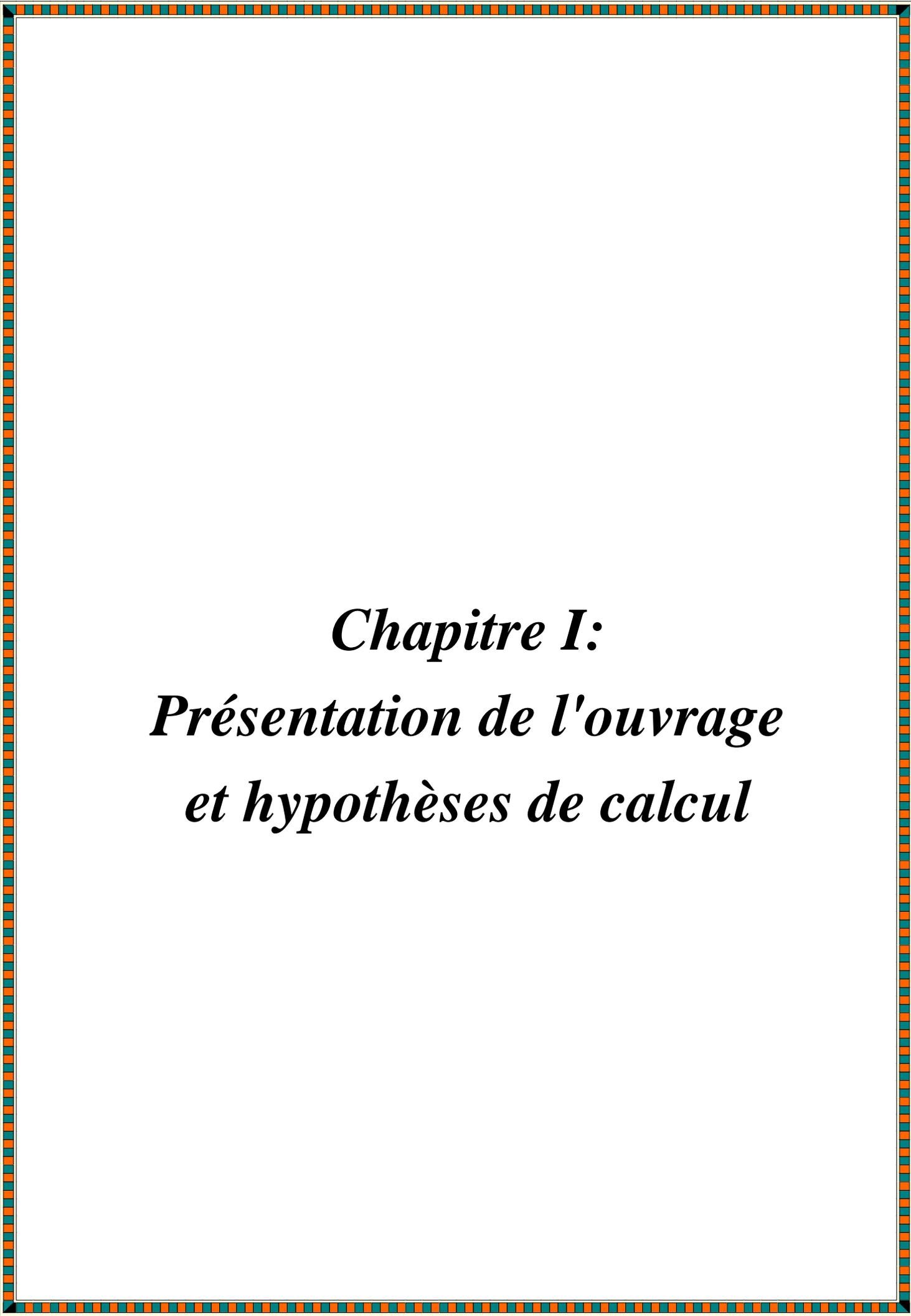
- Le cinquième chapitre se portera sur l'étude dynamique du bâtiment, la détermination de l'action sismique et les caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses vibrations. L'étude du bâtiment sera faite par l'analyse du modèle de la structure en 3D à l'aide du logiciel de calcul ETABS;

- Le sixième chapitre se portera sur le ferrailage des éléments principaux;

- Le septième chapitre consiste au ferrailage des voiles;

- Le huitième chapitre consiste à la conception et le calcul d'infrastructure;

On termine notre travail par une conclusion générale.



***Chapitre I:***  
***Présentation de l'ouvrage***  
***et hypothèses de calcul***

### I.1. Présentation de l'ouvrage :

Le projet qui nous a été confié consiste à l'étude d'un bloc en R+8 avec sous sol contreventé par des voiles et des portiques, implanté à Tiaret (Frenda), considérée comme une zone de faible sismicité « **Zone I** » selon le règlement parasismique Algérien (RPA 99 version 2003).

Le projet est composé d'un seul bâtiment en R+8 avec un sous-sol en béton armé comportant:

- Quatre logements type F3.

Le rez de chaussée à usage commercial (boutiques)

Les étages courants sont à usage habitation

Le sous- sol est aménagé en parking

### I.2. Caractéristiques géométriques du bâtiment

- Longueur totale du bâtiment .....25.55m.
- Largeur totale du bâtiment.....25.55m.
- Hauteur totale du bâtiment.....28.56m.
- Hauteur RDC du bâtiment.....04.08m.
- Hauteur du Sous - Sol .....03.00m.
- Hauteur d'étage courant du bâtiment.....03.06m.

### I.3. Caractéristiques géotechniques du sol

Le bâtiment est implanté dans une région, classé selon le règlement parasismique algérienne (RPA 99/version 2003) comme une zone de faible sismicité (Zone I).

- Le site est considéré comme un site meuble:  $S_3$
- La contrainte admissible du sol:  $\sigma_{sol} = 2.00\text{bars}$

### I.4. Description des différents éléments de la structure

#### I.4.1. Superstructure

##### a. Planchers

Les planchers choisis pour notre structure sont :

- Des planchers à corps creux pour le RDC et les étages courants;
- Dalle pleine pour les balcons et la cage d'ascenseur.

##### b. Ossature

Le système de contreventement de notre structure est assuré par des portiques (poteau ; poutre) et des voiles.

##### c. Maçonnerie

- **Murs extérieurs:** Sont réalisés en double parois de briques creuses de 15cm et de 10cm séparés par une lame d'air d'épaisseur 5cm afin d'assurer une isolation thermique et phonique.

- **Murs intérieurs:** Sont constitués par une cloison de 10cm et une double cloison de 30cm d'épaisseur qui sert à séparer deux logements voisins (une cloison de 10cm d'épaisseur) pour la face extérieure et intérieure.

#### **d. Escaliers**

Ce sont des éléments non structuraux qui servent à relier les niveaux successifs et faciliter le déplacement entre étages. Nous avons pris un seul type d'escalier pour notre structure, c'est un escalier à trois volées.

#### **e. Ascenseur**

C'est un appareil installé dans le bâtiment, comportant une cabine dont les dimensions permettant l'accès des personnes et de matériel.

#### **f. Revêtement**

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

#### **g. Terrasse**

Il existe un seul type de terrasse: terrasse inaccessible

#### **h. Isolation**

- L'isolation acoustique est assurée par la masse du plancher et par le vide d'air des murs extérieurs.
- L'isolation thermique est assurée par les couches de polystyrène pour le plancher terrasse et par le vide d'air pour les murs extérieurs.

### **I.4.2. Infrastructure**

Suivant les résultats des essais du laboratoire et des essais in situ, la structure projetée peut être posée sur des fondations superficielles de type radier général.

- Capacité portante  $\sigma_{sol} = 2.00\text{bars}$  pour d'ancrage  $D = 3.00\text{m}$
- Angle de frottement interne du sol  $\varphi = 30^\circ$  et la cohésion  $c = 0.2\text{ bars}$
- Site est meuble:  $S_3$

## **I.5. Caractéristiques mécaniques des matériaux**

### **I.5.1. Béton :**

- Le béton est un matériau constitué par le mélange de ciment, granulats (sable, graviers) et d'eau de gâchage.

- Le béton armé est obtenu en introduisant dans le béton des aciers (armatures) disposées de manière à équilibrer les efforts de traction.
- Le béton armé utilisé dans notre ouvrage sera conforme aux règles techniques de conception et de calcul des structures (B.A.E.L91, R.C.P99).
- La composition d'une mètre cube ( $m^3$ ) de béton courant est comme suit:
  - 350kg de ciment .....CPA325
  - 400litres de sable ..... $d_g \leq 5mm$
  - 800litres de graviers..... $d_g \leq 25mm$
  - 175litres d'eau de gâchage.

La préparation du béton sera faite mécaniquement à l'aide d'une bétonnière ou d'une centrale à béton.

### a. Principaux caractères et avantages

La réalisation d'un élément d'ouvrage en béton armé, comporte les quatre (04) opérations:

- a) Exécution d'un coffrage (moule) en bois ou en métal.
- b) La mise en place des armatures dans le coffrage.
- c) Le coulage du béton dans le coffrage.
- d) Décoffrage ou démoulage après durcissement suffisant du béton (à 28 jours).

Les principaux avantages du béton armé sont:

- 1) Economie: Le béton est plus économique que l'acier pour la transmission des efforts de compression et son association avec les armatures en acier qui lui permet de résister à des efforts de traction.
- 2) Souplesse des formes: Elle résulte de la mise en œuvre du béton dans les coffrages auxquels on peut donner toutes les sortes de formes.
- 3) Résistance aux agents atmosphériques: Elle est assurée par un enrobage correct des armatures et une compacité convenable du béton.
- 4) Résistance au feu: Le béton armé résiste dans les bonnes conditions aux effets des incendies.

En contrepartie, les risques de fissuration constituent un handicap pour le béton armé et que le retrait et le fluage sont souvent des inconvénients dont il est difficile de palier tous les effets.

### b. Résistance mécanique

#### b.1. Résistance caractéristique à la compression

Le béton est caractérisé par sa bonne résistance à la compression, cette dernière elle est donnée « j » jour en fonction de la résistance à 28 jours par les formules suivantes :

$$f_{c28} \leq 40MPa \quad \longrightarrow \quad f_{c_j} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} f_{c28}$$

$$f_{c28} > 40\text{MPa} \longrightarrow f_{c_j} = \frac{j}{1.40 + 0.95j} f_{c28}.$$

Pour  $28\text{jours} < j < 60\text{jours}$ ..... $f_{c_j} = f_{c28}$ .

Pour  $j \geq 60\text{jours}$ ..... $f_{c_j} = 1.1 f_{c28}$ .

Pour notre étude, on prend :  $f_{c28} = 25\text{MPa}$ .

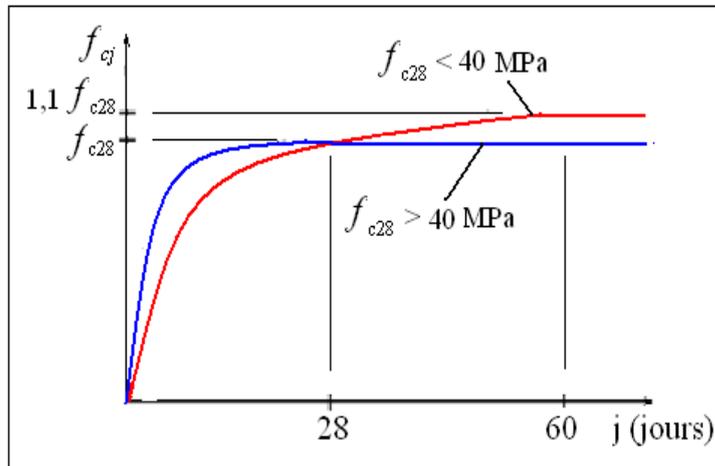


Figure I.1: Evolution de la résistance  $f_{c_j}$  en fonction de l'âge du béton

**b.2. Résistance caractéristique à la traction**

La résistance caractéristique à la traction du béton à « j » jours est conventionnellement définie à la relation :  $f_{tj} = 0.6 + 0.06f_{c_j}$ .

Pour  $f_{c28} = 25\text{MPa}$                        $f_{t28} = 2.1\text{MPa}$

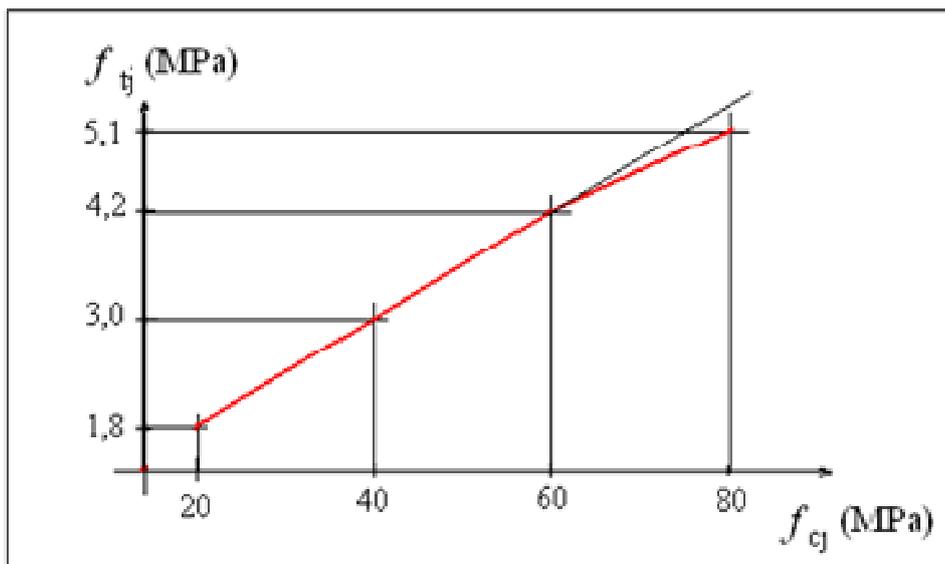


Figure I.2: Evolution de la résistance à la traction  $f_{t_j}$  en fonction de  $f_{c_j}$

### c. Définition des états limites

Un ouvrage doit être conçu et calculé de manière à présenter durant toute sa durée d'exploitation des sécurités appropriées vis-à-vis:

- De sa ruine ou de celle de l'un de ses éléments.
- Du comportement en service susceptible d'affecter gravement sa durabilité, son aspect, ou encore le confort des usagers.

Les états limites sont classés en deux catégories:

➤ **Etat limite ultime (ELU)**

Il correspond à la perte d'équilibre statique (basculement), à la perte de stabilité de forme (flambement) et surtout à la perte de résistance (rupture) qui conduit à la ruine de l'ouvrage.

➤ **Etat limite de service (ELS)**

Au-delà duquel ne sont plus satisfaites les conditions normales d'exploitation et de durabilité (ouvertures des fissures, déformation excessives des éléments porteurs).

### d. Déformation et contraintes de calcul

#### a. Etats limite de résistance (CBA93 [ART3.3.2.1] )

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.

#### a.1. Diagramme parabole – rectangle

C'est un diagramme déformations - contraintes du béton qui peut être utilisé dans tous les cas.

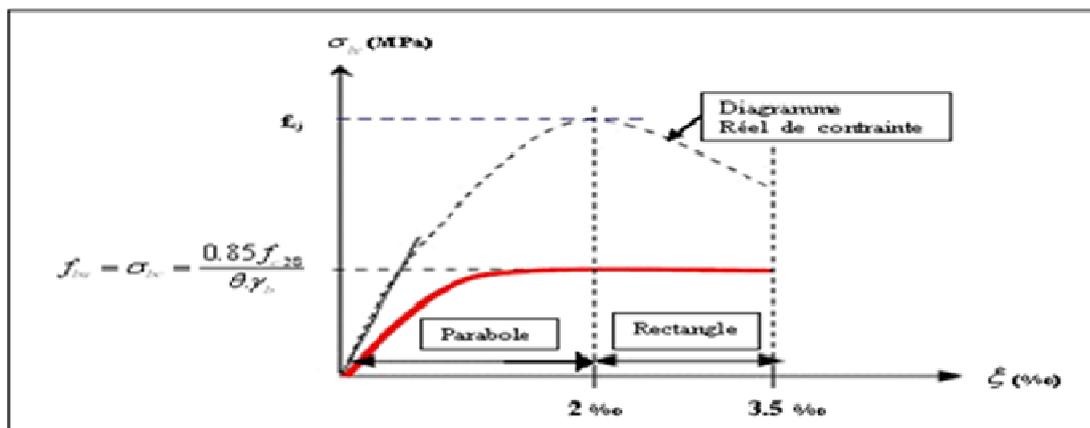


Figure I.3. Diagramme contrainte déformation de calcul à l'ELU

Avec :  $\epsilon_{bc}$  : Déformation du béton en compression.

$f_{bc}$  : Contrainte de calcul pour  $2\% < \epsilon_{bc} < 3.5\%$

$f_{cj}$  : Résistance caractéristique à la compression du béton à « j » jours.

$\gamma_b$  : Coefficient de sécurité.

$\gamma_b = 1.5$  cas générale.

$\gamma_b = 1.15$  cas de combinaisons accidentelles.

**b. Etat limite de service (CBA93 [ART5.1.4])**

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

$$\sigma = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{MPa.}$$

**b.1. Diagramme rectangulaire**

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

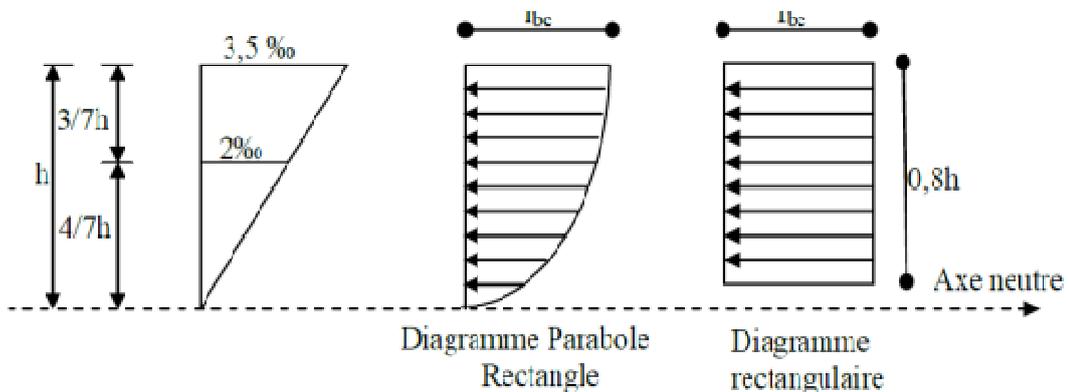


Figure I.4. Diagramme rectangulaire simplifié

**e. Contrainte admissible de cisaillement**

$\tau_u = \min (0.2f_{cj}/\gamma_b, 5 \text{MPa})$  Fissuration peu préjudiciable.

$\tau_u = \min (0.15f_{cj}/\gamma_b, 4 \text{MPa})$  Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable.

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

$$\tau_u = T_u / b_0 \times d \quad \text{avec} \quad \begin{cases} b_0: \text{largeur de la pièce.} \\ d: \text{hauteur utile.} \end{cases}$$

**f. Module de déformation longitudinale du béton**

**f.1. Module de déformation instantanée**

Sous des contraintes normales d'une durée d'application à 24h :

$$E_{ij} = 11000(f_{cj})^{1/3}; \text{ pour } f_{c28} = 25 \text{MPa}; E_{i28} = 32164.2 \text{MPa.}$$

**f.2. Module de déformation différée**

$$E_{vj} = 3700(f_{cj})^{1/3}; \text{ pour } f_{c28} = 25 \text{Mpa}; E_{i28} = 10818.9 \text{Mpa.}$$

La déformation totale vaut environ trois la déformation instantanée.

**f.2. Module de déformation transversale**

Coefficient de poisson (CBA93 [ART2.1.2.3])

$$\nu = (\Delta d/d) / (\Delta l/l).$$

Avec :

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

$\Delta l/l$ : Déformation relative longitudinale.

Il est pris égal à 0.2 pour E.L.S (béton non fissuré) à 0 pour E.L.U (béton fissuré)

**I.5.2. Les Aciers**

L'acier est un alliage (fer + carbone) en faible pourcentage, les aciers pour le béton armé sont ceux de :

- Nuance pour 0.15 à 0.25% de carbone.
- Nuance mi-dure pour 0.25 à 0.40 % de carbone.

Dans la pratique on utilise les nuances d'aciers suivants:

- Acier naturel (feE215, feE235).
- Acier à haute adhérence (feE400, feE500).
- Treillis soudés de maille (150 x 150) mm<sup>2</sup> avec  $\phi 3.5$ mm (T.S.L.feE500)
- Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est pris égal à :  $E_s = 200\ 000$ MPa.

**5.2.1. Diagramme déformation –contrainte de calcul**

$$\sigma_s = f (\epsilon\%).$$

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

$\gamma_s = 1.15$  Cas générale.

$\gamma_s = 1.00$  Cas des combinaisons accidentelles.

Pour note étude, on utilise des aciers FeE400.

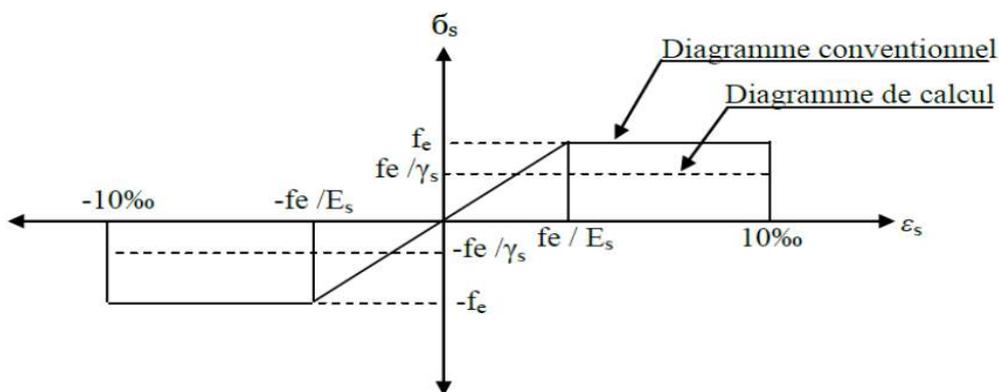


Figure I.5. Diagramme de déformations-contraintes.

### 5.2.2. Contrainte limitée de traction des armatures

Fissuration peu préjudiciable .....  $\overline{\sigma}_{st} \leq f_e$  pas de limitation

Fissuration préjudiciable.....  $\overline{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e; 110\sqrt{\eta x f_{tj}}\right)$  (MPa)

Fissuration très préjudiciable.....  $\overline{\sigma}_{st} = \min(0.5 f_e; 90\sqrt{\eta x f_{tj}})$  (MPa)

$\eta$  : coefficient de fissuration.

- |   |  |
|---|--|
| { | $\eta = 1$ Pour les ronds lisses.                                    |
|   | $\eta = 1.6$ Pour les hautes adhérence avec $\phi \geq 6\text{mm}$ . |
|   | $\eta = 1.3$ Pour les hautes adhérence avec $\phi < 6\text{mm}$ .    |

### 1.6. Hypothèse de calcul

Selon les règles **B.A.E.L91**, on distingue deux états de calcul:

- États limites ultimes de résistance **E.L.U.R.**
- États limites de service **E.L.S.**

#### 1.6.1. Etat limite ultime de résistance (E.L.U.R)

Il consiste à l'équilibre entre les sollicitations d'actions majorées et les sollicitations résistance calculées en supposant que les matériaux atteignant les limites de rupture minorée

Ce qui correspond aussi aux règles parasismiques algériennes R.P.A99 (version 2003).

On doit par ailleurs vérifier que l'E.L.U.R n'est pas atteint en notant que les actions sismique étant des actions accidentelle.

#### Hypothèses de calcul

- Les sections planes avant déformations restent après déformations.
- Pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- La résistance du béton à la traction est négligée.
- Le raccourcissement du béton est limité à:

$\epsilon_{bc} = 3.5\%$  en flexion composé.

$\epsilon_{bc} = 2\%$  en compression simple.

L'allongement de l'acier est limité à:  $\epsilon_{bc} = 10\%$  L les diagrammes déformations contraintes sont définis pour:

- Le béton en compression.
- L'acier en traction est en compression.

#### Règles des trois pivots

On fonction des sollicitations normale la rupture d'une section en béton armée peut intervenir:

- Par écrasement du béton comprimé.
- Par épuisement de la résistance de l'armature tendue.
- Les positions limites que peut prendre le diagramme des déformations sont déterminées à partir des déformations limites du béton et de l'acier.
- La déformation est représentée par une droite passant l'un des points A, B ou C appelés pivots.

Pivot	Domaine	Déformation limites du pivot considéré
A	1	Allongement unitaire de l'acier 10‰
B	2	Raccourcissement unitaire du béton 3,5‰
C	3	Raccourcissement unitaire du béton 2‰

Tableau I.1: Règles des trois pivots

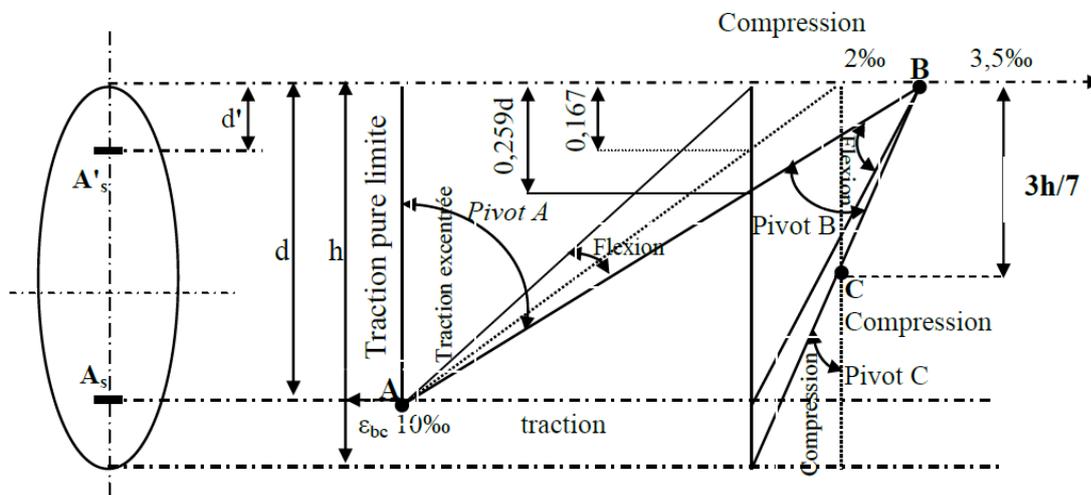


Figure I.6: Diagramme des déformations limitées de la section (règles des trois pivots)

### I.6.2. Etat limite de service (ELS)

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

#### Hypothèses de calcul

- Les sections droites restent planes.

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

- Le béton tendu est négligé.
- Les contraintes sont proportionnelles aux déformations.

$$\sigma_{bc} = E_b \times \epsilon_{bc} ; \quad \sigma_s = E_s \times \epsilon_s$$

Par convention  $\eta$  correspond au rapport du module d'élasticité longitudinal de l'acier et celui du béton.

$$\eta = E_s/E_b \text{ (coefficient d'équivalence).}$$

**I.7. Sollicitation du calcul vis-à-vis des états limites**

- **Etat limite ultime**

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

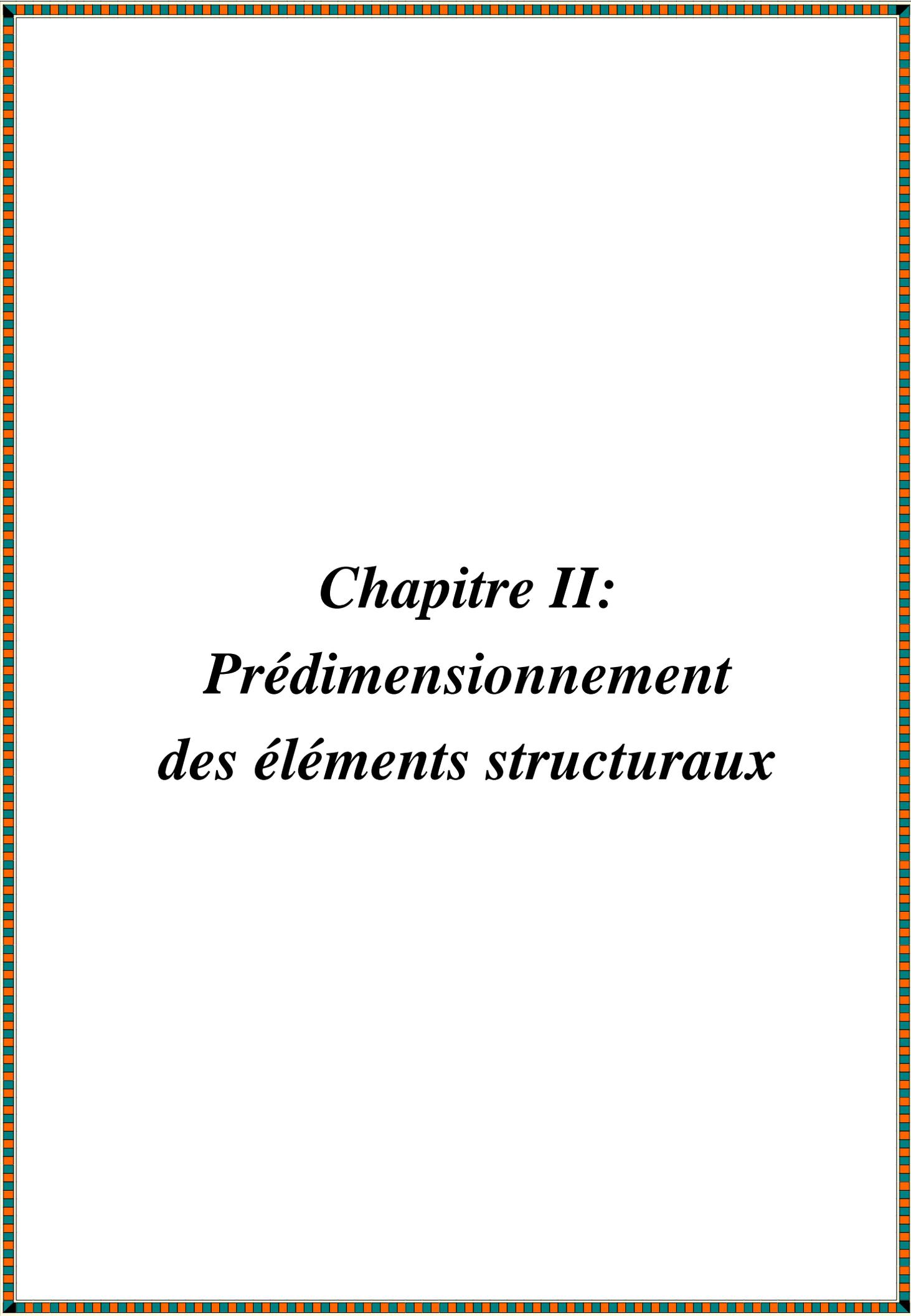
$$1.35G + 1.5Q$$

- **Etat limite de service**

Combinaison d'action:  $G + Q$

- Les règles parasismiques algériennes ont prévu les combinaisons d'actions suivantes:

$$\left[ \begin{array}{l} G + Q \pm E \\ \\ 0.8G \pm E \end{array} \right. \text{ avec : } \left[ \begin{array}{l} G: \text{ Charge permanente} \\ Q: \text{ Charge d'exploitation ou surcharge d'exploitation} \\ E: \text{ Effort sismique} \end{array} \right.$$



*Chapitre II:*  
*Prédimensionnement*  
*des éléments structuraux*

## II.1. Introduction

L'évaluation des différentes sections des éléments de notre structure : Poutres, poteau, voiles et planchers, passe impérativement par un dimensionnement préliminaire, appelé pré-dimensionnement.

Le prédimensionnement est une étape nécessaire dans une étude de projet en béton armé elle a pour but de déterminer les dimensions provisoires et approximatives des éléments de la structure (poteaux, poutres, dalles, voiles) pour estimer leur poids propre toutes en respectant les règles générales en vigueur BAEL91 et RPA 99 version 2003.

## II.2. Pré-dimensionnement des planchers

Les planchers sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions et peuvent reposer sur 2, 3, ou 4 appuis. L'épaisseur des dalles dépend le plus souvent des conditions d'utilisation que des vérifications de résistance. Nous avons choisi deux types des planchers : Plancher en corps creux et plancher en dalle pleine en béton armé.

### II.2.1. Plancher en corps creux

Pour dimensionner le plancher à corps creux, on utilise la condition de la flèche pour déterminer l'épaisseur de plancher il suffit de satisfaire la condition de **BAEL**

91 suivante :

$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22.5} \text{ avec } \begin{cases} h_t : \text{hauteur totale du plancher} \\ L : \text{portée maximale de la poutrelle entre nus d'appuis} \end{cases}$$

Niveaux	$L_{\max}$ (m)	$L_{\max}/22.5$	$h_t$ (cm)	Type du plancher
Terrasse et étage courant	4.50	20	21	Corps-creux 16 + 5
RDC	4.50	20	21	Corps-creux 16 + 5

Tableau II.1: Tableau récapitulatif du choix de plancher

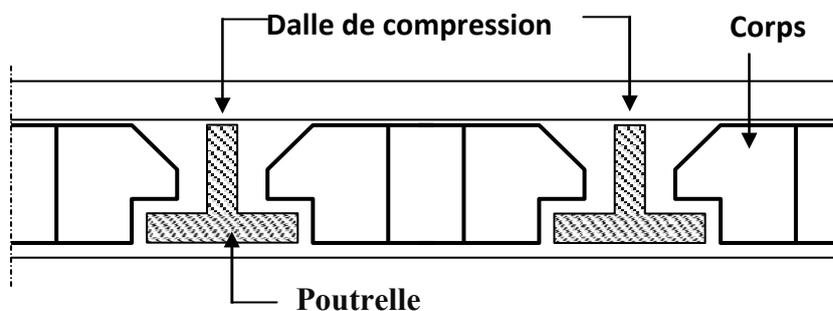


Figure II.1. configuration d'un plancher corps creux

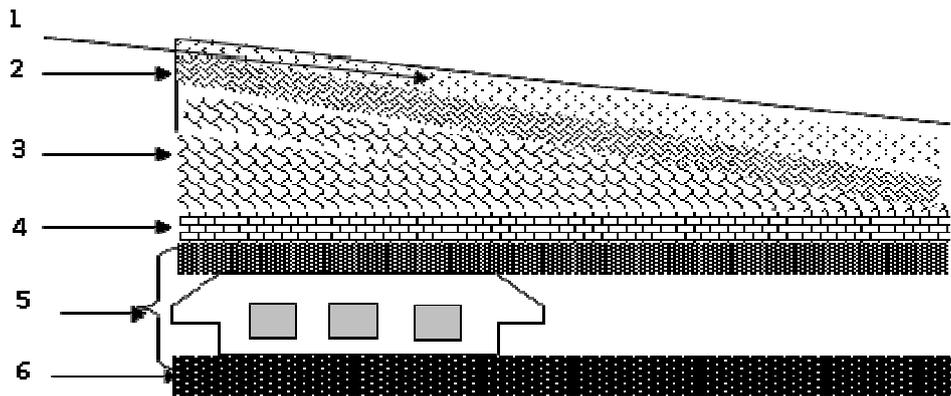
**II.3. Evaluation des charges et des surcharges**

Cette étape consiste à évaluer les charges qui influent directement sur la résistance et la stabilité de notre ouvrage (DTR BC 2.2 Annexe C).

**II.3.1. Charges permanentes et d'exploitation**

**a. Plancher terrasse inaccessible (corps creux)**

1) Protection en gravillon roulé (4 cm) :.....	$4 \times 0.20 = 0.80\text{kN/m}^2$
2) Etanchéité multicouche (2 cm) :.....	$= 0.12\text{kN/m}^2$
3) Forme de pente en béton léger.....	$= 0.90\text{kN/m}^2$
4) Asphalté coulé sablé (2.5cm) + polystyrène.....	$= 0.66\text{kN/m}^2$
5) Plancher en corps creux + dalle de compression (16+5).....	$= 2.85\text{kN/m}^2$
6) Enduit en plâtre (2cm).....	$0.1 \times 2 = 0.20\text{kN/m}^2$
	<hr/>
	$G = 5.53\text{kN/m}^2$
	$Q = 1.00\text{kN/m}^2$



**Figure II.2:** Coupe d'un plancher terrasse

**b. Plancher étage courant**

1) Revêtement en carrelage (2cm).....	$2 \times 0.2 = 0.4\text{kN/m}^2$
2) Mortier de pose (2cm).....	$2 \times 0.2 = 0.4\text{kN/m}^2$
3) -Sable fin pour mortier (2cm).....	$2 \times 0.17 = 0.34\text{kN/m}^2$
4) -Plancher en corps creux +dalle de compression (16 + 5).....	$= 2.85\text{kN/m}^2$
5) Enduit en plâtre (2cm).....	$2 \times 0.1 = 0.20\text{kN/m}^2$
6) Cloisons en brique creux (10cm).....	$= 0.90\text{kN/m}^2$
	<hr/>
	$G = 5.09\text{kN/m}^2$
	$Q$ (R.D.C à usage commercial (boutiques)) = $4\text{kN/m}^2$
	$Q$ (1 <sup>er</sup> au 8 <sup>ème</sup> étages à usage d'habitation) = $1.5\text{kN/m}^2$
	$Q$ ( Sous-sol) = $2.5\text{kN/m}^2$

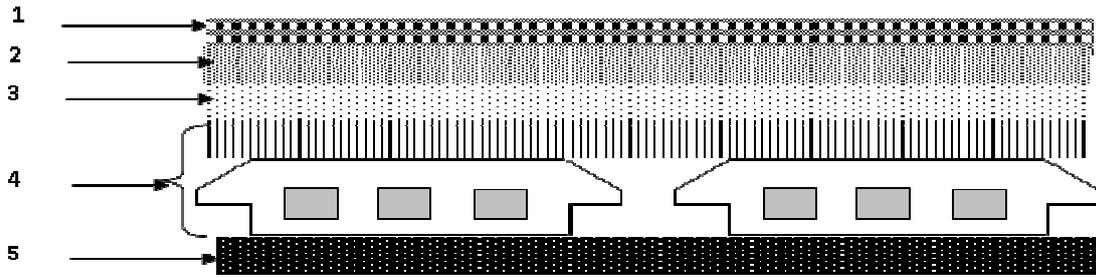


Figure II.3: Coupe d'un plancher étage courant

**c. Dalle Pleine « Balcon**

- 1) Revêtement en carrelage (2cm).....0.2 x 2 = 0.4kN/m<sup>2</sup>
- 2) mortier de pose (2cm).....0.2 x 2 = 0.4kN/m<sup>2</sup>
- 3) Sable fin pour mortier (2cm).....0.17 x 2 = 0.34kN/m<sup>2</sup>
- 4) Plancher à dalle pleine en béton armé (15cm).....0.25 x 15 = 3.75kN/m<sup>2</sup>
- 5) Enduit en plâtre (2cm).....0.1 x 2 = 0.20kN/m<sup>2</sup>
- 6) Cloison en briques creuses.....= 0.90kN/m<sup>2</sup>

---


$$G = 5.99\text{kN/m}^2$$

$$Q = 3.5\text{kN/m}^2$$

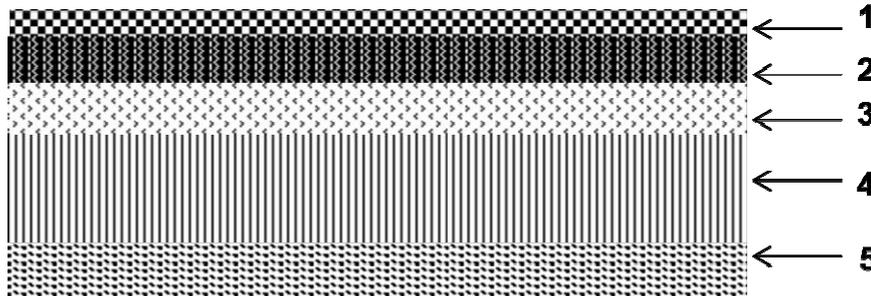


Figure II.4: Plancher en dalle pleine

**d. Murs de façade extérieurs**

- 1) Enduit extérieur en ciment (2cm).....= 0.36kN/m<sup>2</sup>.
- 2) Paroi en briques creuses (15cm).....= 1.30kN/m<sup>2</sup>.
- 3) Paroi en brique creuses (10cm).....= 0.90kN/m<sup>2</sup>.
- 4) Enduit intérieur en plâtre (1.5cm).....= 0.27kN/m<sup>2</sup>.

---


$$G \text{ (RDC au 8}^{\text{ème}} \text{ étage)} = 2.83\text{kN/m}^2.$$

$$G \text{ (Sous-sol) (mur en béton armé)} = 0.2 \times 25 = 5\text{kN/m}^2$$

En enlevant 20% de la charge du mur (ouvertures des portes et des fenêtres). On obtient:

$$G = 2.83 \times 80\% = 2.83 \times 0.80 = 2.26\text{kN/m}^2.$$

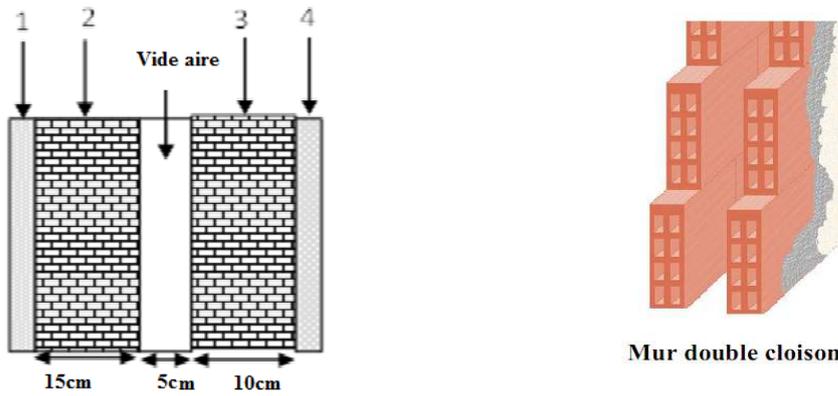


Figure II.5: Murs extérieurs

e. Murs intérieurs

Enduit intérieur en plâtre (1.5 cm) : ..... = 0.27kN/m<sup>2</sup>  
 Briques creuses (10 cm) : ..... = 0.90kN/m<sup>2</sup>  
 Enduit intérieur en plâtre (1.5 cm) : ..... = 0.27kN/m<sup>2</sup>

$G = 1.44\text{kN/m}^2$

avec une ouverture de 20% :

$G = 1.44 \times 80\% = 1.44 \times 0.8 = 1.152\text{kN/m}^2$

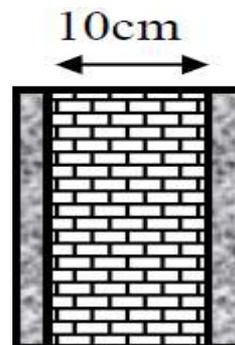
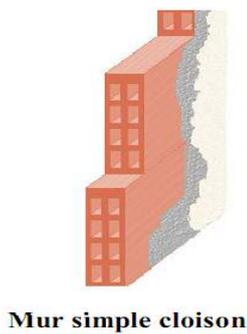


Figure II.6: Murs intérieurs

II.4. Pré-dimensionnement des poutres

Selon le B.A.E.L.91, le critère de rigidité est comme suit:

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10} \\ 0.3d \leq b \leq 0.4d \\ \frac{ht}{b} \leq 4 \end{array} \right. \quad \text{avec :} \quad \left\{ \begin{array}{l} h_t : \text{hauteur totale de la poutre} \\ b : \text{largeur de la poutre} \\ L : \text{portée libre entre nus d'appuis} \end{array} \right.$$

**II.4.1 Poutres principales :**

$$\begin{cases} L_{\max} = 4.80m \\ d = 0.9 h_t \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 32cm \leq h_t \leq 48cm \\ 12.15cm \leq b \leq 16.2cm \end{cases} \quad \begin{array}{l} \text{On prend } h_t = 40cm \\ \text{On prend } b = 30cm \end{array}$$

**D'après le R.P.A 99(version 2003) on a :**

$$\begin{cases} b = 30\text{ cm} > 20\text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ h_t = 40\text{ cm} > 30\text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ \frac{h_t}{b} = 1.5 < 4 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \end{cases}$$

Donc on prend la section des poutres principales **(30 x 40) cm<sup>2</sup>**

**D'après le R.P.A 99 (version 2003) on a :**

**II.4.2. Poutres secondaires :**

$$\begin{cases} L = 4.80m \\ d = 0.9h_t \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 32cm \leq h_t \leq 48cm \\ 12.5\text{ cm} \leq b \leq 16.2 \end{cases} \quad \begin{array}{l} \text{On prend } h_t = 35\text{ cm} \\ \text{On prend } b = 30\text{ cm} \end{array}$$

**D'après le R.P.A 99 (version 2003), on a :**

$$\begin{cases} b = 30\text{ cm} \geq 20\text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ h_t = 35\text{ cm} \geq 30\text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ \frac{h_t}{b} = 1.17 < 4 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \end{cases}$$

Donc on prend la section des poutres secondaires **(30 x 35) cm<sup>2</sup>**

**II.5. Loi de dégression de la surcharge d'exploitation**

On utilise la méthode de dégression des surcharges d'exploitation en fonction du nombre d'étages. Soit **Q0** la surcharge d'exploitation sur la terrasse du bâtiment et **Q1, Q2, Q3, ... . Qn** les surcharges d'exploitation relatives aux planchers **1, 2, ... , n** qui sont numérotés à partir du sommet du bâtiment.

On adoptera pour le calcul des sections des poteaux les surcharges d'exploitation suivantes :

- Sous terrasse ..... **Q0**
- Sous étage 1 ..... **Q0 + Q1.**
- Sous étage 2 ..... **Q0 + 0,95 (Q1 + Q2).**
- Sous étage 3 ..... **Q0 + 0,90 (Q1 + Q2 + Q3).**
- Sous étage 4 ..... **Q0 + 0,85 (Q1 + Q2 + Q3 + Q4).**
- Sous étage n ..... **Q0 +  $\frac{3+n}{2n}$  (Q1 + Q2 + ... ..... + Qn) Pour n ≥ 5**

Tableau II.2: Dégression des charges d'exploitation

Niveau	Dégression des charges par niveau	Charge (kN/m <sup>2</sup> )
Terrasse	$N_{q0} = 1.00$	1
07	$N_{q1} = q_0 + q_1$	2.5
06	$N_{q2} = q_0 + 0.95 (q_1 + q_2)$	3.85
05	$N_{q3} = q_0 + 0.9 (q_1 + q_2 + q_3)$	5.05
04	$N_{q4} = q_0 + 0.85 (q_1 + q_2 + q_3 + q_4)$	6.1
03	$N_{q5} = q_0 + 0.8 (q_1 + q_2 + q_3 + q_4 + q_5)$	7
02	$N_{q6} = q_0 + 0.75 (q_1 + q_2 + q_3 + q_4 + q_5 + q_6)$	7.75
01	$N_{q7} = q_0 + 0.71 (q_1 + q_2 + q_3 + q_4 + q_5 + q_6 + q_7)$	8.46
RDC	$N_{q8} = q_0 + 0.69 (q_1 + q_2 + q_3 + q_4 + q_5 + q_6 + q_7 + q_8)$	11.01
Sous-sol	$N_{q9} = q_0 + 0.67(q_1 + q_2 + q_3 + q_4 + q_5 + q_6 + q_7 + q_8 + q_9)$	12.39

**II.6. Pré-dimensionnement des poteaux**

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

La section de calcul du poteau est faite sur la base que ce dernier ne flambe pas

Le calcul est basé sur la descente des charges et la loi de dégression des charges d'exploitations.

**II.6.1. La surface afférente du poteau**

Le poteau le plus sollicité dans nos structures se trouve dans le centre:

$$S = (4.4/2 + 4.5/2) \times (3.6/2 + 4.5/2) \quad S = 18.02 \text{m}^2.$$

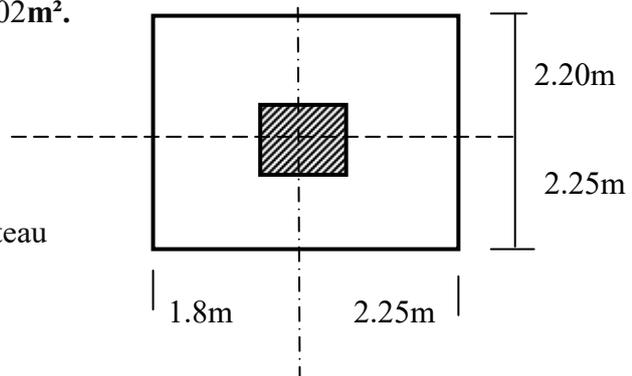


Figure II.7: Surface afférente du poteau

**II.6.2. Exemple de calcul**

**a. Pré-dimensionnement des poteaux**

**a.1. Calcul de l'effort normal sollicitant les poteaux  $N_u$**

**a.1.1. Efforts de compression due aux charges permanentes  $N_G$  et Surcharge  $N_Q$**

$$G_{\text{terrasse}} = 5.53 \times 18.02 = 99.651 \text{ KN.}$$

$$G_{(\text{RDC} + \text{E.courante})} = 5.09 \times 8 \times 18.02 = 733.774 \text{ KN.}$$

$$G(\text{Sous -sol}) = 5,99 \times 18,02 = 107.94 \text{ KN}$$

$$Q=12.39 \times 18.02=223.27 \text{ KN}$$

Majoration des efforts: On doit majorer les efforts de 10%

$$N_G=1.1(99.651+733.77+107.94)=1035,497/\text{KN}$$

$$N_Q= 1.1 \times 223.27= 245.60 \text{ KN.}$$

$$N_u= 1,35 \times 1035,497+1,5 \times 245,60= 1766,32 \text{ KN.}$$

### a.2.2. Détermination de la section du poteau (a x b)

#### b. Détermination de "a"

On doit dimensionner les poteaux de telle façon qu'il n'y ait pas de flambement c'est-à-dire  $\lambda \leq 50$

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{0.7L_0}{i}$$

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

$$B = a \cdot b$$

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

$$i = \sqrt{\frac{b \cdot a^3}{12 \cdot a \cdot b}} = \sqrt{\frac{a^2}{12}} = 0.289a$$

$$\text{On a: } L_0 = 4.08 \text{ m; } L_f = 0.7 \times 408 = 285.6 \text{ cm}$$

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{285.6}{0.289a} \leq 50 \Rightarrow a \geq \frac{285.6}{0.289 \times 50} = 19.76 \text{ cm}$$

On prend :  $a = 50 \text{ cm}$

#### c. Détermination de b

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

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

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

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

**B<sub>r</sub>**: Section réduite

$$B_r = (50-2) \times (b-2) = 48 \times (b-2) \text{ cm}$$

**A<sub>s</sub>** = Section d'armature longitudinale

$$A_s = 0.7\% B_r \dots \dots \text{ zone 1 (Taret).}$$

$$A_s = 0.7\% [48(b-2)] = 0.336 (b-2) \text{ cm}^2.$$

$\alpha$  : étant un coefficient fonction de  $\lambda$ .

$$\lambda \leq 50 \Rightarrow \frac{L_f}{i} = \frac{0.7 \times 408}{0.289 \times 45} = 21.96 < 50$$

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left( \frac{\lambda}{55} \right)^2} = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left( \frac{21.96}{55} \right)^2} = 0.79$$

$$N_u \leq 0.79 \left[ \frac{48(b-2) \times 25}{0.9 \times 1.5 \times 10} + \frac{0.336(b-2) \times 400}{1.15 \times 10} \right] = 26.82 \text{ cm}$$

On prend :  $b = 50 \text{ cm}$

Section de poteau de section: **(50 x 50) cm**

**d-Vérification des conditions du R.P.A 99(version 2003) « Article 7.4.1 »:**

$\text{Min}(b_1, h_1) = \text{min}(50\text{cm}, 50\text{cm}) = 50\text{cm} \geq 25\text{cm}$  en zone I.

$\text{Min}(b_1, h_1) = \text{min}(50\text{cm}, 50\text{cm}) = 50\text{cm} \geq h_e/20 = 408/20 = 20.4\text{cm}$ .

$1/4 < b_1/h_1 = 50/50 = 1 < 4$ .

**Tableau II.3:** Choix des sections des poteaux rectangulaires

Niveau	(a x b) cm <sup>2</sup>
8	(40 x 40)
7	(40 x 40)
6	(40 x 40)
5	(45 x 45)
4	(45 x 45)
3	(45 x 45)
2	(50 x 50)
1	(50 x 50)
RDC	(50x 50)
Sous-sol	(50x 50)

### II-7.Pré dimensionnement des voiles :

L'épaisseur des murs voile (voile périphérique ou de contreventement) se fait selon les règle (RPA99/2003) « Article 7.7.1 ».

D'où leur 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.

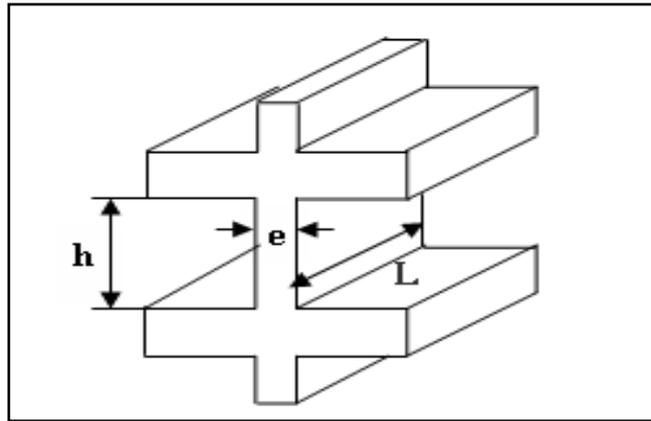


Figure II.8: Coupe de voile en élévation

Les voiles servent, d'une part, à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et ou vent), et d'autre part, à reprendre les efforts verticaux (charges et surcharges) et les transmettent aux fondations. D'après le (RPA99 version 2003) article 7.7.1 sont considérés comme voiles les éléments satisfaisant à la condition:  $L \geq 4e$ . Dans le cas contraire, les éléments sont considérés comme des éléments linéaires.

Avec :

L: Longueur du voile.

e: Epaisseur du voile.

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 indiquées.

a. Rez de chaussée

$$\begin{cases} e \geq \max\left(\frac{h_e}{22}; 15\right) \text{ cm} \\ L \geq 4e \text{ et } e_{\min} = 15 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow e \geq \frac{h_e}{22} \rightarrow e \geq \frac{408}{22} \rightarrow e \geq 18.55 \text{ cm}$$

b. Sous-sol

$$\begin{cases} e \geq \max\left(\frac{h_e}{22}; 15\right) \text{ cm} \\ L \geq 4e \text{ et } e_{\min} = 15 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow e \geq \frac{h_e}{22} \rightarrow e \geq \frac{300}{22} \rightarrow e \geq 13.63 \text{ cm}$$

c. Etage courant

$$\begin{cases} e \geq \max\left(\frac{h_e}{22}; 15\right) \text{ cm} \\ L \geq 4e \text{ et } e_{\min} = 15 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow e \geq \frac{h_e}{22} \rightarrow e \geq \frac{306}{22} \rightarrow e \geq 13.91 \text{ cm}$$

avec:

L: Longueur du voile

e: Epaisseur du voile

$h_e$ : Hauteur d'étage

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

#### d. Tableau récapitulatif

Le tableau suivant résume les sections des poutres (principales et secondaires), poteaux ainsi que l'épaisseur des voiles calculés pour les différents niveaux de la construction:

**Tableau II.4:** Sections des poteaux, poutres et épaisseur des voiles

Niveau	Section de poteau (cm <sup>2</sup> )	Section des poutres secondaires (cm <sup>2</sup> )	Épaisseur des voiles (cm)	Section des poutres principales (cm <sup>2</sup> )
S-sol	50 x 50	30 x 35	20	30 x 40
RDC	50 x 50	30 x 35	20	30 x 40
01	50 x 50	30 x 35	20	30 x 40
02	50 x 50	30 x 35	20	30 x 40
03	45 x 45	30 x 35	20	30 x 40
04	45 x 45	30 x 35	20	30 x 40
05	45 x 45	30 x 35	20	30 x 40
06	40 x 40	30 x 35	20	30 x 40
07	40 x 40	30 x 35	20	30 x 40
08	40 x 40	30 x 35	20	30 x 40



***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 propre et les surcharges d'exploitations appliquées sur eux;

L'isolation: ils isolent thermiquement et acoustiquement les différents étages.

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.

D'après le pré dimensionnement déjà fait on a un plancher à corps creux de 21cm de hauteur dont:

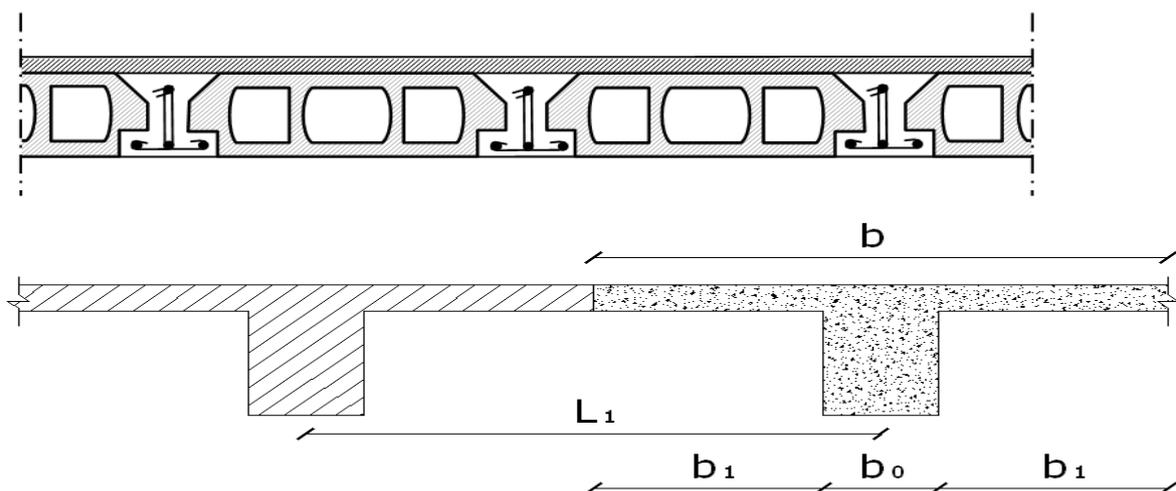
Hauteur du corps creux de 16cm

Epaisseur de la dalle de compression de 5cm

**III.2. Pré-dimensionnement des poutrelles**

$$h_t = 21cm \rightarrow \begin{cases} 16 \text{ cm} : \text{Epaisseur du corps creux.} \\ 5 \text{ cm} : \text{Epaisseur de la dalle de compression.} \end{cases}$$

Pour la largeur de la nervure on va prendre  $b_o = 12 \text{ cm}$



**Figure III.1.** Schéma d'un plancher à corps creux

**III.2.1. Calcul de la largeur (b) de la poutrelle**

Le calcul de la largeur « b » se fait à partir des conditions suivantes:

$$b = 2b_1 + b_o \dots\dots\dots(1)$$

La portée maximale est  $L = 4.80m$        $L_n = 65 \text{ cm}$

$$\begin{cases} b_1 \leq \frac{L_n - b_o}{2} \\ b_1 \leq \frac{L}{10} \\ 6h_o \leq b_1 \leq 8h_o \end{cases}$$

$$\begin{cases} b_1 = 26.5 \text{ cm} \\ b_1 = 480/10 = 48 \text{ cm} \\ 30 \leq b_1 \leq 40 \text{ cm} \end{cases}$$

$b_1 = \min(30 ; 40 ; 48)$  On prendra donc  $b_1 = 26.5 \text{ cm}$ .

$b = 2(26,5) + 12 = 65 \text{ cm}$  Donc on prend dans le calcul  $b = 65 \text{ cm}$ .

### III.3. Méthode de calcul des poutrelles

#### III.3.1. Plancher étage courant

Il existe plusieurs méthodes pour le calcul des poutrelles, le B.A.E.L 91/99 propose une méthode simplifiée dite « méthode forfaitaire » pour le calcul des moments fléchissant et efforts tranchants concernant tous les planchers de notre structure.

##### III.3.1.1. Méthode forfaitaire

###### a. Les conditions d'application de la méthode forfaitaire

Cette méthode s'applique quand les conditions suivantes sont vérifiées:

- La surcharge d'exploitation est dite modérée c'est-à-dire  $Q \leq \max(2G ; 5 \text{ kN/m}^2)$ ;
- Les moments d'inertie sont les même dans les différentes travées;
- Les portés successives 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.

###### b. 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.

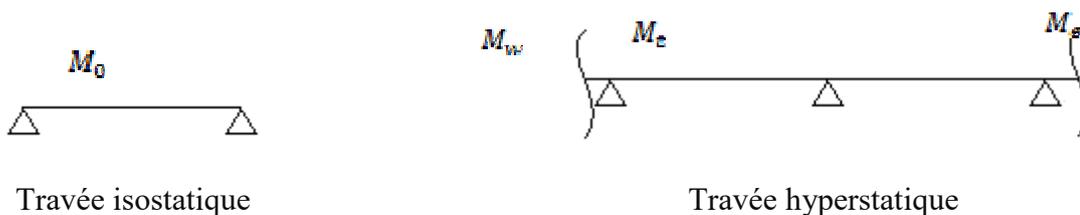


Figure III.2: Schéma explicatif

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:

$$M_t \geq \max \left\{ \begin{array}{l} \max[(1 + 0.3\alpha)M_0; 1.05M_0] - \frac{M_w + M_e}{2} \\ \left(\frac{1,2 + 0.3\alpha}{2}\right)M_0 \end{array} \right.$$

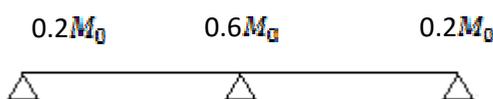
Travée intermédiaire:

$$M_t \geq \max \left\{ \begin{array}{l} \max[(1 + 0.3\alpha)M_0; 1.05M_0] - \frac{M_w + M_e}{2} \\ \left(\frac{1 + 0.3\alpha}{2}\right)M_0 \end{array} \right.$$

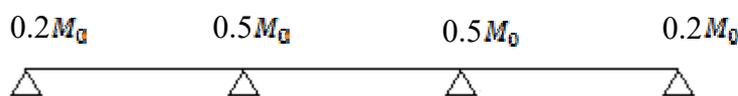
**c. Les valeurs des moments aux appuis**

Les moments sur appuis doivent avoir les valeurs suivantes:

1. Cas de deux (02) travées:



2. Cas de trois (03) travées:



3. Cas de plus de 3 travées:



Figure III.3: Schémas explicatifs

**d. Effort tranchant**

L'étude de l'effort tranchant permet de vérifier l'épaisseur de l'âme et de déterminer les armatures transversales et l'épaisseur d'arrêt des armatures longitudinales

Le règlement BAEL 91, prévoit que seul l'état limite ultime est vérifié:

$$\begin{cases} T_w = \frac{M_w - M_e}{l} + \frac{q l}{2} \\ T_e = \frac{M_w - M_e}{l} - \frac{q l}{2} \end{cases}$$

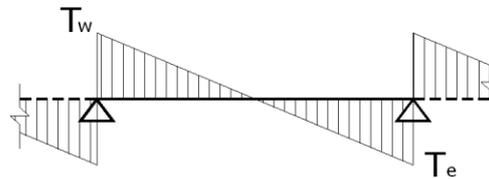


Figure III.4: Schémas explicatifs

**III. 3.2. Plancher Terrasse**

**III.3.2.1. Méthode de calcul : ( RDM 6)**

RDM est un logiciel destiné à l'enseignement du calcul des structures par la méthode des éléments finis .

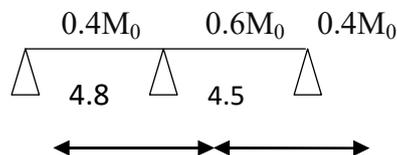
Il comprend les modules suivants : RDM –

Flexion : calcul et optimisation des poutres droites sollicitées en flexion simple.

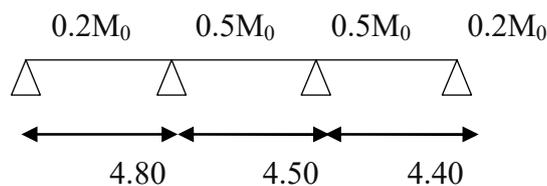
**III.4. Eude des poutrelles**

**III.4.1. Différents types des poutrelles**

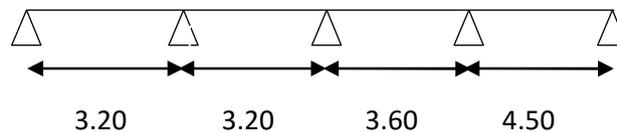
**Type 01**



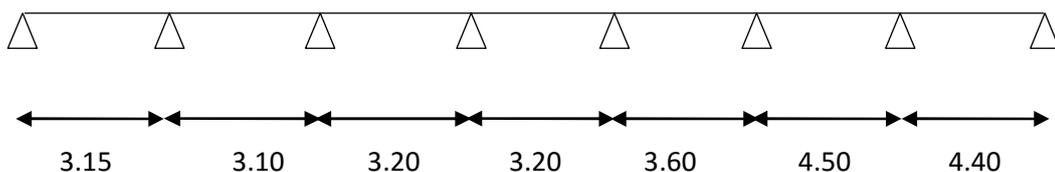
**Type 02**



**Type 03**



**Type 04**



**III.4.2. Combinaisons des charges**

Les charges sur les poutrelles sont évaluées comme suit:

**Sous Sol :**

E.L.U:  $Q = (1.35G + 1.5Q) \times 0.65 = (1.35 \times 5.09 + 1.5 \times 2.5) \times 0.65 = 6.90 \text{ kN/ml}$ .

E.L.S:  $Q_{ser} = (G + Q) \times 0.65 = (5.53 + 2.5) \times 0.65 = 4.93 \text{ kN/ml}$ .

• **R.D.C**

E.L.U:  $Q_u = (1.35G + 1.5Q) \times 0.65 = (1.35 \times 5.09 + 1.5 \times 4) \times 0.65 = 8.37 \text{ kN/ml}$ .

E.L.S:  $Q_{ser} = (G + Q) \times 0.65 = (5.09 + 4) \times 0.65 = 5.91 \text{ kN/ml}$

• **Étage courant**

E.L.U:  $Q_u = (1.35G + 1.5Q) \times 0.65 = (1.35 \times 5.09 + 1.5 \times 1.5) \times 0.65 = 5.93 \text{ kN/ml}$ .

E.L.S:  $Q_{ser} = (G + Q) \times 0.65 = (5.09 + 1.5) \times 0.65 = 4.28 \text{ kN/ml}$

• **Terrasse**

E.L.U:  $Q_u = (1.35G + 1.5Q) \times 0.65 = (1.35 \times 5.53 + 1.5 \times 1) \times 0.65 = 5.83 \text{ kN/ml}$ .

E.L.S:  $Q_{ser} = (G + Q) \times 0.65 = (5.53 + 1) \times 0.65 = 4.24 \text{ kN/ml}$ .

**III.A. Plancher de Sous-sol:**

**Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire**

1. la charge d'exploitation  $Q \leq \max (2G, 5 \text{ kN/m}^2)$

$G = 5.09 \text{ kN/m}^2 ; Q = 2.5 \text{ kN/m}^2$

$Q = 2.5 \text{ kN/m}^2 < 2G = 10.18 \text{ kN/m}^2 \dots\dots\dots \text{Condition Vérifiée}$

2. le rapport entre les travées successives:

Travée	A-B	B-C	B-C	C-D
Portée	4.80	4.50	4.50	4.40
Rapport	1.07		1.02	

$0.8 \leq L_i/L_{i+1} \leq 1.25 \dots\dots\dots \text{Condition Vérifiée}$

3. Poutrelles à inertie constante ( $I = Cste$ ).....Condition Vérifiée

4. Fissuration peu préjudiciable (cas de plancher étage) .....Condition Vérifiée

Puisque toutes les conditions d'applicabilité de la méthode sont vérifiées, on utilise la méthode forfaitaire.

**Sollicitation à l'E.L.U:**

▪  $q_u = (1.35G + 1.5Q) \times 0.65 = 6.90 \text{ kN/ml}$

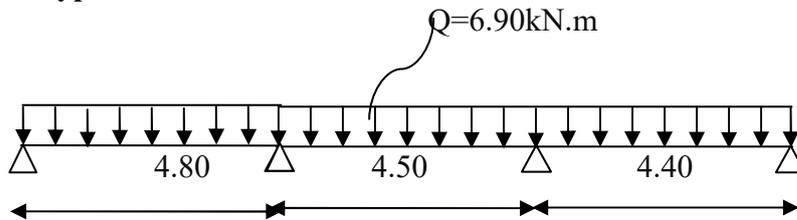
Travée de rive  $\left\{ \begin{array}{l} M_t \geq \max [1.05M_0; (1 + 0.3\alpha).M_0] - (M_w + M_e)/2 \\ M_t \geq [(1.2 + 0.3\alpha)/2].M_0 \end{array} \right.$

Travée intermédiaire  $\left\{ \begin{array}{l} M_t \geq \max [1.05M_0; (1 + 0.3\alpha).M_0] - (M_w + M_e)/2 \\ M_t \geq [(1 + 0.3\alpha)/2].M_0 \end{array} \right.$

$\alpha = Q/(G+Q) = 2.5/(5.09 + 2.5) = 0.33$

- $(1 + 0.3\alpha) = 1.1 > 1.05$
- $(1.2 + 0.3 \alpha)/2 = 0.65$  (travée de rive).
- $(1 + 0.3 \alpha)/2 = 0.55$  (travée intermédiaire).

**Type 02**



**Moments isostatique**

$M_{0AB} = Q_t \times L^2/8 = 6.90 \times (4.80)^2/8 = 19.87 \text{ kN.m}$

$M_{0BC} = Q_t \times L^2/8 = 6.90 \times (4.50)^2/8 = 17.47 \text{ kN.m}$

$M_{0CD} = Q_t \times L^2/8 = 6.90(4.4)^2 / 8 = 16.70 \text{ KN.m}$

**Moments sur appuis**

$M_A = 0.2M_{0AB} = 3.97 \text{ kN.m}$

$M_B = 0.5 \text{Max} (M_{0AB}, M_{0BC}) = 9.94 \text{ kN.m}$

$M_C = 0.5 \text{Max} (M_{0BC}, M_{0CD}) = 8.74 \text{ kN.m}$

$M_D = 0.2M_{0CD} = 3.34 \text{ kN.m}$

**Moment en travée**

- **Travée de rive (AB)**

1)  $M_t^{AB} \geq 1.10 \times 19.87 - (3.97 + 9.94)/2 = 14.90 \text{ KN.m}$

2)  $M_t^{AB} \geq 0.65 \times M_{0AB} = 12.92 \text{ KN.m}$

• Travée intermédiaire (BC)

1)  $M_t^{BC} \geq 1.10 \times 17.47 - (9.94 + 8.74) / 2 = 9.88 \text{ kN.m}$

2)  $M_t^{BC} \geq 0.55 \times M_{0BC} = 9.61 \text{ kN.m}$

• Travée de rive (CD)

1)  $M_t^{CD} \geq 1.10 \times 16.70 - (8.74 + 3.34) / 2 = 12.33 \text{ kN.m}$

2)  $M_t^{CD} \geq 0.65 \times M_{0CD} = 10.86 \text{ kN.m}$

**Effort tranchant**

$T_w = (M_w - M_e) / L + Q_u \cdot L / 2$

$T_e = (M_w - M_e) / L - Q_u \cdot L / 2$

• Travée (AB)

$$\begin{cases} T_w = 15.32 \text{ kN} \\ T_e = -17.80 \text{ kN} \end{cases}$$

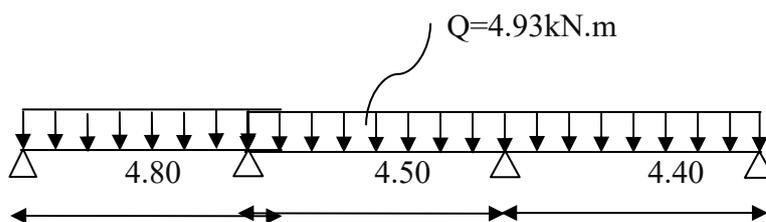
• Travée (BC)

$$\begin{cases} T_w = 15.79 \text{ kN} \\ T_e = -15.26 \text{ kN} \end{cases}$$

• Travée (CD)

$$\begin{cases} T_w = 16.41 \text{ kN} \\ T_e = -13.95 \text{ kN} \end{cases}$$

**Type 02**



**Sollicitation à L'E.L.S**

$q_{ser} = 4.93 \text{ kN.m}$

**Moments isostatiques**

$M_{0AB} = Q_t \cdot L^2 / 8 = 14.20 \text{ kN.m}$

$M_{0BC} = Q_t \cdot L^2 / 8 = 12.48 \text{ kN.m}$

$M_{0CD} = Q_t \cdot L^2 / 8 = 11.93 \text{ kN.m}$

**Moments sur appuis**

$$M_A = 0.2M_{0AB} = 2.84\text{kN.m}$$

$$M_B = 0.5 \max(M_{0AB}, M_{0BC}) = 7.10\text{kN.m}$$

$$M_C = 0.5 \max(M_{0BC}, M_{0CD}) = 6.24\text{kN.m}$$

$$M_D = 0.2M_{0CD} = 2.39\text{kN.m}$$

**Moment en travée**

- **Travée de rive (AB)**
  - 1)  $M_t^{AB} \geq 20.65\text{kN}$
  - 2)  $M_t^{AB} \geq 9.23\text{kN}$
- **Travée intermédiaire (BC)**
  - 1)  $M_t^{BC} \geq 7.06\text{kN}$
  - 2)  $M_t^{BC} \geq 6.86\text{kN}$
- **Travée de rive (CD)**
  - 1)  $M_t^{CD} \geq 8.81\text{kN}$
  - 2)  $M_t^{CD} \geq 7.75\text{kN}$

**Diagramme des moments fléchissant (kN.m)**

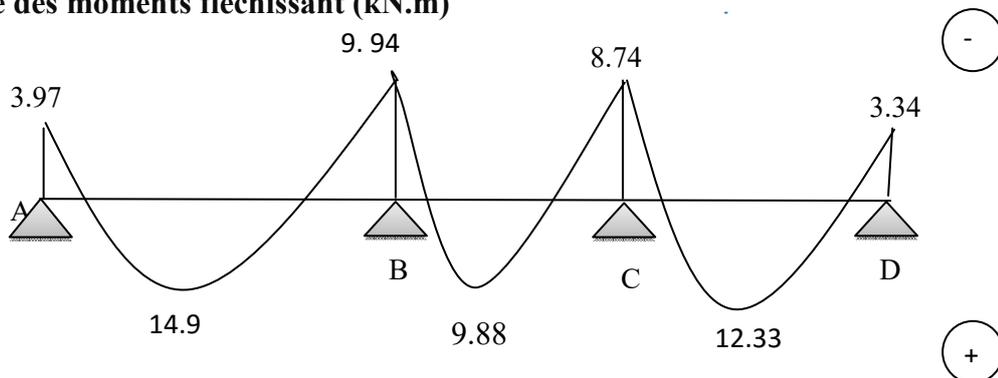


Figure III.5: Diagramme des moments fléchissant à l'E.L.U

**Diagramme des efforts tranchant (kN)**

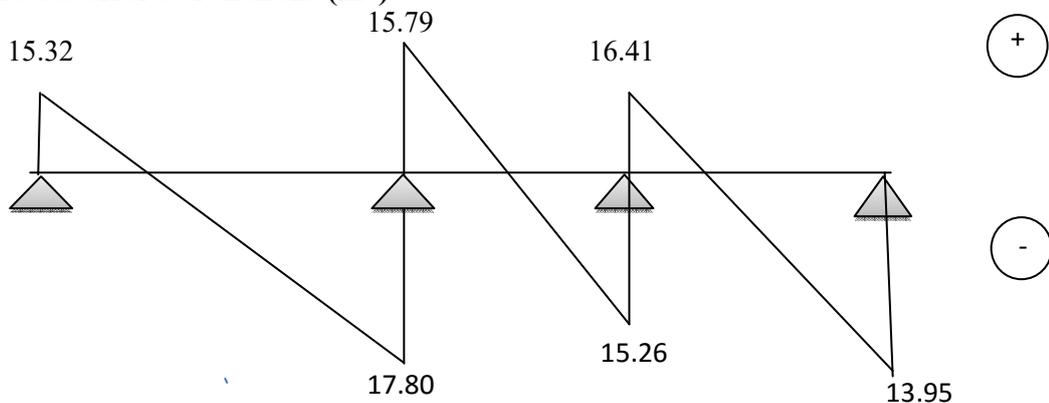


Figure III.6: Diagramme des efforts tranchants à l'E.L.U

Tableau III.1. Récapitulatif des résultats obtenus

Type de poutrelle	Travée	L (m)	L'E.L.U					L'E.L.S		
			M <sub>t</sub>	M <sub>w</sub>	M <sub>e</sub>	T <sub>w</sub>	T <sub>e</sub>	M <sub>t</sub>	M <sub>w</sub>	M <sub>e</sub>
01	A-B	4,80	11.92	7.95	11.92	15.73	17.39	8.52	5.68	8.52
	B-C	4.50	9.76	11.92	6.99	16.62	14.43	6.97	8.52	4.99
02	A-B	4.80	14.90	3.97	9.94	15.32	17.80	10.65	2.84	7.10
	B-C	4.50	9.88	9.94	8.74	15.79	15.26	7.06	7.10	6.24
	C-D	4.40	12.33	8.74	3.34	16.41	13.95	8.81	6.24	2.39
03	A-B	3.20	6.62	1.77	4.42	10.21	11.87	4.73	1.26	3.16
	B-C	3.20	5.27	4.42	4.47	11.02	11.06	3.76	3.16	3.2
	C-D	3.60	5.69	4.47	8.74	11.23	13.61	4.07	3.2	6.24
	D-E	4.50	13.10	8.74	3.49	16.69	14.36	9.36	6.24	2.50
04	A-B	3.15	6.42	1.71	4.28	10.05	11.68	4.58	1.22	3.06
	B-C	3.10	5.21	4.28	3.53	10.94	10.45	3.72	3.06	2.52
	C-D	3.20	6.18	3.53	3.53	11.04	11.04	4.42	2.52	2.52
	D-E	3.20	5.71	3.53	4.47	10.75	11.33	4.08	2.52	3.20
	E-F	3.60	6.57	4.47	6.99	11.72	13.12	4.69	3.20	4.99
	F-G	4.50	11.35	6.99	8.74	15.14	15.91	8.11	4.99	6.24
	G-H	4.40	12.33	8.74	3.34	16.41	13.95	8.81	6.24	2.39

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{tmax}=14.90KN.m \\ Ma\ rive = 7.95KN.m \\ Ma\ intermédiaire = 11.92KN.m \\ T_{max}= 17.80KN.m \end{array} \right. \qquad \left\{ \begin{array}{l} M_{a\ rive}=5.68\ KN.m \\ Ma\ intermédiaire = 8.52KN.m \\ M_{tmax}=10.65KN.m \end{array} \right.$$

III.A.4.3. Ferrailage

4.3.1. Calcul des armatures longitudinales

- 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 calcule le moment équilibré par la table « M<sub>T</sub> »

$$M_t = b \times h_0 \times \sigma_{bc} \times \left( d - \frac{h_0}{2} \right) = 65 \times 5 \times 14,20 \times \left( 18,90 - \frac{5}{2} \right) \times 10^{-3} = 14,90kN.m$$

$$M_{t\max} = 14,90 \text{KN.m} < M_t = 75,69 \text{KN.m}$$

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  $(b \times h_t) = (65 \times 24) \text{ cm}^2$  soumise à :

$$M_{t\max} = 14,90 \text{kN.m} .$$

$$\mu = \frac{M_{t\max}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{14,90 \times 10^3}{65 \times (18,90)^2 \times 14,20} = 0,045 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 1,25x(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \rightarrow \alpha = 0,045 \rightarrow \beta = 1 - 0,4\alpha \rightarrow \beta = 0,977 .$$

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

$$A_s = \frac{M_{t\max}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{14,90 \times 10^3}{0,977 \times 18,90 \times 348} = 2,32 \text{cm}^2$$

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

$$A_{min} = \frac{I \times f_{t28}}{0,81 \times h_t \times V_2 \times f_e}$$

Avec :

$$V_2 = \frac{\left( b \times h_0 \times \left( h_t - \frac{h_0}{2} \right) \right) + \left( b_0 \times (h_t - h_0) \times \left( \frac{h_t - h_0}{2} \right) \right)}{(b \times h_0) + (b_0 \times (h_t - h_0))}$$

$$V_2 = \frac{\left( 65 \times 4 \times \left( 24 - \frac{4}{2} \right) \right) + \left( 12 \times (24 - 4) \times \left( \frac{24 - 4}{2} \right) \right)}{(65 \times 4) + (12 \times (24 - 4))} = 16,17 \text{cm}$$

$$V_1 = h_t - V_2 = 21 - 16,17 = 4,83 \text{cm}$$

$$I = \frac{bV_1^3 - ((b - b_0) \times (V_1 - h_0)^3)}{3} + \frac{b_0 \times (h_t - V_1)^3}{3}$$

$$= \frac{65 \times (4,83)^3 - ((65 - 12) \times (4,83 - 5)^3)}{3} + \frac{12 \times (21 - 4,83)^3}{3}$$

$$I = 17099,69 \text{cm}^4$$

$$A_{min} = \frac{17099.69 \times 2,10}{0,81 \times 21 \times 16,17 \times 400} = 0,33 \text{cm}^2$$

Donc :  $A_{s\text{cal}} = 1,90 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0,33 \text{ cm}^2$  ..... Condition Vérifiée

On prend : **3T10** ; (As=2,36 cm<sup>2</sup>).

**Sur appui intermédiaire (armatures supérieures) :**

$$\mu = \frac{M_a}{b_0 \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{11,92 \times 10^3}{12 \times 18,9^2 \times 14,20} = 0,20 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 1,25x(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \rightarrow \alpha = 0,2818 \rightarrow \beta = 1 - 0,4\alpha \rightarrow \beta = 0,887.$$

$$A_s = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{11,92 \times 10^3}{0,887 \times 18,9 \times 348} = 2,04 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité (section en T) :

$$A_{min} = \frac{17099,69 \times 2,10}{0,81 \times 21 \times 16,17 \times 400} = 0,33 \text{ cm}^2$$

**Donc :**  $A_{s\text{ cal}} = 2,04 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0,33 \text{ cm}^2$  ..... *Condition Vérifiée*

**On prend :** 1T12 (filante) + 1T12 (chapeau) ; ( $A_s = 2,26 \text{ cm}^2$ )

**Sur appui de rive :**

Puisque le béton tendu est négligé dans le calcul, donc La section de calcul est une section rectangulaire de dimension (12 x 30) cm<sup>2</sup>.

$$\mu = \frac{M_a}{b_0 \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{7,95 \times 10^3}{12 \times 18,9^2 \times 14,20} = 0,13 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 1,25x(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \rightarrow \alpha = 0,1747 \rightarrow \beta = 1 - 0,4\alpha \rightarrow \beta = 0,930.$$

$$A_s = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{7,95 \times 10^3}{0,930 \times 18,90 \times 348} = 1,30 \text{ cm}^2$$

IV.7. Condition de non fragilité (section en T) :

$$A_{min} = \frac{17099,69 \times 2,10}{0,81 \times 21 \times 16,17 \times 400} = 0,33 \text{ cm}^2$$

**Donc :**  $A_{s\text{ cal}} = 1,30 \text{ cm}^2 \leq A_{min} = 0,33 \text{ cm}^2$  ..... *Condition Vérifiée*

On prend  $A_s = 1,30 \text{ cm}^2$

**On prend :** 2T10 (filante) ; ( $A_s = 1,57 \text{ cm}^2$ )

**Vérification à l'E.L.S :**

Le moment dans le plancher Sous-sol est ( $M_{t\text{ ser}} = 10,65 \text{ Kn.m}$ )

- **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.

$b=65\text{cm}$ ;  $\eta=15$ ;  $A'=0$ ;  $A=2,32\text{ cm}^2$ ;  $d=18,9\text{ cm}$ ;  $b_0=12\text{cm}$ .

$$\frac{b_0 \times y^2}{2} + [(b - b_0)h_0 + \eta(A + A')]y - \left[ (b - b_0)\frac{h_0^2}{2} + \eta dA + \eta A' d' \right] = 0$$

$$\frac{12 \times y^2}{2} + [(65 - 12)5 + 15 \times (2.36 + 0)]y - \left[ (65 - 12)\frac{5^2}{2} + (15 \times 18,9 \times 2.36) + (15 \times 0 \times 0,2) \right] = 0$$

$$\Rightarrow 6y^2 + 300.4y - 1331.56 = 0$$

$$\Rightarrow y = 4.10\text{ cm}$$

• **Moment d'inertie :**

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

$$I = \frac{65}{3}4.10^3 - (65 - 12)\frac{(4.10 - 5)^3}{3} + 15 \times 0(2.36 - 0,2)^2 + 15 \times 2.36(18,9 - 4.10)^2$$

$$I = 9260.18\text{ cm}^4$$

• **Détermination des contraintes dans le béton comprimé  $\sigma_{bc}$  :**

$$\sigma_{bc} = K \times y = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{17.80 \times 10^3}{9260.18} \times 4.10 = 7.88\text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0,6 f_{c28} = 15\text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 7.88\text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15\text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

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

• **Contrainte de cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{T}{b_0 \times d} = \frac{17.80 \times 10^3}{120 \times 189} = 0,785\text{ MPa}$$

• **Fissuration non préjudiciable**

$$\overline{\tau_u} = \min\left(\frac{0,2 f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{ MPa}\right) \quad \overline{\tau_u} = \min(3,33\text{ MPa}; 5\text{ MPa}) = 3,33\text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,785\text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 3,33\text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

• **Les armatures transversales  $A_t$  :**

D'après le B.A.E.L 99 (A.5.1.23), on a :

$$\Phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_{Lmin}\right) \Rightarrow \Phi_t \leq \min\left(\frac{210}{35}; \frac{120}{10}; 10\right) = 6\text{ mm}$$

On adopte :  $\Phi_t = 6\text{ mm}$

• Calcul des espacements :

$$\left. \begin{aligned} S_t &\leq \min(0,9d ; 40\text{ cm}) \\ S_t &\leq \min(17,01; 40\text{ cm}) \end{aligned} \right\} \Rightarrow S_t \leq 17,01\text{ cm} \text{ On Prend: } S_t = 15\text{ cm}$$

• La section des armatures transversales :

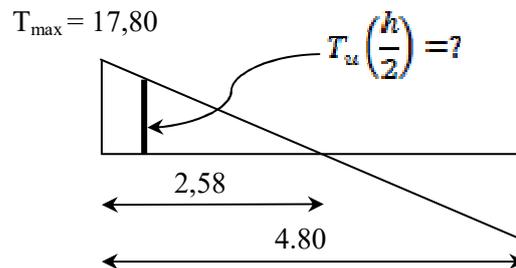
$$\frac{A_t}{b_0 \times S_t} \times \frac{f_e}{\gamma_s} \geq \frac{\left( \tau_u \times \left( \frac{h}{2} \right) \right) - (0,3k \times f_{ij})}{0,9(\sin \alpha + \cos \alpha)} \quad (1)$$

$k=1$  (fissuration non préjudiciable)

$$f_{ij} = 2,1\text{ MPa} ; \alpha = 90^\circ \Rightarrow \sin \alpha + \cos \alpha = 1 ; f_e = 235\text{ MPa} ; \gamma_s = 1,15$$

$$\text{D'où : } \tau_u \times \left( \frac{h}{2} \right) = \frac{T_u \left( \frac{h}{2} \right)}{b_0 d}$$

On calcul la valeur de l'effort tranchant  $T_u \left( \frac{h}{2} \right)$  par la méthode des triangles semblables.



$$\frac{T_{max}}{X} = \frac{T_u \left( \frac{h}{2} \right)}{X - \left( \frac{h}{2} \right)} \Rightarrow T_u \left( \frac{h}{2} \right) = \frac{T_{max} \times \left[ X - \left( \frac{h}{2} \right) \right]}{X}$$

On calcul la distance « X » :

Avec :  $T_{max} = 21.60\text{ KN}$

$$X = \frac{L}{2} + \frac{M_w - M_e}{q \times L} = \frac{4.80}{2} + \frac{9.94 - 3.97}{6.90 \times 4.80} = 0,18\text{ m}$$

$$\frac{h}{2} = \frac{0,21}{2} = 0,105\text{ m}$$

$$T_u \left( \frac{h}{2} \right) = \frac{17.80 \times (0,18 - 0,105)}{0,18} = 7.42\text{ kN}$$

$$\tau_u \times \left( \frac{h}{2} \right) = \frac{17.8 \times 10^{-3}}{0,12 \times 0,189} = 0,785\text{ MPa}$$

$$\text{D'après (1) : } \left( \frac{A_t}{S_t} \right)_{cal} \geq \frac{(0,785 - (0,3 \times 2,1)) \times 12 \times 1,15}{0,9 \times 235} = 0,010 \text{ cm} \quad (2)$$

- **Pourcentage minimal des armatures transversales :**

$$\frac{A_t \times f_e}{b_0 \times S_t} \geq \max \left( \frac{\tau_u \times \left( \frac{h}{2} \right)}{2} ; 0,4 \text{ MPa} \right)$$

$$\frac{A_t \times f_e}{b_0 \times S_t} \geq \max(0,040 \text{ MPa} ; 0,4 \text{ MPa})$$

$$\frac{A_t \times f_e}{b_0 \times S_t} \geq 0,4 \text{ MPa}$$

$$\left( \frac{A_t}{S_t} \right)_{\min} \times \frac{f_e}{b_0} \geq 0,4 \Rightarrow \left( \frac{A_t}{S_t} \right)_{\min} = \frac{0,4 \times 12}{235} = 0,02 \text{ cm} \quad (3)$$

On prend le max entre (2) et (3)  $\Rightarrow \left( \frac{A_t}{S_t} \right)_{\min} \geq 0,02 \text{ cm}$

On prend  $S_t = 15 \text{ cm}$

$$\text{On trouve : } A_t \geq 0,02 \times 15 = 0,3 \text{ cm}^2 \Rightarrow \begin{cases} 2\Phi 8 = 1,01 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ S_t = 15 \text{ cm} \end{cases}$$

D'après le RPA 99 (version 2003)

- **Espacement dans la zone nodale :**

$$S_t \leq \min(10\Phi_t ; 15 \text{ cm}) = \min(10 \text{ cm} ; 15 \text{ cm}) = 10 \text{ cm}$$

- **Espacement dans la zone courante :**

$$S_t \leq 15 \text{ cm} ; \text{ On prend } S_t = 15 \text{ cm}$$

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

$$T_u = 15,30 \text{ KN}$$

$$M_{appui} = 8,54 \text{ KN.m}$$

$$F_u = \frac{M_{appui}}{z} = \frac{M_{appui}}{0,9d} = \frac{9,94}{0,9 \times 18,9 \times 10^{-2}} = 58,44 \text{ kN}$$

$$F_u = 58,44 \text{ kN} > T_u = 17,80 \text{ kN}$$

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

- **Compression de la bielle d'about :**

La contrainte de compression dans la bielle est de :

$$\overline{\sigma}_b = \frac{F_b}{S}; \text{ Avec : } \begin{cases} F_b = T\sqrt{2} \\ S = \frac{ab_0}{\sqrt{2}} \end{cases} \Rightarrow \overline{\sigma}_b = \frac{2T}{ab_0}, \text{ Où :}$$

a : La longueur d'appui de la biellette.

**On doit avoir :**  $\overline{\sigma}_b < \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$

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

$$\overline{\sigma}_b \leq \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow \frac{2T}{ab_0} \leq \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow a \geq \frac{2T\gamma_b}{0,85 \times b_0 \times f_{c28}}$$

$$\Rightarrow a \geq \frac{2 \times 17,80 \times 1,5}{0,85 \times 12 \times 25 \times 10} = 0,0209m = 2,09cm$$

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

a' : La largeur d'appui.

$$a' = c - c' - 2$$

c : La largeur de l'appui du poteau = 50cm.

c' : L'enrobage = 2cm.

$$a' = 50 - 2 - 2 = 46cm$$

$$a = \min(46cm ; 17,01cm) = 17,01cm$$

a = 17,01cm > 1,80cm .....Condition vérifiée.

**• Entraînement des armatures :**

• Vérification de la contrainte d'adhérence :

$$\tau_{ser} = \frac{T}{0,9d \times \mu \times n} \leq \overline{\tau}_{ser} = \psi_s \times f_{t28}$$

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

T : L'effort tranchant max ; T = 21.60 KN.

n : Nombre de armatures longitudinaux tendus ; n = 3.

$\mu$  : Périmètre d'armatures tendue ;  $\mu = \pi\Phi = \pi \times 1,2 = 3,77$  cm.

$$\tau_{ser} = \frac{T}{0,9d \times \mu \times n} = \frac{9,94 \times 10^3}{17,01 \times 3,14 \times 3 \times 10^2} = 0,620MPa$$

$$\overline{\tau}_{ser} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 MPa$$

$\tau_{ser} = 0,620MPa < \overline{\tau}_{ser} = 3,15 MPa$  .....Condition vérifiée.

• **Ancrage des armatures tendues :**

La longueur de scellement droit «  $L_s$  » est la longueur qui ne doit pas avoir une barre droite de diamètre  $\Phi$  pour équilibrer une contrainte d'adhérence  $\tau_s$ .

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

$$\tau_s = 0,6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,83 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{\Phi \times f_e}{4 \times \tau_s} = \frac{1 \times 400}{4 \times 2,83} = 35,33 \text{ cm}$$

Cette longueur dépasse la largeur de la poutre secondaire ( $b = 30 \text{ cm}$ ), on est obligés de courber les armatures d'une valeur «  $r$  » :  $r = 5,5\Phi = 5,5 \times 1 = 5,5 \text{ cm}$ .

• **Vérification de la flèche :**

Les conditions suivantes doivent être vérifiées :

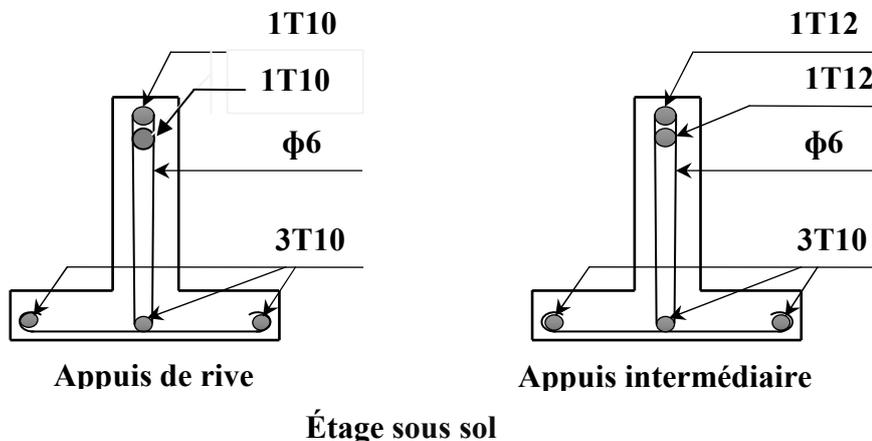
$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22,5} \Rightarrow \frac{21}{480} = 0,044 > 0,04 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée} \\ \frac{h_t}{L} \geq \frac{M_{ser}}{15 \times M_{0,ser}} \Rightarrow \frac{21}{480} = 0,044 < \frac{10,65}{15 \times 14,20} = 0,05 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée} \\ \frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{3,6}{f_e} \Rightarrow \frac{2,36}{12 \times 18,9} = 0,010 > \frac{3,60}{400} = 0,009 \dots\dots\dots \text{Condition non vérifiée} \end{array} \right.$$

Donc il faut calculer la flèche :

$$f_{cal} = \frac{5}{384} \times \frac{5,91 \times 480}{EI} = 10,16, f_{adm} = \frac{480}{200} = 24 \text{ mm}$$

$$0,993 \leq 24 \text{ mm}$$

**III.5. Dessin de ferrailage des poutrelles (Etage de Sous-sol) :**



**III.B.Plancher de rez de chausses:**

**Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire**

1. la charge d'exploitation  $Q \leq \max (2G, 5kN/m^2)$

$$G = 5.09 \text{ kN/m}^2 ; Q = 4\text{kN/m}^2$$

$$Q = 4\text{kN/m}^2 < 2G = 10.18 \text{ kN/m}^2 \dots\dots\dots \text{Condition Vérifiée}$$

2. le rapport entre les travées successives:

Travée	A-B	B-C	B-C	C-D
Portée	4.80	4.50	4.50	4.40
Rapport	1.07		1.02	

$$0.8 \leq Li/Li+1 \leq 1.25 \dots\dots\dots \text{Condition Vérifiée}$$

2- Poutrelles à inertie constante ( $I = Cste$ ).....Condition Vérifiée

3- Fissuration peu préjudiciable (cas de plancher étage) .....Condition Vérifiée

Puisque toutes les conditions d'applicabilité de la méthode sont vérifiées, on utilise la méthode forfaitaire.

**Sollicitation à l'E.L.U:**

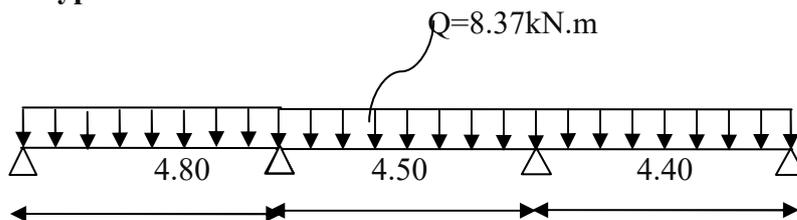
▪  $q_u = (1.35G + 1.5Q) \times 0.65 = 8.37\text{kN/ml}$

$$\left. \begin{array}{l} \text{Travée de rive} \\ \text{Travée intermédiaire} \end{array} \right\} \begin{cases} M_t \geq \max [1.05M_0; (1 + 0.3\alpha).M_0] - (M_w + M_e)/2 \\ M_t \geq [(1.2 + 0.3\alpha)/2].M_0 \\ \\ M_t \geq \max [1.05M_0; (1 + 0.3\alpha).M_0] - (M_w + M_e)/2 \\ M_t \geq [(1 + 0.3\alpha)/2].M_0 \end{cases}$$

$$\alpha = Q/(G+Q) = 4/(5.09 + 4) = 0.44$$

- $(1 + 0.3\alpha) = 1.13 > 1.05$
- $(1.2 + 0.3 \alpha)/2 = 0.67$  (travée de rive).
- $(1 + 0.3 \alpha)/2 = 0.57$  (travée intermédiaire).

**Type 02**



**Moments isostatiques**

$$M_{0AB} = Q_t \times L^2/8 = 8.37 \times (4.80)^2/8 = 24.11 \text{ kN.m}$$

$$M_{0BC} = Q_t \times L^2/8 = 8.37 \times (4.50)^2/8 = 21.19 \text{ kN.m}$$

$$M_{0CD} = Q_t \times L^2/8 = 8.37 \times (4.4)^2/8 = 20.26 \text{ kN.m}$$

**Moments sur appuis**

$$M_A = 0.2M_{0AB} = 4.82 \text{ kN.m}$$

$$M_B = 0.5 \text{Max} (M_{0AB}, M_{0BC}) = 12.06 \text{ kN.m}$$

$$M_C = 0.5 \text{Max} (M_{0BC}, M_{0CD}) = 10.60 \text{ kN.m}$$

$$M_D = 0.2M_{0CD} = 4.05 \text{ kN.m}$$

**Moment en travée**• **Travée de rive (AB)**

$$1) M_t^{AB} \geq 1.13 \times 24.11 - (4.82 + 12.06)/2 = 18.8 \text{ kN.m}$$

$$2) M_t^{AB} \geq 0.67 \times M_{0AB} = 16.15 \text{ kN.m}$$

• **Travée intermédiaire (BC)**

$$1) M_t^{BC} \geq 1.13 \times 21.19 - (12.06 + 10.60)/2 = 12.61 \text{ kN.m}$$

$$2) M_t^{BC} \geq 0.57 \times M_{0BC} = 12.08 \text{ kN.m}$$

• **Travée de rive (CD)**

$$1) M_t^{CD} \geq 1.13 \times 20.26 - (10.60 + 4.05)/2 = 15.57 \text{ kN.m}$$

$$2) M_t^{CD} \geq 0.67 \times M_{0CD} = 13.57 \text{ kN.m}$$

**Effort tranchant**

$$T_w = (M_w - M_e)/L + Q_u \cdot L/2$$

$$T_e = (M_w - M_e)/L - Q_u \cdot L/2$$

• **Travée (AB)**

$$T_w = 18.58 \text{ kN}$$

$$T_e = -21.60 \text{ kN}$$

• **Travée (BC)**

$$T_w = 19.16 \text{ kN}$$

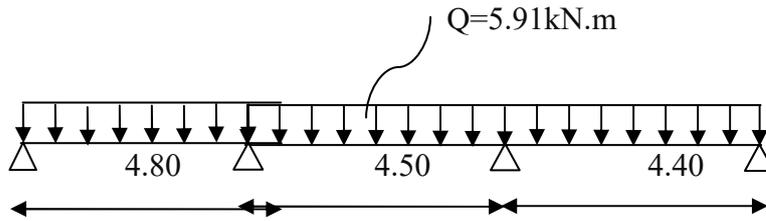
$$T_e = -18.51 \text{ kN}$$

• **Travée (CD)**

$$T_w = 19.90 \text{ kN}$$

$$T_e = -16.93 \text{ kN}$$

## Type 02

**Sollicitation à L'E.L.S**

$$q_{\text{ser}} = 5.91 \text{ kN/m}$$

**Moments isostatiques**

$$M_{0AB} = q_t \cdot L^2 / 8 = 17.02 \text{ KN.m}$$

$$M_{0CD} = q_t \cdot L^2 / 8 = 14.30 \text{ kN.m}$$

$$M_{0BC} = q_t \cdot L^2 / 8 = 14.96 \text{ kN.m}$$

**Moments sur appuis**

$$M_A = 0.2 M_{0AB} = 3.40 \text{ kN.m}$$

$$M_B = 0.5 \max(M_{0AB}, M_{0BC}) = 8.51 \text{ kN.m}$$

$$M_C = 0.5 \max(M_{0BC}, M_{0CD}) = 7.48 \text{ kN.m}$$

$$M_D = 0.2 M_{0CD} = 2.86 \text{ kN.m}$$

**Moment en travée**

- **Travée de rive (AB)**

- 1)  $M_t^{AB} \geq 21.79 \text{ kN}$

- 2)  $M_t^{AB} \geq 11.40 \text{ kN}$

- **Travée intermédiaire (BC)**

- 1)  $M_t^{BC} \geq 16.39 \text{ kN}$

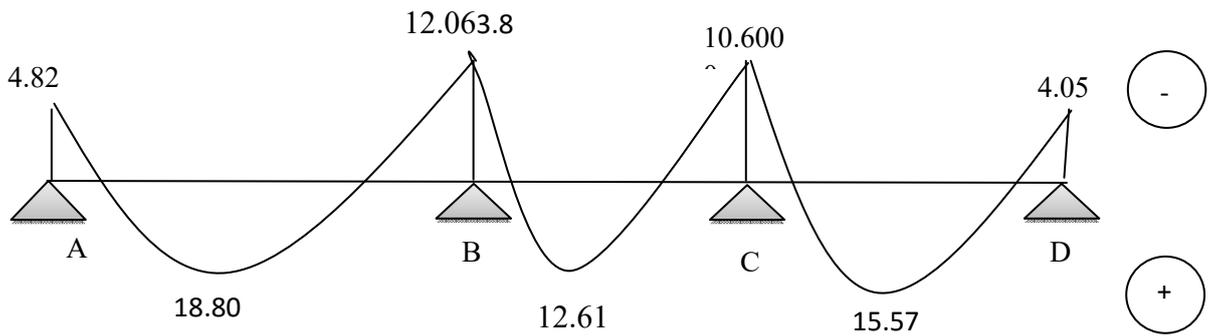
- 2)  $M_t^{BC} \geq 8.53 \text{ kN}$

- **Travée de rive (CD)**

- 1)  $M_t^{CD} \geq 13.85 \text{ kN}$

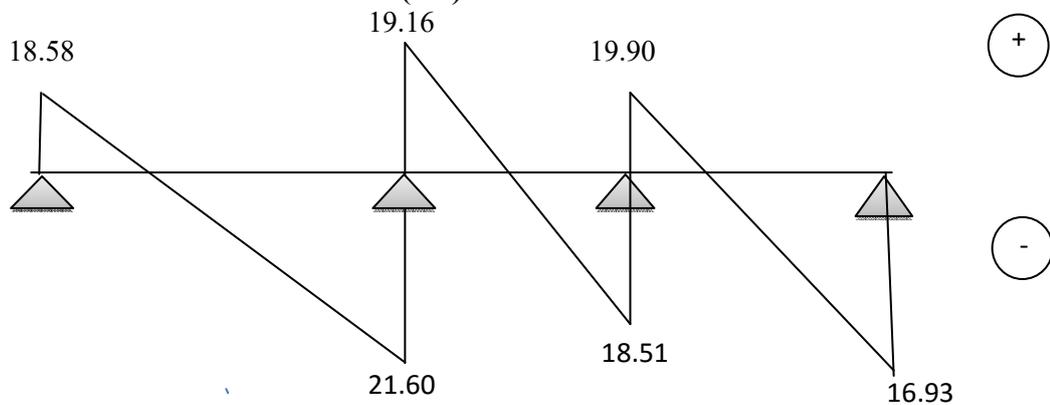
- 2)  $M_t^{CD} \geq 9.58 \text{ kN}$

**Diagramme des moments fléchissant (Kn.m)**



**Figure III.7:** Diagramme des moments fléchissant à l'E.L.U

**Diagramme des efforts tranchant (kN)**



**Figure III.8:** Diagramme des efforts tranchants à l'E.L.U

**Tableau III.2.** Récapitulatif des résultats obtenus

Type de poutrelle	Travée	L (m)	L'E.L.U					L'E.L.S		
			M <sub>t</sub>	M <sub>w</sub>	M <sub>e</sub>	T <sub>w</sub>	T <sub>e</sub>	M <sub>t</sub>	M <sub>w</sub>	M <sub>e</sub>
01	A-B	4,80	15.19	9.64	14.47	19.08	-21.09	10.72	6.81	10.21
	B-C	4.50	12.47	14.47	8.48	20.16	-17.50	8.81	10.21	5.98
02	A-B	4.80	18.80	4.82	12.06	18.58	-21.60	13.28	3.40	8.51
	B-C	4.50	12.61	12.06	10.60	19.16	-18.51	8.91	8.51	7.48
	C-D	4.40	15.57	10.60	4.05	19.90	-16.93	10.99	7.48	2.86
03	A-B	3.20	8.35	2.14	5.36	12.39	-14.40	5.90	1.51	3.78
	B-C	3.20	6.71	5.36	5.42	13.37	-13.41	4.74	3.78	3.83
	C-D	3.60	7.31	5.42	10.60	13.63	-16.50	5.16	3.83	7.48
	D-E	4.50	16.52	10.60	4.24	20.26	-17.42	11.67	7.48	2.99
04	A-B	3.15	8.09	2.08	5.19	12.20	-14.17	5.71	1.47	3.67

	B-C	3.10	6.62	5.19	4.28	13.27	-12.68	4.68	3.67	3.02
	C-D	3.20	7.82	4.28	4.28	13.39	-13.39	5.34	3.02	3.02
	D-E	3.20	7.25	4.28	5.42	13.04	-13.75	5.12	3.02	3.83
	E-F	3.60	8.37	5.42	8.48	14.22	-15.92	5.91	3.83	5.98
	F-G	4.50	14.40	8.48	10.60	18.36	-19.30	10.17	5.98	7.48
	G-H	4.40	15.57	10.60	4.05	19.90	-16.93	10.99	7.48	2.86

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{tmax}=18.80KN.m \\ M_{a rive} = 9.64KN.m \\ M_{a intremédiaire} = 14.47KN.m \\ T_{max} = 21.60KN.m \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} M_{a rive}=6.81 KN.m \\ M_{a intermédiaire} = 10.21KN.m \\ M_{tmax}=13.28KN.m \end{array} \right.$$

### III.B.4.3. Ferrailage

#### 4.3.1. Calcul des armatures longitudinales

- 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 calcule le moment équilibré par la table «  $M_T$  »

$$M_t = b \times h_0 \times \sigma_{bc} \times \left( d - \frac{h_0}{2} \right) = 65 \times 5 \times 14,20 \times \left( 18,90 - \frac{5}{2} \right) \times 10^{-3} = 18,80kN.m$$

$$M_{tmax} = 18,80KN.m < M_t = 75,69KN.m$$

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  $(b \times h_t) = (65 \times 24) \text{ cm}^2$  soumise à :

$$M_{tmax} = 18,80kN.m .$$

$$\mu = \frac{M_{tmax}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{18,80 \times 10^3}{65 \times (18,90)^2 \times 14,20} = 0,057 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 1,25x(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \rightarrow \alpha = 0,073 \rightarrow \beta = 1 - 0,4\alpha \rightarrow \beta = 0,970 .$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 MPa, A_s = \frac{M_{tmax}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{18,80 \times 10^3}{0,970 \times 18,90 \times 348} = 2,95 \text{ cm}^2$$

#### 4.3.2 Condition de non fragilité (section en T)

$$A_{min} = \frac{I \times f_{t28}}{0,81 \times h_t \times V_2 \times f_e}$$

Avec :

$$V_2 = \frac{\left( b \times h_0 \times \left( h_t - \frac{h_0}{2} \right) \right) + \left( b_0 \times (h_t - h_0) \times \left( \frac{h_t - h_0}{2} \right) \right)}{(b \times h_0) + (b_0 \times (h_t - h_0))}$$

$$V_2 = \frac{\left( 65 \times 4 \times \left( 24 - \frac{4}{2} \right) \right) + \left( 12 \times (24 - 4) \times \left( \frac{24 - 4}{2} \right) \right)}{(65 \times 4) + (12 \times (24 - 4))} = 16,17 \text{ cm}$$

$$V_1 = h_t - V_2 = 21 - 16,17 = 4,83 \text{ cm}$$

$$I = \frac{bV_1^3 - \left( (b - b_0) \times (V_1 - h_0)^3 \right)}{3} + \frac{b_0 \times (h_t - V_1)^3}{3}$$

$$= \frac{65 \times (4,83)^3 - \left( (65 - 12) \times (4,83 - 5)^3 \right)}{3} + \frac{12 \times (21 - 4,83)^3}{3}$$

$$I = 17099,69 \text{ cm}^4$$

$$A_{min} = \frac{17099,69 \times 2,10}{0,81 \times 21 \times 16,17 \times 400} = 0,33 \text{ cm}^2$$

Donc :  $A_{s \text{ cal}} = 4,53 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0,33 \text{ cm}^2$  ..... Condition Vérifiée

On prend : 3T12 ; ( $A_s = 3,39 \text{ cm}^2$ ).

**Sur appui intermédiaire (armatures supérieures) :**

$$\mu = \frac{M_a}{b_0 \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{14,47 \times 10^3}{12 \times 18,9^2 \times 14,20} = 0,24 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 1,25x(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \rightarrow \alpha = 0,3486 \rightarrow \beta = 1 - 0,4\alpha \rightarrow \beta = 0,8606.$$

$$A'_s = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{14,47 \times 10^3}{0,8806 \times 18,9 \times 348} = 2,50 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité (section en T) :

$$A_{min} = \frac{17099,69 \times 2,10}{0,81 \times 21 \times 16,17 \times 400} = 0,33 \text{ cm}^2$$

Donc :  $A_{s \text{ cal}} = 2,55 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0,33 \text{ cm}^2$  ..... Condition Vérifiée

On prend : 1T12 (filante) + 1T14 (chapeau) ; ( $A_s = 2,67 \text{ cm}^2$ )

**Sur appui de rive :**

Puisque le béton tendu est négligé dans le calcul, donc La section de calcul est une section rectangulaire de dimension (12 x 30) cm<sup>2</sup>.

$$\mu = \frac{M_a}{b_0 \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{9,64 \times 10^3}{12 \times 18,9^2 \times 14,20} = 0,158 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 1,25x(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \rightarrow \alpha = 0,2162 \rightarrow \beta = 1 - 0,4\alpha \rightarrow \beta = 0,914.$$

$$A_s = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{9,64 \times 10^3}{0,914 \times 18,90 \times 348} = 1,60 \text{ cm}^2$$

IV.7. Condition de non fragilité (section en Tê) :

$$A_{min} = \frac{17099,69 \times 2,10}{0,81 \times 21 \times 16,17 \times 400} = 0,33 \text{ cm}^2$$

Donc :  $A_{s\text{cal}} = 1,60 \text{ cm}^2 \leq A_{min} = 0,33 \text{ cm}^2$  ..... Condition Vérifiée

Condition vérifiée.

On prend  $A_s = 1,60 \text{ cm}^2$

**On prend : 2T12 (filante) ; ( $A_s = 2,26 \text{ cm}^2$ )**

• **Vérification à l'E.L.S :**

Le moment dans le plancher rdc est ( $M_{t\text{ser}} = 13,28 \text{ Kn.m}$ )

• **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.

$b = 65 \text{ cm}$ ;  $\eta = 15$ ;  $A' = 0$ ;  $A = 2,05 \text{ cm}^2$ ;  $d = 18,9 \text{ cm}$ ;  $b_0 = 12 \text{ cm}$ .

$$\frac{b_0 \times y^2}{2} + [(b - b_0)h_0 + \eta(A + A')]y - \left[ (b - b_0)\frac{h_0^2}{2} + \eta dA + \eta A' d' \right] = 0$$

$$\frac{12 \times y^2}{2} + [(65 - 12)5 + 15 \times (3.39 + 0)]y - \left[ (65 - 12)\frac{5^2}{2} + (15 \times 18,9 \times 3.39) + (15 \times 0 \times 0,2) \right] = 0$$

$$\Rightarrow 6y^2 + 315.85y - 1623.57 = 0$$

$$\Rightarrow y = 4.72 \text{ cm}$$

• **Moment d'inertie :**

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

$$I = \frac{65}{3}4.72^3 - (65 - 12)\frac{(4.72 - 5)^3}{3} + 15 \times 0(3.39 - 0,2)^2 + 15 \times 3.39(18,9 - 4.72)^2$$

$$I = 12502.91 \text{ cm}^4$$

• **Détermination des contraintes dans le béton comprimé  $\sigma_{bc}$  :**

$$\sigma_{bc} = K \times y = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{13.28 \times 10^3}{12502.91} \times 4.72 = 5.01 MPa$$

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

$$\sigma_{bc} = 5.01 MPa < \overline{\sigma}_{bc} = 15 MPa \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

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

• **Contrainte de cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{T}{b_0 \times d} = \frac{21.60 \times 10^3}{120 \times 189} = 0,952 MPa$$

• **Fissuration non préjudiciable**

$$\overline{\tau}_u = \min \left( \frac{0,2 f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 MPa \right) \quad \overline{\tau}_u = \min (3,33 MPa ; 5 MPa) = 3,33 MPa$$

$$\tau_u = 0,952 MPa < \overline{\tau}_u = 3,33 MPa \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

• **Les armatures transversales  $A_t$  :**

D'après le B.A.E.L 99 (A.5.1.23), on a :

$$\Phi_t \leq \min \left( \frac{h}{35} ; \frac{b_0}{10} ; \phi_{L_{min}} \right) \Rightarrow \Phi_t \leq \min \left( \frac{210}{35} ; \frac{120}{10} ; 10 \right) = 6 mm$$

On adopte :  $\Phi_t = 6 mm$

• **Calcul des espacements :**

$$\left. \begin{aligned} S_t &\leq \min(0,9d ; 40 cm) \\ S_t &\leq \min(17,01 ; 40 cm) \end{aligned} \right\} \Rightarrow S_t \leq 17,01 cm \quad \text{On Prend: } S_t = 15 cm$$

• **La section des armatures transversales :**

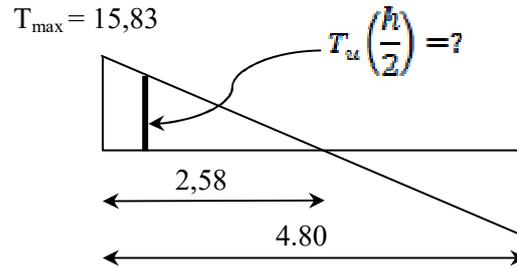
$$\frac{A_t}{b_0 \times S_t} \times \frac{f_e}{\gamma_s} \geq \frac{\left( \tau_u \times \left( \frac{h}{2} \right) \right) - (0,3k \times f_{ij})}{0,9(\sin \alpha + \cos \alpha)} \tag{1}$$

k=1 (fissuration non préjudiciable)

$$f_{ij} = 2,1 MPa ; \alpha = 90^\circ \Rightarrow \sin \alpha + \cos \alpha = 1 ; f_e = 235 MPa ; \gamma_s = 1,15$$

$$\text{D'où : } \tau_u \times \left( \frac{h}{2} \right) = \frac{T_u \left( \frac{h}{2} \right)}{b_0 d}$$

On calcul la valeur de l'effort tranchant  $T_u \left( \frac{h}{2} \right)$  par la méthode des triangles semblables.



$$\frac{T_{max}}{X} = \frac{T_u \left( \frac{h}{2} \right)}{X - \left( \frac{h}{2} \right)} \Rightarrow T_u \left( \frac{h}{2} \right) = \frac{T_{max} \times \left[ X - \left( \frac{h}{2} \right) \right]}{X}$$

On calcul la distance « X » :

Avec :  $T_{max} = 21.60 \text{ KN}$

$$X = \frac{L}{2} + \frac{M_w - M_e}{q \times L} = \frac{4.80}{2} + \frac{12.06 - 4.82}{8.37 \times 4.80} = 2,58 \text{ m}$$

$$\frac{h}{2} = \frac{0,21}{2} = 0,105 \text{ m}$$

$$T_u \left( \frac{h}{2} \right) = \frac{21.60 \times (2,58 - 0,105)}{2,58} = 20.72 \text{ kN}$$

$$\tau_u \times \left( \frac{h}{2} \right) = \frac{20.72 \times 10^{-3}}{0,12 \times 0,189} = 0,913 \text{ MPa}$$

$$D'après (1) : \left( \frac{A_t}{S_t} \right)_{cal} \geq \frac{(0,913 - (0,3 \times 2,1)) \times 12 \times 1,15}{0,9 \times 235} = 0,018 \text{ cm} \quad (2)$$

• Pourcentage minimal des armatures transversales :

$$\frac{A_t \times f_e}{b_0 \times S_t} \geq \max \left( \frac{\tau_u \times \left( \frac{h}{2} \right)}{2} ; 0,4 \text{ MPa} \right)$$

$$\frac{A_t \times f_e}{b_0 \times S_t} \geq \max (0,040 \text{ MPa} ; 0,4 \text{ MPa})$$

$$\frac{A_t \times f_e}{b_0 \times S_t} \geq 0,4 \text{ MPa}$$

$$\left( \frac{A_t}{S_t} \right)_{min} \times \frac{f_e}{b_0} \geq 0,4 \Rightarrow \left( \frac{A_t}{S_t} \right)_{min} = \frac{0,4 \times 12}{235} = 0,02 \text{ cm} \quad (3)$$

On prend le max entre (2) et (3)  $\Rightarrow \left(\frac{A_t}{S_t}\right)_{\min} \geq 0,02 \text{ cm}$

On prend  $S_t = 15 \text{ cm}$

On trouve :  $A_t \geq 0,02 \times 15 = 0,3 \text{ cm}^2 \Rightarrow \begin{cases} 2\Phi 8 = 1,01 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ S_t = 15 \text{ cm} \end{cases}$

D'après le RPA 99 (version 2003)

- **Espacement dans la zone nodale :**

$$S_l \leq \min(10\Phi_l ; 15 \text{ cm}) = \min(10 \text{ cm} ; 15 \text{ cm}) = 10 \text{ cm}$$

- **Espacement dans la zone courante :**

$$S_t \leq 15 \text{ cm} ; \text{ On prend } S_t = 15 \text{ cm}$$

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

$$T_u = 15,30 \text{ KN}$$

$$M_{\text{appui}} = 8,54 \text{ KN.m}$$

$$F_u = \frac{M_{\text{appui}}}{z} = \frac{M_{\text{appui}}}{0,9d} = \frac{12,06}{0,9 \times 18,9 \times 10^{-2}} = 70,90 \text{ kN}$$

$$F_u = 70,90 \text{ kN} > T_u = 21,60 \text{ kN}$$

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

- **Compression de la bielle d'about :**

La contrainte de compression dans la bielle est de :

$$\bar{\sigma}_b = \frac{F_b}{S} ; \text{ Avec } : \begin{cases} F_b = T\sqrt{2} \\ S = \frac{ab_0}{\sqrt{2}} \end{cases} \Rightarrow \bar{\sigma}_b = \frac{2T}{ab_0} , \text{ Où :}$$

a : La longueur d'appui de la bielle.

$$\text{On doit avoir : } \bar{\sigma}_b < \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

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

$$\bar{\sigma}_b \leq \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow \frac{2T}{ab_0} \leq \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow a \geq \frac{2T\gamma_b}{0,85 \times b_0 \times f_{c28}}$$

$$\Rightarrow a \geq \frac{2 \times 21,60 \times 1,5}{0,85 \times 12 \times 25 \times 10} = 0,0254 \text{ m} = 2,54 \text{ cm}$$

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

$a'$  : La largeur d'appui.

$$a' = c - c' - 2$$

c : La largeur de l'appui du poteau = 50cm.

c' : L'enrobage = 2cm.

$$a' = 50 - 2 - 2 = 46 \text{ cm}$$

$$a = \min(46 \text{ cm} ; 17,01 \text{ cm}) = 17,01 \text{ cm}$$

$a = 17,01 \text{ cm} > 1,80 \text{ cm}$  .....Condition vérifiée.

• **Entraînement des armatures :**

- Vérification de la contrainte d'adhérence :

$$\tau_{ser} = \frac{T}{0,9d \times \mu \times n} \leq \overline{\tau_{ser}} = \psi_s \times f_{t28}$$

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

T : L'effort tranchant max ; T = 21.60 KN.

n : Nombre de armatures longitudinaux tendus ; n = 3.

$\mu$  : Périmètre d'armatures tendue ;  $\mu = \pi\Phi = \pi \times 1,2 = 3,77 \text{ cm}$ .

$$\tau_{ser} = \frac{T}{0,9d \times \mu \times n} = \frac{12.60 \times 10^3}{17,01 \times 3,14 \times 3 \times 10^2} = 1.348 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau_{ser}} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$\tau_{ser} = 1.348 \text{ MPa} < \overline{\tau_{ser}} = 3,15 \text{ MPa}$  .....Condition vérifiée.

• **Ancrage des armatures tendues :**

La longueur de scellement droit «  $L_s$  » est la longueur qui ne doit pas avoir une barre droite de diamètre  $\Phi$  pour équilibrer une contrainte d'adhérence  $\tau_s$ .

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

$$\tau_s = 0,6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,83 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{\Phi \times f_e}{4 \times \tau_s} = \frac{1 \times 400}{4 \times 2,83} = 35,33 \text{ cm}$$

Cette longueur dépasse la largeur de la poutre secondaire (b = 30 cm), on est obligés de courber les armatures d'une valeur « r » :  $r = 5,5\Phi = 5,5 \times 1 = 5,5 \text{ cm}$ .

• **Vérification de la flèche :**

Les conditions suivantes doivent être vérifiées :

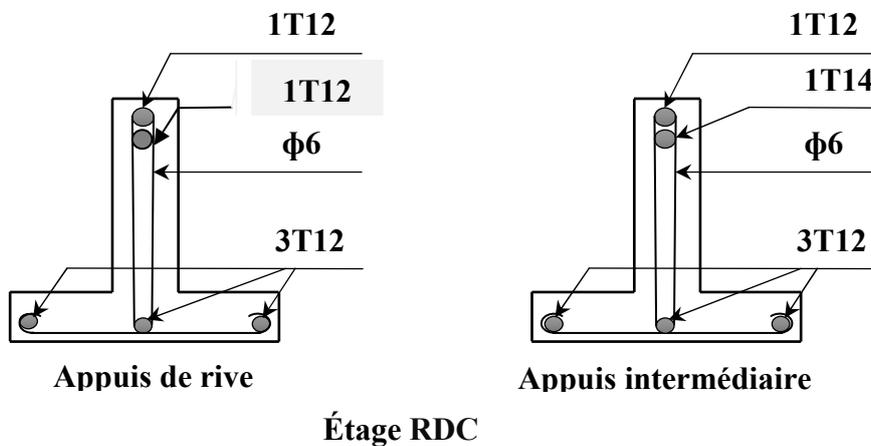
$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22,5} \Rightarrow \frac{21}{480} = 0,044 > 0,04 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée} \\ \frac{h_t}{L} \geq \frac{M_{ser}}{15 \times M_{0,ser}} \Rightarrow \frac{21}{480} = 0,044 < \frac{13.28}{15 \times 17.02} = 0,052 \dots\dots\dots \text{Condition non vérifiée} \\ \frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{3,6}{f_e} \Rightarrow \frac{2,36}{12 \times 18,9} = 0,010 > \frac{3,60}{400} = 0,009 \dots\dots\dots \text{Condition non vérifiée} \end{array} \right.$$

Donc il faut calculer la flèche :

$$f_{cal} = \frac{5}{384} \times \frac{5,91 \times 480}{EI} = 10,16, f_{adm} = \frac{480}{200} = 24mm$$

$$0,993 \leq 24mm$$

**III.5. Dessin de ferrailage des poutrelles (Étage de rez de chaussées) :**



**III.C : Plancher d'étage courant**

**Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire**

1- la charge d'exploitation  $Q \leq \max(2G, 5KN/m^2)$

$$G = 5,09 \text{ kN/m}^2 ; Q = 1,5 \text{ kN/m}^2$$

$$Q = 1,5 \text{ kN/m}^2 < 2G = 10,18 \text{ kN/m}^2 \dots\dots\dots \text{Condition Vérifiée}$$

2-le rapport entre les travées successives :

Travée	A-B	B-C	B-C	C-D
Portée	4.80	4.50	4.50	4.40
Rapport	1.07		1.02	

$$0,8 \leq L_i/L_{i+1} \leq 1,25 \dots\dots\dots \text{Condition Vérifiée}$$

4- Poutrelles à inertie constante ( $I=cte$ )..... Condition Vérifiée

5- Fissuration peu préjudiciable (cas de plancher étage) ..... Condition Vérifiée

Puisque toutes les conditions d'applicabilité de la méthode sont vérifiées, on utilise la **méthode forfaitaire**.

**Plancher étage courant**

**Sollicitation à l'E.L.U**

▪  $q_u = (1,35G + 1,5Q) \times 0,65 = 5,93 \text{ KN/ml}$

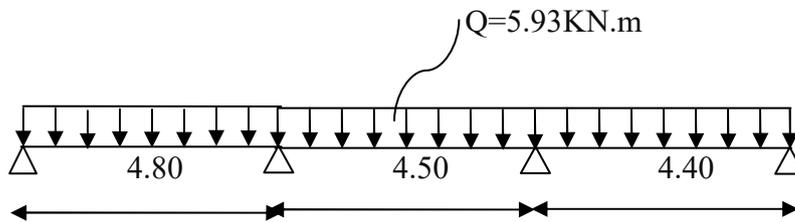
Travée de rive  $\left\{ \begin{array}{l} M_t \geq \text{Max} [1,05M_0 ; (1 + 0,3\alpha) M_0] - (M_w + M_e)/2. \\ [(1,2 + 0,3\alpha)/2] \cdot M_0 \end{array} \right.$

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

$\alpha = Q/(G+Q) = 1,5/(5,09+1,5) = 0,23$

- $(1 + 0,3\alpha) = 1,07 > 1,05$
- $(1,2 + 0,3\alpha)/2 = 0,63$  (travée de rive).
- $(1 + 0,3\alpha)/2 = 0,53$  (travée intermédiaire).

**Type 02**



**Moments isostatiques**

$M_{0AB} = Q \cdot L^2 / 8 = 5,93(4.80)^2/8 = 17.08 \text{ kN.m}$

$M_{0BC} = Q \cdot L^2 / 8 = 5,93 (4.50)^2/8 = 15.01 \text{ KN.m}$

$M_{0CD} = Q \cdot L^2 / 8 = 5.93 (4.40) / 8 = 14.35 \text{ KN.m}$

**Moments sur appuis**

$M_A = 0,2M_{0AB} = 3.42 \text{ KN.m}$

$M_B = 0,5 \text{ Max} (M_{0AB}, M_{0BC}) = 8.54 \text{ KN.m}$

$$M_C = 0,5 \text{ Max } (M_{0BC}, M_{0CD}) = 7.51 \text{ KN.m}$$

$$M_D = 0,2M_{0CD} = 2.87 \text{ KN.m}$$

**Moment en travée**

- **Travée de rive (AB)**

- 1)  $M_t^{AB} \geq 1.07 \times 17.08 - (3.42 + 8.54) / 2 = 12.30 \text{ kN.m}$

- 2)  $M_t^{AB} \geq 0,63 \times M_{0AB} = 10.76 \text{ kN.m}$

- **Travée intermédiaire (BC)**

- 1)  $M_t^{BC} \geq 1.07 \times 15.01 - (8.54 + 7.51) / 2 = 8.04 \text{ kN.m}$

- 2)  $M_t^{BC} \geq 0,53 \times M_{0BC} = 7.96 \text{ kN.m}$

- **Travée de rive (CD)**

- 1)  $M_t^{CD} \geq 1.07 \times 14.35 - (7.51 + 2.87) / 2 = 10.16 \text{ kN.m}$

- 2)  $M_t^{CD} \geq 0,63 \times M_{0CD} = 9.04$

**Effort tranchant**

$$T_w = (M_w - M_e) / L + Q_u \cdot L / 2$$

$$T_e = (M_w - M_e) / L - Q_u \cdot L / 2$$

- **Travée (AB)**

$$\begin{cases} T_w = 13.17 \text{ KN} \\ T_e = -15.30 \text{ KN} \end{cases}$$

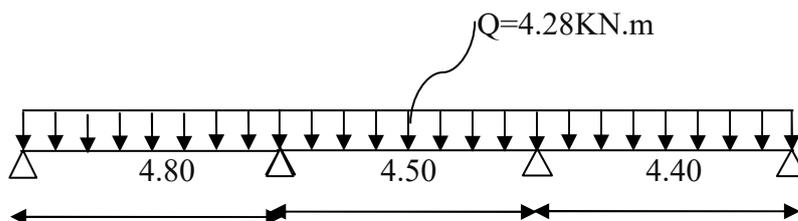
- **Travée (BC)**

$$\begin{cases} T_w = 13.57 \text{ KN} \\ T_e = -13.11 \text{ KN} \end{cases}$$

- **Travée (CD)**

$$\begin{cases} T_w = 14.10 \text{ KN} \\ T_e = -11.99 \text{ KN} \end{cases}$$

**Type 02**



**Sollicitation à L'E.L.S**

$$q_{ser} = 4.28 \text{ KN.m}$$

**Moments isostatiques**

$$M_{0AB} = q_t \cdot L^2 / 8 = 12.33 \text{ KN.m}$$

$$M_{0BC} = q_t \cdot L^2 / 8 = 10.83 \text{ KN.m}$$

$$M_{0CD} = q_t \cdot L^2 / 8 = 10.36 \text{ KN.m}$$

**Moments sur appuis**

$$M_A = 0,2 M_{0AB} = 2.47 \text{ KN.m}$$

$$M_B = 0,5 \max(M_{0AB}, M_{0BC}) = 6.17 \text{ KN.m}$$

$$M_C = 0,5 \max(M_{0BC}, M_{0CD}) = 5.42 \text{ KN.m}$$

$$M_D = 0,2 M_{0CD} = 2.07 \text{ KN.m}$$

**Moment en travée**

- **Travée de rive (AB)**

- 1)  $M_t^{AB} \geq 8.87 \text{ KN.m}$

- 2)  $M_t^{AB} \geq 7.77 \text{ KN.m}$

- **Travée intermédiaire (BC)**

- 1)  $M_t^{BC} \geq 5.79 \text{ KN.m}$

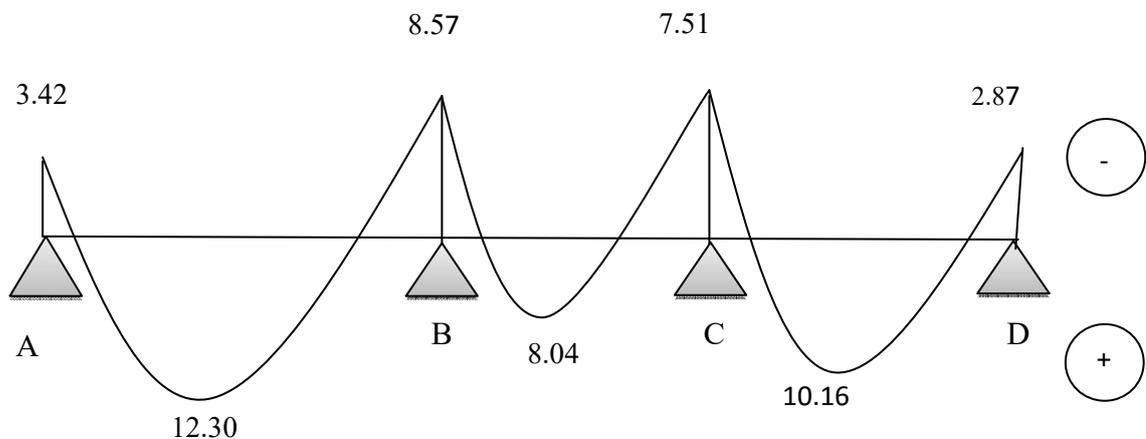
- 2)  $M_t^{BC} \geq 5.74 \text{ KN.m}$

- **Travée de rive (CD)**

- 1)  $M_t^{CD} \geq 7.34 \text{ KN.m}$

- 2)  $M_t^{CD} \geq 6.53 \text{ KN.m}$

**Diagramme des moments**



**Figure III.9:** Diagramme des moments fléchissant à l'E.L.U

Diagramme des efforts tranchant

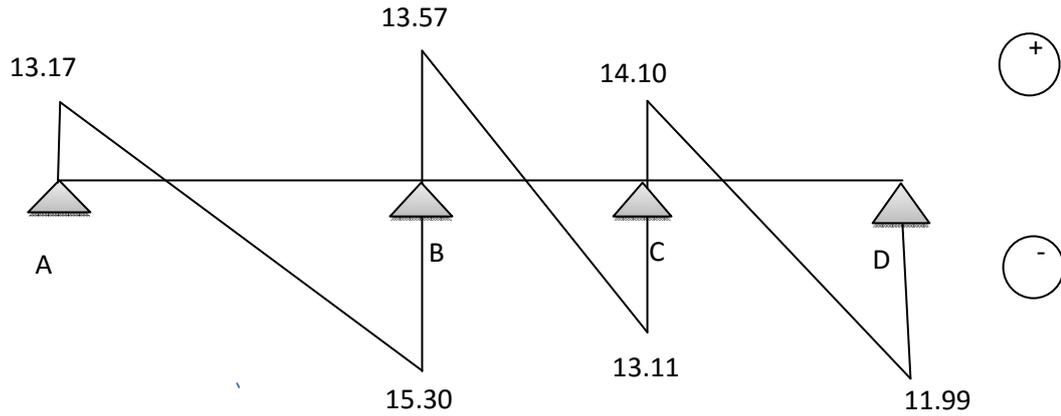


Figure III.10: Diagramme des efforts tranchants à l'E.L.U

Tableau III.3: Récapitulatif des résultats obtenus

Type de poutrelle	Travée	L (m)	L'E.L.U					L'E.L.S		
			M <sub>t</sub>	M <sub>w</sub>	M <sub>e</sub>	T <sub>w</sub>	T <sub>e</sub>	M <sub>t</sub>	M <sub>w</sub>	M <sub>e</sub>
01	A-B	4,80	9.74	6.83	10.25	13.52	-14.94	7.03	4.93	7.40
	B-C	4.50	7.94	10.25	6.00	14.29	-12.40	5.72	7.40	4.33
02	A-B	4.80	12.30	3.42	8.54	13.17	-15.30	8.87	2.47	6.17
	B-C	4.50	8.04	8.54	7.51	13.57	-13.11	5.79	6.17	5.42
	C-D	4.40	10.16	7.51	2.87	14.10	-11.99	7.34	5.42	2.07
03	A-B	3.20	5.46	1.52	3.80	8.78	-10.20	3.94	1.10	2.74
	B-C	3.20	4.30	3.80	3.84	9.48	-9.50	3.11	2.74	2.77
	C-D	3.60	4.61	3.84	7.51	9.65	-11.69	3.32	2.77	5.42
	D-E	4.50	10.81	7.51	3.00	14.34	-12.34	7.79	5.42	2.17
04	A-B	3.15	4.30	1.47	3.68	8.64	-10.64	3.82	1.06	2.66
	B-C	3.10	4.26	3.68	3.04	9.40	-8.99	3.07	2.66	2.19
	C-D	3.20	4.76	3.04	3.04	9.49	-9.49	3.67	2.19	2.19
	D-E	3.20	4.86	3.04	3.48	9.24	-9.74	3.38	2.19	2.77
	E-F	3.60	5.54	3.84	6.00	10.07	-11.27	3.87	2.77	4.33
	F-G	4.50	9.31	6.00	7.51	13.01	-13.68	6.71	4.33	5.42
	G-H	4.40	10.16	7.51	2.87	14.10	-11.99	7.34	5.42	2.07

L'ELU	L'ELS
$\left\{ \begin{array}{l} M_{tmax}=12.30 \text{ KN.m} \\ M_{a \text{ rive}} = 6.83 \text{ KN.m} \\ T_{max} = 15.30 \text{ KN} \\ \text{KN.m} \end{array} \right.$	$\left\{ \begin{array}{l} M_{tmax} = 8.87 \text{ KN.m} \\ M_{a \text{ rive}} = 4.93 \text{ KN.m} \\ M_{a \text{ intermediaire}} = 7.4 \end{array} \right.$
$M_{a \text{ intermediaire}} = 10.25 \text{ KN.m}$	

### III.4.3.1 Ferrailage

#### 4.3.1 Calcul des armatures longitudinales

- 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 calcule le moment équilibré par la table «  $M_T$  »

$$M_t = b \times h_0 \times \sigma_{bc} \times \left( d - \frac{h_0}{2} \right) = 65 \times 5 \times 14,20 \times \left( 18,90 - \frac{5}{2} \right) \times 10^{-3} = 20,30 \text{ kN.m}$$

$$M_{tmax} = 20,30 \text{ kN.m} < M_t = 75,69 \text{ kN.m}$$

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  $(b \times h_t) = (65 \times 24) \text{ cm}^2$  soumise à :

$$M_{tmax} = 18,80 \text{ kN.m} .$$

$$\mu = \frac{M_{tmax}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{12,30 \times 10^3}{65 \times (18,90)^2 \times 14,20} = 0,037 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 1,25x(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \rightarrow \alpha = 0,047 \rightarrow \beta = 1 - 0,4\alpha \rightarrow \beta = 0,981 .$$

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

$$A_s = \frac{M_{tmax}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{12,30 \times 10^3}{0,981 \times 18,90 \times 348} = 1,91 \text{ cm}^2$$

#### 4.3.2 Condition de non fragilité (section en T)

$$A_{min} = \frac{I \times f_{t28}}{0,81 \times h_t \times V_2 \times f_e}$$

Avec :

$$V_2 = \frac{\left( b \times h_0 \times \left( h_t - \frac{h_0}{2} \right) \right) + \left( b_0 \times (h_t - h_0) \times \left( \frac{h_t - h_0}{2} \right) \right)}{(b \times h_0) + (b_0 \times (h_t - h_0))}$$

$$V_2 = \frac{\left(65 \times 4 \times \left(24 - \frac{4}{2}\right)\right) + \left(12 \times (24 - 4) \times \left(\frac{24 - 4}{2}\right)\right)}{(65 \times 4) + (12 \times (24 - 4))} = 16,17 \text{ cm}$$

$$V_1 = h_t - V_2 = 21 - 16,17 = 4,83 \text{ cm}$$

$$I = \frac{bV_1^3 - ((b - b_0) \times (V_1 - h_0)^3)}{3} + \frac{b_0 \times (h_t - V_1)^3}{3}$$

$$= \frac{65 \times (4,83)^3 - ((65 - 12) \times (4,83 - 5)^3)}{3} + \frac{12 \times (21 - 4,83)^3}{3}$$

$$I = 17099,69 \text{ cm}^4$$

$$A_{min} = \frac{17099,69 \times 2,10}{0,81 \times 21 \times 16,17 \times 400} = 0,33 \text{ cm}^2$$

Donc :  $A_{s \text{ cal}} = 3,28 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0,33 \text{ cm}^2$  ..... Condition Vérifiée

On prend : **3T10** ; ( $A_s = 2.36 \text{ cm}^2$ ).

**Sur appui intermédiaire (armatures supérieurs) :**

$$\mu = \frac{M_a}{b_0 \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{10,25 \times 10^3}{12 \times 18,9^2 \times 14,20} = 0,168 < \mu_t = 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 1,25x(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \rightarrow \alpha = 0,3486 \rightarrow \beta = 1 - 0,4\alpha \rightarrow \beta = 0,907.$$

$$A_s = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{10,25 \times 10^3}{0,907 \times 18,9 \times 348} = 1,72 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité (section en T) :

$$A_{min} = \frac{17099,69 \times 2,10}{0,81 \times 21 \times 16,17 \times 400} = 0,33 \text{ cm}^2$$

Donc :  $A_{s \text{ cal}} = 1,72 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0,33 \text{ cm}^2$  ..... Condition Vérifiée

On prend : **1T12 (filante) + 1T10 (chapeau)** ; ( $A_s = 1,92 \text{ cm}^2$ )

**Sur appui de rive :**

Puisque le béton tendu est négligé dans le calcul, donc La section de calcul est une section rectangulaire de dimension (12 x 30) cm<sup>2</sup>.

$$\mu = \frac{M_a}{b_0 \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{6,83 \times 10^3}{12 \times 18,9^2 \times 14,20} = 0,112 < \mu_t = 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 1,25x(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \rightarrow \alpha = 0,1489 \rightarrow \beta = 1 - 0,4\alpha \rightarrow \beta = 0,940.$$

$$A_s = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{6,83 \times 10^3}{0,940 \times 18,90 \times 348} = 1,10 \text{ cm}^2$$

IV.7. Condition de non fragilité (section en T<sub>e</sub>) :

$$A_{min} = \frac{17099,69 \times 2,10}{0,81 \times 21 \times 16,17 \times 400} = 0,33 \text{ cm}^2$$

Donc :  $A_{s,cal} = 1,10 \text{ cm}^2 \leq A_{min} = 0,33 \text{ cm}^2$  ..... Condition Vérifiée

Condition vérifiée.

On prend  $A_s = 1,10 \text{ cm}^2$

On prend : 1T12 (filante) ; ( $A_s = 1,13 \text{ cm}^2$ )

- Vérification à l'E.L.S :

Le moment dans le plancher courant est ( $M_{t,ser} = 8.87 \text{ Kn.m}$ )

- 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.

$b = 65 \text{ cm}$ ;  $\eta = 15$ ;  $A' = 0$ ;  $A = 2,05 \text{ cm}^2$ ;  $d = 18,9 \text{ cm}$ ;  $b_0 = 12 \text{ cm}$ .

$$\frac{b_0 \times y^2}{2} + [(b - b_0)h_0 + \eta(A + A')]y - \left[ (b - b_0) \frac{h_0^2}{2} + \eta dA + \eta A' d' \right] = 0$$

$$\frac{12 \times y^2}{2} + [(65 - 12)5 + 15 \times (2,36 + 0)]y - \left[ (65 - 12) \frac{5^2}{2} + (15 \times 18,9 \times 2,36) + (15 \times 0 \times 0,2) \right] = 0$$

$$\Rightarrow 6y^2 + 300.4y - 1331.56 = 0$$

$$\Rightarrow y = 4.10 \text{ cm}$$

- Moment d'inertie :

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

$$I = \frac{65}{3} 4.10^3 - (65 - 12) \frac{(4.10 - 5)^3}{3} + 15 \times 0 (2.36 - 0,2)^2 + 15 \times 2,36 (18,9 - 4.10)^2$$

$$I = 9260.18 \text{ cm}^4$$

- Détermination des contraintes dans le béton comprimé  $\sigma_{bc}$  :

$$\sigma_{bc} = K \times y = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{8.87 \times 10^3}{9260.18} \times 4.10 = 3,93 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 3,93 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

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

- **Contrainte de cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{T}{b_0 \times d} = \frac{15,30 \times 10^3}{120 \times 189} = 0,675 \text{ MPa}$$

- **Fissuration non préjudiciable**

$$\overline{\tau_u} = \min\left(\frac{0,2 f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) \quad \overline{\tau_u} = \min(3,33 \text{ MPa}; 5 \text{ MPa}) = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,675 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 3,33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **Les armatures transversales  $A_t$  :**

D'après le B.A.E.L 99 (A.5.1.23), on a :

$$\Phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_{L_{min}}\right) \Rightarrow \Phi_t \leq \min\left(\frac{210}{35}; \frac{120}{10}; 10\right) = 6 \text{ mm}$$

On adopte :  $\Phi_t = 6 \text{ mm}$

- **Calcul des espacements :**

$$\left. \begin{aligned} S_t &\leq \min(0,9d; 40 \text{ cm}) \\ S_t &\leq \min(17,01; 40 \text{ cm}) \end{aligned} \right\} \Rightarrow S_t \leq 17,01 \text{ cm} \quad \text{On Prend: } S_t = 15 \text{ cm}$$

- **La section des armatures transversales :**

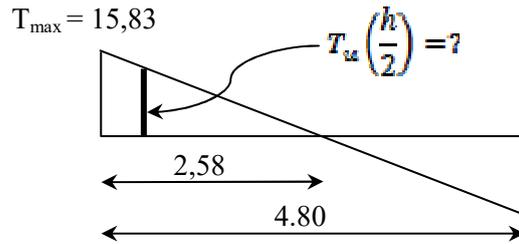
$$\frac{A_t}{b_0 \times S_t} \times \frac{f_e}{\gamma_s} \geq \frac{\left(\tau_u \times \left(\frac{h}{2}\right)\right) - (0,3k \times f_{ij})}{0,9(\sin \alpha + \cos \alpha)} \quad (1)$$

$k=1$  (fissuration non préjudiciable)

$$f_{ij} = 2,1 \text{ MPa}; \alpha = 90^\circ \Rightarrow \sin \alpha + \cos \alpha = 1; f_e = 235 \text{ MPa}; \gamma_s = 1,15$$

$$\text{D'où : } \tau_u \times \left(\frac{h}{2}\right) = \frac{T_u \left(\frac{h}{2}\right)}{b_0 d}$$

On calcul la valeur de l'effort tranchant  $T_u \left(\frac{h}{2}\right)$  par la méthode des triangles semblables.



$$\frac{T_{max}}{X} = \frac{T_u\left(\frac{h}{2}\right)}{X - \left(\frac{h}{2}\right)} \Rightarrow T_u\left(\frac{h}{2}\right) = \frac{T_{max} \times \left[X - \left(\frac{h}{2}\right)\right]}{X}$$

On calcule la distance « X » :

Avec :  $T_{max} = 15,30 \text{ KN}$

$$X = \frac{L}{2} + \frac{M_w - M_e}{q \times L} = \frac{4.80}{2} + \frac{8.54 - 3.42}{5,93 \times 4.80} = 2,58 \text{ m}$$

$$\frac{h}{2} = \frac{0,21}{2} = 0,105 \text{ m}$$

$$T_u\left(\frac{h}{2}\right) = \frac{15,30 \times (2,58 - 0,105)}{2,58} = 14,68 \text{ kN}$$

$$\tau_u \times \left(\frac{h}{2}\right) = \frac{14,68 \times 10^{-3}}{0,12 \times 0,189} = 0,647 \text{ MPa}$$

$$D'après (1) : \left(\frac{A_t}{S_t}\right)_{cal} \geq \frac{(0,647 - (0,3 \times 2,1)) \times 12 \times 1,15}{0,9 \times 235} = 1 \times 10^{-3} \text{ cm} \quad (2)$$

• **Pourcentage minimal des armatures transversales :**

$$\frac{A_t \times f_e}{b_0 \times S_t} \geq \max\left(\frac{\tau_u \times \left(\frac{h}{2}\right)}{2} ; 0,4 \text{ MPa}\right)$$

$$\frac{A_t \times f_e}{b_0 \times S_t} \geq \max(0,040 \text{ MPa} ; 0,4 \text{ MPa})$$

$$\frac{A_t \times f_e}{b_0 \times S_t} \geq 0,4 \text{ MPa}$$

$$\left(\frac{A_t}{S_t}\right)_{\min} \times \frac{f_e}{b_0} \geq 0,4 \Rightarrow \left(\frac{A_t}{S_t}\right)_{\min} = \frac{0,4 \times 12}{235} = 0,02 \text{ cm} \quad (3)$$

On prend le max entre (2) et (3)  $\Rightarrow \left(\frac{A_t}{S_t}\right)_{\min} \geq 0,02 \text{ cm}$

On prend  $S_t = 15 \text{ cm}$

On trouve :  $A_t \geq 0,02 \times 15 = 0,3 \text{ cm}^2 \Rightarrow \begin{cases} 2\Phi 8 = 1,01 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ S_t = 15 \text{ cm} \end{cases}$

D'après le RPA 99 (version 2003)

- **Espacement dans la zone nodale :**

$$S_t \leq \min(10\Phi_t ; 15 \text{ cm}) = \min(10 \text{ cm} ; 15 \text{ cm}) = 10 \text{ cm}$$

- **Espacement dans la zone courante :**

$$S_t \leq 15 \text{ cm} ; \text{ On prend } S_t = 15 \text{ cm}$$

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

$$T_u = 15,30 \text{ kN}$$

$$M_{\text{appui}} = 8,54 \text{ kN.m}$$

$$F_u = \frac{M_{\text{appui}}}{z} = \frac{M_{\text{appui}}}{0,9d} = \frac{8,54}{0,9 \times 18,9 \times 10^{-2}} = 50,21 \text{ kN}$$

$$F_u = 50,21 \text{ kN} > T_u = 15,30 \text{ kN}$$

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

- **Compression de la bielle d'about :**

La contrainte de compression dans la bielle est de :

$$\bar{\sigma}_b = \frac{F_b}{S} ; \text{ Avec } : \begin{cases} F_b = T\sqrt{2} \\ S = \frac{ab_0}{\sqrt{2}} \end{cases} \Rightarrow \bar{\sigma}_b = \frac{2T}{ab_0} , \text{ Où :}$$

a : La longueur d'appui de la bielle.

$$\text{On doit avoir : } \bar{\sigma}_b < \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Mais pour tenir compte du fait que l'inclinaison de la bielle est légèrement différente de  $45^\circ$

donc on doit vérifier que :

$$\bar{\sigma}_b \leq \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow \frac{2T}{ab_0} \leq \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow a \geq \frac{2T\gamma_b}{0,85 \times b_0 \times f_{c28}}$$

$$\Rightarrow a \geq \frac{2 \times 15,30 \times 1,5}{0,85 \times 12 \times 25 \times 10} = 0,0180 \text{ m} = 1,80 \text{ cm}$$

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

$a'$  : La largeur d'appui.

$$a' = c - c' - 2$$

c : La largeur de l'appui du poteau = 50cm.

c' : L'enrobage = 2cm.

$$a' = 45 - 2 - 2 = 41 \text{ cm}$$

$$a = \min(46 \text{ cm} ; 17,01 \text{ cm}) = 17,01 \text{ cm}$$

$a = 17,01 \text{ cm} > 1,80 \text{ cm}$  .....Condition vérifiée.

- **Entraînement des armatures :**
- Vérification de la contrainte d'adhérence :

$$\tau_{ser} = \frac{T}{0,9d \times \mu \times n} \leq \overline{\tau_{ser}} = \psi_s \times f_{t28}$$

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

T : L'effort tranchant max ; T = 15,30 KN.

n : Nombre de armatures longitudinaux tendus ; n = 3.

$\mu$  : Périmètre d'armatures tendue ;  $\mu = \pi\Phi = \pi \times 1,2 = 3,77 \text{ cm}$ .

$$\tau_{ser} = \frac{T}{0,9d \times \mu \times n} = \frac{15,30 \times 10^3}{17,01 \times 3,14 \times 3 \times 10^2} = 0,955 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau_{ser}} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$\tau_{ser} = 0,955 \text{ MPa} < \overline{\tau_{ser}} = 3,15 \text{ MPa}$  .....Condition vérifiée.

- **Ancrage des armatures tendues :**

La longueur de scellement droit «  $L_s$  » est la longueur qui ne doit pas avoir une barre droite de diamètre  $\Phi$  pour équilibrer une contrainte d'adhérence  $\tau_s$ .

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

$$\tau_s = 0,6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,83 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{\Phi \times f_e}{4 \times \tau_s} = \frac{1 \times 400}{4 \times 2,83} = 35,33 \text{ cm}$$

Cette longueur dépasse la largeur de la poutre secondaire (b = 30 cm), on est obligés de courber les armatures d'une valeur « r » :  $r = 5,5\Phi = 5,5 \times 1 = 5,5 \text{ cm}$ .

- **Vérification de la flèche :**

Les conditions suivantes doivent être vérifiées :

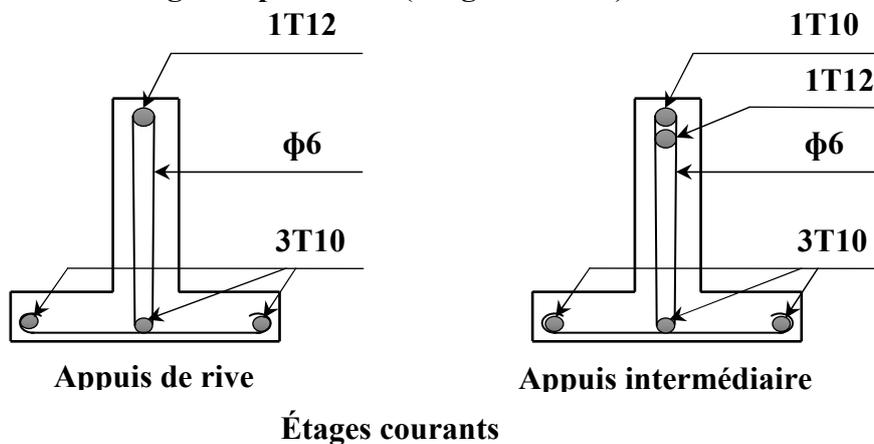
$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22,5} \Rightarrow \frac{21}{480} = 0,044 > 0,04 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée} \\ \frac{h_t}{L} \geq \frac{M_{ser}}{15 \times M_{0,ser}} \Rightarrow \frac{21}{480} = 0,044 < \frac{8,87}{15 \times 12,33} = 0,048 \dots\dots\dots \text{Condition non vérifiée} \\ \frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{3,6}{f_e} \Rightarrow \frac{2,36}{12 \times 18,9} = 0,010 > \frac{3,60}{400} = 0,009 \dots\dots\dots \text{Condition non vérifiée} \end{array} \right.$$

Donc il faut calculer la flèche :

$$f_{cal} = \frac{5}{384} \times \frac{4,28 \times 480}{EI} = 9,93, f_{adm} = \frac{480}{200} = 24mm$$

$$0,993 \leq 24mm$$

**III.5 Dessin de ferrailage des poutrelles (Etage Courant) :**



**III.D. Plancher Terrasse**

Ce plancher, situé au dernier étage de la construction est exposé à l'extérieur, donc il ne satisfait pas la condition de fissuration peu préjudiciable pour pouvoir appliquer la méthode forfaitaire. C'est pour cela que la méthode des trois moments est la plus adaptée pour le calcul des poutrelles de ce plancher. Sa surcharge d'exploitation n'est pas très importante, parce que ce plancher n'a pas vocation à être accessible.

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

les combinaisons de charges par mètre linéaire du plancher terrasse :

$$\begin{cases} G = 5,53 \text{ kN/m}^2 \\ Q = 1,00 \text{ kN/m}^2 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} Q_u = (1,35 \times 5,53 + 1,5 \times 1,00) \times 0,65 = 5,83 \text{ kN/ml} \\ Q_{ser} = 6,83 \times 0,65 = 4,24 \text{ kN/ml} \end{cases}$$

La poutrelle de type 1 sera prise comme exemple de calcul détaillé, les autres poutrelles suivent les mêmes étapes de calcul.

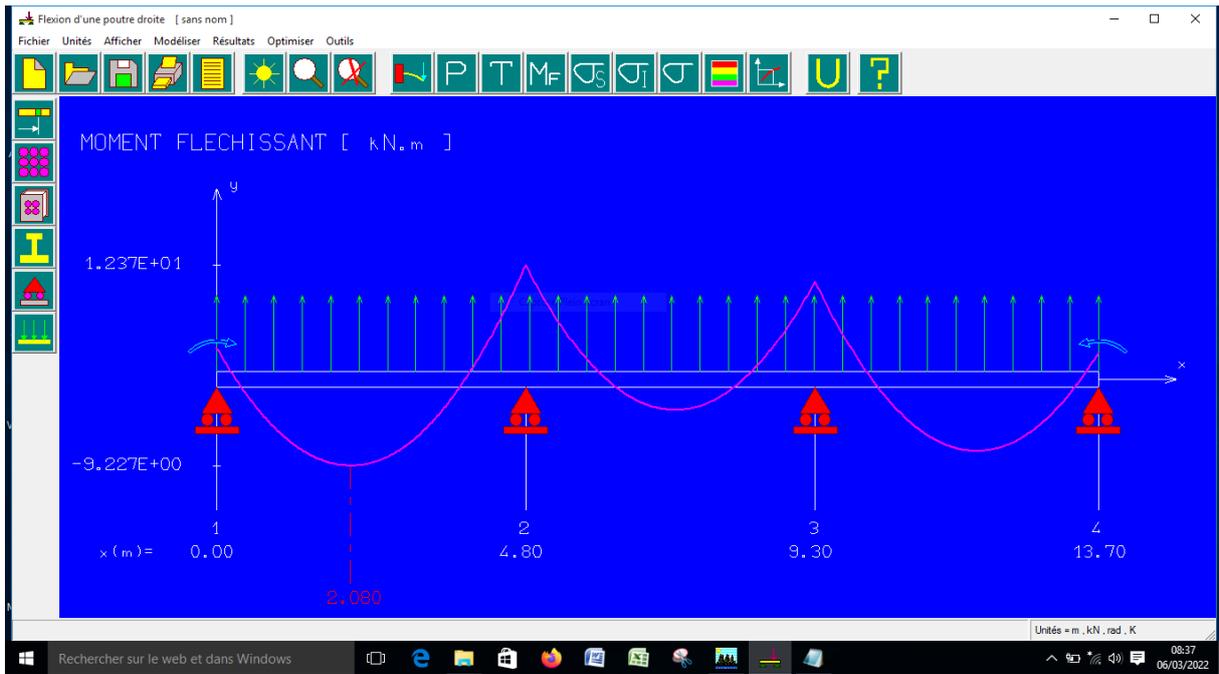


Figure III.D.1 Diagramme des Moments à l'E.L.U

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

La poutrelle de type 1 sera prise comme exemple de calcul détaillé, les autres poutrelles suivent les même étapes de calcul.

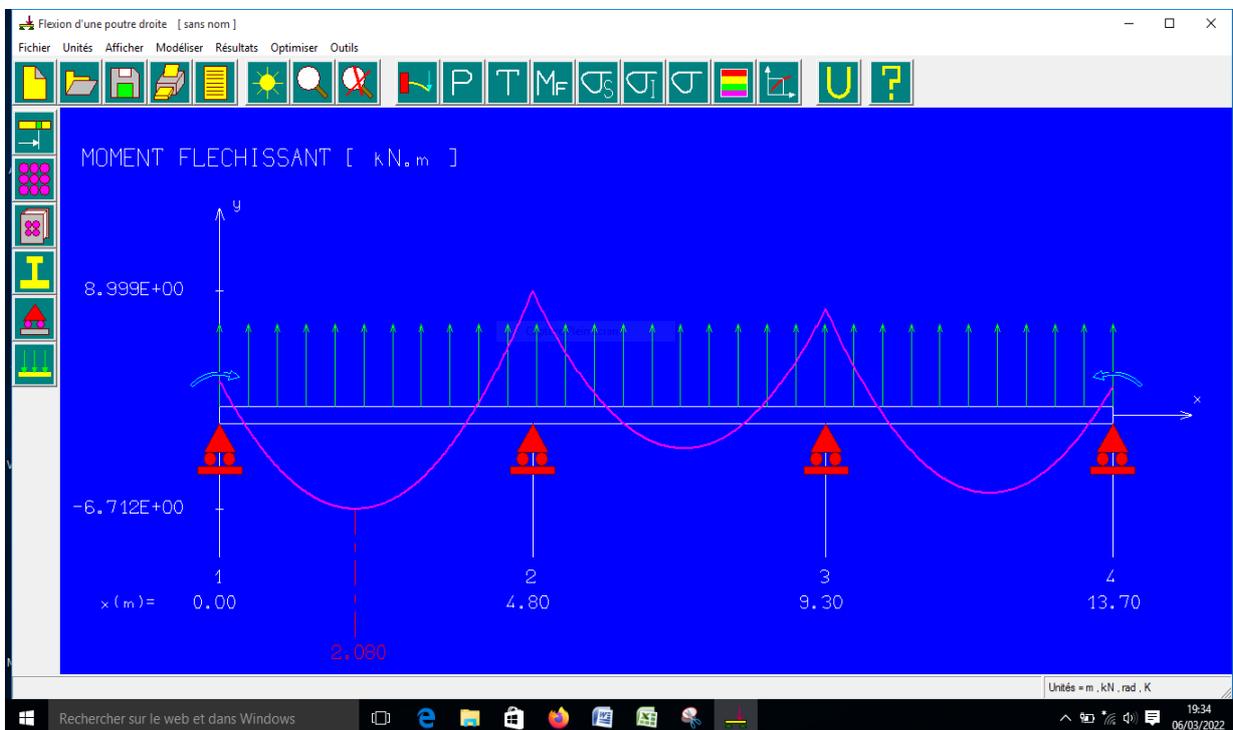


Figure III.D.2 Diagramme des Moments à l'E.L.S

Tableau III.4: Récapitulatif des résultats obtenus

Type de poutrelle	Travée	L (m)	L'E.L.U					L'E.L.S		
			M <sub>t</sub> max	M <sub>w</sub>	M <sub>e</sub>	T <sub>w</sub>	T <sub>e</sub>	M <sub>t</sub>	M <sub>w</sub>	M <sub>e</sub>
01	A-B	4,80	8.44	3.36	14.23	11.73	-16.26	6.14	2.44	10.35
	B-C	4.50		14.23	2.95	15.62	-10.61		10.35	2.15
02	A-B	4.80	9.23	3.36	12.37	12.11	-15.87	6.71	2.44	9.00
	B-C	4.50		12.37	10.71	13.51	-12.73		9.00	7.72
	C-D	4.40		10.71	2.82	12.60	-11.06		7.72	2.05
03	A-B	3.20	8.22	1.49	6.02	7.91	-10.74	5.98	1.09	4.83
	B-C	3.20		6.02	4.28	9.87	-8.79		4.83	3.12
	C-D	3.60		4.28	10.62	8.73	-12.26		3.12	7.73
	D-E	4.50		10.62	2.95	14.82	-11.41		7.73	2.15
04	A-B	3.15	7.19	1.45	5.62	7.86	-10.50	5.23	1.05	4.09
	B-C	3.10		5.62	4.58	9.37	-8.70		4.09	3.33
	C-D	3.20		4.58	5.01	9.19	-9.46		3.33	3.65
	D-E	3.20		5.01	5.22	9.26	-9.39		3.65	3.80
	E-F	3.60		5.22	7.98	9.73	-11.26		3.80	5.80
	F-G	4.50		7.98	11.72	12.29	-13.95		5.80	8.53
	G-H	4.40		11.72	2.82	14.85	-10.80		8.53	2.05

**L'ELU:**

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{t\max} = 9.23\text{kN.m} \\ M_{a\text{rive}} = 3.36\text{kN.m} \\ M_{a\text{intermediaire}} = 14.23\text{ KN.m} \\ T_{\max} = 16.26\text{kN} \end{array} \right.$$

**L'ELS:**

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{t\max} = 6.71\text{kN.m} \\ M_{a\text{intermediaire}} = 10.35\text{ KN.m} \\ M_{a\text{rive}} = 2.44\text{ KN.m} \end{array} \right.$$

**III.D.4.3 Ferrailage****4.3.1 Calcul des armatures longitudinales**

- 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 calcule le moment équilibré par la table « M<sub>T</sub> »

$$M_t = b \times h_0 \times \sigma_{bc} \times \left( d - \frac{h_0}{2} \right) = 65 \times 5 \times 14,20 \times \left( 18,90 - \frac{5}{2} \right) \times 10^{-3} = 20,30 \text{ kN.m}$$

$$M_{t \max} = 20,30 \text{ kN.m} < M_t = 75,69 \text{ kN.m}$$

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  $(b \times h_t) = (65 \times 24) \text{ cm}^2$  soumise à :

$$M_{t \max} = 18,80 \text{ kN.m} .$$

$$\mu = \frac{M_{t \max}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{9,23 \times 10^3}{65 \times (18,90)^2 \times 14,20} = 0,028 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 1,25x(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \rightarrow \alpha = 0,035 \rightarrow \beta = 1 - 0,4\alpha \rightarrow \beta = 0,985 .$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa} , A_s = \frac{M_{t \max}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{9,23 \times 10^3}{0,981 \times 18,90 \times 348} = 1,43 \text{ cm}^2$$

**4.3.2 Condition de non Fragilité :**

$$A_{\min} = \frac{I \times f_{t28}}{0,81 \times h_t \times V_2 \times f_e}$$

Avec :

$$V_2 = \frac{\left( b \times h_0 \times \left( h_t - \frac{h_0}{2} \right) \right) + \left( b_0 \times (h_t - h_0) \times \left( \frac{h_t - h_0}{2} \right) \right)}{(b \times h_0) + (b_0 \times (h_t - h_0))}$$

$$V_2 = \frac{\left( 65 \times 4 \times \left( 24 - \frac{4}{2} \right) \right) + \left( 12 \times (24 - 4) \times \left( \frac{24 - 4}{2} \right) \right)}{(65 \times 4) + (12 \times (24 - 4))} = 16,17 \text{ cm}$$

$$V_1 = h_t - V_2 = 21 - 16,17 = 4,83 \text{ cm}$$

$$I = \frac{bV_1^3 - ((b - b_0) \times (V_1 - h_0)^3)}{3} + \frac{b_0 \times (h_t - V_1)^3}{3}$$

$$= \frac{65 \times (4,83)^3 - ((65 - 12) \times (4,83 - 5)^3)}{3} + \frac{12 \times (21 - 4,83)^3}{3}$$

$$I = 17099,69 \text{ cm}^4$$

$$A_{\min} = \frac{17099.69 \times 2,10}{0,81 \times 21 \times 16,17 \times 400} = 0,33 \text{ cm}^2$$

Donc :  $A_{s \text{ cal}} = 1,42 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,33 \text{ cm}^2$  ..... Condition Vérifiée

On prend : **3T10** ; (As=2,36 cm<sup>2</sup>).

**Sur appui intermédiaire (armatures supérieures) :**

$$\mu = \frac{M_a}{b_0 \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{14,23 \times 10^3}{12 \times 18,9^2 \times 14,20} = 0,237 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 1,25x(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \rightarrow \alpha = 0,3434 \rightarrow \beta = 1 - 0,4\alpha \rightarrow \beta = 0,865.$$

$$A_s = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{14,26 \times 10^3}{0,865 \times 18,9 \times 348} = 2,50 \text{ cm}^2$$

**Condition de non fragilité (section en Tê) :**

$$A_{min} = \frac{17099,69 \times 2,10}{0,81 \times 21 \times 16,17 \times 400} = 0,33 \text{ cm}^2$$

**Donc :**  $A_{s\text{ cal}} = 2,50 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0,33 \text{ cm}^2$  ..... *Condition Vérifiée*

**On prend :** 1T12 (filante) + 1T14 (chapeau) ; ( $A_s = 2,67 \text{ cm}^2$ )

**Sur appui de rive :**

Puisque le béton tendu est négligé dans le calcul, donc La section de calcul est une section rectangulaire de dimension (12 x 30) cm<sup>2</sup>.

$$\mu = \frac{M_a}{b_0 \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{3,36 \times 10^3}{12 \times 18,9^2 \times 14,20} = 0,055 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 1,25x(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \rightarrow \alpha = 0,0708 \rightarrow \beta = 1 - 0,4\alpha \rightarrow \beta = 0,972.$$

$$A_s = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{3,36 \times 10^3}{0,972 \times 18,90 \times 348} = 0,53 \text{ cm}^2$$

**IV.7. Condition de non fragilité (section en Tê) :**

$$A_{min} = \frac{17099,69 \times 2,10}{0,81 \times 21 \times 16,17 \times 400} = 0,33 \text{ cm}^2$$

**Donc :**  $A_{s\text{ cal}} = 0,53 \text{ cm}^2 \leq A_{min} = 0,33 \text{ cm}^2$  ..... *Condition Vérifiée*

Condition vérifiée.

On prend  $A_s = 0,53 \text{ cm}^2$

**On prend :** 1T10 (filante) ; ( $A_s = 0,79 \text{ cm}^2$ )

- **Vérification à l'E.L.S :**

Le moment dans le plancher terrasse est ( $M_{t\text{ ser}} = 6,71 \text{ Kn.m}$ )

**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.

$b=65\text{cm}$ ;  $\eta=15$ ;  $A'=0$ ;  $A=2,05 \text{ cm}^2$ ;  $d=18,9 \text{ cm}$ ;  $b_0=12\text{cm}$ .

$$\frac{b_0 \times y^2}{2} + [(b - b_0)h_0 + \eta(A + A')]y - \left[ (b - b_0)\frac{h_0^2}{2} + \eta dA + \eta A' d' \right] = 0$$

$$\frac{12 \times y^2}{2} + [(65 - 12)5 + 15 \times (2,36 + 0)]y - \left[ (65 - 12)\frac{5^2}{2} + (15 \times 18,9 \times 2,36) + (15 \times 0 \times 0,2) \right] = 0$$

$$\Rightarrow 6y^2 + 300.4y - 1331.56 = 0$$

$$\Rightarrow y = 4,10 \text{ cm}$$

**Moment d'inertie :**

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

$$I = \frac{65}{3}4,10^3 - (65 - 12)\frac{(4,10 - 5)^3}{3} + 15 \times 0(4,10 - 0,2)^2 + 15 \times 2,36(18,9 - 4,10)^2$$

$$I = 9260,18 \text{ cm}^4$$

**Détermination des contraintes dans le béton comprimé  $\sigma_{bc}$  :**

$$\sigma_{bc} = K \times y = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{6,71 \times 10^3}{9260,18} \times 4,10 = 2,97 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 2,97 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

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

**Contrainte de cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{T}{b_0 \times d} = \frac{16,26 \times 10^3}{120 \times 189} = 0,717 \text{ MPa}$$

**Fissuration non préjudiciable**

$$\overline{\tau_u} = \min\left(\frac{0,2 f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) \quad \overline{\tau_u} = \min(3,33 \text{ MPa}; 5 \text{ MPa}) = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,717 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 3,33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

**Les armatures transversales  $A_t$  :**

D'après le B.A.E.L 99 (A.5.1.23), on a :

$$\Phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_{L_{min}}\right) \Rightarrow \Phi_t \leq \min\left(\frac{210}{35}; \frac{120}{10}; 10\right) = 6 \text{ mm}$$

On adopte :  $\Phi_t = 6 \text{ mm}$

**Calcul des espacements :**

$$\left. \begin{aligned} S_t &\leq \min(0,9d ; 40 \text{ cm}) \\ S_t &\leq \min(17,01; 40 \text{ cm}) \end{aligned} \right\} \Rightarrow S_t \leq 17,01 \text{ cm} \text{ On Prend: } S_t = 15 \text{ cm}$$

**La section des armatures transversales :**

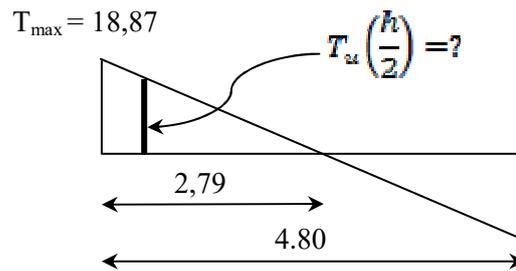
$$\frac{A_t}{b_0 \times S_t} \times \frac{f_e}{\gamma_s} \geq \frac{\left( \tau_u \times \left( \frac{h}{2} \right) \right) - (0,3k \times f_{ij})}{0,9(\sin \alpha + \cos \alpha)} \quad (1)$$

k=1 (fissuration non préjudiciable)

$$f_{ij} = 2,1 \text{ MPa} ; \alpha = 90^\circ \Rightarrow \sin \alpha + \cos \alpha = 1 ; f_e = 235 \text{ MPa} ; \gamma_s = 1,15$$

$$\text{D'où : } \tau_u \times \left( \frac{h}{2} \right) = \frac{T_u \left( \frac{h}{2} \right)}{b_0 d}$$

On calcul la valeur de l'effort tranchant  $T_u \left( \frac{h}{2} \right)$  par la méthode des triangles semblables.



$$\frac{T_{max}}{X} = \frac{T_u \left( \frac{h}{2} \right)}{X - \left( \frac{h}{2} \right)} \Rightarrow T_u \left( \frac{h}{2} \right) = \frac{T_{max} \times \left[ X - \left( \frac{h}{2} \right) \right]}{X}$$

On calcul la distance « X » :

Avec :  $T_{max} = 18,87 \text{ KN}$

$$X = \frac{L}{2} + \frac{M_w - M_e}{q \times L} = \frac{4,80}{2} + \frac{14,23 - 3,36}{5,83 \times 4,80} = 2,79 \text{ m}$$

$$\frac{h}{2} = \frac{0,21}{2} = 0,105 \text{ m}$$

$$T_u \left( \frac{h}{2} \right) = \frac{16,26 \times (2,79 - 0,105)}{2,79} = 15,65 \text{ kN}$$

$$\tau_u \times \left( \frac{h}{2} \right) = \frac{15,65 \times 10^{-3}}{0,12 \times 0,189} = 0,690 \text{ MPa}$$

$$\text{D'après (1) : } \left( \frac{A_t}{S_t} \right)_{cal} \geq \frac{(0,690 - (0,3 \times 2,1)) \times 12 \times 1,15}{0,9 \times 235} = 3,91 \times 10^{-3} \text{ cm} \quad (2)$$

**Pourcentage minimal des armatures transversales :**

$$\frac{A_t \times f_e}{b_0 \times S_t} \geq \max \left( \frac{\tau_u \times \left( \frac{h}{2} \right)}{2} ; 0,4 \text{ MPa} \right)$$

$$\frac{A_t \times f_e}{b_0 \times S_t} \geq \max(0,345 \text{ MPa} ; 0,4 \text{ MPa})$$

$$\frac{A_t \times f_e}{b_0 \times S_t} \geq 0,4 \text{ MPa}$$

$$\left( \frac{A_t}{S_t} \right)_{\min} \times \frac{f_e}{b_0} \geq 0,46 \Rightarrow \left( \frac{A_t}{S_t} \right)_{\min} = \frac{0,46 \times 12}{235} = 0,02 \text{ cm} \quad (3)$$

On prend le max entre (2) et (3)  $\Rightarrow \left( \frac{A_t}{S_t} \right)_{\min} \geq 0,02 \text{ cm}$

On prend  $S_t = 15 \text{ cm}$

$$\text{On trouve : } A_t \geq 0,02 \times 15 = 0,3 \text{ cm}^2 \Rightarrow \begin{cases} 2\Phi 8 = 1,01 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ S_t = 15 \text{ cm} \end{cases}$$

D'après le RPA 99 (version 2003)

• **Espacement dans la zone nodale :**

$$S_t \leq \min(10\Phi_t ; 15 \text{ cm}) = \min(10 \text{ cm} ; 15 \text{ cm}) = 10 \text{ cm}$$

• **Espacement dans la zone courante :**

$$S_t \leq 15 \text{ cm} ; \text{ On prend } S_t = 15 \text{ cm}$$

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

$$T_u = 16,26 \text{ KN}$$

$$M_{appui} = 14,23 \text{ KN.m}$$

$$F_u = \frac{M_{appui}}{z} = \frac{M_{appui}}{0,9d} = \frac{14,23}{0,9 \times 18,9 \times 10^{-2}} = 83,66 \text{ kN}$$

$$F_u = 83,66 \text{ kN} > T_u = 16,26 \text{ kN}$$

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

**Compression de la bielle d'about :**

La contrainte de compression dans la bielle est de :

$$\overline{\sigma}_b = \frac{F_b}{S}; \text{ Avec : } \begin{cases} F_b = T\sqrt{2} \\ S = \frac{ab_0}{\sqrt{2}} \end{cases} \Rightarrow \overline{\sigma}_b = \frac{2T}{ab_0}$$

Où :

a : La longueur d'appui de la biellette.

**On doit avoir :**  $\overline{\sigma}_b < \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$

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

$$\overline{\sigma}_b \leq \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow \frac{2T}{ab_0} \leq \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow a \geq \frac{2T \gamma_b}{0,85 \times b_0 \times f_{c28}}$$

$$\Rightarrow a \geq \frac{2 \times 16,26 \times 1,5}{0,85 \times 12 \times 25 \times 10} = 0,0191m = 1,91cm$$

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

a' : La largeur d'appui.

$$a' = c - c' - 2$$

c : La largeur de l'appui du poteau = 50cm.

c' : L'enrobage = 2cm.

$$a' = 40 - 2 - 2 = 36cm$$

$$a = \min(46cm ; 17,01cm) = 17,01cm$$

a = 17,01cm > 1,91cm .....Condition vérifiée.

**Entrainement des armatures :**

- Vérification de la contrainte d'adhérence :

$$\tau_{ser} = \frac{T}{0,9d \times \mu \times n} \leq \overline{\tau}_{ser} = \psi_s \times f_{t28}$$

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

T : L'effort tranchant max ; T = 16.26 KN.

n : Nombre de armatures longitudinaux tendus ; n = 3.

$\mu$  : Périmètre d'armatures tendue ;  $\mu = \pi\Phi = \pi \times 1,2 = 3,77$  cm.

$$\tau_{ser} = \frac{T}{0,9d \times \mu \times n} = \frac{16,26 \times 10^3}{17,01 \times 3,77 \times 3 \times 10^2} = 1015MPa$$

$$\overline{\tau}_{ser} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 MPa$$

$\tau_{ser} = 1,015MPa < \overline{\tau}_{ser} = 3,15 MPa$  .....Condition vérifiée.

**Ancrage des armatures tendues :**

La longueur de scellement droit «  $L_s$  » est la longueur qui ne doit pas avoir une barre droite de diamètre  $\Phi$  pour équilibrer une contrainte d'adhérence  $\tau_s$ .

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

$$\tau_s = 0,6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,83 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{\Phi \times f_e}{4 \times \tau_s} = \frac{1 \times 400}{4 \times 2,83} = 35,33 \text{ cm}$$

Cette longueur dépasse la largeur de la poutre secondaire ( $b = 30 \text{ cm}$ ), on est obligés de courber les armatures d'une valeur «  $r$  » :  $r = 5,5\Phi = 5,5 \times 1 = 5,5 \text{ cm}$ .

**Vérification de la flèche :**

Les conditions suivantes doivent être vérifiées :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22,5} \Rightarrow \frac{21}{480} = 0,044 > 0,044 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée} \\ \frac{h_t}{L} \geq \frac{M_{ser}}{15 \times M_{0,ser}} \Rightarrow \frac{21}{480} = 0,044 > \frac{6,71}{15 \times 12,21} = 0,037 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée} \\ \frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{3,6}{f_e} \Rightarrow \frac{2,36}{12 \times 18,9} = 0,01 \leq \frac{3,60}{400} = 0,009 \dots\dots\dots \text{Condition non vérifiée} \end{array} \right.$$

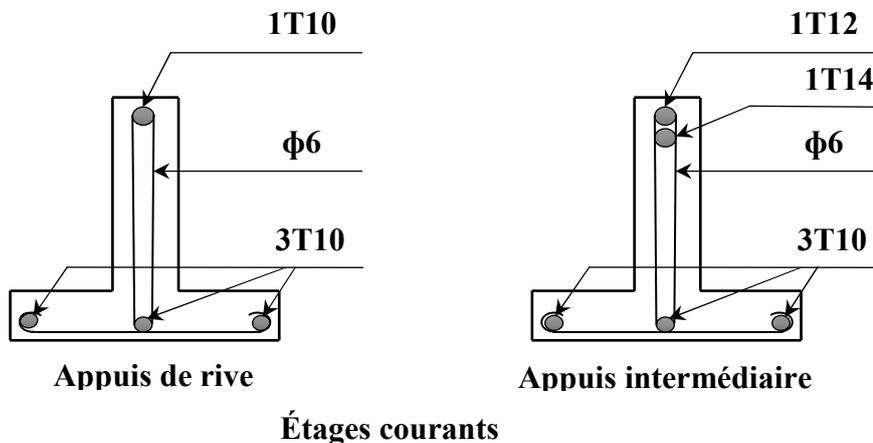
**Donc il faut calculer la flèche.**

$$E = 11000 \times \sqrt[3]{f_{ij}} = 11000 \sqrt[3]{25} = 32164,195 \text{ N.m}^{-2}$$

$$f_{cal} = \frac{5}{384} \times \frac{Q_{ser} \times L^4}{EI} \leq \overline{f_{adm}} = \frac{L}{200} \Rightarrow f_{cal} = \frac{5}{384} \times \frac{4,24 \times 4,80^4}{EI} \leq \overline{f_{adm}} = \frac{480}{200}$$

$$f_{cal} = 12,76 \text{ mm} \leq \overline{f_{adm}} = 24 \text{ mm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

**III.5 Dessin de ferrailage des poutrelles (Etage Commercial) :**



**Figure III.5 :** Dessin de ferrailage des poutrelles des étages courants.

### III.5.Ferraillage de la dalle de compression

Pour le ferraillage 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 ( $cm^2/ml$ ) on doit avoir :

-  $A \perp \geq 200 / f_e$  : si l'entre axe des parallèles  $L_n \leq 50cm$ .

-  $A \perp \geq 4.L_n / f_e$  : si l'entre axe  $L_n$  est :  $50 < L_n \leq 80cm$ .

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

$50 cm < L_n = 65cm \leq 80cm$ .

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

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

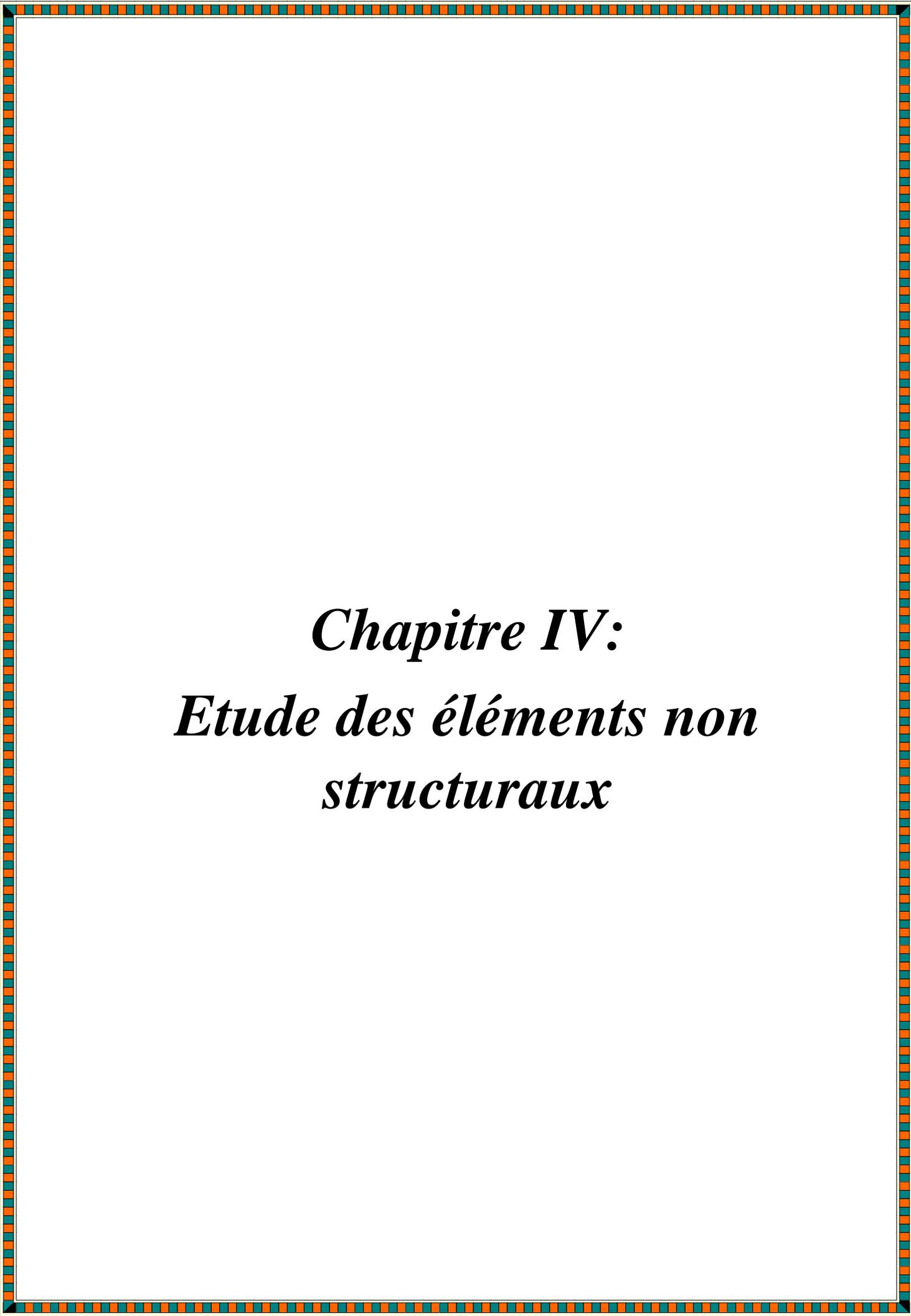
On prend :  $5 \phi 6 / ml$  ;  $A \perp = 1,41 cm^2/ml$  ;  $s_t = 20cm$ .

#### b. Armatures parallèles aux nervures

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

$A // = 1,41 cm^2/ml$  ;  $s_t = 20cm$ .

Donc on adopte un treillis soudé  $\phi 6$  de maille (200 x 200)  $mm^2$ .



***Chapitre IV:***  
***Etude des éléments non***  
***structuraux***

## IV.1 Acrotère :

### IV.1.1 Définition :

L'acrotère est un élément de sécurité au niveau de la terrasse, il forme une paroi, contre toute chute, elle est considérée comme une console encastrée soumise à son poids propre et à une charge qui la main courante. Le calcul se fait en la flexion composée.

### IV.1.2 Charges sollicitant l'acrotère :

#### IV.1.2.1 Charges permanentes et charges d'exploitation :

- **Charge permanente**

Le calcul se fait à la flexion composée, pour une bande de 1 m de longueur.

$$G=1,71 \text{ kN} / \text{m}$$

- **Charge d'exploitation**

On prend en considération l'effet de la main courante

$$Q=1 \times 1 = 1 \text{ kN} / \text{ml}$$

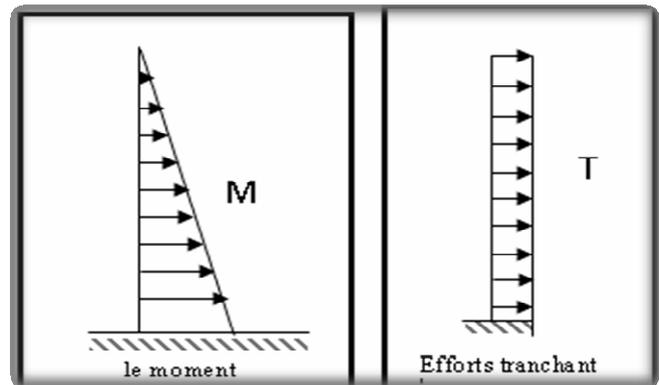
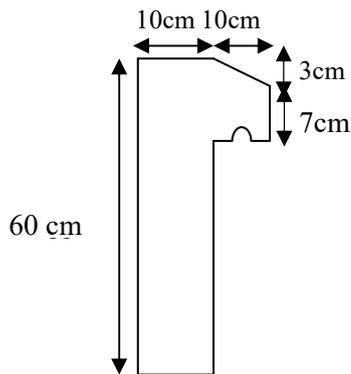


Figure IV. 1 : Acrotère

#### IV.1.2.2 Charge aux états limites :

Le calcul se fait à la flexion composée, pour une bande de 1 m de longueur.

- **E.L.U**

$$N_U = 1,35G \times 1 = 1,35 \times 1,71 \times 1 = 2,31 \text{ kN}.$$

$$M_U = 1,5 Q h = 1,5 \times 1 \times 0,6 = 0,9 \text{ kN.m}.$$

$$T_U = 1,5 Q = 1,5 \times 1 = 1,5 \text{ kN}$$

- **E.L.S**

$$N_S = 1,7125 \text{ kN}.$$

$$M_S = Q h = 1 \times 0,6 = 0,6 \text{ kN.m}.$$

$$T_U = Q = 1 \text{ kN}$$

**IV.1.3 Enrobage :**

Vu que la fissuration est préjudiciable, on prend  $C = C' = 2 \text{ cm}$ .

**IV.1.4 Excentricité :**

$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,9}{2,31} = 0,389 \text{ m}$$

$$\frac{e_p}{2} = \frac{0,10}{2} = 0,05 \text{ m} < 0,389 \text{ m}$$

$e_p$  : Epaisseur de l'acrotère.

Donc le centre de pression se trouve en dehors de la zone limitée par les armatures.

**IV.1.5 Calcul du ferrailage (E.L.U) :****IV.1.5.1 Vérification de la compression (partielle ou entière) de la section :**

$$M_u = N_u \times \left( e + \frac{h}{2} - c \right)$$

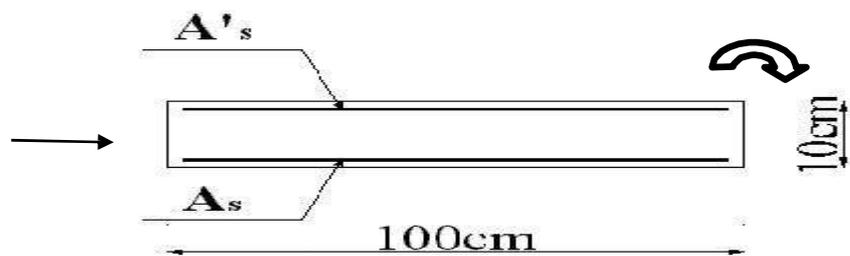
$$M_u = 2,31 \times \left( 0,389 + \frac{0,10}{2} - 0,02 \right) = 0,967 \text{ KN.m}$$

$$(d - c') \times N_u - M_u \leq (0,337 \times h - 0,81 \times c') f_{bc} \times b \times h$$

$$(d - c') \times N_u - M_u = (0,09 - 0,02) \times 2,31 - 0,9 = 0,739 \text{ KN.m}$$

$$(0,337 \times h - 0,81 \times c') f_{bc} \times b \times h = (0,337 \times 0,10 - 0,81 \times 0,02) \times 14,2 \times 10^3 \times 0,1 \times 1 = 24,85 \text{ KN.m}$$

$0,967 \text{ KN.m} < 24,85 \text{ KN.m}$  ; Donc la section est partiellement comprimée et le calcul se fait pour une section rectangulaire  $(b \times h) = (100 \times 10) \text{ cm}^2$ .

**IV.1.5.2 Vérification de l'existence des armatures comprimées A' :**

$$M_u = 0,967 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{0,967 \times 10^3}{100 \times 9^2 \times 14,20} = 0,0084$$

$$\alpha = 1,25 \times \left( \sqrt{1 - 2\mu} \right) = 1,25 \left( \sqrt{1 - 2 \times 0,0084} \right) = 0,0105$$

$$\beta = 1 - 0,4 \times \alpha = 1 - (0,4 \times 0,0105) = 0,995$$

$$\sigma_s = \frac{fe}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$A_{fs} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{0,967 \times 10^3}{0,995 \times 9 \times 348} = 0,31 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Pas d'armatures de compression.

$$\mu = 0,0084 \rightarrow \beta = 0,996$$

#### IV.1.5.3 Calcul de la section d'armatures en :

##### a) Flexion simple :

$$A_{fs} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{0,967 \times 10^3}{0,995 \times 9 \times 348} = 0,31 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

##### b) Flexion composée :

$$A_{fc} = A_{fs} - \frac{N_u}{100 \times \sigma_s} = 0,31 - \frac{2,31 \times 10^3}{100 \times 348} = 0,243 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

#### IV.1.5.4 Section minimale des armatures pour une section rectangulaire :

##### a) Les armatures principales :

$$N_{ser} = N_G = 1,712 \text{ kN} / \text{ml}$$

$$M_S = Qh = 1 \times 0,6 = 0,6 \text{ kN.m.}$$

$$e_{ser} = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0,60}{1,712} = 0,35 \text{ m} = 35 \text{ cm}$$

$$d = 0,9h_t = 0,9 \times 10 = 9 \text{ cm} ; b = 100 \text{ cm}$$

$$A_{s,\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times \frac{e_s - 0,445}{e_s - 0,185}$$

$$A_{s,\min} = 0,23 \times 100 \times 9 \times \frac{2,1}{400} \times \frac{35 - 0,445}{35 - 0,185} = 1,078 \text{ cm}^2$$

On adopte **5Φ8 p.m**;  $A_s = 2,51 \text{ cm}^2 / \text{m}$  : avec un espacement  $St = 20 \text{ cm}$ .

##### b) Les armature de répartitions :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2,51}{4} = 0,63 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte:  $A_r = 0,63 \text{ cm}^2 / \text{ml}$  ; Soit : **4Φ6 p.m**.  $St = 25 \text{ cm}$ .

#### IV.1.6 Les vérifications :

##### IV.1.6.1 Vérification des contraintes (E.L.S.) :

- Moment de service :

$$M_s = N_s \times \left( e + \frac{h}{2} - c \right), M_s = 1,7125 \times \left( 0,35 + \frac{0,10}{2} - 0,02 \right) = 0,654 KN.m$$

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

$$\frac{b}{2} y^2 - \eta \times A_s (d - y) = 50 y^2 + 30,15 y - 271,35 = 0 \Rightarrow y = 2,008 cm$$

- **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{b}{3} y^3 + \eta \times A_s (d - y)^2 = \frac{100}{3} \times 2.008^3 + (15 \times 2.51) \times (9 - 2.008)^2 \Rightarrow 2110.21 cm^4$$

**IV.1.6.2 Détermination des contraintes dans le béton comprimé  $\sigma_{bc}$  :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{t_{ser}}}{I} \times y = \frac{0,654 \times 10^3}{2110,51} \times 2,008 = 0,622 Mpa$$

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

$$\sigma_{bc} = 0,622 < \bar{\sigma}_{bc} = 15 Mpa \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**IV.1.6.3 Détermination des contraintes dans l'acier tendu  $\sigma_{st}$  :**

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left( \frac{1}{3} f_e; 90 \sqrt{\eta f_{t28}} \right)$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left( \frac{1}{2} f_e ; 90 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right); \text{Fissuration très préjudiciable}$$

Avec :

$\eta$  : coefficient de fissuration pour HA  $\Phi \geq 6$  mm ;  $\eta = 1,6$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min (200 \text{ MPa}; 164,97 \text{ MPa}) = 164,97 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y) = 15 \times \frac{654}{2110,21} \times (9 - 2,008) = 26,00 Mpa$$

$$\sigma_{st} = 26,00 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 164,97 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée ;}$$

**IV.1.6.4 Contrainte de cisaillement :**

$$T_u = 1,50 KN \Rightarrow \tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{1,5 \times 10^3}{1000 \times 9} = 0,167 Mpa$$

$$\bar{\tau}_u = \min (0,1 f_{c28}; 4 \text{ MPa}) \Rightarrow \text{Fissuration très préjudiciable ;}$$

$$\bar{\tau}_u = \min (2,5 \text{ MPa} ; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,167 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

**IV.1.6.5 Vérification du ferrailage vis-à-vis au séisme :**

D’après le R.P.A. 99/2003, les éléments non structuraux doivent être vérifiés aux forces horizontales selon la formule suivante :

$$F_p = 4 \times C_p \times A \times W_p$$

**Avec :**

$A$  : Coefficient d’accélération de zone  $A = 0,25$ .....tableau (4.1)

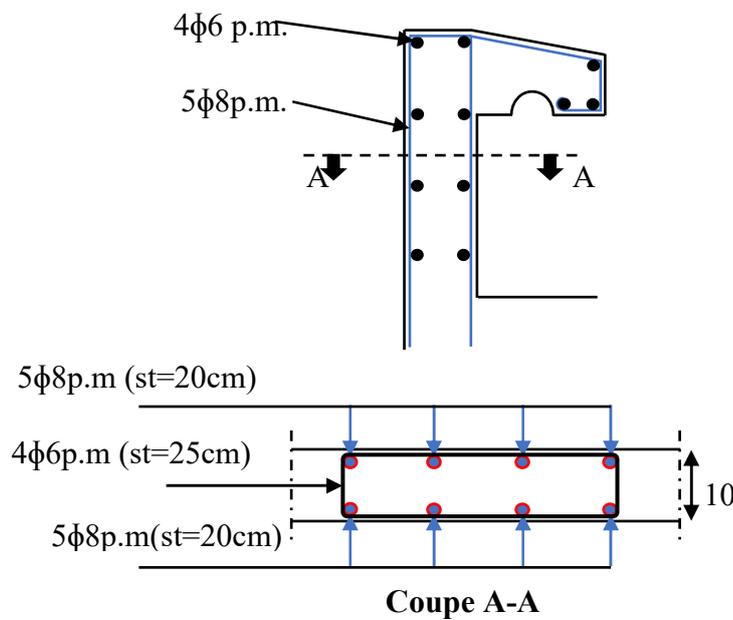
$C_p$  : Facteur de force horizontale  $C_p = 0,8$ .....tableau (6.1)

$W_p$  : Poids propre de l’acrotère  $W_p = 1,712 \text{ kN}$

$F_p$  : Force horizontale pour les éléments secondaires des structures

$F_p = 4 \times 0,8 \times 0,25 \times 1,712 = 0,37 \text{ kN} < 1,5Q = 1,5 \text{ kN}$ .....**Condition vérifiée**

**IV.1.6.6 Disposition du ferrailage :**



**Figure IV.2. : Ferrailage de l’acrotère**

**IV.2. Balcons**

Une installation est dite en balcon lorsqu’un élément est soutenu par une partie qui est elle-même au-dessus du vide, c’est dire sans support immédiat en dessous de l’élément en « porte-à-faux ». Dans le langage courant, une installation en porte à faux évoque un risque de déséquilibre ou de rupture si elle est trop chargée, comme elle repose sur la solidité des supports qui la retiennent et que l’ensemble de l’installation n’est pas à l’aplomb de son point d’appui.

## IV.2.1. Balcons (Type 1)

Charge Permanente:  $G = 5,99 \text{KN} / \text{m}^2$ .

Surcharge d'exploitation:  $Q = 3,5 \text{KN} / \text{m}^2$ .

- Calcul des sollicitations

La hauteur du mur:  $h=0,90\text{m}$ .

On prend une bande de 1m.

La charge  $P = 2.26 \text{KN} / \text{m}^2 \times 0,90\text{m} \times 1,00\text{m} = 2.03 \text{KN}$

- Les combinaisons d'action:

- ELS :

$$q_s = G + Q = 9,49 \text{KN} / \text{ml}.$$

$$p_s = P = 2.03 \text{KN}.$$

$$M_a = \left( \frac{ql^2}{2} + Pl \right) = \left( \frac{9.49 \times 0.8^2}{2} + 2.03 \times 0.8 \right) = 4.66 \text{KN.m}$$

$$T_a = (ql + p) = (9.49 \times 0.8) + 2.03 = 9.62 \text{KN}.$$

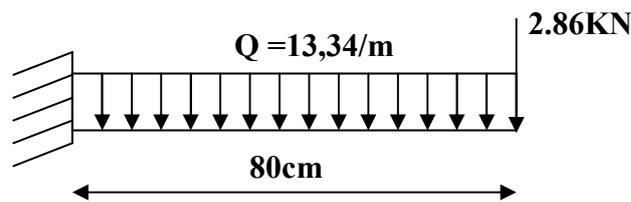
- ELU :

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = (1,35 \times 5,99) + (1,5 \times 3,5) = 13,34 \text{KN} / \text{ml}.$$

$$p_u = 1.35P = 1.35 \times 2.03 = 2.74 \text{KN} / \text{ml}.$$

$$M_a = \left( \frac{ql^2}{2} + Pl \right) = \left( \frac{13,34 \times 0.8^2}{2} + 2.03 \times 0.8 \right) = 5.89 \text{KN.m}$$

$$T_a = (ql + p) = (13,34 \times 0.8) + 2.03 = 12.70 \text{KN}.$$



- Calcul du ferrailage à l'E.L.U:

On a étudié le balcon le plus sollicité : fissuration peu préjudiciable

On prend :  $C = 2\text{cm}$  ;  $h = 15\text{cm}$  ;  $d = 0,9 \times h = 13.5\text{cm}$  ;  $b = 1\text{ml}$

$$\mu = \frac{M}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{5.89 \times 10^3}{100 \times 13.5^2 \times 14,2} = 0,023 < 0,392 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 1,25 \times \left( 1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) = 1,25 \times \left( 1 - \sqrt{1 - (2 \times 0,023)} \right) = 0,03$$

$$\beta = 1 - (0,4 \times \alpha) = 1 - (0,4 \times 0,03) = 0,988$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$A = \frac{M}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{5,89 \times 10^3}{0,988 \times 13,5 \times 348} = 1,27 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

- **Vérification:**

**a) : Vérification à l'E.L.U:**

- **Condition de non fragilité : selon le BAEL 91, Modif 99**

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 13,5 \times \frac{2,1}{400} = 1,63 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

- **Pourcentage minimal : BAEL91, Modif 99**

$$A_L = 0,1\% b \times h = 0,001 \times 100 \times 15 = 1,5 \text{ cm}^2$$

- **Contrainte de cisaillement : BAEL 91, Modif 99**

$$T_u = 24,33 \text{ KN} \Rightarrow \tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{12,70 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0,09 \text{ Mpa}.$$

- Comme la fissuration est préjudiciable:

$$\bar{\tau} = \min \left( \frac{0,2 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ Mpa} \right) = \left( \frac{0,2 \times 25}{1,5}; 5 \text{ Mpa} \right) = 3,33 \text{ MPa}.$$

$$\bar{\tau} = 3,33 \text{ Mpa} > \tau_u = 0,09 \text{ Mpa}.$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires

**b) Vérification à l'E.L.S :**

Tant que la section est rectangulaire soumise à la flexion simple et dont les armatures sont de type feE 400, la vérification de  $\sigma_b$  est inutile, si la condition suivante est remplie :

$$\alpha \leq \left( \frac{\gamma - 1}{2} \right) + \left( \frac{f_{c28}}{100} \right) \Rightarrow \gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{5,89}{4,66} = 1,26$$

$$\alpha \leq \left( \frac{\gamma - 1}{2} \right) + \left( \frac{f_{c28}}{100} \right) \Rightarrow \left( \frac{1,26 - 1}{2} \right) + \left( \frac{25}{100} \right) = 0,38 < \bar{\alpha} = 0,13 \Rightarrow \text{c.v}$$

- Comme la condition est vérifiée alors pas de vérification de  $\sigma_b$
- Comme la fissuration est peu préjudiciable, alors pas de vérification de  $\sigma_s$ .
- Tant que les deux conditions sont remplies, alors pas de vérification a E.L.S.

Donc :

$$A = \max (A_{cal} ; A_{\min} ; A_L) = \max (1,27 ; 1,63 ; 1,5) \text{ cm}^2.$$

$$A = 1,63 \text{ cm}^2. ; \text{ On prend : } A = 5T12 \text{ (soit } 5,65 \text{ cm}^2)$$

– Armature de réparation :

$$A_r = \frac{A_{ad}}{4} = \frac{5,65}{4} = 1,41 \text{ cm}^2. ; \quad \text{On prend : } A_r = 4T10 \text{ (soit } 3.14 \text{ cm}^2)$$

– Espacement des armatures :

1). armature longitudinal :

- $SL \leq \min (3.h ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}.$
- $SL = 100 / 4 = 25 \text{ cm} ; \quad \text{Soit : } SL = 25\text{cm}$

2). armature de répartition :

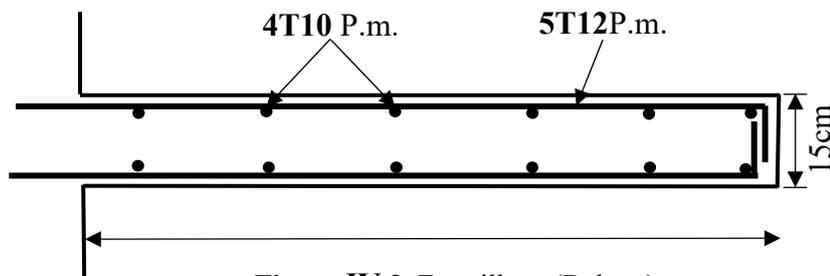
- $Sr \leq \min (4.h; 45 \text{ cm}) = \min (56\text{cm}; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}.$
- $SL = 100/ 4 = 25 \text{ cm} ; \quad \text{Soit : } Sr = 25 \text{ cm}.$

. Calcul de la flèche : BAEL 91(ART : B.6.5.1) :

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{15}{80} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0,1875 \geq 0,0625 \dots\dots\dots CV$
- $\frac{A}{b \times d} \leq \frac{4,20}{f_e} \Rightarrow \frac{5,65}{100 \times 13.50} \leq \frac{4,20}{400} \Rightarrow 0,0042 \leq 0,0105 \dots\dots\dots CV$
- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_T = 0}{10M_0} \Rightarrow \frac{15}{80} \geq \frac{0}{16} \Rightarrow 0,1875 \geq 0,00 \dots\dots\dots CV$

• Alors les trois conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche n’impose pas.

• Ferrailage des balcons :



IV.2.2 Balcons (Type 2):

Charge Permanente:  $G = 5,99 \text{ KN} / \text{m}^2.$

Surcharge d’exploitation:  $Q = 3,5 \text{ KN} / \text{m}^2.$

• Calcul des sollicitations

La hauteur du mur:  $h=0,90\text{m}.$

On prend une bande de 1m.

La charge  $P = 2.26 \text{ KN} / \text{m}^2 \times 0,90\text{m} \times 1,00\text{m} = 2.03 \text{ KN}$

• Les combinaisons d'action:

• ELS :

$$q_s = G + Q = 9,49 \text{ KN} / \text{ml}.$$

$$p_s = P = 2.03 \text{ KN}.$$

A/Moment :

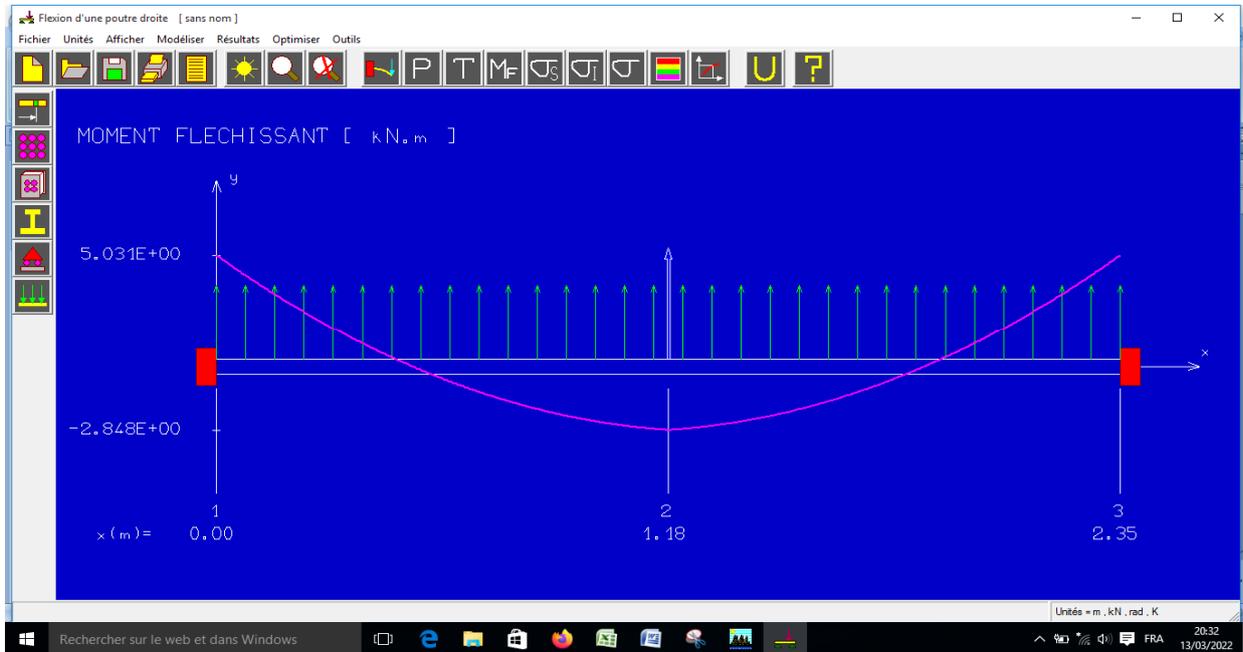


Figure IV.4.A : Moment fléchissant (ELS)

B/ Effort tranchant :

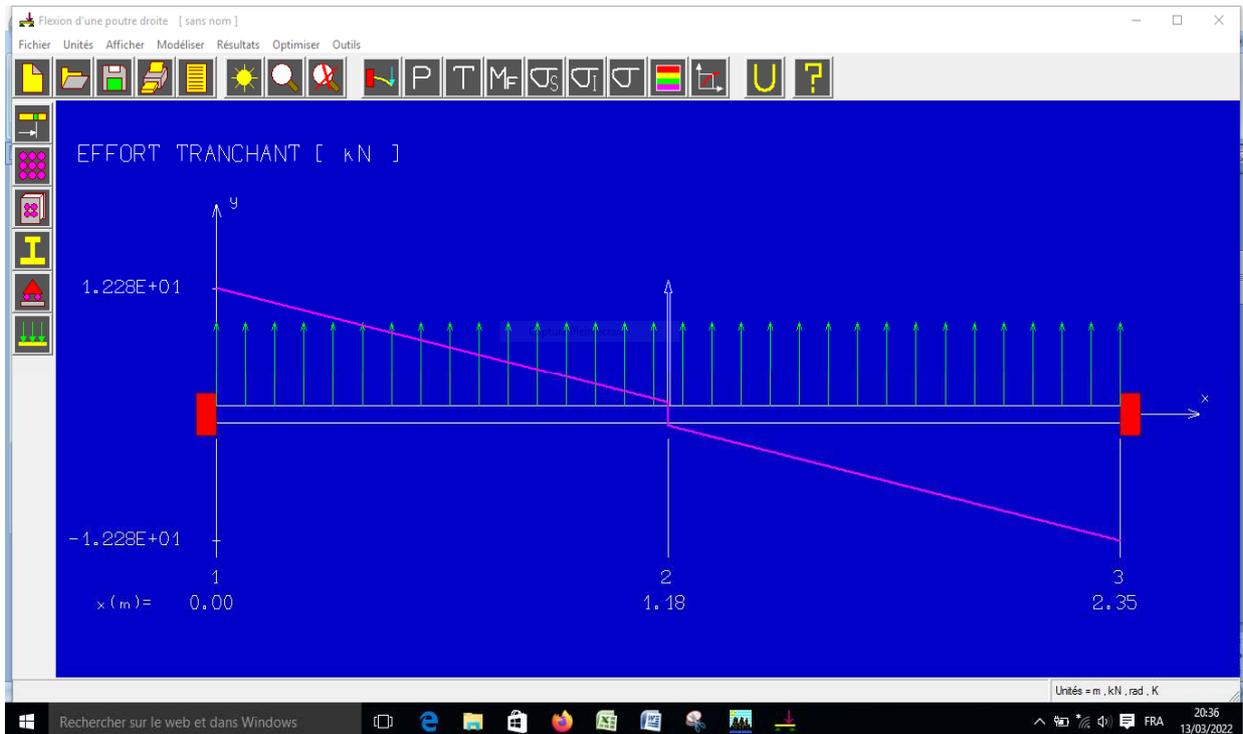


Figure IV.4.B : Effort Tranchant (ELS)

• ELU :

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = (1,35 \times 5,99) + (1,5 \times 3,5) = 13,34 \text{ kN / ml.}$$

$$p_u = 1.35P = 1.35 \times 2.03 = 2.74 \text{ kN / ml.}$$

**C/Moment :**

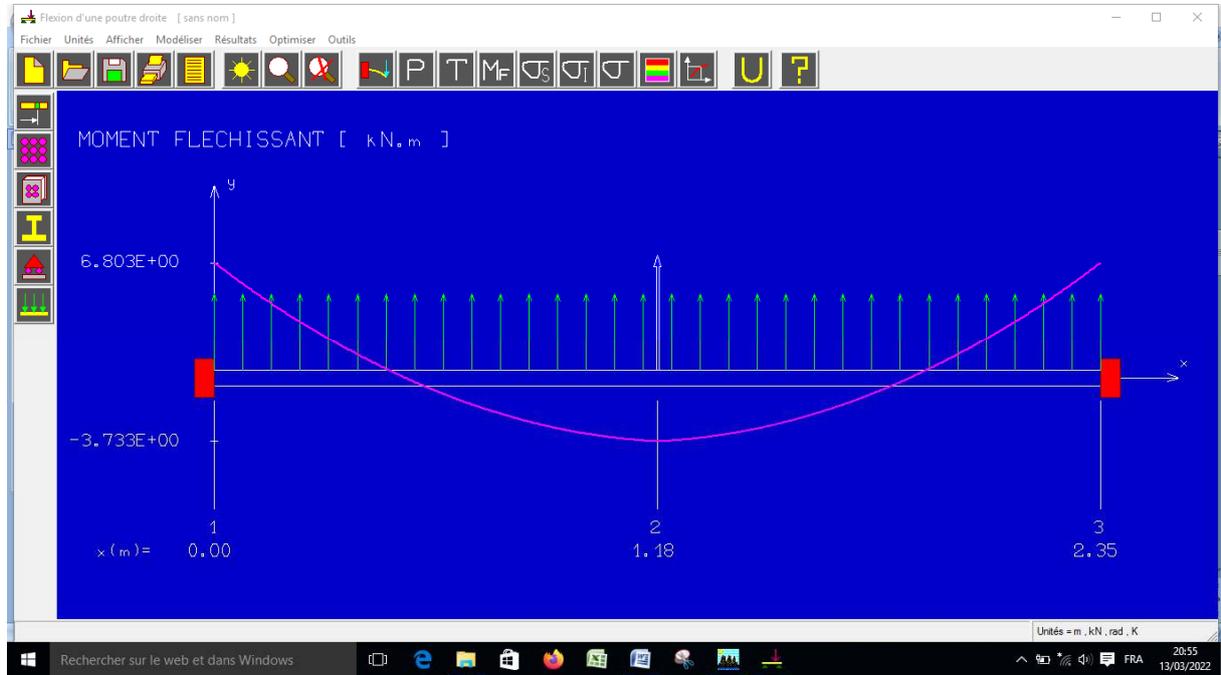


Figure IV.4.C : Moment fléchissant (ELU)

**D/Effort Tranchant :**

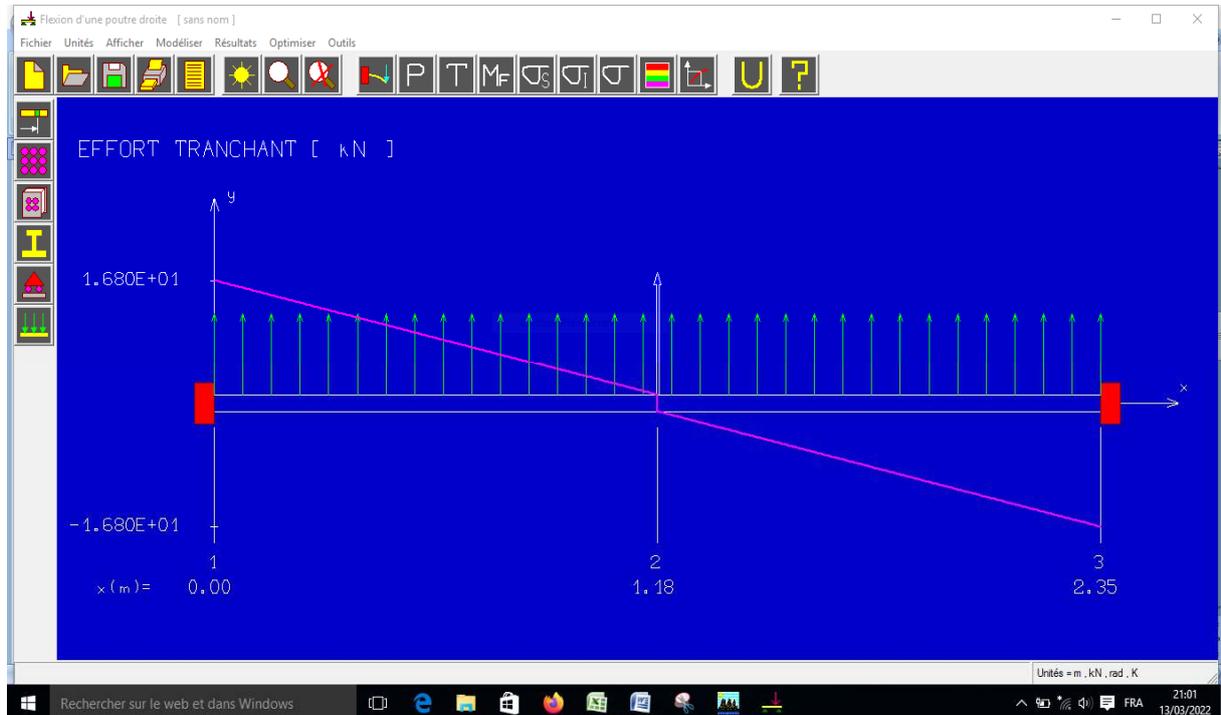
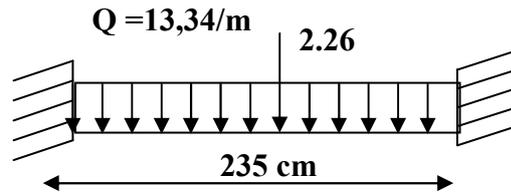


Figure IV.4.D : Effort Tranchant (ELU)



- **Calcul du ferrailage à l'E.L.U:**

On a étudié le balcon le plus sollicité : fissuration peu préjudiciable

On prend :  $C=2\text{cm}$  ;  $h = 15\text{cm}$  ;  $d=0,9xh=13.5\text{cm}$  ;  $b = 1\text{ml}$ .

$$\mu = \frac{M}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{6.80 \times 10^3}{100 \times 13.5^2 \times 14,2} = 0,026 < 0,392 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - (2 \times 0,026)}) = 0,033$$

$$\beta = 1 - (0,4 \times \alpha) = 1 - (0,4 \times 0,033) = 0,987$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348\text{Mpa}$$

$$A = \frac{M}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{6.80 \times 10^3}{0,987 \times 13.5 \times 348} = 1.47\text{cm}^2 / \text{ml}$$

- **Vérification:**

**a) : Vérification à l'E.L.U:**

**Condition de non fragilité : selon le BAEL 91, Modif 99**

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 13.5 \times \frac{2,1}{400} = 1.63\text{cm}^2 / \text{ml}$$

**Pourcentage minimal : BAEL91, Modif 99**

$$A_L = 0,1\% b \times h = 0,001 \times 100 \times 15 = 1,5\text{cm}^2$$

**Contrainte de cisaillement : BAEL 91, Modif 99**

$$T_u = 24,33\text{KN} \Rightarrow \tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{16.80 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0,12\text{Mpa}.$$

- Comme la fissuration est préjudiciable:

$$\bar{\tau} = \min\left(\frac{0,2 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{Mpa}\right) = \left(\frac{0,2 \times 25}{1,5}; 5\text{Mpa}\right) = 3,33\text{Mpa}.$$

$$\bar{\tau} = 3,33\text{Mpa} > \tau_u = 0,12\text{Mpa}.$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires

**b) Vérification à l'E.L.S :**

Tant que la section est rectangulaire soumise à la flexion simple et dont les armatures sont de type feE 400, la vérification de  $\sigma_b$  est inutile, si la condition suivante est remplie :

$$\alpha \leq \left( \frac{\gamma-1}{2} \right) + \left( \frac{f_{c28}}{100} \right) \Rightarrow \gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{6.80}{5.03} = 1.35$$

$$\alpha \leq \left( \frac{\gamma-1}{2} \right) + \left( \frac{f_{c28}}{100} \right) \Rightarrow \left( \frac{1,26-1}{2} \right) + \left( \frac{25}{100} \right) = 0,38 < \bar{\alpha} = 0,13 \Rightarrow c.v$$

- Comme la condition est vérifiée alors pas de vérification de  $\sigma_b$
- Comme la fissuration est peu préjudiciable, alors pas de vérification de  $\sigma_s$ .
- Tant que les deux conditions sont remplies, alors pas de vérification à E.L.S.

**Donc :**

$$A = \max (A_{cal} ; A_{min} ; A_L) = \max (1,27 ; 1,63 ; 1,5) \text{ cm}^2.$$

$$A = 1,63 \text{ cm}^2. ; \text{ On prend : } A = 5T12 \text{ (soit } 5,65 \text{ cm}^2)$$

– **Armature de réparation :**

$$A_r = \frac{A_{ad}}{4} = \frac{5,65}{4} = 1,41 \text{ cm}^2. ; \text{ On prend : } A_r = 4T10 \text{ (soit } 3,14 \text{ cm}^2)$$

– Espacement des armatures :

**1). armature longitudinal :**

- $SL \leq \min (3.h ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}.$
- $SL = 100 / 4 = 25 \text{ cm} ; \text{ Soit : } SL = 25 \text{ cm}.$

**2). armature de répartition :**

- $S_r \leq \min (4.h ; 45 \text{ cm}) = \min (60 ; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}.$
- $SL = 100 / 4 = 25 \text{ cm} ; \text{ Soit : } S_r = 25 \text{ cm}.$

- **Calcul de la flèche : BAEL 91(ART : B.6.5.1) :**

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{15}{235} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0,0638 \geq 0,0625 \dots \dots \dots CV$

- $\frac{A}{b \times d} \leq \frac{4,20}{f_e} \Rightarrow \frac{5,65}{100 \times 13,5} \leq \frac{4,20}{400} \Rightarrow 0,0042 \leq 0,0105 \dots \dots \dots CV$

- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_T = 0}{10M_0} \Rightarrow \frac{14}{170} \geq \frac{0}{16} \Rightarrow 0,08 \geq 0,00 \dots \dots \dots CV$

- Alors les trois conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche n'impose pas.

- Ferraillage des balcons :

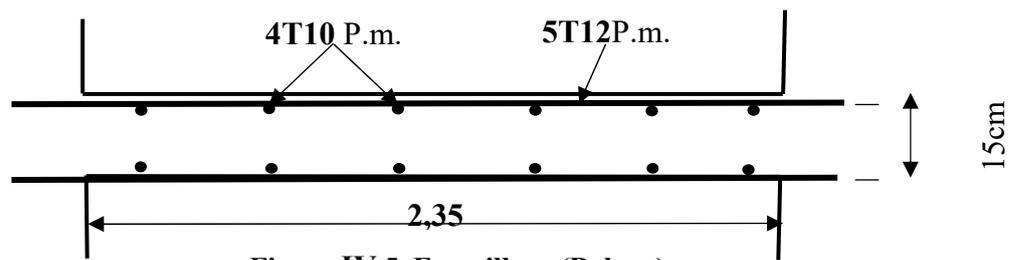


Figure IV.5. Ferraillage (Balcon)

## IV.3. Ascenseur

L'ascenseur est un dispositif électromécanique, qui est utilisé afin de mouvoir verticalement des personnes ou des objets à travers les différents niveaux à l'intérieur d'un bâtiment. Il se trouve dans les constructions dépassants cinq (05) étages, où l'usage des escaliers devient fatiguant. L'ascenseur est installé dans la cage d'ascenseur, où il y a une glissière qui sert à déplacer une cabine. Dans notre projet, l'ascenseur est spécialement aménagé en vue du transport des personnes

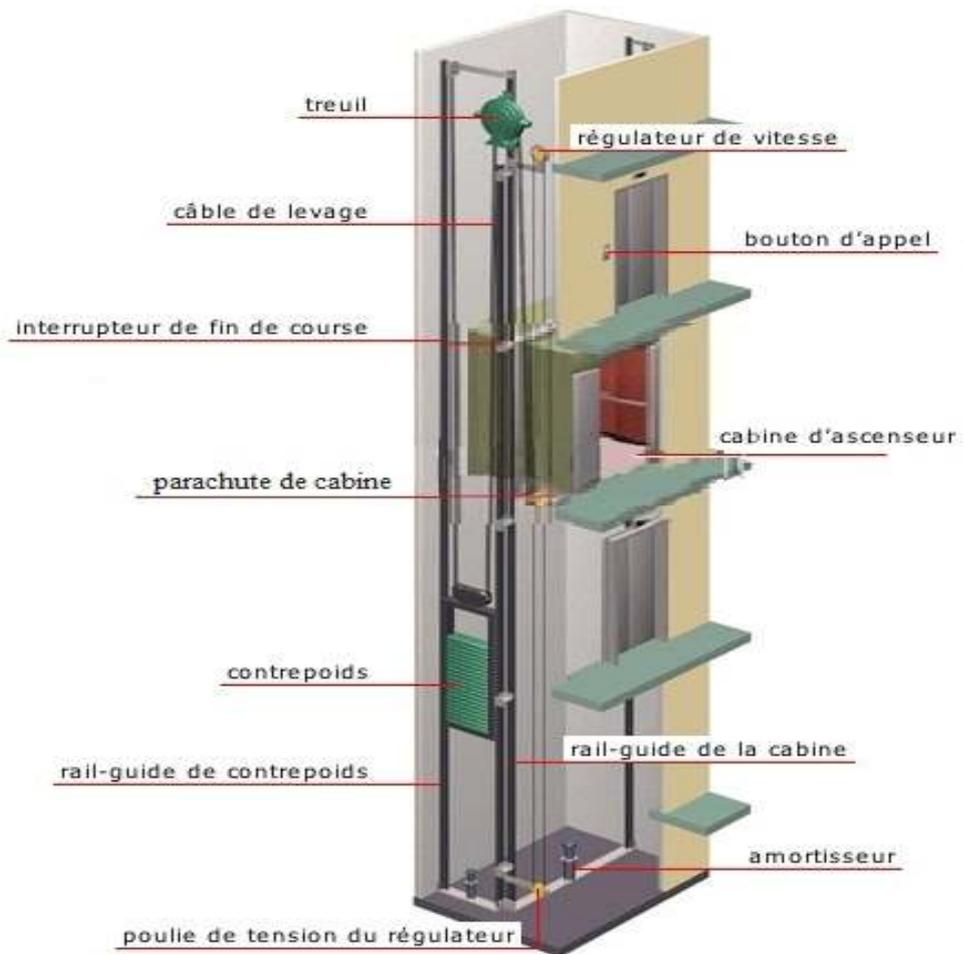


Figure IV.6.1: Schéma d'un ascenseur

### IV.3.1. Calcul du poids des composants de l'ascenseur

L'ascenseur mécanique est constitué de:

- Treuil de levage et sa poulie;
- Cabine ou bien une benne;
- Un contre poids.

La cabine et le contre poids sont aux extrémités du câble d'acier qui porte dans les gorges de la poulie soit:

$P_m$ : Le poids mort de la cabine, étrier, accessoires, câbles;

$Q$ : La charge en cabine;

$P_p$ : Le poids de contrepois tel que:  $P_p = P_m + \frac{Q}{2}$

D'après la norme (NFP82-201), la charge nominale est de 675kg pour 9 personnes avec une surface utile de la cabine de:  $1.40 \times 1.40 = 1.96\text{m}^2$ .

#### a. Dimensions

Selon (NFP82-22).

- Largeur de la cabine: 1.40m
- Longueur de la cabine: 1.40m
- Hauteur: 2.20m
- La largeur de passage libre: 0.8m
- La hauteur de passage libre: 2.00m
- La hauteur de la course: 28.56m
- La surface latérale:  $S = ((2 \times 1.40) + 1.40) \times 2.20 = 9.24\text{m}^2$

#### b. Epaisseur de la dalle

On prend  $h_0 = 15\text{cm}$ , comme épaisseur de la dalle qui supporte l'ascenseur.

<b>Poids de la cabine: <math>S = 9.24\text{m}^2</math></b>	<b><math>P_1 = 11.5 \times 9.24 \times 1.40 = 148.80\text{kg}</math></b>
<b>Poids du plancher: <math>S = 2.60 \times 2.60 = 6.76 \text{ m}^2</math></b>	<b><math>P_2 = P_0 \times S = 110 \times 6.76 = 743.60\text{kg}</math></b>
<b>Poids du toit:</b>	<b><math>P_3 = P_{01} \times S = 20 \times 6.76 = 135.20\text{kg}</math></b>
<b>Poids de l'arcade:</b>	<b><math>P_4 = 60 + (80 \times 1.4) = 172\text{kg}</math></b>
<b>Poids de parachute:</b>	<b><math>P_5 = 40\text{kg}</math></b>
<b>Poids des accessoires:</b>	<b><math>P_6 = 80\text{kg}</math></b>
<b>Poids des poulies de mouflage:</b>	<b><math>P_7 = 2 \times 30 = 60\text{kg}</math></b>
<b>Poids de la porte de la cabine:</b>	<b><math>P_8 = 80 + (1.76 \times 25) = 117.5\text{kg}</math></b>

**Tableau IV.1:** Poids des composants de l'ascenseur

◆ Poids mort total:

$$P_m = \sum_{i=1}^{n=8} P_i = (P_1 + P_2 + P_3 + P_4 + P_5 + P_6 + P_7 + P_8) = (148.80 + 743.60 + 135.20 + 172 + 40 + 80 + 60 + 117.5) = 1497.10 \text{ kg}$$

◆ Contre poids:

$$P_p = P_m + \frac{Q}{2} = 1497.10 + \frac{675}{2} = 1834.60 \text{ kg}$$

### IV.3.2. Calcul de la charge total $q_u$

#### IV.3.2.1. Calcul de la charge de rupture

Selon (NFP-82-202), la valeur minimale du coefficient de sécurité  $C_s$  est de 10 et le rapport  $D/d$  ( $D$ : diamètre de la poulie et  $d$ : diamètre du câble), est au minimum égale à 40, quel que soit le nombre des tirons.

$$\frac{D}{d} = 45 \rightarrow D = 500 \text{ mm} \Rightarrow d = 12.22 \text{ mm}$$

On a:  $C_r = C_s \times M$

Avec:

$C_s$ : Coefficient de sécurité du câble et  $C_s = 12$ ;

$C_r$ : Quotient de la charge de la rupture nominale de la nappe du câble;

$M$ : Charge statique nominale portée par la nappe.

$$\text{et: } P = Q + P_m + P_g$$

$P_g$ : Poids du câble.

On néglige  $P_g$  devant  $(Q + P_m)$  donc:  $(P_g \ll Q + P_m) \rightarrow M = Q + P_m$

$$\text{Donc: } C_r = C_s \times P = C_s \times (Q + P_m) = 12 \times (675 + 1497.10) = 26065.20 \text{ kg}$$

C'est la charge de rupture effective, elle doit être divisée par le coefficient de câblage qui est égale à 0.85.

$$C_r = \frac{26065.20}{0.85} = 30664.94 \text{ kg}$$

La charge de rupture pour « n » câble est:  $C_r = C_{r(1\text{cable})} \times m \times n$

Avec:

$m$ : Type de mouflage (2 brins, 3 brins,...);

$n$ : Nombre des câbles.

Pour un câble de  $d = 12.22 \text{ m}$  et  $m = 2$  on a:

$$C_{r(1\text{cable})} = 8152 \text{ kg}$$

$$n = \frac{C_r}{C_{r(1\text{cable})} \times m} = \frac{30664.94}{8152 \times 2} = 1.88$$

On prend:  $n = 2$  câbles, car le nombre de câbles doit être paire et cela pour compenser les efforts de tension des câbles.

#### IV.3.2.2. Calcul des poids des câbles

$$P_g = m \times n \times L$$

Avec:

$m$ : Masse linéaire du câble,  $m = 0.515\text{kg/m}$ ;

$n$ : Nombre des câbles,  $n = 2$ ;

$L$ : Longueur du câble,  $L = 28.56\text{m}$

$$P_g = m \times n \times L = 0.515 \times 2 \times 28.56 = 29.4168 \approx 29.42\text{kg}$$

$$P = Q + P_m + P_g = 675 + 1497.10 + 29.42 = 2201.52\text{kg}$$

#### IV.3.2.3. Vérification de $C_r$

$$C_r = C_{r(1\text{cable})} \times m \times n = 8152 \times 2 \times 2 \times 0.85 = 27716.80\text{kg}$$

$$C_r = C_s \times P \rightarrow C_s = \frac{C_r}{P} = \frac{27716.80}{2201.52} = 12.59 > 12, \text{ condition vérifiée.}$$

#### IV.3.2.4. Calcul de la charge permanente total $G$

$$\text{On a: } P_{\text{reuil}} = 1200\text{kg}$$

$$G = P_m + P_p + P_{\text{reuil}} + P_g = 1497.10 + 1834.60 + 1200 + 29.42 = 4561.12\text{kg}$$

$$Q = 675\text{kg}$$

$$q_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q = 1.35 \times 4561.12 + 1.5 \times 675 = 6157.51 + 1012.50 = 7170.01\text{kg}$$

#### IV.3.2.5. Vérification de la dalle au poinçonnement

La dalle de l'ascenseur risque de se pincer sous l'effet de la force concentrée appliquée par l'un des appuis du moteur (supposé appuyer sur 4 cotés), donc chaque appui reçoit le quart de la charge.

$$q_u = 7170.01\text{kg}$$

$$q_0 = \frac{q_u}{4} = \frac{7170.01}{4} = 1792.50\text{kg}$$

Selon le B.A.E.L 91/99 (A.5.2, 42), on doit vérifier la condition de non poinçonnement qui suit:

$$q_0 \leq (0.045) \times (u_c) \times (h_0) \times \left( \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \right)$$

Avec:

$q_0$ : La charge de calcul à l'E.L.U;

$h_0$ : Epaisseur totale de la dalle,  $h_0 = 15\text{cm}$ ;

$u_c$ : Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

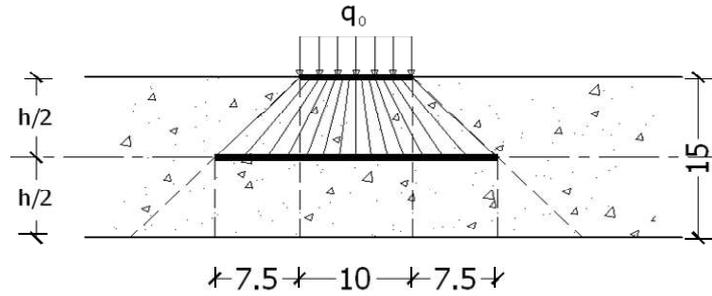


Figure IV.6.2: Répartition des charges

La charge concentrée  $q_0$  est appliquée sur un carré de  $(10 \times 10) \text{ cm}^2$ .

$$u_c = 2x(U + V)$$

$$U = a + h_0 = 10 + 15 = 25 \text{ cm}$$

$$V = b + h_0 = 10 + 15 = 25 \text{ cm}$$

$$u_c = 2x(U + V) = 2x(25 + 25) = 2x50 = 100 \text{ cm}$$

$$q_0 \leq (0.045)x(u_c)x(h_0)x\left(\frac{f_{c28}}{\gamma_b}\right) = (0.045)x(100)x(15)x\left(\frac{25x10}{1.5}\right) = 11250 \text{ kg} > q_0 = 1792.50 \text{ kg}$$

$$q_0 = 1792.50 \text{ kg} < 11250 \text{ kg}$$

Il n'y a pas de risque de poinçonnement.

### IV.3.2.6. Evaluation des moments dus aux charges concentrées

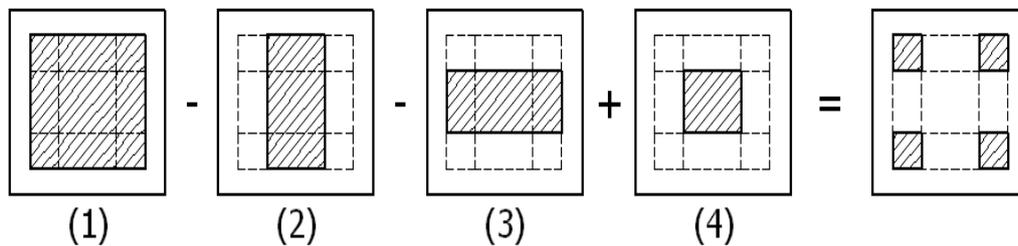


Figure IV.6.3: Schéma expliquant la concentration des charges sur la dalle

### IV.3.3. Distances des Rectangles

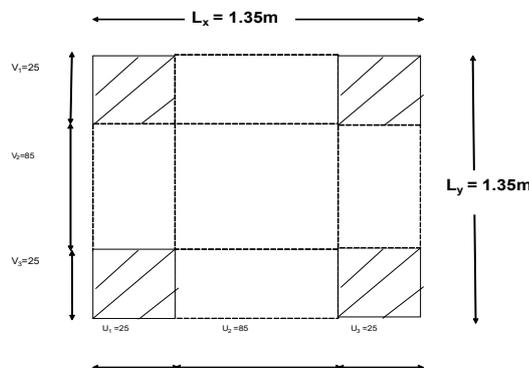


Figure IV.6.4: Dessin montrant la concentration des charges

Rectangle (1)	Rectangle (2)	Rectangle (3)	Rectangle (4)
$\begin{cases} U = 135 \text{ cm} \\ V = 135 \text{ cm} \end{cases}$	$\begin{cases} U = 85 \text{ cm} \\ V = 135 \text{ cm} \end{cases}$	$\begin{cases} U = 135 \text{ cm} \\ V = 85 \text{ cm} \end{cases}$	$\begin{cases} U = 85 \text{ cm} \\ V = 85 \text{ cm} \end{cases}$

**IV.3.4. Calcul des moments suivant les deux directions**

$$M_x = (M_1 + v.M_2).P \text{ et } M_y = (M_2 + v.M_1).P$$

N: le coefficient de Poisson.

**A l'E.L.U (v = 0):**

$$M_x = M_1.P \text{ et } M_y = M_2.P \text{ et } P = P' \times S$$

La charge surfacique appliquée sur le rectangle (25 x 25) cm<sup>2</sup> est:

$$P' = \frac{q_u}{u.v} = \frac{7170.01}{0.25 \times 0.25} = 114720.16 \text{ kg} / \text{m}^2$$

Les résultats des moments isostatiques des rectangles (1), (2), (3) et (4) sont résumés dans le tableau suivant: L<sub>x</sub> = 2.60m et L<sub>y</sub> = 2.60m.

Rectangle	$\frac{u}{L_x}$	$\frac{v}{L_y}$	M <sub>1</sub>	M <sub>2</sub>	Surface [m <sup>2</sup> ]	P = P'.S [kg]	M <sub>x</sub> [kg.m]	M <sub>y</sub> [kg.m]
(1) $\begin{cases} u = 135 \text{ cm} \\ v = 135 \text{ cm} \end{cases}$	0.52	0.52	0.090	0.090	1.8225	209077.49	18816.97	18816.97
(2) $\begin{cases} u = 85 \text{ cm} \\ v = 135 \text{ cm} \end{cases}$	0.33	0.52	0.115	0.098	1.1475	131641.38	15138.76	12900.86
(3) $\begin{cases} u = 135 \text{ cm} \\ v = 85 \text{ cm} \end{cases}$	0.52	0.33	0.098	0.115	1.1475	131641.38	12900.86	15138.76
(4) $\begin{cases} u = 85 \text{ cm} \\ v = 85 \text{ cm} \end{cases}$	0.33	0.33	0.129	0.129	0.7225	82885.32	10692.21	10692.21

**Tableau IV.2: Les résultats des moments isostatiques des rectangles (E.L.U).**

**IV.3.4.1 Moments dus aux charges concentrées**

$$M_{x1} = M_{x1} - M_{x2} - M_{x3} + M_{x4} = 18816.97 - 15138.76 - 12900.86 + 10692.21 = 1469.56 \text{ kg.m}$$

$$M_{y1} = M_{y1} - M_{y2} - M_{y3} + M_{y4} = 18816.97 - 12900.86 - 15138.76 + 10692.21 = 1469.56 \text{ kg.m}$$

**IV.3.4.2. Moments dus aux charges réparties (poids propre)**

**1. Chargement**

$$L_x = 2.60 \text{ m et } L_y = 2.60 \text{ m et } h_0 = 15 \text{ cm}$$

Poids propre:  $G = ex\gamma_b = 0.15 \times 2500 = 375 \text{ kg / m}$

Charge d'exploitation:  $Q = 100 \text{ kg / m}$

**Charge ultime:**

$$q_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q = 1.35 \times 375 + 1.5 \times 100 = 656.25 \text{ kg / m}$$

**2. Sollicitations**

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{2.60}{2.60} = 1 > 0.4$$

Donc la dalle travaille suivant les deux sens:  $\begin{cases} M_{x2} = \mu_x \cdot q_u \cdot l_x^2 \\ M_{y2} = \mu_y \cdot M_{x2} \end{cases}$

$$\begin{cases} \alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{2.60}{2.60} = 1 \\ \nu = 0 (E.L.U) \end{cases} \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0368 \\ \mu_y = 1.00 \end{cases}$$

Donc:

$$M_{x2} = \mu_x \cdot q_u \cdot l_x^2 = (0.0368) \times (656.25) \times (2.60)^2 = 163.25 \text{ kg.m}$$

$$M_{y2} = \mu_y \cdot M_{x2} = (1.00) \times (163.25) = 163.25 \text{ kg.m}$$

**3. Moments appliqués à la dalle**

$$M_{0x} = M_{x1} + M_{x2} = 1469.56 + 163.25 = 1632.81 \text{ kg.m}$$

$$M_{0y} = M_{y1} + M_{y2} = 1469.56 + 163.25 = 1632.81 \text{ kg.m}$$

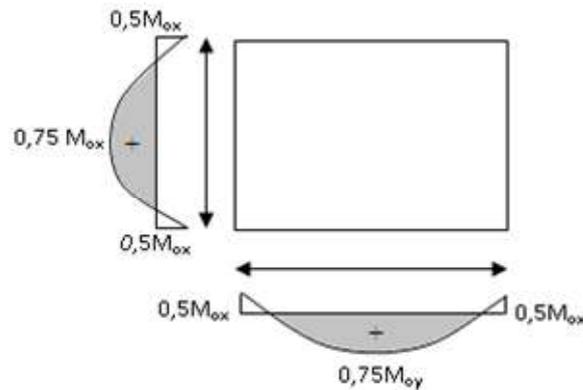


Figure IV.6.5: Moments de la dalle.

**IV.3.4.3. Moments retenus sont**

**En travée:**

$$M_{tx} = 0.75 \times M_{0x} = 0.75 \times 1632.81 = 1224.61 \text{ kg.m}$$

$$M_{ty} = 0.75 \times M_{0y} = 0.75 \times 1632.81 = 1224.61 \text{ kg.m}$$

**Sur appuis:**

$$M_{ax} = 0.50 \times M_{0x} = 0.50 \times 1632.81 = 816.41 \text{ kg.m}$$

$$M_{ay} = 0.50 \times M_{0y} = 0.50 \times 1632.81 = 816.41 \text{ kg.m}$$

#### IV.3.4.4. Calcul du ferrailage de la dalle

Le ferrailage se fait sur une bande de 1 m de largeur.

On a:  $b = 100\text{cm}$ ;  $h = 15\text{cm}$ ;  $d = 13.5\text{cm}$ ;  $f_c = 400\text{MPa}$ ;  $\sigma_s = 348\text{MPa}$ ;  $\mu_l = 0.392$

$f_{c28} = 25\text{MPa}$ ;  $f_{bc} = 14.2\text{MPa}$ ;  $f_{t28} = 2.1\text{MPa}$ ; Fissuration peu préjudiciable.

##### a. En travée:

Sens  $L_x$ :

Le moment ultime:  $M_{tx} = 1224.61 \text{ kg.m} = 12246.10 \text{ N.m}$

Le moment réduit  $\mu$ :

$$\mu = \frac{M_{tx}}{bxd^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{12246.10}{100 \times (13.5)^2 \times 14.20} = 0.0473 < \mu_l = 0.392 \rightarrow A'_s = 0$$

On a:  $\mu = 0.0473 \Rightarrow \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0473}) = 0.0606$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.0606 = 0.976$$

La section d'acier:

$$A_{tx} = \frac{M_{tx}}{\beta x d \sigma_s} = \frac{12246.10}{0.976 \times (13.5) \times 348} = 2.67 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Sens  $L_y$ :

Le moment ultime:  $M_{ty} = 1224.61 \text{ kg.m} = 12246.10 \text{ N.m}$

Le moment réduit  $\mu$ :

$$\mu = \frac{M_{ty}}{bxd^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{12246.10}{100 \times (13.5)^2 \times 14.20} = 0.0473 < \mu_l = 0.392 \rightarrow A'_s = 0$$

On a:  $\mu = 0.0473 \Rightarrow \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0473}) = 0.0606$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.0606 = 0.976$$

La section d'acier:

$$A_{ty} = \frac{M_{ty}}{\beta x d \sigma_s} = \frac{12246.10}{0.976 \times (13.5) \times 348} = 2.67 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

##### b. Sur appuis:

Sens  $L_x$ :

Le moment ultime:  $M_{ax} = 816.41 \text{ kg.m} = 8164.10 \text{ N.m}$

Le moment réduit  $\mu$ :

$$\mu = \frac{M_{ax}}{bxd^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{8164.10}{100 \times (13.5)^2 \times 14.20} = 0.0315 < \mu_l = 0.392 \rightarrow A'_s = 0$$

On a:  $\mu = 0.0315 \Rightarrow \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0315}) = 0.040$

$$\beta = 1 - 0.4x\alpha = 1 - 0.4x0.040 = 0.984$$

**La section d'acier:**

$$A_{ax} = \frac{M_{ax}}{\beta x d x \sigma_s} = \frac{8164.10}{0.984x(13.5)x348} = 1.77 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

**Sens  $L_y$ :**

**Le moment ultime:**  $M_{ay} = 816.41 \text{ kg.m} = 8164.10 \text{ N.m}$

**Le moment réduit  $\mu$ :**

$$\mu = \frac{M_{ay}}{b x d^2 x \sigma_{bc}} = \frac{8164.10}{100x(13.5)^2 x 14.20} = 0.0315 < \mu_l = 0.392 \rightarrow A'_s = 0$$

On a:  $\mu = 0.0315 \Rightarrow \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2x0.0315}) = 0.040$

$$\beta = 1 - 0.4x\alpha = 1 - 0.4x0.040 = 0.984$$

**La section d'acier:**

$$A_{ay} = \frac{M_{ay}}{\beta x d x \sigma_s} = \frac{8164.10}{0.984x(13.5)x348} = 1.77 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

#### IV.3.4.5. Section minimale des armatures

Puisque  $h_0 = 15 \text{ cm}$  ( $12 \text{ cm} \leq h_0 \leq 30 \text{ cm}$ ) et  $\alpha = 1$ , on peut appliquer la formule suivante:

**Sens  $L_y$ :**

$$A_{y\min} = 8.h_0 = 8x0.15 = 1.2 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\begin{cases} A_{ty} = 2.67 \text{ cm}^2 / \text{ml} > A_{y\min} = 1.2 \text{ cm}^2 / \text{ml} \Rightarrow \text{on prend : } A_{ty} = 2.67 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ A_{ay} = 1.77 \text{ cm}^2 / \text{ml} > A_{y\min} = 1.2 \text{ cm}^2 / \text{ml} \Rightarrow \text{on prend : } A_{ay} = 1.77 \text{ cm}^2 / \text{ml} \end{cases}$$

**Sens  $L_x$ :**

$$A_{x\min} = A_{y\min} \cdot \left( \frac{3 - \alpha}{2} \right) = 1.2x \left( \frac{3 - 1}{2} \right) = 1.20 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\begin{cases} A_{tx} = 2.67 \text{ cm}^2 / \text{ml} > A_{x\min} = 1.20 \text{ cm}^2 / \text{ml} \Rightarrow \text{on prend : } A_{tx} = 2.67 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ A_{ax} = 1.77 \text{ cm}^2 / \text{ml} > A_{x\min} = 1.20 \text{ cm}^2 / \text{ml} \Rightarrow \text{on prend : } A_{ax} = 1.77 \text{ cm}^2 / \text{ml} \end{cases}$$

#### IV.3.4.6. Choix des aciers

$$\phi \leq \frac{h_0}{10} = \frac{150}{10} = 15 \text{ mm} \Rightarrow \phi \leq 15 \text{ mm}$$

**En travée:**

**Sens  $L_x$ :**

$$\begin{cases} A_{tx} = 2.67 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ S_{tx} \leq \min(3h_0, 33 \text{ cm}) \Rightarrow \begin{cases} 5T10 / \text{ml} = 3.93 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ S_{tx} = 20 \text{ cm} \end{cases} \\ S_{tx} \leq 33 \text{ cm} \end{cases}$$

Sens  $L_y$ :

$$\begin{cases} A_{ty} = 2.67 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ S_{ty} \leq \min(4h_0, 45 \text{ cm}) \Rightarrow \begin{cases} 5T10 / \text{ml} = 3.93 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ S_{ty} = 20 \text{ cm} \end{cases} \\ S_{ty} \leq 45 \text{ cm} \end{cases}$$

Sur appuis (chapeaux):

$$\begin{cases} A_{ax} = A_{ay} = 1.77 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ S_t \leq 33 \text{ cm} \Rightarrow \begin{cases} 5T10 / \text{ml} = 3.93 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ S_t = 20 \text{ cm} \end{cases} \end{cases}$$

#### IV.3.4.7. Armatures transversal

Il y a nécessité de disposer des armatures transversales:

1. La dalle est bétonnée sans reprise de bétonnage dans son épaisseur.

2.  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

avec:  $\tau_u = \frac{V_{tot}}{b.d}$  et  $\bar{\tau}_u = \frac{10.h_0}{3} \times \min(0.13x f_{c28}; 5 \text{ MPa})$

$V_{tot} = V_x + V_v$ ; sens  $L_x$

$V_{tot} = V_y + V_u$ ; sens  $L_y$

$V_x$  et  $V_y$ : sont les efforts tranchants dus aux charges réparties.

$V_v$  et  $V_u$ : sont les efforts tranchants dus aux charges localisées.

On calcule  $V_x$  et  $V_y$ :

$q_u = 1.35xG + 1.5xQ = 1.35x375 + 1.5x100 = 656.25 \text{ kg} / \text{m}$

$$\alpha = 1 > 0.4 \Rightarrow \begin{cases} V_x = q_u \cdot \frac{L_x}{2} \cdot \frac{1}{1 + \frac{\alpha}{2}} \\ V_y = q_u \cdot \frac{L_x}{3} \end{cases}$$

$$V_x = 656.25 \times \frac{2.60}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{1}{2}} = 656.25 \times 1.30 \times \frac{1}{1.50} = 568.75 \text{ N} = 0.56875 \text{ kN}$$

$$V_y = 656.25 \times \frac{2.60}{3} = 568.75 N = 0.56875 kN$$

On calcule  $V_v$  et  $V_u$ :

$$q_u = 7170.01 \text{ kg} = 7170.01 \times 10 = 71700.10 N$$

$$V_v = \frac{q_u}{2u + v} = \frac{71700.10}{2 \times 0.25 + 0.25} = 95600 N = 95.60 kN$$

$$V_u = \frac{q_u}{3u} = \frac{71700.10}{3 \times 0.25} = 95600 N = 95.60 kN$$

$V_v = V_u$  parce que  $u = v$

Donc:

Sens  $L_x$ :

$$V_{uot} = V_x + V_v = 0.56875 + 95.60 \cong 96.17 kN$$

Sens  $L_y$ :

$$V_{uot} = V_y + V_u = 0.56875 + 95.60 \cong 96.17 kN$$

et

$$V_{uot} = \max(V_{uotx}; V_{uoty}) = 96.17 kN$$

Donc on a:

$$\tau_u = \frac{V_{uot}}{b \times d} = \frac{96.17 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0.71 MPa$$

$$15 \text{ cm} \leq h_0 = 15 \text{ cm} \leq 30 \text{ cm} ;$$

On vérifie que:

$$\bar{\tau}_u = \frac{10 \cdot h_0}{3} \cdot \min(0.13 \cdot f_{c28}, 5 MPa) = \frac{10 \times 0.15}{3} \cdot \min(0.13 \times 25; 5 MPa) = 0.5 \times (3.25; 5 MPa) =$$

$$0.5 \times 3.25 = 1.625 MPa \cong 1.63 MPa$$

$$\tau_u = 0.71 MPa < \bar{\tau}_u = 1.63 MPa . \text{ La condition est vérifiée.}$$

On en déduit que les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

### IV.3.5. Vérification à l'E.L.S

#### IV.3.5.1. Calcul des sollicitations sous l'effet des charges concentrées

$$\begin{cases} M_{0x} = (M_1 + v \cdot M_2) \times P'_{ser} \\ M_{0y} = (M_2 + v \cdot M_1) \times P'_{ser} \end{cases}$$

$$\text{avec : } v = 0.2 (E.L.S)$$

$$P'_{ser} = q_{ser} \times S' = \frac{P_{aser}}{u \times v} \times S'$$

$$G = 4561.12 \text{ kg}$$

$$Q = 675 \text{ kg}$$

$$P_{aser} = \frac{1}{4}x(G + Q) = \frac{1}{4}x(4561.12 + 675) = 1309.03kg$$

$$q_{ser} = \frac{P_{aser}}{(u)x(v)} = \frac{1309.03}{0.25x0.25} = 20944.48kg / m^2$$

$$P'_{ser} = q_{ser} \cdot x \cdot S' = 20944.48xS'$$

Les résultats des moments isostatiques des rectangles (1), (2), (3) et (4) sont résumés dans le tableau suivant:  $L_x = 2.60m$  et  $L_y = 2.60m$

$$\begin{cases} M_{0x} = (M_1 + v.M_2)xP'_{ser} \\ M_{0y} = (M_2 + v.M_1)xP'_{ser} \end{cases}$$

avec :  $v = 0.2(E.L.S)$

Rectangle	$\frac{u}{L_x}$	$\frac{v}{L_y}$	M <sub>1</sub>	M <sub>2</sub>	Surface [m <sup>2</sup> ]	P' <sub>ser</sub> [kg]	M <sub>0x</sub> [kg.m]	M <sub>0y</sub> [kg.m]
(1) $\begin{cases} u = 135cm \\ v = 135cm \end{cases}$	0.52	0.52	0.090	0.090	1.8225	38171.32	4122.50	4122.50
(2) $\begin{cases} u = 85cm \\ v = 135cm \end{cases}$	0.33	0.52	0.115	0.098	1.1475	24033.79	3234.95	2908.09
(3) $\begin{cases} u = 135cm \\ v = 85cm \end{cases}$	0.52	0.33	0.098	0.115	1.1475	24033.79	2908.09	3234.95
(4) $\begin{cases} u = 85cm \\ v = 85cm \end{cases}$	0.33	0.33	0.129	0.129	0.7225	15132.38	2342.49	2342.49

Tableau IV.3: Résultats des moments isostatiques des rectangles (E.L.S)

**IV.3.5.2. Moments dus aux charges concentrées**

$$M_{0xc} = M_{0x1} - M_{0x2} - M_{0x3} + M_{0x4} = 4122.50 - 3234.95 - 2908.09 + 2342.49 = 321.95kg.m$$

$$M_{0yc} = M_{0y1} - M_{0y2} - M_{0y3} + M_{0y4} = 4122.50 - 2908.09 - 3234.95 + 2342.49 = 321.95kg.m$$

**IV.3.5.3. Moments dus aux charges réparties (poids propre)**

◆ Chargement

$$L_x = 2.60m \text{ et } L_y = 2.60m \text{ et } h_0 = 15cm$$

$$\text{Poids propre: } G = 0.15 \times 2500 = 375kg/m$$

$$\text{Charge d'exploitation: } Q = 100kg/m$$

$$\text{Charge ultime: } q_{ser} = G + Q = 375 + 100 = 475kg / m$$

**IV.3.5.4. Moments dus aux charges réparties (E.L.S)**

Donc la dalle travaille suivant les deux sens:  $\begin{cases} M_{0xr} = \mu_x \cdot q_{ser} \cdot l_x^2 \\ M_{0yr} = \mu_y \cdot M_{0xr} \end{cases}$

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{2.60}{2.60} = 1 \\ \nu = 0.2(E.L.S) \end{array} \right. \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0.0441 \\ \mu_y = 1.00 \end{array} \right.$$

Donc:

$$M_{0xr} = \mu_x \cdot q_{ser} \cdot l_x^2 = (0.0441) \times (475) \times (2.60)^2 = 141.61 \text{ kg.m}$$

$$M_{0yr} = \mu_y \cdot M_{0xr} = (1.00) \cdot (141.61) = 141.61 \text{ kg.m}$$

#### IV.3.5.5. Moments appliqués au centre d'impact du rectangle

$$M_{0x} = M_{0xc} + M_{0xr} = 321.95 + 141.61 = 463.56 \text{ kg.m}$$

$$M_{0y} = M_{0yc} + M_{0yr} = 321.95 + 141.61 = 463.56 \text{ kg.m}$$

#### a. Moments retenus sont

En travée:

$$M_{tx} = 0.75 \times M_{0x} = 0.75 \times 463.56 = 347.67 \text{ kg.m}$$

$$M_{ty} = 0.75 \times M_{0y} = 0.75 \times 463.56 = 347.67 \text{ kg.m}$$

Sur appuis:

$$M_{ax} = 0.50 \times M_{0x} = 0.50 \times 463.56 = 231.78 \text{ kg.m}$$

$$M_{ay} = 0.50 \times M_{0y} = 0.50 \times 463.56 = 231.78 \text{ kg.m}$$

#### b. Vérification des contraintes dans le béton

Suivant  $L_x$ :

##### a. En travée

$$M_{tx} = 347.67 \text{ kg.m} = 3476.70 \text{ N.m}$$

$$\mu = \frac{M_{tx}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{3476.70}{100 \times (13.5)^2 \times 14.20} = 0.0134 < \mu_l = 0.392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\text{On a: } \mu = 0.0134 \Rightarrow \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0134}) = 0.0168$$

$$\beta = 1 - 0.4 \times \alpha = 1 - 0.4 \times 0.0168 = 0.993$$

La section d'acier:

$$A_{tx} = \frac{M_{tx}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{3476.70}{0.993 \times (13.5) \times 348} = 0.74 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

##### a.1. Position de l'axe neutre

$$A_s = 3.93 \text{ cm}^2 / \text{ml}; A'_s = 0; \eta = 15; b = 100 \text{ cm}; d = 13.5 \text{ cm}$$

$$\frac{b}{2} \cdot y^2 + \eta \cdot A'_s \cdot (y - d) - \eta \cdot A_s \cdot (d - y) = 0 \Rightarrow \frac{100}{2} \cdot y^2 - 15 \times 3.93(13.5 - y) = 0 \Rightarrow 50 \cdot y^2 + 58.95y - 795825 = 0 \rightarrow y = 3.44 \text{ cm}$$

##### a.2. Moment d'inertie

$$I = \frac{b}{3} \cdot y^3 + \eta \cdot A_s \cdot (d-y)^2 = \frac{100}{3} \cdot (3.44)^3 + 15 \times 3.93 (13.5 - 3.44)^2 = 732287 \text{ cm}^4$$

### a.3. Détermination des contraintes dans le béton comprimé $\sigma_{bc}$

$$\sigma_{bc} = K \cdot y = \frac{M_{serx}}{I} \cdot y = \frac{347670}{732287} \times (3.44) = 1.63 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1.63 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} ; \text{ Condition vérifiée}$$

Donc les armatures calculées dans l'E.L.U conviennent.

### b. Sur appuis :

$$M_{ax} = 231.78 \text{ kg.m} = 2317.80 \text{ N.m}$$

$$\mu = \frac{M_{ax}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{2317.80}{100 \times (13.5)^2 \times 14.20} = 0.0089 < \mu_l = 0.392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\text{On a: } \mu = 0.0089 \Rightarrow \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0089}) = 0.0112$$

$$\beta = 1 - 0.4 \times \alpha = 1 - 0.4 \times 0.0112 = 0.9955$$

La section d'acier:

$$A_{ax} = \frac{M_{ax}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{2317.80}{0.9955 \times (13.5) \times 348} = 0.49 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

### b.1. Position de l'axe neutre

$$A_{ax} = 3.93 \text{ cm}^2 / \text{ml} ; A'_s = 0 ; \eta = 15 ; b = 100 \text{ cm} ; d = 13.5 \text{ cm}$$

$$\frac{b}{2} \cdot y^2 + \eta \cdot A'_s \cdot (y-d) - \eta \cdot A_s \cdot (d-y) = 0 \Rightarrow \frac{100}{2} \cdot y^2 - 15 \times 3.93 (13.5 - y) = 0 \Rightarrow 50 \cdot y^2 + 58.95y - 795.825 = 0 \rightarrow y = 3.44 \text{ cm}$$

### b.2. Moment d'inertie

$$I = \frac{b}{3} \cdot y^3 + \eta \cdot A_s \cdot (d-y)^2 = \frac{100}{3} \cdot (3.44)^3 + 15 \times 3.93 (13.5 - 3.44)^2 = 732287 \text{ cm}^4$$

### a.3. Détermination des contraintes dans le béton comprimé $\sigma_{bc}$

$$\sigma_{bc} = K \cdot y = \frac{M_{serx}}{I} \cdot y = \frac{2317.80}{732287} \times (3.44) = 1.09 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1.09 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

Donc les armatures calculées dans l'E.L.U conviennent.

### Suivant $L_y$ :

#### a. En travée:

$$M_{ty} = 347.67 \text{ kg.m} = 3476.70 \text{ N.m}$$

$$\mu = \frac{M_{ty}}{bxd^2x\sigma_{bc}} = \frac{3476.70}{100x(13.5)^2x14.20} = 0.0134 < \mu_l = 0.392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\text{On a: } \mu = 0.0134 \Rightarrow \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2x0.0134}) = 0.0168$$

$$\beta = 1 - 0.4x\alpha = 1 - 0.4x0.0168 = 0.993$$

### La section d'acier:

$$A_{ty} = \frac{M_{ty}}{\beta x dx \sigma_s} = \frac{3476.70}{0.993x(13.5)x348} = 0.74 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

#### a.1. Position de l'axe neutre

$$A_{tx} = 3.93 \text{ cm}^2 / \text{ml}; A'_s = 0; \eta = 15; b = 100 \text{ cm}; d = 13.5 \text{ cm}$$

$$\frac{b}{2} \cdot y^2 + \eta \cdot A'_s \cdot (y - d) - \eta \cdot A_s \cdot (d - y) = 0 \Rightarrow \frac{100}{2} \cdot y^2 - 15x3.93(13.5 - y) = 0 \Rightarrow 50 \cdot y^2 + 58.95y - 795.825 = 0 \rightarrow y = 3.44 \text{ cm}$$

#### a.2. Moment d'inertie

$$I = \frac{b}{3} \cdot y^3 + \eta \cdot A_s \cdot (d - y)^2 = \frac{100}{3} \cdot (3.44)^3 + 15x3.93(13.5 - 3.44)^2 = 7322.87 \text{ cm}^4$$

#### a.3. Détermination des contraintes dans le béton comprimé $\sigma_{bc}$

$$\sigma_{bc} = K \cdot y = \frac{M_{sery}}{I} \cdot y = \frac{3476.70}{7322.87} x(3.44) = 1.63 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6x f_{c28} = 0.6x25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1.63 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}; \text{ Condition vérifiée}$$

Donc les armatures calculées dans l'E.L.U conviennent.

### b. Sur appuis :

$$M_{ay} = 231.78 \text{ kg.m} = 2317.80 \text{ N.m}$$

$$\mu = \frac{M_{ay}}{bxd^2x\sigma_{bc}} = \frac{2317.80}{100x(13.5)^2x14.20} = 0.0089 < \mu_l = 0.392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\text{On a: } \mu = 0.0089 \Rightarrow \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2x0.0089}) = 0.0112$$

$$\beta = 1 - 0.4x\alpha = 1 - 0.4x0.0112 = 0.9955$$

### La section d'acier:

$$A_{ay} = \frac{M_{ay}}{\beta x dx \sigma_s} = \frac{2317.80}{0.9955x(13.5)x348} = 0.49 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

#### a.1. Position de l'axe neutre:

$$A_{tx} = 3.93 \text{ cm}^2 / \text{ml}; A'_s = 0; \eta = 15; b = 100 \text{ cm}; d = 13.5 \text{ cm}$$

$$\frac{b}{2} \cdot y^2 + \eta \cdot A'_s \cdot (y - d) - \eta \cdot A_s \cdot (d - y) = 0 \Rightarrow \frac{100}{2} \cdot y^2 - 15x3.93(13.5 - y) = 0 \Rightarrow 50 \cdot y^2 + 58.95y - 795.825 = 0 \rightarrow y = 3.44 \text{ cm}$$

**a.2. Moment d'inertie :**

$$I = \frac{b}{3} \cdot y^3 + \eta \cdot A_s \cdot (d - y)^2 = \frac{100}{3} \cdot (3.44)^3 + 15 \times 3.93 (13.5 - 3.44)^2 = 7322.87 \text{ cm}^4$$

**a.3. Détermination des contraintes dans le béton comprimé  $\sigma_{bc}$** 

$$\sigma_{bc} = K \cdot y = \frac{M_{serv}}{I} \cdot y = \frac{2317.80}{7322.87} \times (3.44) = 1.09 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1.09 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

Donc les armatures calculées dans l'E.L.U conviennent.

**. Disposition du ferrillage :****. Arrêt des barres :**

La longueur de scellement  $L_s$  est la longueur nécessaire pour assurer un ancrage correct.

On a:

$$f_c = 400 \text{ MPa} \text{ et } f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

$$L_s = 40\phi = 40 \times 1 = 40 \text{ cm}$$

**11.2. 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**

$$M_{ax} = M_{ay} = 228.89 \text{ kg.m} = 2288.90 \text{ N.m}$$

$$M_{0x} = M_{0y} = 457.78 \text{ kg.m} = 4577.80 \text{ N.m}$$

$$L_1 = \max \left( L_s; \frac{1}{4} \left( 0.3 + \frac{M_a}{M_{0x}} \right) \cdot L_x \right) = \max \left( 40 \text{ cm}; \frac{1}{4} \left( 0.3 + \frac{2288.90}{4577.80} \right) 260 \right) = \max(40 \text{ cm}; 52 \text{ cm}) = 52 \text{ cm}$$

$$L_2 = \max \left( L_s; \frac{L_1}{2} \right) = \max \left( 40 \text{ cm}; \frac{52}{2} \right) = \max(40 \text{ cm}; 26 \text{ cm}) = 40 \text{ cm}$$

**. 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:

$$\frac{L_x}{10} = \frac{260}{10} = 26 \text{ cm}$$

**. Armatures finales**

Suivant  $L_x$ :

$$A_{tx} = 3.93 \text{ cm}^2 / \text{ml} \text{ Soit } 5T10/\text{ml}, \text{ avec: } S_t = 20 \text{ cm}$$

$$A_{ax} = 3.93 \text{ cm} / \text{ml} \text{ Soit } 5\text{T}10/\text{ml}, \text{ avec: } S_t = 20\text{cm}$$

Suivant  $L_y$ :

$$A_{ay} = 3.93 \text{ cm} / \text{ml} \text{ Soit } 5\text{T}10/\text{ml}, \text{ avec: } S_t = 20\text{cm}$$

$$A_{ay} = 3.93 \text{ cm} / \text{ml} \text{ Soit } 5\text{T}10/\text{ml}, \text{ avec: } S_t = 20\text{cm}$$

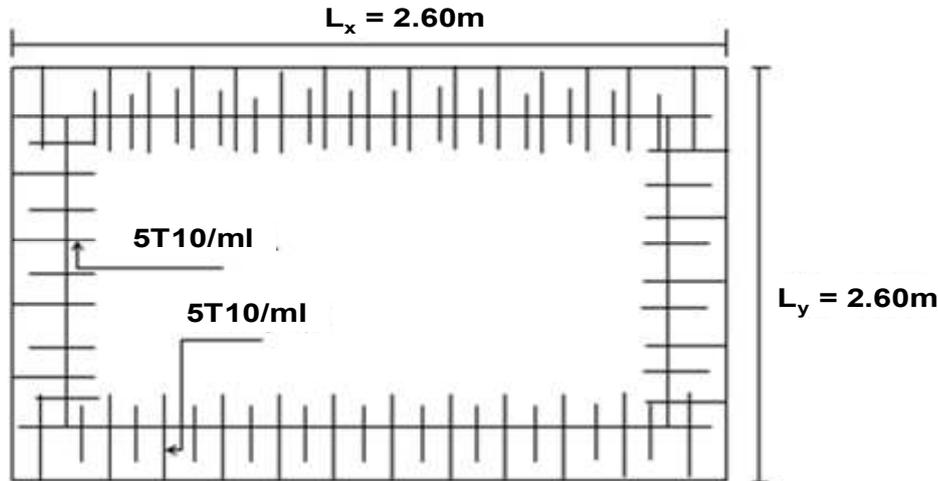


Figure IV.5.6: Ferrailage supérieur de la dalle de l'ascenseur.

. Voile de la cage d'ascenseur :

D'après le R.P.A 99/Version 2003, l'épaisseur du voile doit être:  $e \geq 15\text{cm}$

On adopte une épaisseur  $e = 15\text{cm}$

Dans notre cas le voile de la cage d'ascenseur n'est pas un élément porteur, il sera ferrillé par:

$$A_{\min} = 0.1\% \cdot x \cdot b \cdot h = 0.1\% \cdot x 100 \cdot x 15 = 1.5 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Le voile est ferrillé en deux nappes avec 5T10/ml soit:  $A_{\text{adop}} = 3.93 \text{ cm} / \text{ml}$  ; avec  $S_t = 20\text{cm}$

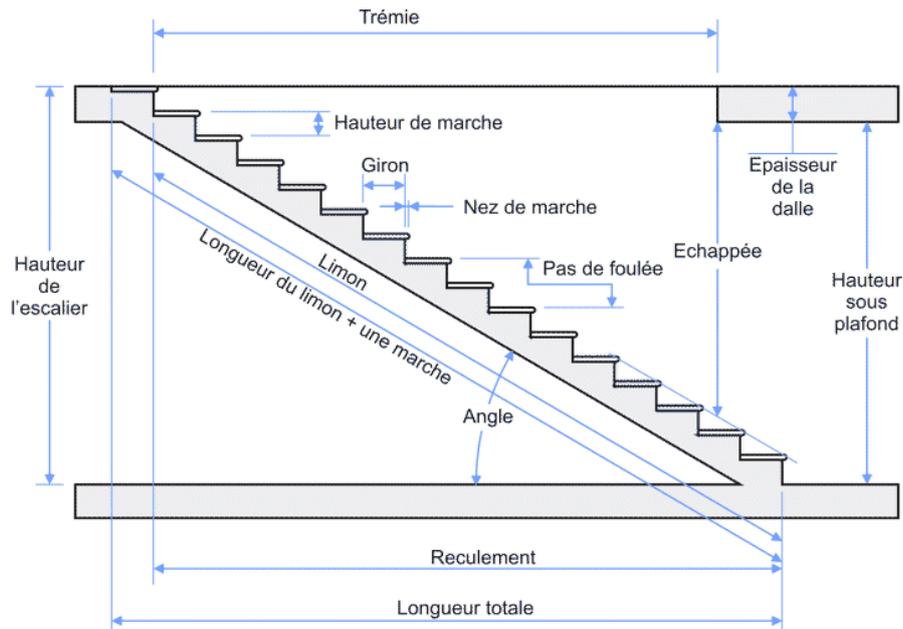
IV.4. Les escaliers :

4.1. Définition :

Les escaliers sont une partie du gros œuvre qui fait communiquer entre eux les différents niveaux d'un immeuble. A la différence d'un incliné (rampe de garage, par exemple), l'escalier est composé de plans horizontaux et verticaux successifs : marches, contremarche et paliers.

Ils constituent une issue de secours importante en cas d'incendie, l'établissement des escaliers nécessite le respect de certains facteurs, ils doivent être agréable à l'œil et fonctionnelle et aussi facile à monter sans fatigue, ce qui implique une conservation de la cadence des pas ou une régularité dans son exécution, cet équilibre est réalisé par une relation entre la hauteur d'une marche et le giron :

$$2h + g = p ; \text{ avec } p : \text{ l'amplitude du pas.}$$



IV.4.1 : Coupe descriptive d'un escalier.

**4.2. Dimensionnement des marches et contre marches :**

D'après (1), on a :

$$h = \frac{H}{n} \text{ et } g = \frac{L}{n-1}$$

Donc d'après Blondel on a :

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

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

Avec :  $m = 64 \text{ cm}$ ,  $H = 153 \text{ cm}$  et  $L = 240 \text{ cm}$

Donc l'équation (2) devient :  $64n^2 - 610n + 408 = 0$

La solution de l'équation est :  $n = 9$  (nombre de contre marche)

Donc :  $n - 1 = 8$  (nombre de marche)

$$h = \frac{153}{9} = 17 \text{ cm et } g = \frac{L}{n-1} = 30 \text{ cm}$$

On vérifie avec la formule de Blondel :

$$59 \text{ cm} \leq (2 \times 17) + 30 \leq 66 \text{ cm} = 59 \text{ cm} \leq 64 \text{ cm} \leq 66 \text{ cm} ; \text{Condition vérifiée}$$

L'inégalité vérifiée, on a : 8 marches avec  $g = 30 \text{ cm}$  et  $h = 17 \text{ cm}$ .

L'angle d'inclinaison est :

$$\tan \alpha = \frac{17}{30} = 0,57 \Rightarrow \alpha = 29,54^\circ \rightarrow \cos \alpha = 0,87$$

a) Epaisseur de la volée ( $e_v$ ) :

$$\frac{l}{30} \leq e_v \leq \frac{l}{20} \rightarrow \frac{L}{30 \cos \alpha} \leq e_v \leq \frac{L}{20 \cos \alpha} \rightarrow \frac{240}{30 \times 0,87} \leq e_v \leq \frac{240}{20 \times 0,87} \rightarrow 9,19 \leq e_v \leq 13,79$$

$$e_v = 12 \text{ cm}$$

b) Epaisseur du palier ( $e_p$ ):

$$e_p = \frac{e_v}{\cos \alpha} = \frac{12}{0,87} = 13,79 \text{ cm}$$

$$e_p = 14 \text{ cm}$$

**4.3. Evaluation des charges et surcharges à E.L.U et E.L.S :**

a) Volée :

Revêtement en carrelage horizontal (2 cm) : ..... 2 X 0,20 = 0,40 kN/m<sup>2</sup>

Mortier de ciment horizontal (2 cm) : ..... 2 X 0,20 = 0,40 kN/m<sup>2</sup>

Lit de sable (2 cm) : ..... 2 X 0,18 = 0,36 kN/m<sup>2</sup>

Revêtement en carrelage vertical ( $e_p \times 0,20 \times \frac{h_v}{g}$ ) ..... = 0,23 kN/m<sup>2</sup>

Mortier de ciment vertical ( $e_p \times 0,20 \times \frac{h_v}{g}$ ) (2 cm) : ..... = 0,23 kN/m<sup>2</sup>

Poids propre de la paillasse ( $e_v \times \frac{0,25}{\cos \alpha}$ ) : ..... = 3,45 kN/m<sup>2</sup>

Poids propre des marches ( $0,22 \times \frac{h_v}{2}$ ) : ..... = 1,87 kN/m<sup>2</sup>

Garde-corps : ..... = 0,10 kN/m<sup>2</sup>

Enduit en plâtre (2 cm) : ..... = (2 X 0,10)/0,87 = 0,23 kN/m<sup>2</sup>

$$G = 7,27 \text{ kN/m}^2$$

$$Q = 2,50 \text{ kN/m}^2$$

Le calcul suivant se fait pour une bande de 1 m de largeur :  $\begin{cases} q_{ul} = 13,56 \text{ kN/m}^2 \\ q_{ser} = 9,77 \text{ kN/m}^2 \end{cases}$

b) Palier :

Revêtement en carrelage (2 cm) : ..... 2 X 0,20 = 0,40 kN/m<sup>2</sup>

Mortier de ciment horizontal (2 cm) : ..... 2 X 0,20 = 0,40 kN/m<sup>2</sup>

Lit de sable (2 cm) : ..... 2 X 0,18 = 0,36 kN/m<sup>2</sup>

Enduit en plâtre (2 cm) : ..... 2 X 0,10 = 0,20 kN/m<sup>2</sup>

Poids propre du palier ( $e_p \times 0,25$ ) : ..... = 3,5 kN/m<sup>2</sup>

$$G = 4,86 \text{ kN/m}^2$$

$$Q = 2,50 \text{ kN/m}^2$$

IV.A.4.4. Les charges appliquées :

	G (KN/m <sup>2</sup> )	Q (KN/m <sup>2</sup> )
Paillasse	7,27	2,5
Palier	4,86	2,5

- IV.4.5. Combinaisons traction :

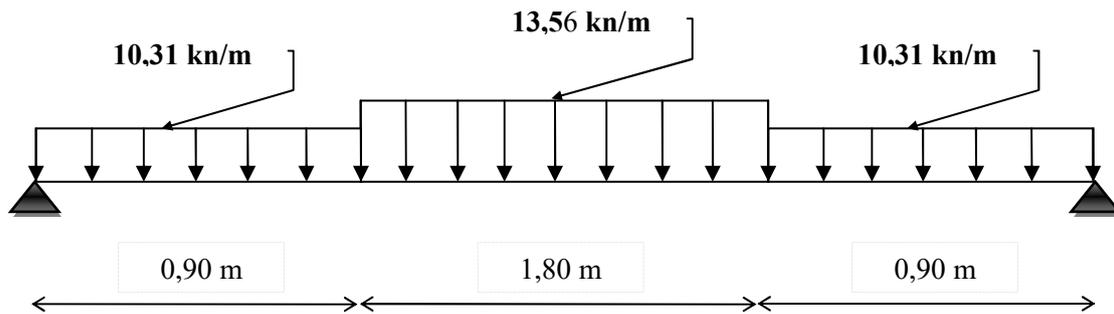
	Palier (KN/ml)	Paillasse (KN/ml)
E.L.U	10,31	13,56

- E.L.U :  $q_u = 1,35G + 1,5Q$

$$\frac{q_{paillasse} - q_{palier}}{q_{palier}} = \frac{13,56 - 10,31}{10,31} = 0,31 = 31\% > 10\% \quad \text{On garde le schéma statique réel.}$$

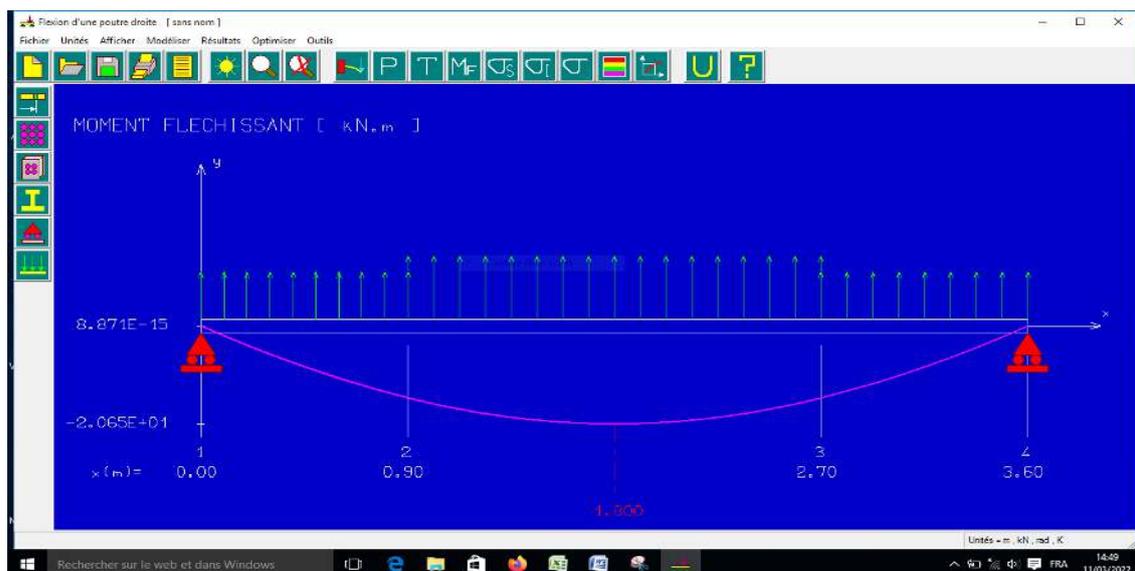
Pour l'étage Courant :

Type 01 :



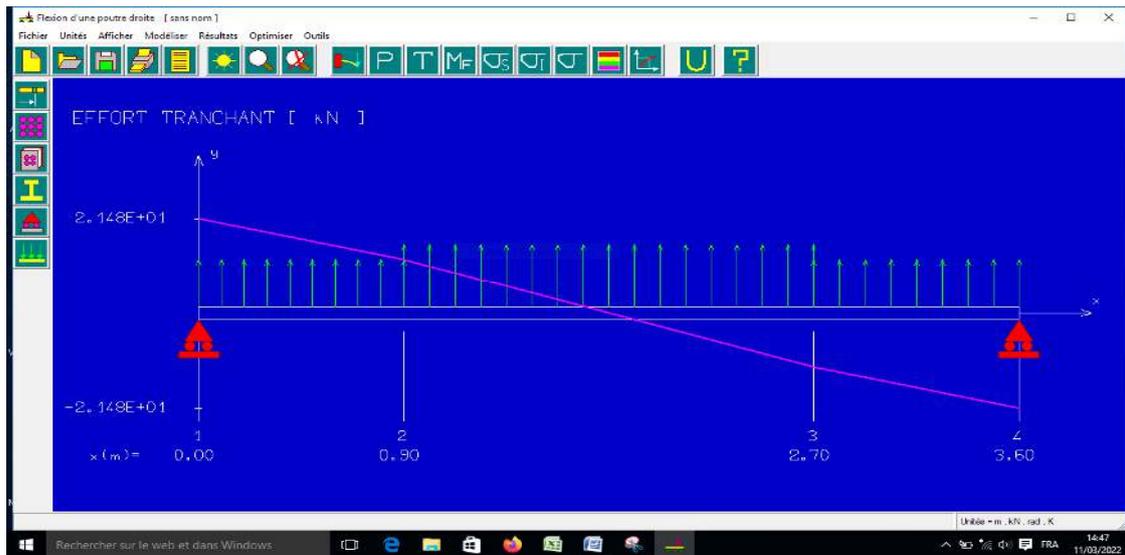
- Calcul des sollicitations se fait en utilisant ( RDM6 )

- Moments fléchissant :



IV.4.2 Moments fléchissant (ELU)

✓ Efforts Tranchants.



IV.4.3 EFFORT TRANCHANT (ELU)

Moment isostatique :  $M_0 = 20,65KN.m$ .

Moments sur appuis :  $M_a = 0,4 \times M_0 = 8,26KN.m$

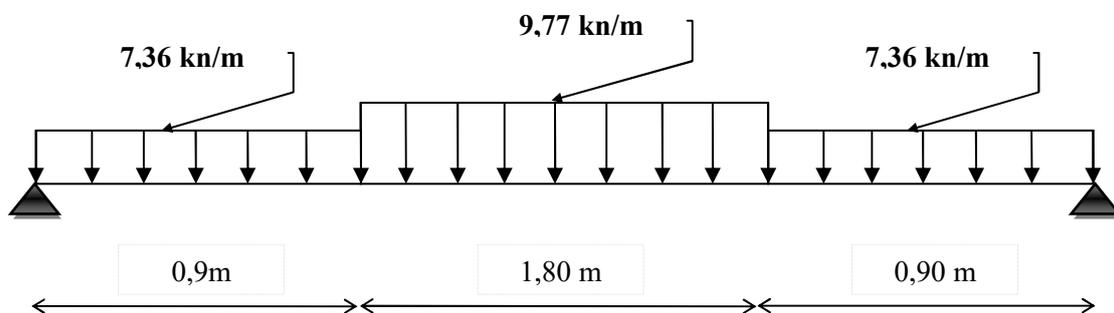
Moments en travée :  $M_t = 0,85 \times M_0 = 17,55KN.m$

L'effort tranchant :  $T_u = 21,48KN$ .

- E.L.S :  $q_{ser} = G + Q$

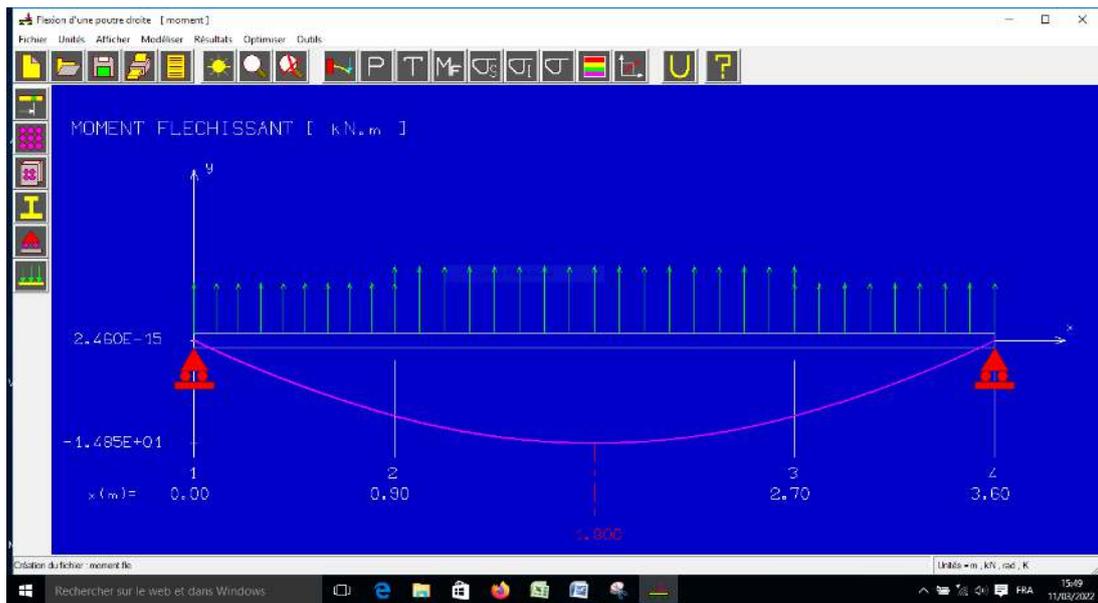
	Palier (KN/ml)	Paillasse (KN/ml)
E.L.S	7,36	9,77

$$\frac{q_{paillasse} - q_{palier}}{q_{palier}} = \frac{9,77 - 7,36}{7,36} = 0,32 = 32\% > 10\% \quad \text{On garde le schéma statique réel.}$$



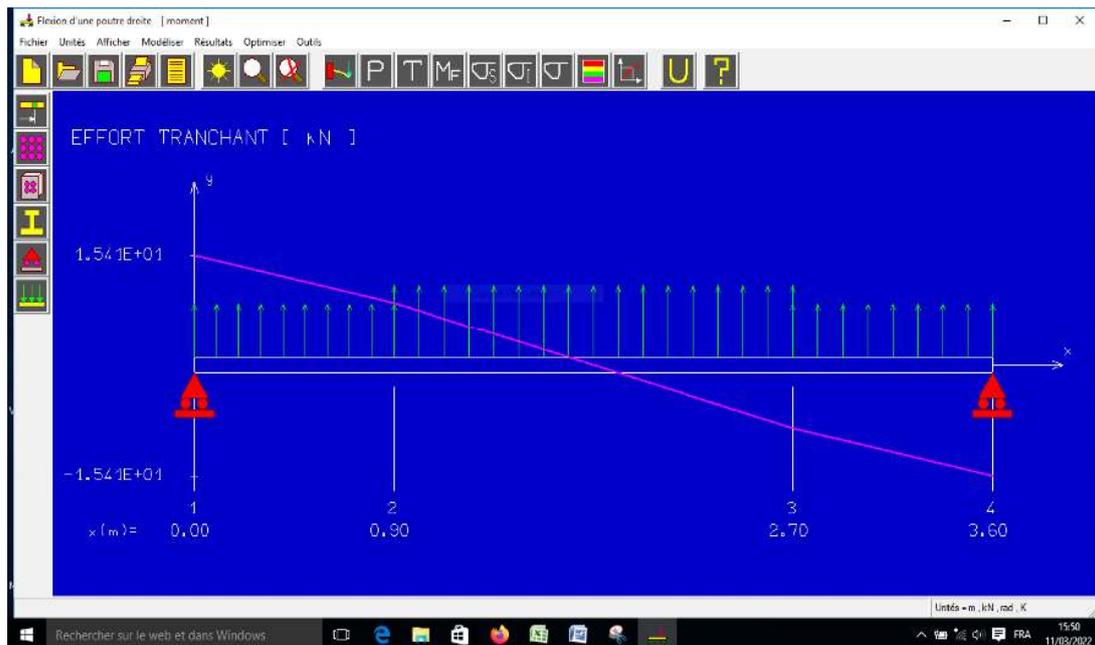
- Calcul des sollicitations se fait en utilisant ( RDM6 )

## – Moments fléchissant :



IV.4.4 Moments fléchissant (ELS)

## ✓ Efforts Tranchants :



IV.4.5 Efforts Tranchants (ELS)

Moment isostatique :  $M_0 = 14,85 \text{ KN.m}$ .

Moments sur appuis :  $M_a = 0,4 \times M_0 = 5,94 \text{ KN.m}$

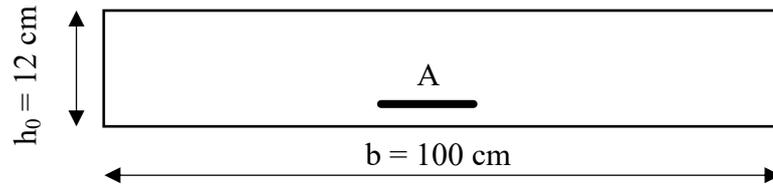
Moments en travée :  $M_t = 0,85 \times M_0 = 12,62 \text{ KN.m}$

L'effort tranchant :  $T_u = 15,41 \text{ KN}$ .

Tableau récapitulatif :

	$M_o$ (kn.m)	$M_a=0,4M_o$	$M_t = 0,85 M_o$	$T_u$ (Kn)
U.L.U	20,65	8,26	17,55	21,48
U.L.S	14,85	5,94	12,62	15,41

IV.4. 6. Calcul du ferrillage :



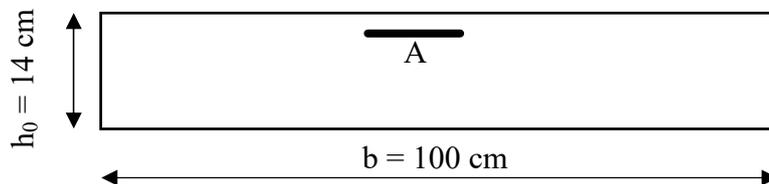
IV.4.6.1.Armatures longitudinales : (la paillasse).

$f_e = 400$  MPa ,  $\sigma_s = 348$  MPa ,  $f_{bc} = 14,2$  , MPa ,  $\mu l = 0,392$  ,  $\mu < \mu l$   $\dot{\lambda} = 0$

avec :  $\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = 0,106$ ; l'enrobage :  $c = 2cm$  ;  $e = 12cm$  ;  $d = 10,8cm$  ;  $b = 100cm$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,140 ; \quad \beta = (1 - 0,4 \times \alpha) = 0,944$$

$$A = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{17,55 \times 10^3}{0,944 \times 10,8 \times 348} = 4,95 cm^2 / ml$$



IV.4.6.2.Armatures longitudinales : ( le palier ).

avec :  $\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = 0,037$ ; l'enrobage :  $c = 2cm$  ;  $e = 14cm$  ;  $d = 12,6cm$  ;  $b = 100cm$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,047 ; \beta = (1 - 0,4 \times \alpha) = 0,981$$

$$A = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{8,26 \times 10^3}{0,981 \times 12,6 \times 348} = 1,92 cm^2 / ml$$

	$M_u$	$\mu$	$\alpha$	$\beta$	$A_{cal} (cm^2)$
Travée	17,55	0,106	0,140	0,944	4,95
Appuis	12,62	0,037	0,047	0,981	1,92

2. E.L.S :

Il faut vérifier :  $\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$  ; avec :  $\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$

	$M_u (KN.m)$	$M_{ser} (KN.m)$	$\gamma$	$f_{c28} (Mpa)$	$\alpha$	$\bar{\alpha}$	condition
<b>En travée</b>	17,55	12,62	1,39	25	0,140	0,445	C.V
<b>En Appuis</b>	8,26	5,94	1,39	25	0,047	0,445	C.V

♦ **Condition de non fragilité :BAEL 91**

**A/Palier :**

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 12,6 \times \frac{2,1}{400} = 1,521 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

**B/Palliasse :**

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 10,8 \times \frac{2,1}{400} = 1,304 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

♦ **Pourcentage minimal :BAEL91**

**Travée :**  $A_L = 0,1\% b \times h = 0,001 \times 100 \times 14 = 1,4 \text{ cm}^2$

**Appuis :**  $A_L = 0,1\% b \times h = 0,001 \times 100 \times 12 = 1,2 \text{ cm}^2$

Elément	$A_{cal} (\text{cm}^2)$	$A_{\min} (\text{cm}^2)$	$A_L (\text{cm}^2)$	$A_{\max} (\text{cm}^2)$	$A_{adp} (\text{cm}^2)$
<b>Travée</b>	4,95	1,304	1,2	4,95	5 T 12 = 5.65
<b>Appuis</b>	1,92	1,521	1,4	1,92	4 T 12 = 4.52

**IV.4.6.3. Les armatures de répartitions :**

$$A_{ré} = \frac{A_{adp}}{4}$$

Elément	$A_{adp.p} (\text{cm}^2)$	$A_{re} (\text{cm}^2)$	$A_{adp} (\text{cm}^2)$
<b>Travée</b>	5.65	1.41	4 T10= 3.14
<b>appuis</b>	4.52	1.13	4 T 10= 3,14

**IV.7. Espacement entre les armatures : BAEL91**

**a) Armatures longitudinale :**

$$St \leq \min (3h; 33 \text{ cm}) = \min (3 \times 14 ; 33 \text{ cm}) = \min (42 ; 33) = 33 \text{ cm}$$

- Appuis :  $100/4=25 \text{ cm}$  .

- Travée :  $100/5=20 \text{ cm}$ .

**b) Armatures de répartition :**

$$St \leq \min (4h; 45 \text{ cm}) = \min (4 \times 14; 33 \text{ cm}) = \min (56 ; 45) = 33 \text{ cm}$$

- Appuis :  $100/4=25$  cm .
- Travée :  $100/4=25$  cm .

**IV.4.8. Vérification de l'effort tranchant :****La contrainte tangente  $\tau_u$  : selon le BAEL91, Modif 99. (Art A.5.1, 1)**

$$T_u = 21.48 \text{ KN} \Rightarrow \tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{21.48 \times 10^3}{1000 \times 126} = 0,170 \text{ Mpa.}$$

Les armatures d'âme sont droites et les fissurations peu nuisibles, donc :

$$\bar{\tau} = \min\left(\frac{0,2 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ Mpa}\right) = \left(\frac{0,2 \times 25}{1,5}; 5 \text{ Mpa}\right) = 3,33 \text{ Mpa.}$$

$$\bar{\tau} = 3,33 \text{ Mpa} > \tau_u = 0,170 \text{ Mpa.}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires

**IV.4.9. vérification de la flèche : BAEL 91, Modif 99. (ART : B.6.5.1) :**

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{14}{90} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0,16 \geq 0,0625 \quad \longrightarrow \text{C.V}$
- $\frac{A}{b \times d} \leq \frac{4,20}{f_e} \Rightarrow \frac{4,52}{100 \times 12,6} \leq \frac{4,20}{400} \Rightarrow 0,0036 \leq 0,0105 \quad \longrightarrow \text{C.V}$
- On à les conditions sont non vérifiées, on passe au calcul de la flèche selon les règles de (BAEL 91)

**• Vérifications des contraintes à l'E.L.S. :**

$$M_{ser \max} = 12,62 \text{ kN.m}$$

$$M_{t_{ser}} = 0,85 \times M_{ser \max} = 10,73 \text{ kN.m}$$

$$M_{a_{ser}} = 0,4 \times M_{ser \max} = 5,05 \text{ kN.m}$$

$$\checkmark \text{ En travée : } A_s = A_t = 5,65 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

**a) Détermination de la position de l'axe neutre :**

$$\frac{b}{2} y^2 - 15 \times A_s (d - y) = 50y^2 + 84.75y - 915.30 = 0 \Rightarrow y = 3.51 \text{ cm}$$

L'axe neutre se trouve à la fibre la plus comprimée

**b) Détermination du moment d'inertie :**

$$I = \frac{b}{3} y^3 + \eta \times A_s (d - y)^2 = \frac{100}{3} \times 3.51^3 + (15 \times 5,65) \times (10,8 - 3.51)^2 \Rightarrow 5945.41 \text{ cm}^4$$

**c) Détermination de contrainte dans le béton comprimé  $\sigma_{bc}$  :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{t_{ser}}}{I} \times y = \frac{12,62 \times 10^3}{5945.41} \times 3.51 = 7,45 \text{ Mpa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 7,45 < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\checkmark \text{ En appuis : } A_s = A_t = 4,52 \text{ cm}^2 / \text{m.}$$

**d) Détermination de la position de l'axe neutre :**

$$\frac{b}{2}y^2 - \eta \times A_s (d - y) = 50y^2 + 67,8y - 854,28 = 0 \Rightarrow y = 3,51cm$$

L'axe neutre se trouve à la fibre la plus comprimée

e) Détermination du moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta \times A_s (d - y)^2 = \frac{100}{3} \times 3,51^3 + (15 \times 4,52) \times (12,6 - 3,51)^2 \Rightarrow I = 7043,64cm^4$$

f) Détermination de contrainte dans le béton comprimé  $\sigma_{bc}$  :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{t_{ser}}}{I} \times y = \frac{5,94 \times 10^3}{7043,64} \times 3,51 = 2,96Mpa$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15Mpa$$

$$\sigma_{bc} = 2,96Mpa < \overline{\sigma}_{bc} = 15Mpa \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**IV.4.9.1 Disposition du Ferrillage:**

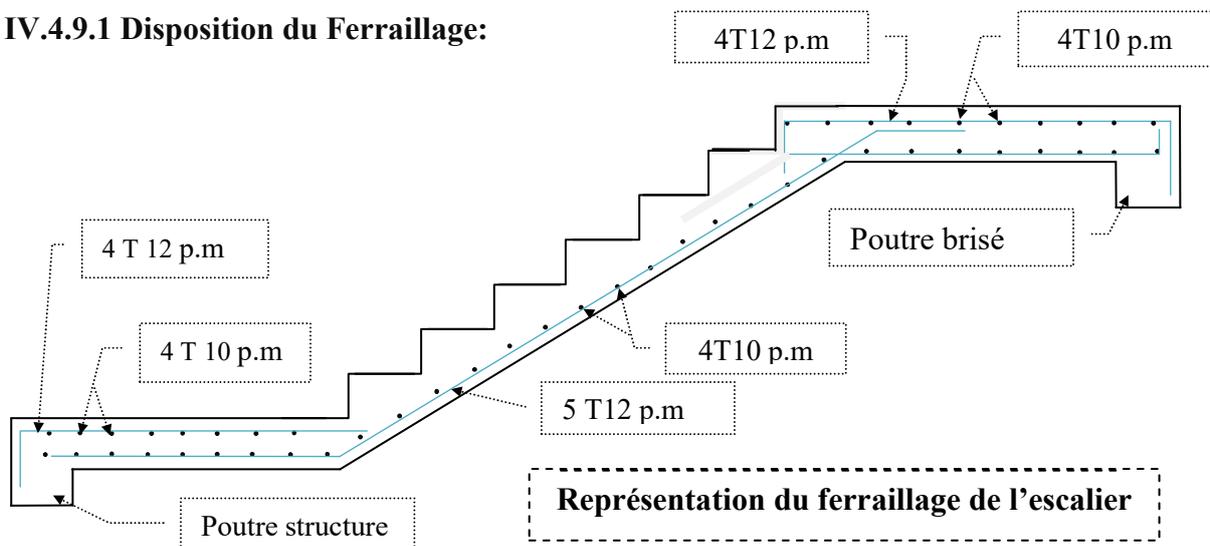


Figure IV.4.6:

**Pour l'étage RDC :**

**Type 02 :**

**IV.B.4.4.Les charges appliquées :**

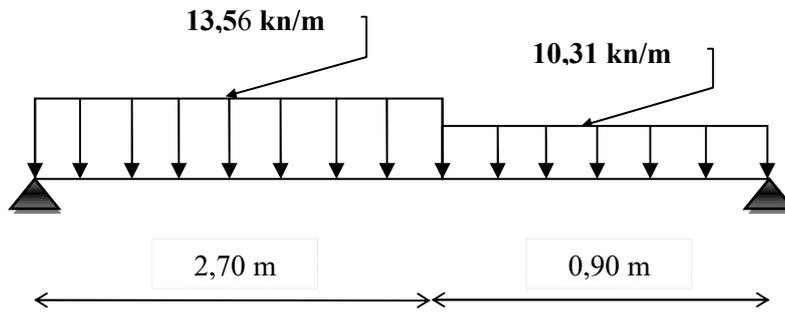
	G (KN/m²)	Q (KN/m²)
Paillasse	7,27	2,5
Palier	4,86	2,5

	Palier (KN/ml)	Paillasse (KN/ml)
E.L.U	10,31	13,56

**- IV.4.5 Combinaisons traction :**

- E.L.U :  $q_u = 1,35G + 1,5Q$

$$\frac{q_{paillasse} - q_{palier}}{q_{palier}} = \frac{13,56 - 10,31}{10,31} = 0,31 = 31\% > 10\% \quad \text{On garde le schéma statique réel.}$$



- Calcul des sollicitations se fait en utilisant ( RDM6 )
- Moments fléchissant :

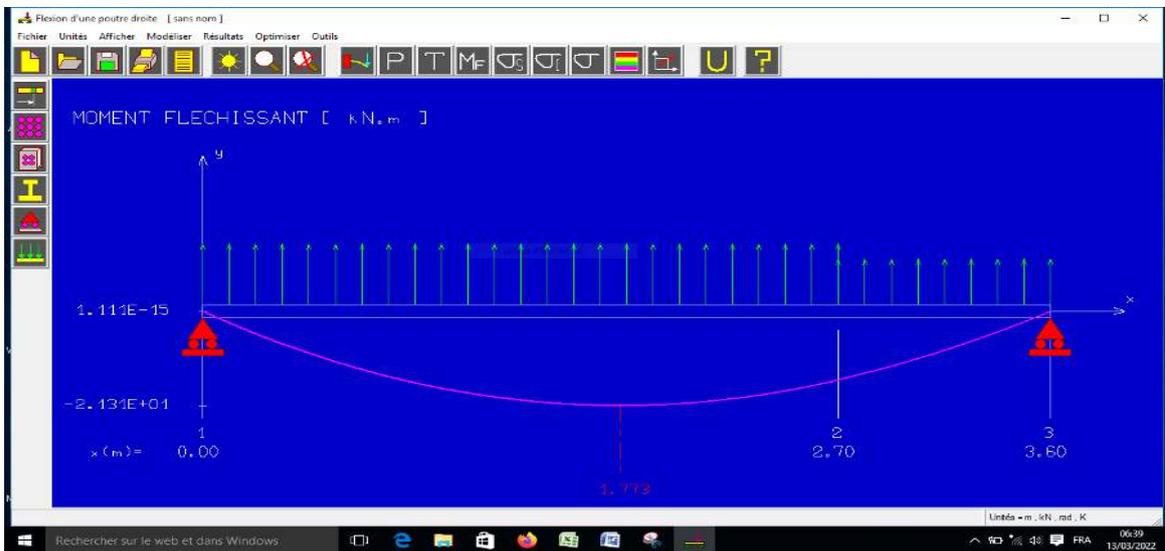


Figure IV.5 Moment Fléchissant

✓ Efforts Tranchants.

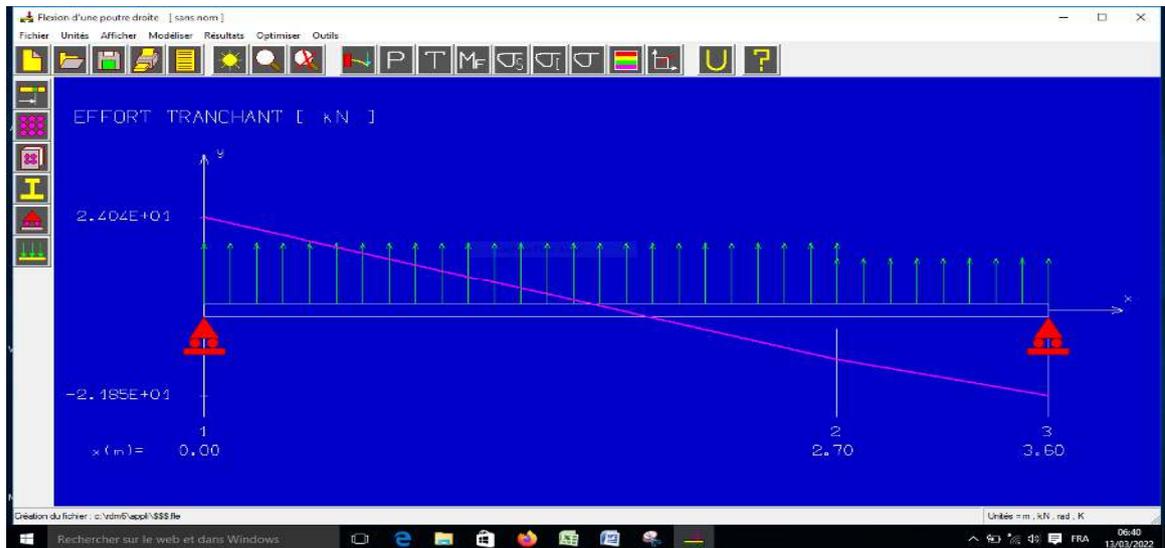


Figure IV.6 EFFORT TRANCHANT

Moment isostatique :  $M_0 = 21,31KN.m$ .

Moments sur appuis :  $M_a = 0,4 \times M_0 = 8,52KN.m$

Moments en travée :  $M_t = 0,85 \times M_0 = 18,11KN.m$

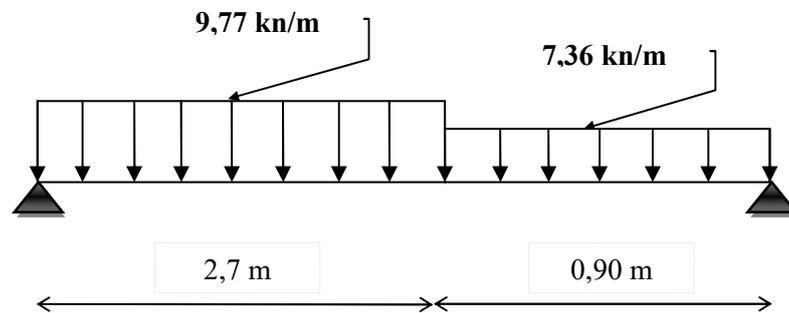
L'effort tranchant :  $T_u = 24,04KN$ .

- E.L.S :  $q_{ser} = G + Q$

	Palier (KN/ml)	Paillasse (KN/ml)
E.L.S	7,36	9,77

$$\frac{q_{paillasse} - q_{palier}}{q_{palier}} = \frac{9,77 - 7,36}{7,36} = 0,32 = 32\% > 10\%$$

On garde le schéma statique réel.



▪ Calcul des sollicitations se fait en utilisant ( RDM6 )

✓ Moments fléchissant :

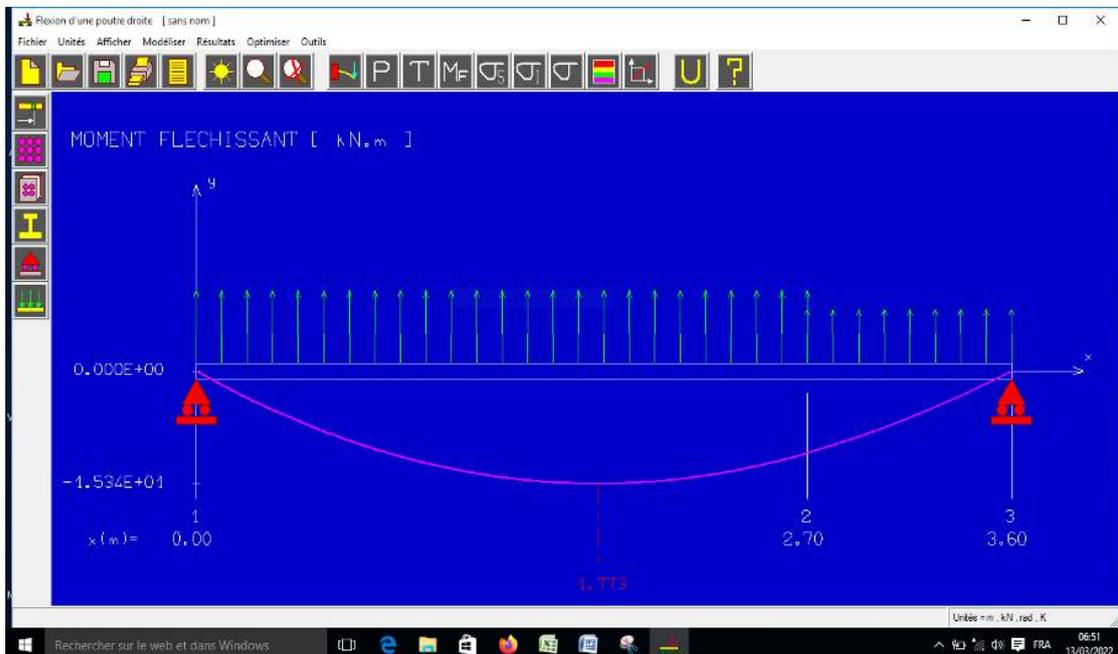


Figure IV.7 Moment Fléchissant

✓ Efforts Tranchants :

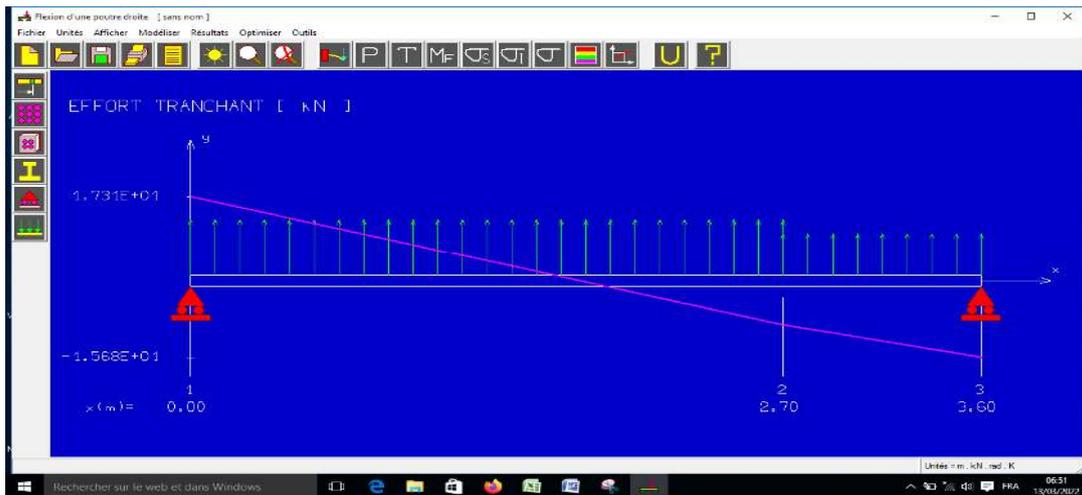


Figure IV.8 EFFORT TRANCHANT

Moment isostatique :  $M_0 = 15,34 \text{ KN.m}$ .

Moments sur appuis :  $M_a = 0,4 \times M_0 = 6,14 \text{ KN.m}$

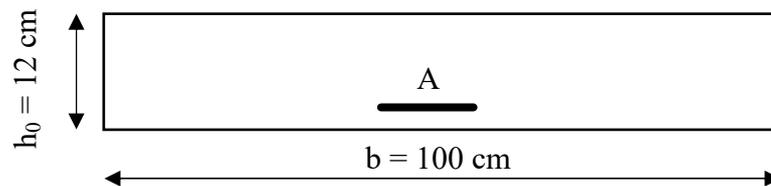
Moments en travée :  $M_t = 0,85 \times M_0 = 13,04 \text{ KN.m}$

L'effort tranchant :  $T_u = 17,31 \text{ KN}$ .

Tableau récapitulatif :

	$M_0$ (kn.m)	$M_a=0,4M_0$	$M_t = 0,85 M_0$	$T_u$ (Kn)
U.L.U	21,31	8,52	18,11	24,04
U.L.S	15,34	6,14	13,04	17,31

IV.4.6 . Calcul du ferrailage :



IV.4.6.1. Armatures longitudinales : (la paille).

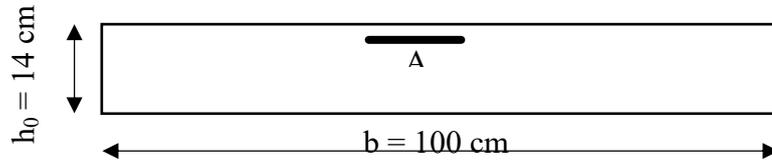
$f_e = 400 \text{ MPa}$  ,  $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$  ,  $f_{bc} = 14,2 \text{ MPa}$  ,  $\mu_l = 0,392$  ,  $\mu < \mu_l$   $\dot{\lambda} = 0$

avec :  $\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = 0,109$ ; l'enrobage :  $c = 2 \text{ cm}$  ;  $e = 12 \text{ cm}$  ;  $d = 10,8 \text{ cm}$  ;  $b = 100 \text{ cm}$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,145 ; \quad \beta = (1 - 0,4 \times \alpha) = 0,942$$

$$A = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{18,11 \times 10^3}{0,942 \times 10,8 \times 348} = 5,12 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

IV.4.6.2.Armatures longitudinales : (le palier).



avec :  $\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = 0,038$ ; l'enrobage :  $c = 2cm$  ;  $e = 14cm$  ;  $d = 12.6cm$  ;  $b = 100cm$

$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,048$  ;  $\beta = (1 - 0,4 \times \alpha) = 0,981$

$A = \frac{Mu}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{8,52 \times 10^3}{0,981 \times 12,6 \times 348} = 1,98cm^2 / ml$

	Mu	$\mu$	$\alpha$	$\beta$	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )
Travée	18,11	0,109	0,145	0,942	5.12
Appuis	8,52	0,038	0,048	0,981	1,98

2. E.L.S :

Il faut vérifier :  $\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$  ; avec :  $\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$

	M <sub>u</sub> (KN.m)	M <sub>ser</sub> (KN.m)	$\gamma$	f <sub>c28</sub> (Mpa)	$\alpha$	$\bar{\alpha}$	condition
En travée	18.11	13.04	1,39	25	0,145	0.445	C.V
En Appuis	8.52	6.14	1,39	25	0,048	0.445	C.V

♦ Condition de non fragilité :BAEL 91

A/Palier :

$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 12,6 \times \frac{2,1}{400} = 1,521cm^2 / ml$

B/Palliasse :

$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 10,8 \times \frac{2,1}{400} = 1,304cm^2 / ml$

♦ Pourcentage minimal :BAEL91

Appuis :  $A_L = 0,1\% b \times h = 0,001 \times 100 \times 14 = 1,4cm^2$

Travée :  $A_L = 0,1\% b \times h = 0,001 \times 100 \times 12 = 1,2cm^2$

Elément	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>L</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>max</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adp</sub> (cm <sup>2</sup> )
Travée	5.12	1,304	1,2	5.12	5 T 12 = 5.65
Appuis	1,98	1,521	1,4	1,98	4 T 12 = 4.52

**IV.4.6.3. Les armatures de répartitions :**

$$A_{re} = \frac{A_{adp}}{4}$$

Elément	$A_{adp.p} (cm^2)$	$A_{re} (cm^2)$	$A_{adp} (cm^2)$
Travée	5.65	1.41	4 T10= 3.14
appuis	4.52	1.13	4 T 10= 3,14

**IV.4.7. Espacement entre les armatures : BAEL91****c) Armatures longitudinale :**

$$St \leq \min (3h; 33 \text{ cm}) = \min (3 \times 14 ; 33 \text{ cm}) = \min (42 ; 33) = 33 \text{ cm}$$

- Appuis :  $100/4=25 \text{ cm}$  .

- Travée :  $100/5=20 \text{ cm}$ .

**d) Armatures de répartition :**

$$St \leq \min (4h; 45 \text{ cm}) = \min (4 \times 14; 33 \text{ cm}) = \min (56 ; 45) = 33 \text{ cm}$$

- Appuis :  $100/4=25 \text{ cm}$  .

- Travée :  $100/4=25 \text{ cm}$  .

**IV.4.8. Vérification de l'effort tranchant :**

**La contrainte tangente  $\tau_u$  : selon le BAEL91, Modif 99. (Art A.5.1, 1)**

$$T_u = 21.48 \text{ KN} \Rightarrow \tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{24.04 \times 10^3}{1000 \times 126} = 0,191 \text{ Mpa.}$$

Les armatures d'âme sont droites et les fissurations peu nuisibles, donc :

$$\bar{\tau} = \min \left( \frac{0,2 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ Mpa} \right) = \left( \frac{0,2 \times 25}{1,5}; 5 \text{ Mpa} \right) = 3,33 \text{ Mpa.}$$

$$\bar{\tau} = 3,33 \text{ Mpa} > \tau_u = 0,191 \text{ Mpa.}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires

**IV.4.9. vérification de la flèche : BAEL 91, Modif 99. (ART : B.6.5.1) :**

$$\bullet \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{14}{90} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0,16 \geq 0,0625 \longrightarrow \text{C.V}$$

$$\bullet \frac{A}{b \times d} \leq \frac{4,20}{f_e} \Rightarrow \frac{4,52}{100 \times 12,6} \leq \frac{4,20}{400} \Rightarrow 0,0036 \leq 0,0105 \longrightarrow \text{C.V}$$

• On à les conditions sont non vérifiées, on passe au calcul de la flèche selon les règles de (BAEL 91).

• **Vérifications des contraintes à l'E.L.S. :**

$$M_{ser\ max} = 15.34\ kN.m$$

$$Mt_{ser} = 0,85 \times M_{ser\ max} = 13.04\ kN.m$$

$$Ma_{ser} = 0,4 \times M_{ser\ max} = 6.14\ kN.m$$

✓ **En travée :**  $A_s = A_t = 5,65\ cm^2 / m$

**g) Détermination de la position de l'axe neutre :**

$$\frac{b}{2}y^2 - 15 \times A_s(d - y) = 50y^2 + 84.75y - 915.30 = 0 \Rightarrow y = 3.51\ cm$$

L'axe neutre se trouve à la fibre la plus comprimée

**h) Détermination du moment d'inertie :**

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta \times A_s(d - y)^2 = \frac{100}{3} \times 3.51^3 + (15 \times 5,65) \times (10,8 - 3.51)^2 \Rightarrow 5945.41\ cm^4$$

**i) Détermination de contrainte dans le béton comprimé  $\sigma_{bc}$  :**

$$\sigma_{bc} = \frac{Mt_{ser}}{I} \times y = \frac{13.04 \times 10^3}{5945.41} \times 3.51 = 7,70\ Mpa$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15\ Mpa$$

$$\sigma_{bc} = 7,70 < \overline{\sigma}_{bc} = 15\ Mpa \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

✓ **En appuis :**  $A_s = A_t = 4,52\ cm^2 / m$ .

**j) Détermination de la position de l'axe neutre :**

$$\frac{b}{2}y^2 - \eta \times A_s(d - y) = 50y^2 + 67,8y - 854,28 = 0 \Rightarrow y = 3,51\ cm$$

L'axe neutre se trouve à la fibre la plus comprimée

**k) Détermination du moment d'inertie :**

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta \times A_s(d - y)^2 = \frac{100}{3} \times 3,51^3 + (15 \times 4,52) \times (12,6 - 3,51)^2 \Rightarrow I = 7043,64\ cm^4$$

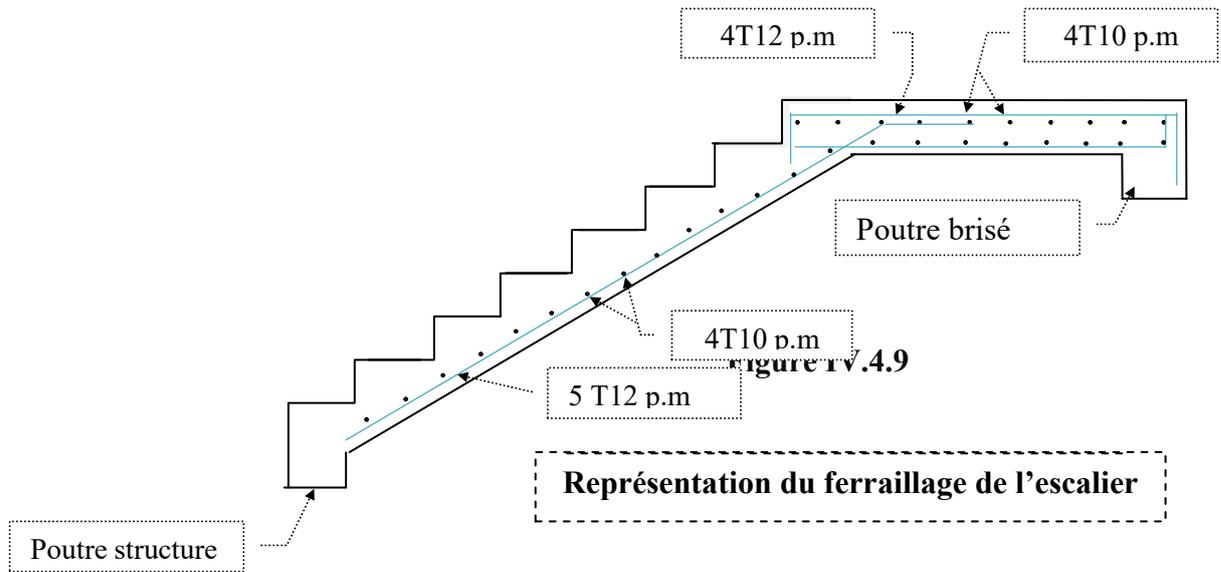
**l) Détermination de contrainte dans le béton comprimé  $\sigma_{bc}$  :**

$$\sigma_{bc} = \frac{Mt_{ser}}{I} \times y = \frac{6.14 \times 10^3}{7043,64} \times 3,51 = 3.06\ Mpa$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15\ Mpa$$

$$\sigma_{bc} = 3.06\ Mpa < \overline{\sigma}_{bc} = 15\ Mpa \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

IV.4.9.1 Disposition du Ferrillage:



IV.5. Pré dimensionnement de la poutre limon (Brisé) :

IV.5.1.a. Détermination de la hauteur :

Selon le BAEL 91 A partir de la condition de la flèche

La hauteur ( h ) de la poutre palière doit être :

$$\frac{L}{15} \leq ht \leq \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{360}{15} \leq ht \leq \frac{360}{10} \Rightarrow 24 \leq ht \leq 36$$

On prend : ht = 35 cm et b=30 cm.

IV.5.1.b. Vérification :

$$\left. \begin{array}{l} b \geq 20cm \\ \frac{ht}{b} \leq 4 \\ ht \geq 30cm \end{array} \right\} \Rightarrow \left. \begin{array}{l} b = 30cm > 20cm \dots\dots\dots V\acute{e}rifi\acute{e} \\ \frac{ht}{b} = 1,2 < 4 \dots\dots\dots V\acute{e}rifi\acute{e} \\ ht = 35cm \geq 30cm \dots\dots\dots V\acute{e}rifi\acute{e} \end{array} \right\}$$

IV.5.2.Descente des charges :

Poids propre de la poutre :

Réaction du palier sur la poutre = 21,48 KN / ml

Palier = 25x0,35x0,30 = 2,63KN / ml

volée =  $\frac{25 \times 0,3 \times 0,35}{\cos 29,54^\circ} = 3,02KN / ml$  .

Réaction des marches en castrés= 13,56 KN / ml

Poids des murs en brique (ep = 15cm) =  $2,83 \frac{(3,06 - 0,12)}{2} = 4,16 KN / ml$

Palier : Q1=21,48+1,35 (4,16+2,63) =30,65KN/ml.

Volée : Q2=13,56+1,35(3,02+2,63) =21,19 KN/ml.

### IV.5.3.1. Déterminations du moment et l'effort tranchant On utilise la méthode R-D-M

$$\sum F/y = 0 \Rightarrow RA+RB=2(Q1 \times 0,9)+Q2 \times 1,8 ; RA+RB=93,31 \text{ KN/ml}$$

$$\sum M/A = 0 \Rightarrow RA = RB=46,66 \text{ KN.}$$

### IV.5.3.2. Diagramme de moment fléchissant:

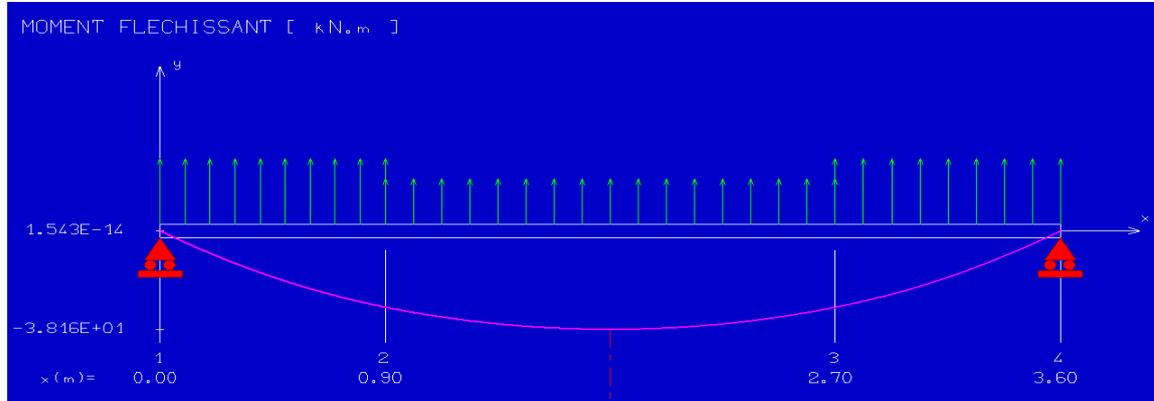


Figure IV 10: Diagramme des moments fléchissant

Le moment est max =38,16 kn.m.

### IV.5.4 diagramme de l'effort tranchant :

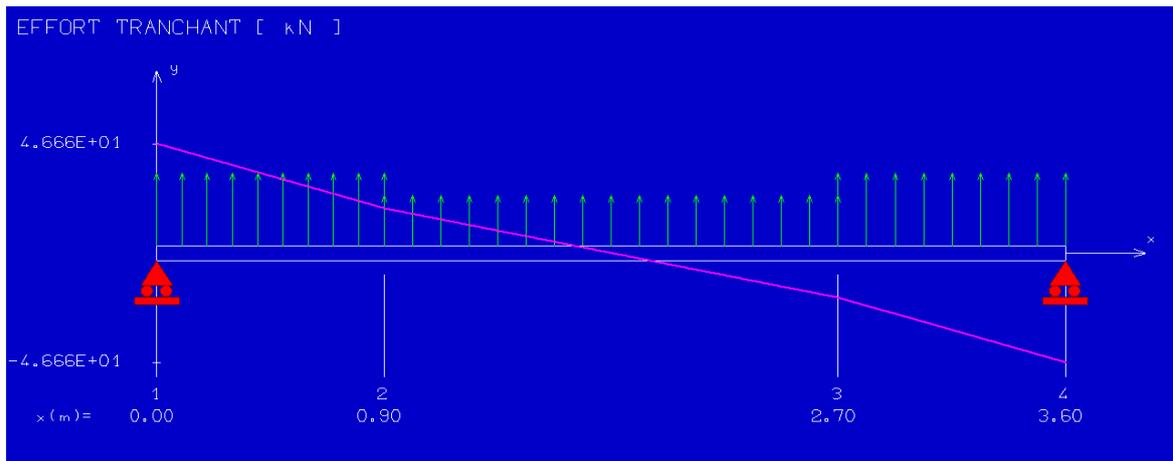


Figure IV 11: Diagramme des efforts tranchants

### Calcul de ferrailage:

En travée:

$$M_t = 0,9M_{\max} = 0,9 \times 38,16 \Rightarrow M_t = 34,34 \text{ kn.m}$$

On prend :  $C = 2 \text{ cm}$  ;  $h = 35 \text{ cm}$  ;  $d = 0,9 \times h = 31,5 \text{ cm}$  ;  $b = 30 \text{ cm}$

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{34,34 \times 10^3}{30 \times 31,5^2 \times 14,2} = 0,08 < 0,392 \Rightarrow (A'_s = 0)$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - (2 \times 0,08)}) = 0,104$$

$$\beta = 1 - (0,4 \times \alpha) = 1 - (0,4 \times 0,104) = 0,9584$$

$$\sigma_s = \frac{fe}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$A = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{34,34 \times 10^3}{0,9848 \times 31,5 \times 348} = 3,18 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte : (3 HA12) avec :  $A_s = 3,39 \text{ cm}^2$

**En appuis :**

$M_a = 0,2 M_{\max} = 38,16 \times 0,2$  ; donc  $M_a = 7,63 \text{ kn.m}$

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{7,63 \times 10^3}{30 \times 31,5^2 \times 14,2} = 0,018 < 0,392 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - (2 \times 0,018)}) = 0,023$$

$$\beta = 1 - (0,4 \times \alpha) = 1 - (0,4 \times 0,023) = 0,9908$$

$$\sigma_s = \frac{fe}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$A = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{7,63 \times 10^3}{0,9908 \times 31,5 \times 348} = 0,70 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

on adopte : 3HA12 avec :  $A_s = 3,39 \text{ cm}^2$ .

**IV.5.5. Dessin de ferrailage de la poutre limon:**

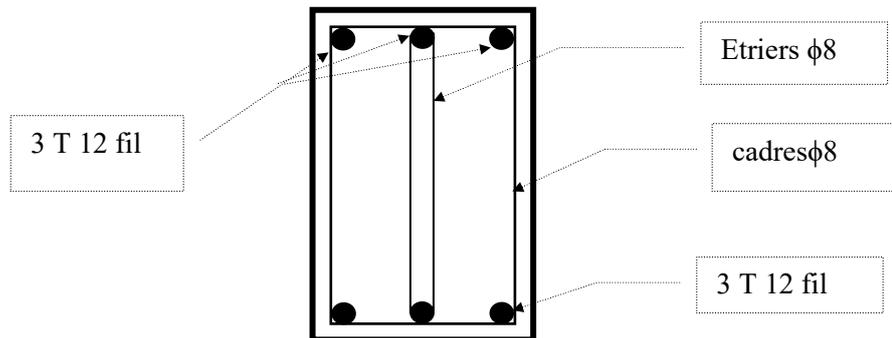


Figure IV 12: Diagramme des moments

**IV.6.Vérifications :**

**IV.6.1.Condition de non fragilité : BAEL 91**

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 30 \times 31,5 \times \frac{2,1}{400} = 1,14 \text{ cm}^2$$

- Pour travée :  $A_{\text{adopte}} = 3,39 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,14 \text{ cm}^2$  .....Vérifie.
- Pour appuis :  $A_{\text{adopte}} = 3,39 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,14 \text{ cm}^2$  .....Vérifie.

**IV.6.2.Contrainte transversale : BAEL 91**

**IV.6.2.a. Contrainte de cisaillement :**

$$T_u = 46,66 \text{ KN} \Rightarrow \tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{46,66 \times 10^3}{300 \times 315} = 0,493 \text{ Mpa.}$$

**IV.6.2.b. Comme la fissuration est préjudiciable:**

$$\bar{\tau} = \min\left(\frac{0,2 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 5Mpa\right) = \left(\frac{0,2 \times 25}{1,5}; 5Mpa\right) = 3,33Mpa.$$

$$\bar{\tau} = 3,33Mpa > \tau_u = 0,493Mpa. \dots\dots\dots \text{Vérifie.}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires

**IV.6.2.c. Diamètre des armatures transversales  $\phi_t$  :**

$$\phi_t = \min\left(\phi_t, \frac{ht}{35}, \frac{b}{10}\right) = \min(12, 10, 30)$$

On choisit  $\phi_t = 8mm$ , On adopte **4  $\phi$  8** soit :  **$A_t=2,01$**

**IV.6.2.d. Calcul de l'espacement :**

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b \cdot s_t} \geq \max\left(\frac{\tau_u}{2}, 0,4Mpa\right)$$

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b \cdot s_t} \geq \max(0,37Mpa, 0,40Mpa), \frac{A_t \cdot f_e}{b \cdot s_t} \geq 0,40Mpa.$$

$$S_t \leq \frac{A_t \cdot f_e}{0,40 \cdot b} \Rightarrow S_t \leq \frac{2,01 \times 400}{0,40 \times 30} \Rightarrow S_t \leq 67cm.$$

$$S_t \leq \min(0,9d; 40cm) \Rightarrow S_t \leq \min(28,35; 40cm) \Rightarrow S_t \leq 28,35cm.$$

**Zone nodal :**  $\Rightarrow S_t \leq \min(10\phi_t, 15cm) \Rightarrow S_t \leq 12cm.$

**Zone courante :**  $\Rightarrow S_t \leq 15\phi_t, 15cm) \Rightarrow S_t \leq 18cm.$

La quantité d'armature transversales minimales est donnée par :

$$\text{Zone nodal : } \Rightarrow A_t = 0,003 \cdot S_t \cdot b \Rightarrow S_t \leq \frac{A_t}{0,003 \cdot b} = \frac{2,01}{0,003 \cdot 30} \Rightarrow S_t \leq 22,33cm.$$

**On prend  $S_t = 20$  cm**

$$\text{Zone courante : } S_t \leq \frac{ht}{2} \Rightarrow S_t \leq 17,50cm.$$

**On prend  $S_t = 15$  cm**

**IV.6.3. ancrage des barres au niveau des appuis :**

La section d'armature doit que : (règle de BAEL 91 page 126)

$$A_{s_{\min}} \geq \frac{T - \left(\frac{M_u}{0,9d}\right)}{\frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{46,66 - \left(\frac{34,34}{0,9 \times 31,5}\right)}{1,15} \Rightarrow A_{s_{\min}} \geq 0,13cm^2.$$

$$A_s = 2,01cm^2 \geq A_{s_{\min}} 0,13cm^2 \dots\dots\dots \text{vérifié.}$$

Les armatures doivent être ancrées aude le du bord d'appuis pour équilibrer l'effort  $V$ .

$$V = \left[ T - \frac{M_u}{0,9.d} \right]$$

#### IV.6.4.a. contrainte d'adhérence :

La contrainte d'adhérence est supposée constante sur la longueur nécessaire pour équilibrer l'effort axial exercé sur l'armature (longueur d'ancrage).

$$\tau_{su} = 0,6\Psi^2 f_{c28} \quad \text{avec } \Psi = 1,5(HA)$$

$$\tau_{su} = 0,6(0,15)^2 \times 2,1 \Rightarrow \tau_{su} = 2,835 \text{ Mpa.}$$

#### IV.6.4.b. contrainte d'adhérence : (précis de calcul B.A page 236).

$$L_s = \frac{\Phi_l \cdot f_e}{4\tau_{su}} \Rightarrow L_s = \frac{1,4 \times 400}{4 \times 2,835} = 49,38 \text{ cm.}$$

$L_s = 40\Phi_l$  (Valeur forfaitairement pour acier H.A FeE400).

$L_s = 40 \times 1,2 = 48 \text{ cm}$  On choisit:  $L_s = 50 \text{ cm}$ .

On prévoit une courbe égale à :  $r = 5,5\emptyset (HA) \Rightarrow r = 6,6 \text{ cm}$ .

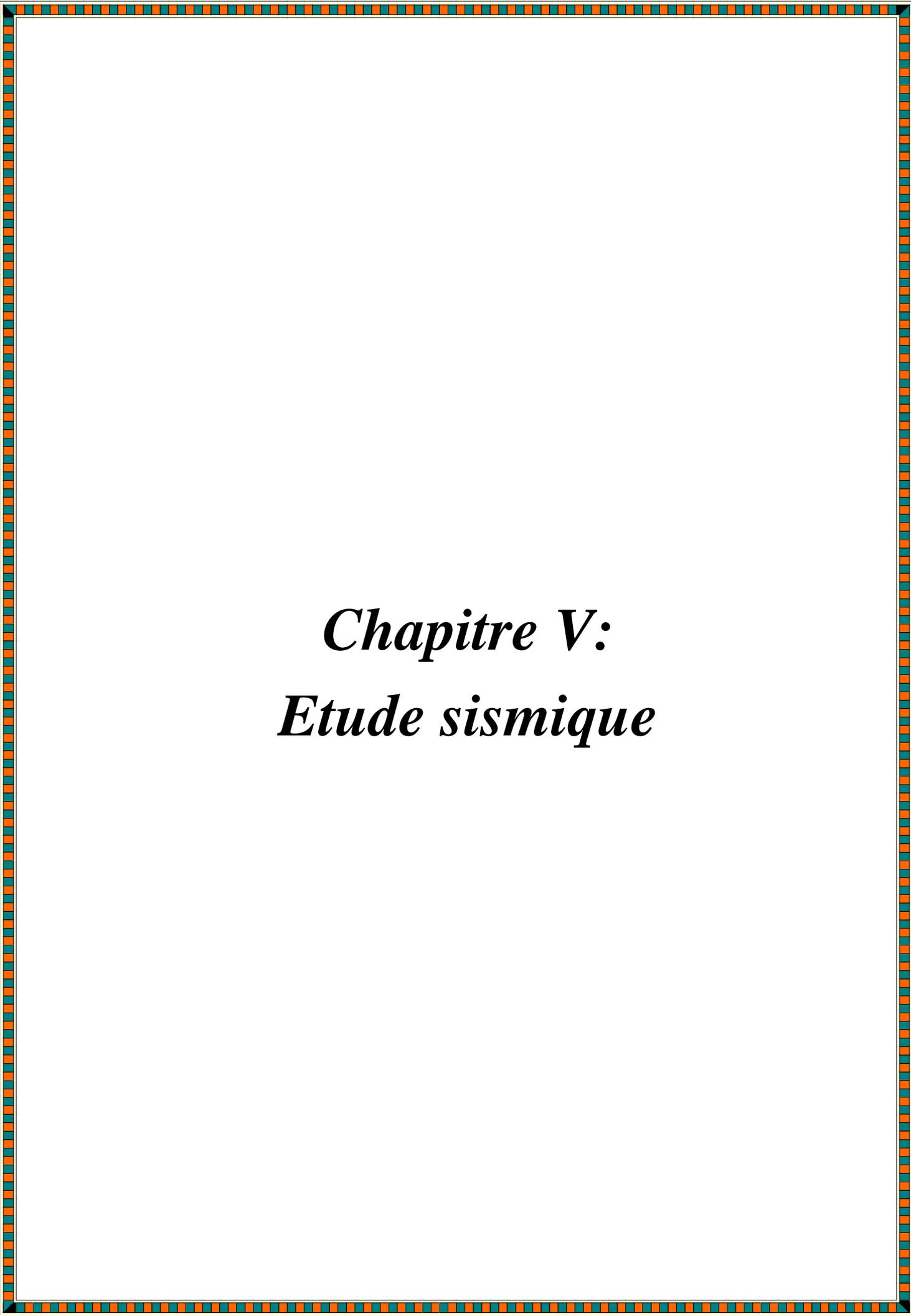
#### IV.6.5. Vérification de la flèche :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{35}{360} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0,09 \geq 0,0625 \dots \dots \dots \text{Vérifié}$$

$$\frac{A}{b \times d} \leq \frac{4,20}{f_e} \Rightarrow \frac{3,18}{30 \times 31,50} \leq \frac{4,20}{400} \Rightarrow 0,0033 \leq 0,0105 \dots \dots \dots \text{Vérifié}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_T}{10M_0} \Rightarrow \frac{35}{360} = 0,09 \geq \frac{34,34}{10 \times 38,16} \Rightarrow 0,090 \geq 0,089 \dots \dots \dots \text{Vérifié}$$

Les contraintes préliminaires sont vérifiées, donc le calcul de la flèche est inutile.



*Chapitre V:*  
*Etude sismique*

### V.1. Introduction

L'étude sismique consiste à évaluer les efforts de l'action accidentelle (séisme) sur le bâtiment Ce phénomène naturel peut causer des pertes humaines et matérielles ce qui rend l'étude du comportement de structure sous l'effet des actions dynamique dues au séisme est obligatoire et doit être justifié selon les règles parasismiques algériennes RPA99 /V2003 (Art. 4.1.1).

### V.2. Méthode de calcul : proposée pour le RPA99 (Art. 4.1.1)

Le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes:

- Par la méthode statique équivalente.
- Par la méthode d'analyse modale spectrale.
- Par la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

#### La méthode dynamique :

Le calcul dynamique consiste à déterminer les modes propres de vibration de la structure ainsi que leurs natures (modes de torsion ou de translation) ; les caractéristiques de la structure sont déterminées par le logiciel **ETABS V 9.6** et ceci en adoptant une modélisation par un modèle tridimensionnel encastré a la base et où les masses sont concentrées au niveau des centre de gravité des planchers avec trois degrés de liberté (2 translations horizontales et une rotation d'axe vertical).

### V.3. Classification de l'ouvrage selon les RPA99 / Version 2003

- Notre ouvrage est implanté à TIARET donc en Zone I.
- Notre bâtiment a classé dans le Groupe d'usage B2.
- Notre ouvrage, est en présence d'un sol Meuble catégorie S3.

selon l'article (4.1.2.b Zone I) et groupe d'usage 1B mais elle dépasse 17m) d'où la méthode utilisée c'est la méthode d'analyse modale spectrale.

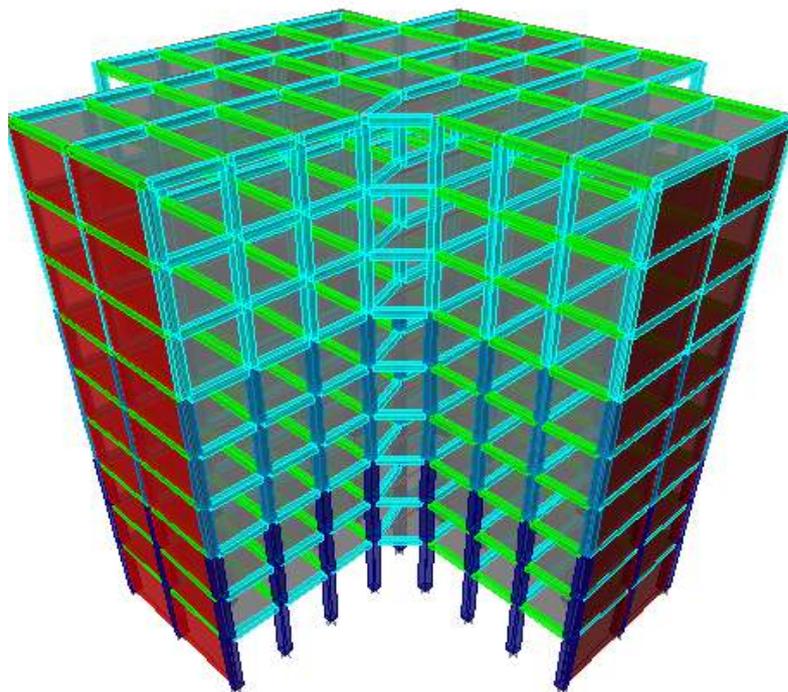
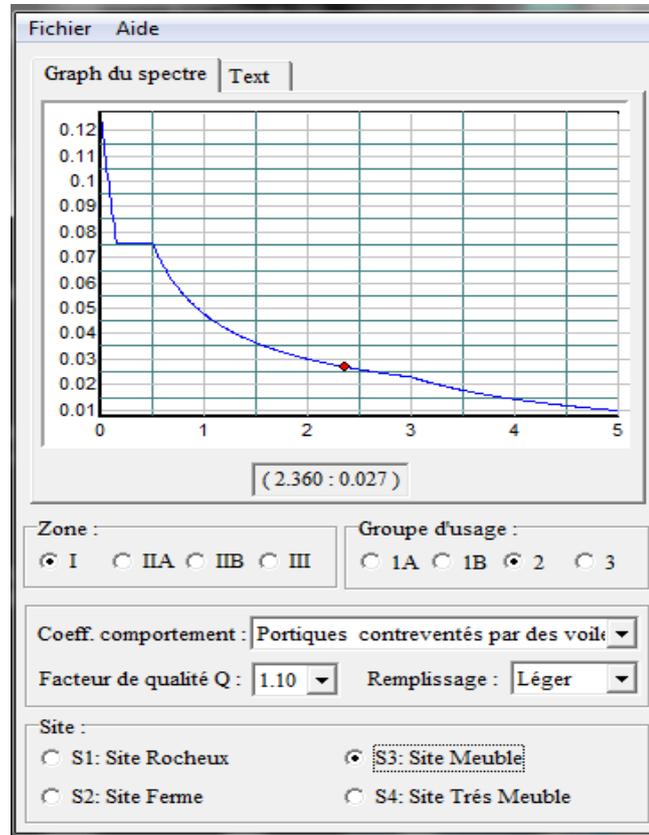


Figure V.1 : Modélisation de la structure a l'aide de logiciel « ETABS V9.6 »

V.4. Spectre de réponse de calcul RPA99-v2003 (Art:4.3.3)

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :



a) Spectre de réponse de calcul :

L'action sismique est représenté par le spectre de calcul suivant

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25A \left(1 + \frac{T}{T_1}\right) \left(2,5\eta \frac{Q}{R} - 1\right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta (1,25A) \times \left(\frac{Q}{R}\right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta (1,25A) \left(\frac{Q}{R}\right) \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2,5\eta (1,25A) \left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3} \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R}\right) & T > 3.0 \text{ s} \end{cases}$$

b) Critères de classification selon les RPA99/Version 2003

▪ Régularité en plan et en élévation

Notre structure est classée irrégulière en plan

$$0,25 \leq \frac{L_x}{L_y} \leq 4$$

$$0,25 \leq 1 \leq 4$$

Condition vérifiée

$$\frac{k}{Lx} \leq 0,25 \rightarrow \frac{10,4}{24,03} = 0,4 > 0,25 \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{ly}{Ly} \leq 0,25 \rightarrow \frac{16,69}{26,03} = 0,64 > 0,25 \quad \text{Condition vérifiée}$$

Notre structure est classée irrégulière en plan.

### c) Calcul de la force sismique totale

La force sismique totale  $V$ , appliquée à la base de la structure, doit être calculée Successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule 4.1 des RPA99/Version 2003 :

$$V = \frac{A \times D \times Q \times W}{R}$$

Avec

- **A** : coefficient d'accélération de zone, donné par le tableau (4.1) de RPA99/Version 2003 suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.
- **D** : facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement ( $\eta$ ) et de la période fondamentale de la structure ( $T$ ).
- **R** : coefficient de comportement global de la structure, sa valeur unique est Donnée par le tableau (4.3) des RPA99/Version 2003 en fonction du système de Contreventement.
- **Q** : facteur de qualité de la structure, est fonction de la redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent, de la régularité en plan et en élévation et de la qualité du contrôle de la construction

#### ◆ Coefficient d'accélération de zone (A)

Le coefficient d'accélération de zone **A** est donne par le tableau (4.1) du RPA en fonction de la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment. Dans notre cas nous avons d'après les RPA : Pour une structure située en Zone (I) avec un groupe d'usage 2 on a **A = 0,08**

#### ◆ Facteur d'amplification dynamique moyen (D)

Le Facteur d'amplification dynamique moyen **D** est fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement ( $\eta$ ) et de la période fondamentale de la structure ( $T$ ) selon

formule suivante :

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3 \text{ s} \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T \leq 3 \text{ s} \end{cases}$$

Le facteur de correction d'amortissement «  $\eta$  » est donnée par la formule suivante :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0,7$$

$\xi$  : 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.1: Pourcentage d'amortissement critique

#### d) Estimation de la période fondamentale de la structure :

La valeur de la période fondamentale « T » de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante :  $T = C_t h_N^{3/4}$  (I)

$h_N$  : 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.

Si on est dans le cas n° 3 ou 4, on peut également utiliser la formule :  $T = 0,09 \frac{h_N}{\sqrt{D}}$  (II)

D : Dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

Dans ce cas de figure, il y a lieu de retenir dans chaque directions considérée la plus petite des deux valeurs donnée respectivement par I et II.

On a un sol meuble  $\Rightarrow$  site2 donc  $T_1 = 0,15 \text{ sec}$  et  $T_2 = 0,50 \text{ sec}$

$$T_a = C_t [h_N]^{(3/4)} = 0,05 \times [28,56]^{(3/4)} = 0,62 \text{ sec}$$

$$T_b = \begin{cases} T_x = 0,09 \frac{h_N}{\sqrt{D_x}} = 0,09 \times \frac{28,56}{\sqrt{25,55}} = 0,51 \text{ sec} \\ T_y = 0,09 \frac{h_N}{\sqrt{D_y}} = 0,09 \times \frac{28,56}{\sqrt{25,55}} = 0,51 \text{ sec} \end{cases}$$

$$T_{sta} = \min(T_a, T_b)$$

$$T_{sta} = \begin{cases} T_x = 0,51 \text{ sec} \\ T_y = 0,51 \text{ sec} \end{cases}$$

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0,7 \Rightarrow \eta = \sqrt{\frac{7}{2 + 7}} = 0,88 ; \xi = 0,7\%$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{on a ;} \\ T_2 \leq T \leq 3 \text{ s} \end{array} \right.$$

$$2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} = 2,5 \times 0,88 \left(\frac{0,5}{0,51}\right)^{\frac{2}{3}} = 2,17$$

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 donné 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	<b>0</b>	<b>0,10</b>

**Tableau V.2 : Pénalité à retenir pour le critère de qualité.**

Voici les critères à prendre en compte :

$$Q = 1 + (0,00 + 0,00 + 0,00 + 0,00 + 0,00 + 0,10) = 1,1$$

R : Coefficient de comportement global de la structure

Notre structure est une structure mixte portique /voile avec interaction et par

Conséquent le coefficient de comportement  $R = 4$  (Tableau. 4.3 des RPA99/Version 2003)

- Une première constatation vise à placer en plan un nombre suffisant et une meilleure disposition des voiles de contreventement, pour cela plusieurs tentatives ont été abordées à commencer par la variante proposée par le BET

Cette mauvaise disposition de voiles tend à provoquer une torsion au mode fondamental de vibration de notre structure ce qui nous conduit à chercher une deuxième variante avec une meilleure disposition.

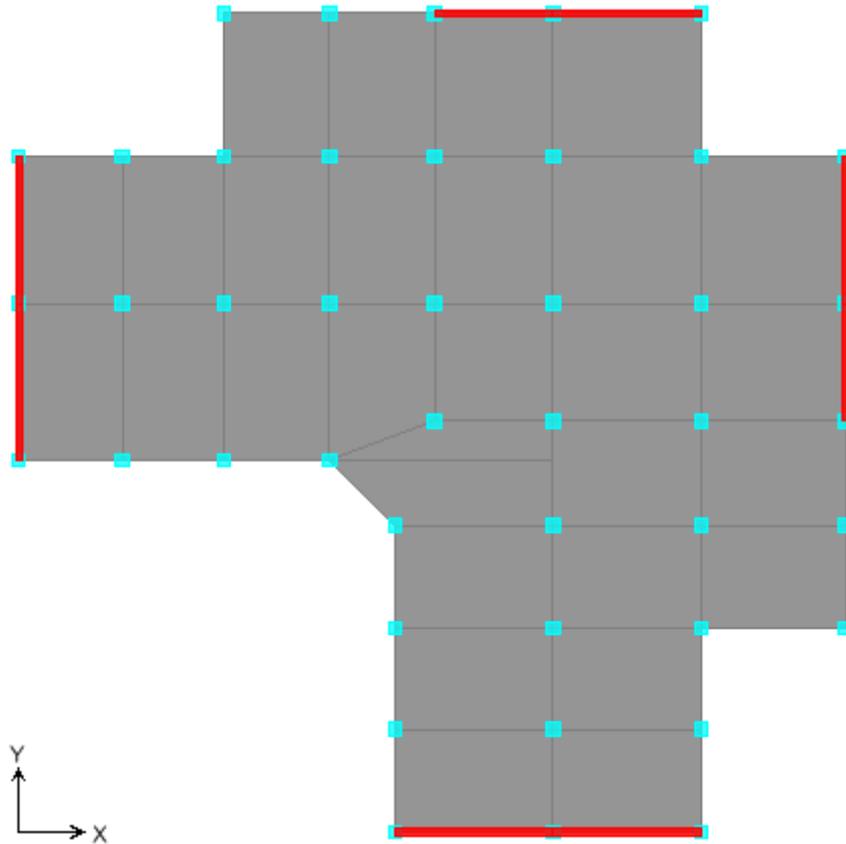


Figure 2 : disposition des voiles contreventement

Mode	Period	UX	UY	SumUX	SumUY
1	0.485853	11.7621	55.8244	11.7621	55.8244
2	0.465233	56.9864	12.5116	68.7485	68.3361
3	0.273171	1.0138	1.1507	69.7622	69.4868
4	0.114735	7.433	13.2037	77.1953	82.6905
5	0.11071	13.4531	7.8826	90.6484	90.5731
6	0.062713	0.4073	0.423	91.0556	90.9961
7	0.053566	2.3411	3.2869	93.3968	94.283
8	0.05191	3.3908	2.4711	96.7876	96.7541
9	0.034656	0.8507	1.1522	97.6383	97.9063
10	0.033699	1.1385	0.8553	98.7768	98.7617
11	0.029311	0.0624	0.0629	98.8392	98.8246
12	0.025918	0.3106	0.4058	99.1498	99.2304

Tableau V.3 période et facteurs de participation massique du modèle

**Mode 3 (torsion) :  $T= 0,27$  s.**

On remarque qu'il y'a toujours une torsion de la structure au mode 3

Nous proposons alors comme premier critère de contreventer les angles du bâtiment pour contrecarrer cette torsion: on passe à la troisième variante

**Mode 1 : translation  $T= 0,49$  s.****V.5. Chargement de portique****V.5.1 Etude sous les charges verticales**

L'étude sous charges verticales et horizontales nous permet de déterminer tous les efforts qui sollicitent les éléments (poteaux, poutres) dans les différents nœuds et travées. Pour

Déterminer les sollicitations on a utilisé le programme ETABS, ETABS ce qui nous à permis de calculer les portiques.

**V.5.2. Le chargement**

Pour déterminer le chargement du portique on calcule les charges supportées par les poutres.

**Poutre principale (30x40) cm<sup>2</sup>****Sens longitudinal****Portique de rive :**

Niveau	Charge $W_i$ (KN)	Charge $G_T$ (KN)	Surcharge $Q$ (KN)
Terrasse	Acrotère=1,71	16,27	1x4 /2=2
	Poids propre =0,4x0,35x25=3,5		
	Plancher=5,53x4/2=11,06		
RDC au 8 <sup>eme</sup>	Plancher=5,09x4/2=10,18	19,78	1,5x4/2=3
	Mur=2,81x2,71x0,8=6,1		
	Poids propre =0,4x0,35x25=3,5		

**Portique intermédiaire :****Type1 :**

Niveau	Charge $W_i$ (KN)	Charge $G_T$ (KN)	Surcharge $Q$ (KN)
Terrasse	Poids propre =0,4x0,35x25=3,5	25,62	1x4=4
	Plancher=5,53x4=22.12		
RDC au 8 <sup>eme</sup>	Plancher=5,09x4=20.36	23,86	1,5x4=6
	Poids propre =0,4x0,35x25=3,5		

## Type 2 :

Niveau	Charge $W_i$ (KN)	Charge $G_T$ (KN)	Surcharge $Q$ (KN)
Terrasse	Poids propre $=0,4 \times 0,35 \times 25 = 3,5$	14,56	$1 \times 2 = 2$
	Plancher $= 5,53 \times 2 = 11,06$		
Rdc au 8 <sup>eme</sup>	Plancher $= 5,09 \times 2 = 10,18$	13,68	$1,5 \times 2 = 3$
	Poids propre $= 0,4 \times 0,35 \times 25 = 3,5$		

## Type3 :

Niveau	Charge $W_i$ (KN)	Charge $G_T$ (KN)	Surcharge $Q$ (KN)
Terrasse	Poids propre $= 0,4 \times 0,35 \times 25 = 3,5$	17,05	$1 \times 2,45 = 2,45$
	Plancher $= 5,53 \times 2,45 = 13,55$		
Rdc au 8 <sup>eme</sup>	Plancher $= 5,09 \times 2,45 = 12,47$	15,97	$1,5 \times 2,45 = 3,67$
	Poids propre $= 0,4 \times 0,35 \times 25 = 3,5$		

## Type4 :

Niveau	Charge $W_i$ (KN)	Charge $G_T$ (KN)	Surcharge $Q$ (KN)
Terrasse	Poids propre $= 0,4 \times 0,35 \times 25 = 3,5$	17,33	$1 \times 2,5 = 2,45$
	Plancher $= 5,53 \times 2,5 = 13,83$		
Rdc au 8 <sup>eme</sup>	Plancher $= 5,09 \times 2,5 = 12,73$	16,23	$1,5 \times 2,5 = 3,75$
	Poids propre $= 0,4 \times 0,35 \times 25 = 3,5$		

## Type5 :

Niveau	Charge $W_i$ (KN)	Charge $G_T$ (KN)	Surcharge $Q$ (KN)
Terrasse	Poids propre $= 0,4 \times 0,35 \times 25 = 3,5$	19,81	$1 \times 2,95 = 2,95$
	Plancher $= 5,53 \times 2,95 = 16,31$		
Rdc au 8 <sup>eme</sup>	Plancher $= 5,09 \times 2,95 = 15,02$	18,52	$1,5 \times 2,95 = 4,43$
	Poids propre $= 0,4 \times 0,35 \times 25 = 3,5$		

**Tableau V.4** Chargement des poutres principales (30x40) cm<sup>2</sup>

Poutre secondaire (30x35) cm<sup>2</sup>

Portique de rive :

Niveau	Charge Wi (KN)	Charge GT(KN)
Terrasse	Acrot=0,171	0,48
	Poids propre =0,35x0,35x2.5=0,31	
Rdc au 8 <sup>eme</sup>	Poids propre =0,35x0,35x2.5=0,31	0,92
	Mur=0,281x2,71x0.8=0,61	

Portique intermédiaire :

Niveau	Charge Wi (KN)	Charge GT(KN)
Terrasse	Poids propre =0,35x0,35x2.5=0,31	0,31
Rdc au 8 <sup>eme</sup>	Poids propre =0,35x0,35x2.5=0,31	0,31

**Tableau V.5:** Chargement des poutres secondaire (30x35) cm<sup>2</sup>

**V.6. Poids total de la structure "W" :**

Selon les RPA il faut prendre la totalité des charges permanentes et une fraction  $\beta$  des charges d'exploitations, d'après : (le tableau 4.5, RPA99 .V 2003).

$$WT = \sum w_i \text{ Avec } W_i = W_{gi} + \beta w_{qi}.$$

W<sub>gi</sub> : poids due aux charges permanente.

W<sub>qi</sub> : charge d'exploitation.

$\beta$ : coefficient de pondération (d'après RPA99 ;  $\beta = 0,2$ ).

**1. Détermination les poids totales (Wt) de la structure :**

Plancher	$G \times s$	$5,53 \times 472,3830$	2612,28 KN
Acrotère	$G \times \sum L_i$	$0,0685 \times 25 \times 107,8807$	184,75 KN
Poteaux	$N \times b \times h \times \frac{h_t}{2} \times \gamma b$	$43 \times 0,40^2 \times \frac{3,06}{2} \times 25$	263,16 KN
Poutre principale	$b \times h \times \gamma b \times \sum L_i$	$0,35 \times 0,4 \times 25 \times 140,20$	490,70 KN
Poutre secondaire	$h \times b \times \gamma b \times \sum L_i$	$0,35 \times 0,35 \times 25 \times 134,76$	412,70 KN
Murs extérieurs	$0,8Gm \times \frac{h_t}{2} \times \sum L_i$	$0,8 \times 2,81 \times \frac{2,71}{2} \times 99,3807$	302,72 KN
Voile	$e_p \times \gamma b \frac{(h_t - b)}{2} \sum L_i$	$0,2 \times \frac{2,71}{2} \times 25 \times 15$	101,625 KN
Charge d'exploitation	$Q \times s \times \beta$	$1 \times 472,3830, \times 0,2$	94,48 KN
			<b>4462,42 KN</b>

Tableau V.6 : détermination ( Wt ) au niveau de la terrasse

Plancher	$G \times s$	$5,09 \times 443,8230$	2259,06 KN
Poteaux	$N \times b \times h \times h_c \times \gamma b$	$43 \times 0,40^2 \times 3,06 \times 25$	526,32 KN
Balcons	$G \times e_p \times \Sigma s$	$25 \times 0,15 \times 17,66$	66,225KN
Poutre principale	$b \times h \times \gamma b \times \Sigma Li$	$0,35 \times 0,4 \times 25 \times 140,20$	490,70 KN
Poutre secondaire	$h \times b \times \gamma b \times \Sigma Li$	$0,35 \times 0,35 \times 25 \times 134,76$	412,70 KN
Murs extérieurs	$0,8Gm \times \frac{h_c}{2} \times \Sigma Li$	$0,8 \times 2,81 \times 3,06 \times 99,3807$	683,63 KN
Voile	$e_p \times \gamma b \times \frac{h_c}{2} \times \Sigma Li$	$0,2 \times 3,06 \times 25 \times 15$	299,50 KN
Escalier	$(G_v \times s) + (G_p \times s)$	121,37+13,40	135,36
Charge d'exp	$Q \times s \times \beta$	$1,5 \times 443,8230 \times 0,2$	133,15 KN
			<b>4936,66 KN</b>

Tableau V.7 : détermination ( W ) au niveau de 8<sup>eme</sup> et 7<sup>eme</sup> étage

Plancher	$G \times s$	$5,09 \times 443,8230$	2259,06 KN
Poteaux	$N \times b \times h \times h_c \times \gamma b$	$43 \left( \frac{0,45^2}{2} + \frac{0,40^2}{2} \right) 3,06 \times 25$	596,23KN
Balcons	$G \times e_p \times \Sigma s$	$25 \times 0,15 \times 17,66$	66,225KN
Poutre principale	$b \times h \times \gamma b \times \Sigma Li$	$0,35 \times 0,4 \times 25 \times 140,20$	490,7 KN
Poutre secondaire	$h \times b \times \gamma b \times \Sigma Li$	$0,35 \times 0,35 \times 25 \times 134,76$	412,70 KN
Murs extérieurs	$0,8Gm \times \frac{h_c}{2} \times \Sigma Li$	$0,8 \times 2,81 \times 3,06 \times 99,3807$	683,63 KN
Voile	$e_p \times \gamma b \times \frac{h_c}{2} \times \Sigma Li$	$0,2 \times 3,06 \times 25 \times 15$	299,50 KN
Escalier	$(G_v \times s) + (G_p \times s)$	121,37+13,40	135,36
Charge d'expl	$Q \times s \times \beta$	$1,5 \times 443,8230 \times 0,2$	133,15 KN
			<b>5006,57 KN</b>

Tableau V.8 : détermination ( W ) au niveau de 6<sup>ème</sup> étage

Plancher	$G \times s$	$5,09 \times 443,8230$	2259,06 KN
Poteaux	$N \times b \times h \times h_t \times \gamma b$	$43 \times 0,45^2 \times 3,06 \times 25$	666,124 KN
Balcons	$G \times e_p \times \Sigma s$	$25 \times 0,15 \times 17,66$	66,225KN
Poutre principale	$b \times h \times \gamma b \times \Sigma Li$	$0,35 \times 0,4 \times 25 \times 140,20$	490,7 KN
Poutre secondaire	$h \times b \times \gamma b \times \Sigma Li$	$0,35 \times 0,35 \times 25 \times 134,76$	412,70 KN
Murs extérieurs	$0,8Gm \times \frac{h_t}{2} \times \Sigma Li$	$0,8 \times 2,81 \times 3,06 \times 99,3807$	683,63 KN
Voile	$e_p \times \gamma b \times \frac{h_t}{2} \times \Sigma Li$	$0,2 \times 3,06 \times 25 \times 15$	299,50 KN
Escalier	$(G_v \times s) + (G_p \times s)$	121,37+13,40	135,36
Charge d'exploitation	$Q \times s \times \beta$	$1,5 \times 443,8230 \times 0,2$	133,15 KN
			<b>5606,46 KN</b>

Tableau V.9 : détermination W au niveau de 5<sup>ème</sup> et 4<sup>ème</sup> étage

Plancher	$G \times s$	$5,09 \times 443,8230$	2259,06 KN
Poteaux	$N \times b \times h \times h_t \times \gamma b$	$43 \left( \frac{0,45^2}{2} + \frac{0,50^2}{2} \right) 3,06 \times 25$	744,25 KN
Balcons	$G \times e_p \times \Sigma s$	$25 \times 0,15 \times 17,66$	66,225KN
Poutre principale	$b \times h \times \gamma b \times \Sigma Li$	$0,35 \times 0,4 \times 25 \times 140,20$	490,7 KN
Poutre secondaire	$h \times b \times \gamma b \times \Sigma Li$	$0,35 \times 0,35 \times 25 \times 134,76$	412,70 KN
Murs extérieurs	$0,8Gm \times \frac{h_t}{2} \times \Sigma Li$	$0,8 \times 2,81 \times 3,06 \times 99,3807$	683,63 KN
Voile	$e_p \times \gamma b \times \frac{h_t}{2} \times \Sigma Li$	$0,2 \times 3,06 \times 25 \times 15$	299,50 KN
Escalier	$(G_v \times s) + (G_p \times s)$	121,37+13,40	135,36
Charge d'exploitation	$Q \times s \times \beta$	$1,5 \times 443,8230 \times 0,2$	133,15 KN
			<b>5684,59 KN</b>

Tableau V.10 : détermination ( W ) au niveau de 3<sup>ème</sup> étage

Plancher	$G \times s$	$5,09 \times 443,8230$	2259,06 KN
Poteaux	$N \times b \times h \times h_t \times \gamma b$	$43 \times 0,50^2 \times 3,06 \times 25$	744,25 KN
Balcons	$G \times e_p \times \Sigma s$	$25 \times 0,15 \times 17,66$	66,225KN
Poutre principale	$b \times h \times \gamma b \times \Sigma Li$	$0,35 \times 0,4 \times 25 \times 140,20$	490,7 KN
Poutre secondaire	$h \times b \times \gamma b \times \Sigma Li$	$0,35 \times 0,35 \times 25 \times 134,76$	412,70 KN
Murs extérieurs	$0,8Gm \times \frac{h_t}{2} \times \Sigma Li$	$0,8 \times 2,81 \times 3,06 \times 99,3807$	683,63 KN
Voile	$e_p \times \gamma b \times \frac{h_t}{2} \times \Sigma Li$	$0,2 \times 3,06 \times 25 \times 15$	299,50 KN
Escalier	$(G_v \times s) + (G_p \times s)$	121,37+13,40	135,36
Charge d'exploitation	$Q \times s \times \beta$	$1,5 \times 443,8230 \times 0,2$	133,15 KN
			<b>5762,72KN</b>

Tableau V.11 : détermination W au niveau de 2<sup>ème</sup> et 1<sup>re</sup> étage

Plancher	$G \times s$	$5,09 \times 443,8230$	2259,06 KN
Poteaux	$N \times b \times h \times h_t \times \gamma b$	$43 \times 0,50^2 \times 3,06 \times 25$	744,25 KN
Balcons	$G \times e_p \times \Sigma s$	$25 \times 0,15 \times 17,66$	66,225KN
Poutre principale	$b \times h \times \gamma b \times \Sigma Li$	$0,35 \times 0,4 \times 25 \times 140,20$	490,7 KN
Poutre secondaire	$h \times b \times \gamma b \times \Sigma Li$	$0,35 \times 0,35 \times 25 \times 134,76$	412,70 KN
Murs extérieurs	$0,8Gm \times \frac{h_t}{2} \times \Sigma Li$	$0,8 \times 2,81 \times 3,06 \times 99,3807$	683,63 KN
Voile	$e_p \times \gamma b \times \frac{h_t}{2} \times \Sigma Li$	$0,2 \times 3,06 \times 25 \times 15$	299,50 KN
Escalier	$(G_v \times s) + (G_p \times s)$	121,37+13,40	135,36
Charge d'exploitation	$Q \times s \times \beta$	$4 \times 443,8230 \times 0,2$	355,06 KN
			<b>6117,78 KN</b>

Tableau V.12 : détermination w au niveau de RDC

$$W_9 = 4462.42 \text{ kn}$$

$$W_8 = 4936.66 \text{ kn}$$

$$W_7 = 4936.66 \text{ kn}$$

$$W_6 = 5006.57 \text{ kn}$$

$$W_5 = 5606.46 \text{ kn}$$

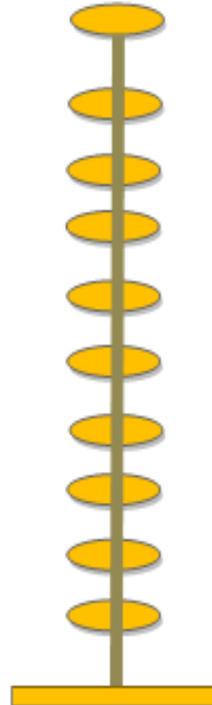
$$W_4 = 5606.46 \text{ kn}$$

$$W_3 = 5684.59 \text{ kn}$$

$$W_2 = 5762.72 \text{ kn}$$

$$W_1 = 5762.72 \text{ kn}$$

$$W_0 = 6117.78 \text{ kn}$$



$$W_{\text{total}} = 5388,304 \text{ t.}$$

## 2. Définition des masses :

On définit chaque masse ou moment d'inertie massique affectée aux nœuds de chaque niveau d'où :

$$I_m = \frac{M}{5} (I_{xg} + I_{yg})$$

$I_m$  : Inertie massique (t.m<sup>2</sup>) ;

M : Masse sismique qui est égale au rapport  $W/g$  ;

W : Poids de chaque niveau i ;

g : L'accélération de la pesanteur = 9,81 m/s<sup>2</sup> ;

S : Surface du plancher ;

$I_{xg}$  : Inertie du plancher suivant l'axe X ;

$I_{yg}$  : Inertie du plancher suivant l'axe Y ;

$x_g$  et  $y_g$  : Coordonnées du centre de gravité ;

$X_G$  et  $Y_G$  : Coordonnées de l'excentricité fictive de 5% de la longueur max :

$$\begin{cases} X_G = x_g + 0,05L_{max} \\ Y_G = y_g + 0,05L_{max} \end{cases}$$

### 3. Calcul des coefficients de participation modale

On doit vérifiée que :  $\sum \bar{\alpha}_i \geq 90\%$  avec :

$$\bar{\alpha}_i = \frac{(\sum_{k=1}^n W_k \Phi_{ki})^2}{\sum_{k=1}^n W_k \Phi_{ki}^2} \times \frac{1}{\sum_{k=1}^n W_k}$$

$$W = \sum W_k = 5357,65t$$

Story	Diaphragm	Mass X (t)	Mass Y (t)	XCM	YCM
STORY1	D1	47.5274	47.5274	14.018	13.995
STORY2	D2	43.1353	43.1353	14.021	13.998
STORY3	D3	42.3386	42.3386	14.026	14.003
STORY4	D4	41.6425	41.6425	14.031	14.009
STORY5	D5	41.6425	41.6425	14.031	14.009
STORY6	D6	40.9297	40.9297	14.037	14.014
STORY7	D7	40.3175	40.3175	14.041	14.019
STORY8	D8	40.3175	40.3175	14.041	14.019
STORY9	D9	37.0975	37.0975	14.076	14.057

Le logiciel ETABS peut déterminer directement les valeurs des coefficients de participation modale, les valeurs données sont :

- Sens longitudinal :

$$\sum \alpha_x = 97.64\% > 90\%; \text{Condition Vérifiée}$$

- Sens transversal:

$$\sum \alpha_y = 97.91\% > 90\%; \text{Condition Vérifiée}$$

Puisque la condition « a » de l'article 4.3.4 du RPA, on passe à la condition « b » :

$K \geq 3\sqrt{N} = 3\sqrt{9} = 9 \approx 9 \text{ modes et } T_k = 0,18 \leq 0,20 \text{ sec}$ , de ce fait la participation massique est vérifiée dans les deux sens (longitudinal et transversal).

### 4. Calcul de l'effort :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W = \frac{0,08 \times 2,17 \times 1,1}{4} \times 53883,04 = 2572,38KN$$

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 :

$$T_{dyn} = 0.4858 < T_2 = T + 30\% T = 1.3 \times 0.51 = 0.663 \text{ sec.}$$

$$\text{et } T = 0.4858 < T_2 = 0.66 \text{ sec} \quad \text{-----} \quad T = 0.51 \text{ sec}$$

- Sens longitudinale :

$$V_{ax} = 2321.4t > 80\%V_{st} = 2057,90 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- Sens transversal :

$$V_{ay} = 2308.8t > 80\%V_{st} = 2057,90KN \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

✧ Evaluation des excentricités :

Story	Mass X	Mass Y	XCM	XCR	EX	15% LX	YCM	YCR	EY	15% LY
STORY1	47.5274	47.5274	14.018	11.735	2.283	3.8325	13.995	11.735	2.26	3.8325
STORY2	43.1353	43.1353	14.021	11.508	2.513	3.8325	13.998	11.564	2.434	3.8325
STORY3	42.3386	42.3386	14.026	11.392	2.634	3.8325	14.003	11.507	2.496	3.8325
STORY4	41.6425	41.6425	14.031	11.35	2.681	3.8325	14.009	11.516	2.493	3.8325
STORY5	41.6425	41.6425	14.031	11.353	2.678	3.8325	14.009	11.566	2.443	3.8325
STORY6	40.9297	40.9297	14.037	11.376	2.661	3.8325	14.014	11.629	2.385	3.8325
STORY7	40.3175	40.3175	14.041	11.401	2.64	3.8325	14.019	11.682	2.391	3.8325
STORY8	40.3175	40.3175	14.041	11.421	2.62	3.8325	14.019	11.725	2.294	3.8325

V.7. 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.

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} \leq \overline{\delta}_k \quad \text{avec: } \delta_k = R\delta_{sk}$$

- R : Coefficient de comportement ; R = 4
- $\delta_{sk}$  : 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.

Niveau	Hauteur (cm)	Sens x-x			Sens y-y			$\overline{\delta}_k$	$\Delta_k \leq \overline{\delta}_k$
		$\delta_{sk}$ (cm)	$\delta_k$ (cm)	$\Delta_k$ (cm)	$\delta_{sk}$ (cm)	$\delta_k$ (cm)	$\Delta_k$ (cm)		
8	306	0.0068	0,027	0,003	0.0071	0,028	0,003	3,06	Vérifié
7	306	0.0059	0,024	0,004	0.0062	0,025	0,004	3,06	Vérifié
6	306	0.005	0,02	0,004	0.0052	0,021	0,004	3,06	Vérifié
5	306	0.0041	0,016	0,003	0.0043	0,017	0,004	3,06	Vérifié
4	306	0.0032	0,013	0,004	0.0033	0,013	0,004	3,06	Vérifié
3	306	0.0023	0,009	0,003	0.0024	0,009	0,003	3,06	Vérifié
2	306	0.0016	0,006	0,002	0.0016	0,006	0,002	3,06	Vérifié
1	306	0.0009	0,004	0,002	0.0009	0,004	0,002	3,06	Vérifié
RDC	408	0.0004	0,0016	0,0016	0.0004	0,002	0,002	4,08	Vérifié

**Tableau V.13 : les déplacements relatifs aux différents niveaux dans les deux sens**

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 vérifiée.

**V.8 Vérification de l'effet P-Delta :**  $\theta_k = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0,10$

$P_k$  : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau « K ».

$$P_k = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta.W_{Qi})$$

$V_k$  : effort tranchant d'étage au niveau « k »

$$P_k = F_t + \sum_{i=k}^n F_i$$

$F_t$  : Force concentrée au sommet de la structure donnée par la formule suivante :

$$\begin{cases} F_t = 0,7 \times T \times V & \text{Si } T > 0,7 \text{ sec} \\ F_t = 0 & \text{Si } T \leq 0,7 \text{ sec} \end{cases}$$

Dans notre structure ( $F_t = 0$ ) puisque :  $T = 0,4858 \text{ Sec} < 0.7 \text{ Sec}$ .

Les forces  $F_i$  sont distribuées sur la hauteur de la structure selon la formule suivante :

$$F_i = \frac{(V - F_t)}{\sum_{j=1}^n W_j \cdot h_j} \cdot W_i \cdot h_i$$

Avec :

$F_i$  : Effort horizontal revenant au niveau i.

$h_i$  : Niveau du plancher où s'exerce la force i.

$h_j$  : Niveau d'un plancher quelconque.

$W_i ; W_j$  : Poids revenant au plancher i ; j.

$\Delta_k$  : Déplacement relatif du niveau « K » par rapport au niveau « k-1 » ;

$h_k$  : Hauteur de l'étage « k ».

$$\text{si } \begin{cases} \theta_k \leq 0,1 & \Rightarrow \text{Effet (P - } \Delta) \text{ peut être négliger.} \\ 0,1 \leq \theta_k \leq 0,2 & \Rightarrow \text{Amplifiant les effets de } \frac{1}{1 - \theta_k} \\ \theta_k > 0,2 & \Rightarrow \text{structure instable et doit être redimensionnée.} \end{cases}$$

Sens -X :  $\theta_k = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k}$

Niveau	$W_i$ (kN)	$P_k$ (kN)	$\Delta_k$ (m)	$V_k$ (kN)	$h_i$ (m)	$\theta < 0,10$
Terrasse	475.274	475.274	0,003	523.5	3,06	0.00089
7	431.353	906.627	0,004	958.2	3,06	0.00124
6	423.386	1330.013	0,004	1294.2	3,06	0.00134
5	416.425	1746.438	0,003	1568.7	3,06	0.0011
4	416.425	2162.863	0,004	1796.7	3,06	0.00157
3	409.297	2572.16	0,003	1982.8	3,06	0.00127
2	403.175	2975.335	0,002	2132.4	3,06	0.00091
1	403.175	3378.51	0,002	2244.9	3,06	0.00098
RDC	370.975	3749.485	0,0016	2321.4	4,08	0.00063

Tableau.14 : Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ (sens x)

$$\text{Sens-Y : } \theta_k = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k}$$

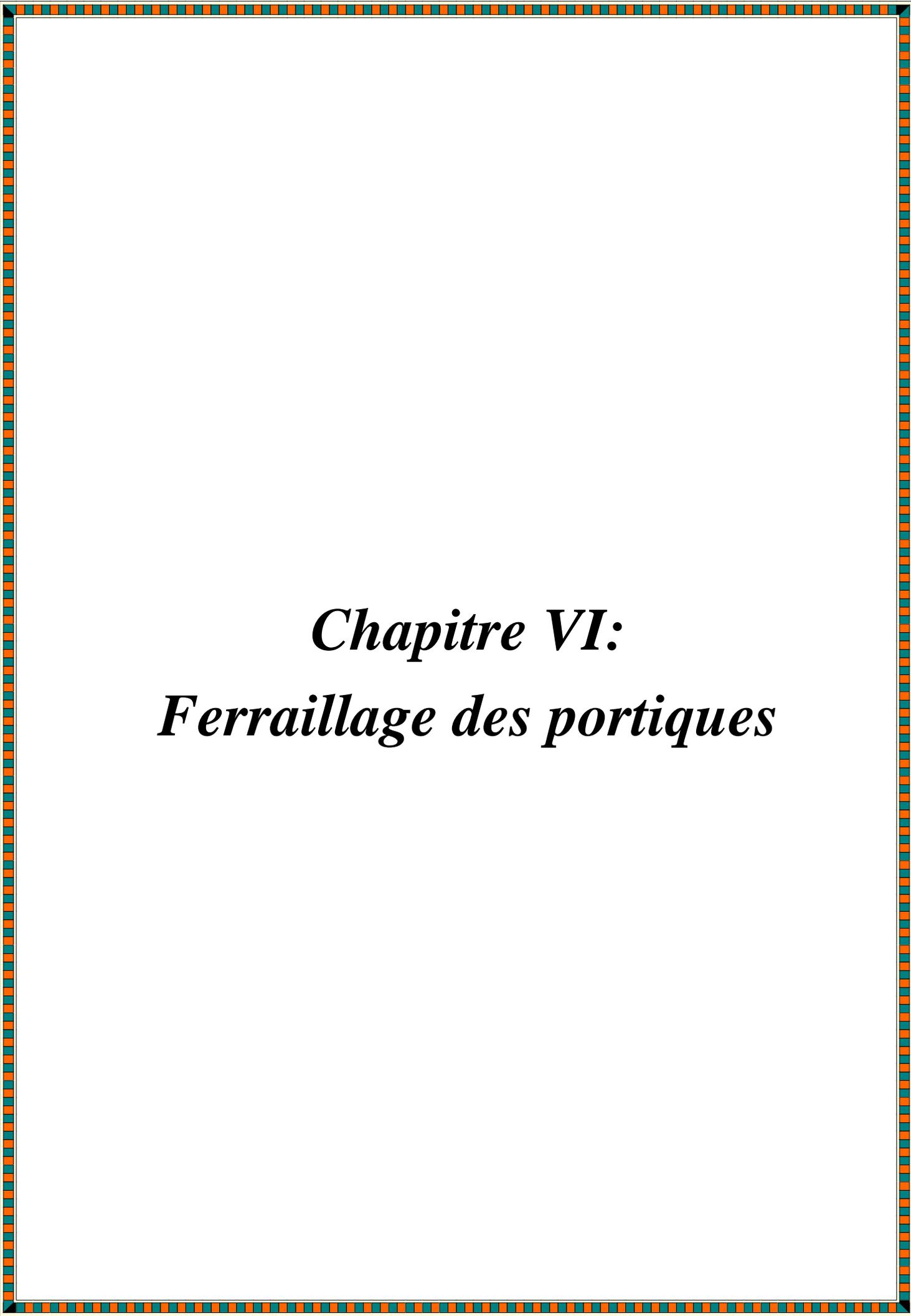
Niveau	$W_k$ (kN)	$P_k$ (kN)	$\Delta_k$ (m)	$V_k$ (kN)	$h_k$ (m)	$\theta < 0,10$
Terrasse	475.274	475.274	0,003	523	3,06	0.00089
7	431.353	906.627	0,004	955.9	3,06	0.00124
6	423.386	1330.013	0,004	1289.9	3,06	0.00135
5	416.425	1746.483	0,004	1562.2	3,06	0.00146
4	416.425	2162.863	0,004	1788.3	3,06	0.00158
3	409.297	2572.16	0,003	1972.8	3,06	0.00128
2	403.175	2975.335	0,002	2121.2	3,06	0.00092
1	403.175	3378.51	0,002	2232.8	3,06	0.00099
RDC	370.975	3749.485	0,002	2308.8	4,08	0.00080

**Tableau.15: Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ (sens y)**

$\theta \leq 0.10 \rightarrow$  Donc l'effet P-Δ est négligeable pour les deux directions transversal et longitudinale.

### Conclusion :

( $\theta < 0.10$ ) dans les deux sens. Les effets du deuxième ordre peuvent être négligés pour notre cas. Après ces résultats obtenus dans notre étude dynamique, on peut dire que la structure peut éventuellement résister à charges extérieures (de nature sismique). Pour cela, nous allons continuer les calculs avec les efforts développés et qui sont déduits du logiciel de modélisation (ETABS).



***Chapitre VI:***  
***Ferraillage des portiques***

### VI.1. Introduction

L'étude sous charge verticales et horizontales, nous permet de déterminer tous les efforts qui sollicitent les éléments (poteaux et poutres) dans les différents nœuds et travées. Le logiciel Etapes 2014 a été utilisé pour déterminer les sollicitations, ce qui permettra le calcul des portiques.

### VI.2. Les combinaisons de calcul

Les combinaisons des actions sismiques et les actions dues aux charges verticales sont donnée ci-dessous, les éléments de la structure doivent être ferrailés par les combinaisons des charges sur la base des règlements BAEL 91 et RPA 99/2003.

- Poutres :  $\begin{cases} \text{Sollicitations du 1er genre (BAEL 91)} : 1,35G + 1,5Q \\ \text{Sollicitations du 2ème genre (RPA 99/2003)} : \begin{cases} 0,8G \pm E \\ G + Q \pm E \end{cases} \end{cases}$
- Poteaux :  $\begin{cases} \text{Sollicitations du 1er genre (BAEL 91)} : 1,35G + 1,5Q \\ \text{Sollicitations du 2ème genre (RPA 99/2003)} : \{G + Q \pm E\} \end{cases}$

Avec :

G : Charges permanentes ;

Q : Charges d'exploitation ;

E : Effort sismique.

### VI.3. Ferrailage des poutres

#### a) Méthode de calcul

En cas générale, 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.

Le ferrailage se fera à l'ELU, car la fissuration est jugée peu préjudiciable.

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) :  $S_{p1} = 1,35G + 1,5Q \Rightarrow$  *Moment correspondant*  $M_{sp1}$

Sollicitations du 2<sup>ème</sup> genre (RPA 99/2003) :

$$\begin{cases} S_{p2} = 0,8G \pm E \\ S_{p2} = G + Q \pm E \end{cases} \Rightarrow \text{Moment correspondant } M_{sp2}$$

$$\text{Si : } \begin{cases} \frac{M_{sp2}}{M_{sp1}} < 1,15 ; \text{ On détermine les armatures sous } S_{p1} \\ \frac{M_{sp2}}{M_{sp1}} > 1,15 ; \text{ On détermine les armatures sous } S_{p2} \end{cases}$$

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 :  $\begin{cases} \gamma_s = 1,15 \Rightarrow \sigma_s = 348 \text{ MPa} \\ \gamma_b = 1,5 \Rightarrow \sigma_b = 14,17 \text{ MPa} \end{cases}$

### b) Recommandations du DTR pour les armatures longitudinales

D'après le RPA 99/2003 (article 7.4.2) on a

- Section d'armature minimale :  $A_{min} = 0,7\% \times b \times h_t$  ;
- Section d'armature maximale :  $\begin{cases} A_{max1} = 4\% \times b \times h_t ; \text{ Zone courante} \\ A_{max2} = 6\% \times b \times h_t ; \text{ Zone de recouvrement} \end{cases}$  ;
- Le diamètre minimum est de 12 mm ;
- La longueur minimale des recouvrements est de :  $\begin{cases} 40\Phi \text{ en zone I et II} \\ 50\Phi \text{ en zone III} \end{cases}$
- Les armatures longitudinales supérieures et inférieures doivent être coudées à 90°.

Dans ce cas, le ferrailage se fera sur les poutres les plus sollicitées, et il se fera pour une situation accidentelle (le cas le plus défavorable).

Les poutres en travées seront ferrillées pour une situation durable et sur appuis pour une situation accidentelle.

### c) Exemple de calcul

Une seule poutre sera calculée en détail, les résultats des autres poutres seront résumés dans un tableau.

#### 1. Ferrailage d'une poutre

L'exemple ci-dessous sera fait sur une poutre principale intermédiaire (Terrasse), les moments  $M_{sp1}$  et  $M_{sp2}$  sont tirés à partir du logiciel Etabs.

#### a) Ferrailage sur appuis

On a :  $\begin{cases} M_{sp1} = 70.89 \text{ KN.m} \\ M_{sp2} = 63.52 \text{ KN.m} \end{cases} \Rightarrow \frac{M_{sp2}}{M_{sp1}} = 0,90 < 1,15 \Rightarrow \text{Donc le calcul se fait sous } S_{p1}$

Données :

- Largeur de la poutre :  $b = 30 \text{ cm}$  ;
- Hauteur de la section :  $h = 40 \text{ cm}$  ;
- Hauteur utile des aciers tendus :  $d = 0,9h = 36 \text{ cm}$  ;
- Contrainte des aciers utilisés :  $f_e = 400 \text{ MPa}$  ;
- Contrainte du béton à 28 jours :  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$  ;
- Contrainte limite du béton :  $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$  ;
- Fissuration peu préjudiciable.

- Le moment réduit  $\mu_u$  :

$$\mu = \frac{M_{sp1}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{70,89 \times 10^3}{30 \times 36^2 \times 14,17} = 0,129 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

On a :  $\beta = 0,930$

La section d'acier :

$$A_{sx} = \frac{M_{sp1}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{70,89 \times 10^3}{0,930 \times 36 \times 348} = 6,08 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Donc on prend : **3T12+3T12** ( $A = 6,79 \text{ cm}^2$ )

### b) Ferrailage en travée :

$$\text{On a : } \begin{cases} M_{sp1} = 42,47 \text{ KN.m} \\ M_{sp2} = 32,19 \text{ KN.m} \end{cases} \Rightarrow \frac{M_{sp2}}{M_{sp1}} = 0,76 < 1,15 \Rightarrow \text{Donc le calcul se fait sous } S_{p1}$$

Le moment réduit  $\mu_u$  :

$$\mu = \frac{M_{sp1}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{42,47 \times 10^3}{30 \times 36^2 \times 14,17} = 0,077 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

On a :  $\beta = 0,959$

La section d'acier :

$$A_{sx} = \frac{M_{sp1}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{42,47 \times 10^3}{0,959 \times 36 \times 348} = 3,35 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Donc on prend : **3T12+3T12** ( $A = 6,79 \text{ cm}^2$ )

## 2. Vérification du ferrailage de la poutre :

### a) Condition de non fragilité :

$$A_{min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 30 \times 36 \times 2,10}{400} = 1,30 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$A_{adpt} > A_{min}$  ; Condition vérifiée

$A_{min} = 0,5\% \times b \times h_t = 6 \text{ cm}^2 / \text{ml} \Rightarrow$  Condition vérifiée sur toute la section.

### b) Contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d} = \frac{93,30 \times 10}{30 \times 36} = 0,864 \text{ MPa}$$

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

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

$\tau_u = 0,864 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$  ; Condition vérifiée

Il n'y a pas de risque de cisaillement, les cadres seront perpendiculaire à la ligne moyenne de la poutre.

**c) Détermination du diamètre des armatures transversal :**

$$\Phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \Phi_l \right\} = \min \{ 11,4 \text{ mm} ; 30 \text{ mm} ; 14 \text{ mm} \} \Rightarrow \Phi_t = 8 \text{ mm}$$

d) L'espacement :

$$S_t \leq \min \{ 0,9d ; 40 \text{ cm} \} = \min \{ 32,4 \text{ cm} ; 40 \text{ cm} \}$$

D'après le R.P.A 99/2003 :

$$\text{Zone nodale : } S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 30 \text{ cm} ; 12\Phi_l \right\} = \min \{ 10 \text{ cm} ; 30 \text{ cm} ; 16,8 \text{ cm} \} \Rightarrow S_t = 10 \text{ cm}$$

$$\text{Zone courante : } S_t \leq \frac{h}{2} = 20 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$$

**d) Vérification de la section d'armatures minimale :**

$$\frac{A_t \times f_e}{S_t \times b} \geq \max \left\{ \frac{\tau_u}{2} ; 0,4 \text{ MPa} \right\} = \max \{ 0,43 ; 0,4 \} = 0,4 \text{ MPa}$$

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{0,43 \times 30}{235} = 0,055 \text{ cm} \quad (1)$$

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t \times \gamma_s} \geq \frac{\tau_u - 0,3Kf_{tj}}{0,9(\sin \alpha + \cos \alpha)}$$

$$\Rightarrow \frac{A_t}{S_t} \geq \frac{(0,86 - (0,3 \times 1 \times 2,1)) \times 30 \times 1,15}{0,9 \times 1 \times 235} = 0,038 \text{ cm} \quad (2)$$

$$\text{De (1) et (2)} \Rightarrow \left( \frac{A_t}{S_t} \right)_{\text{adoptée}} \geq 0,06 \text{ cm}$$

$$\text{D'où : } \begin{cases} A_t \geq 0,06 \text{ cm}^2 \\ S_t = 15 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \text{Soit : } 4\phi 8 = 2,01 \text{ cm}^2$$

**e) Ancrage des armatures aux niveaux des appuis :**

$$T = 90,30 ; M_{ap} = 63,52 \text{ KN.m}$$

$$\delta_u = \frac{M_{ap}}{Z} = \frac{63,52}{0,9 \times 30 \times 10^{-2}} = 235,26 \text{ KN.m} > 90,30 \text{ KN.m}$$

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

**f) Compression de la bielle d'about :**

La contrainte de compression dans la bielle est de :

$$\bar{\sigma}_b = \frac{F_b}{S} ; \text{ Avec : } \begin{cases} F_b = T\sqrt{2} \\ S = \frac{ab}{\sqrt{2}} \end{cases} \Rightarrow \bar{\sigma}_b = \frac{2T}{ab} ; \text{ Où } a \text{ est la longueur d'appui de la bielle.}$$

$$\text{On doit avoir : } \bar{\sigma}_b < \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Mais pour tenir compte du fait que l'inclinaison de la bielle est légèrement différente de  $45^\circ$ , donc on doit vérifier que :

$$\overline{\sigma}_b \leq \frac{0,8 \times f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow \frac{2T}{ab} \leq \frac{0,8 \times f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow a \geq \frac{2T\gamma_b}{0,8 \times b \times f_{c28}}$$

$$\Rightarrow a \geq \frac{2 \times 90,30 \times 1,5}{0,8 \times 30 \times 25 \times 10} = 0,035 \text{ m} = 3,5 \text{ cm}$$

$$a' = b - 4 = 26 \text{ cm}$$

$$a = \min(a'; 0,9d) = \min(26 \text{ cm}; 32,4 \text{ cm}) = 26 \text{ cm}; a > 3,5 \text{ cm}; \text{Condition vérifiée.}$$

**g) Entraînement des armatures :**

**g.1) Vérification de la contrainte d'adhérence :**

$$\tau_{ser} = \frac{T}{0,9d \times \mu \times n} \leq \overline{\tau}_{ser} = \psi_s \times f_{t28}$$

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

T : L'effort tranchant maximum ;  $T = 90,30 \text{ kN}$  ;

n : Nombre de armatures longitudinaux tendus ;  $n = 6$ ;

$\mu$  : Périmètre d'armatures tendue ;  $\mu = \pi\Phi = \pi \times 1,4 = 5,024 \text{ cm}$

$$\tau_{ser} = \frac{T}{0,9d \times \mu \times n} = \frac{90,30 \times 10^3}{32,4 \times 4,40 \times 6 \times 10^2} = 1,06 \text{ MPa}$$

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

$$\tau_{ser} = 0,06 \text{ MPa} < \overline{\tau}_{ser} = 3,15 \text{ MPa}; \text{Condition vérifiée.}$$

**g.2) Ancrage des armatures tendues :**

La longueur de scellement droit «  $L_s$  » est la longueur qui ne doit pas avoir une barre droite de diamètre  $\Phi$  pour équilibrer une contrainte d'adhérence  $\tau_s$ .

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau_s = 0,6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,83 \text{ MPa} \\ L_s = \frac{\Phi \times f_e}{4 \times \tau_s} = \frac{1,4 \times 400}{4 \times 2,83} = 49,47 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Cette longueur dépasse la largeur de la poutre secondaire ( $b = 35 \text{ cm}$ ), on est obligés de courber les armatures d'une valeur «  $r$  » :  $r = 5,5\Phi = 5,5 \times 1,4 = 7,7 \text{ cm}$

**g.3) Calcul des crochets :**

Crochets courant d'angle de  $90^\circ$  :

$$L_2 = d - (c + \frac{\Phi}{2} + r); L_1 \geq (L_s - 2,19r - L_2)1,87$$

$$\Phi = 1,2 \text{ cm} \Rightarrow \begin{cases} L_2 = 19,30 \text{ cm} \\ L_1 = 4,58 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\Phi = 1,4 \text{ cm} \Rightarrow \begin{cases} L_2 = 18,10 \text{ cm} \\ L_1 = 7,70 \text{ cm} \end{cases}$$

**g.4) La longueur de recouvrement :**

D'après le RPA 99/2003, la longueur minimale de recouvrement est de :

$$\begin{cases} 40\Phi \text{ en zone I et II} \\ 50\Phi \text{ en zone III} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \Phi = 1,4 \text{ cm} \Rightarrow l = 56 \text{ cm} \\ \Phi = 1,2 \text{ cm} \Rightarrow l = 48 \text{ cm} \\ \Phi = 1,6 \text{ cm} \Rightarrow l = 64 \text{ cm} \end{cases}$$

**h) Vérification des contraintes à l'ELS :**

$$M_{ser} = 4,89 \text{ KN.m} ; A = 8,06 \text{ cm}^2$$

**h.1) Position de l'axe neutre :**

$$\frac{b}{2}y^2 - \eta A(d - y) = 0 \rightarrow 17,5y^2 + 121,65y - 4379,4 = 0 \rightarrow y = 12,72 \text{ cm}$$

**h.2) Moment d'inertie :**

$$\begin{aligned} I &= \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 \\ &= \frac{35 \times 12,72^3}{3} + (15 \times 8,06 \times (36 - 12,72)^2) = 89533,65 \text{ cm}^4 \end{aligned}$$

**h.3) Détermination des contraintes dans le béton comprimé  $\sigma_{bc}$  :**

$$\sigma_{bc} = K \times y = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{4,89 \times 10^3}{89533,65} \times 2,72 = 0,15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0,15 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée}$$

**h.4) Détermination des contraintes dans l'acier tendue  $\sigma_{st}$  :**

$$\sigma_{st} = \min \left[ \frac{2}{3}f_e ; 110\sqrt{\eta f_{t28}} \right] ; \text{Fissuration préjudiciable}$$

$\eta$  : Coefficient de fissuration pour HA  $\Phi \geq 6 \text{ mm}$  ;  $\eta = 1,6$ .

$$\overline{\sigma}_{st} = \min(266,67 \text{ MPa} ; 201,63 \text{ MPa}) = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y) = 15 \times \frac{4,89 \times 10^3}{89533,65} \times (36 - 10,81) = 20,64 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 20,64 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée}$$

$$\begin{cases} \frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{40}{510} = 0,078 > 0,062 ; \text{Condition vérifiée} \\ \frac{h_t}{L} \geq \frac{M_{t,ser}}{10 \times M_{0,ser}} \Rightarrow \frac{40}{510} = 0,078 > \frac{25,52}{10 \times 7,78} = 0,032 ; \text{Condition vérifiée} \\ \frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{8,06}{30 \times 36} = 0,006 < \frac{4,2}{400} = 0,0105 ; \text{Condition vérifiée} \end{cases}$$

Les résultats obtenus sont notés dans le tableau suivant

Sens longitudinal : « poutres principales (30 x 40) cm<sup>2</sup> »

Poutre de rive :

Niveau	section	Moment (t.m)		Moment de calcul	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adopter</sub> (cm <sup>2</sup> )
		M <sub>sp1</sub>	M <sub>sp2</sub>				
Etages courants	appuis	3,798	3,632	3,789	6	3,46	6T12=6,79
	travée	2,739	1,947	2,739		2,47	6T12=6,79
Terrasse	appuis	4,502	6,328	6,328	6	4,41	6T12=6,79
	travée	1,963	3,141	3,141		2,14	6T12=6,79

Tableau VI.1 : Armatures adoptées pour les poutres principales de rive

Poutre intermédiaire :

Niveau	section	Moment (t.m)		Moment de calcul	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adopter</sub> (cm <sup>2</sup> )
		M <sub>sp1</sub>	M <sub>sp2</sub>				
Etages courants	appuis	6,903	5,626	6,903	6	6,49	6T12=6,79
	travée	5,398	3,839	5,398		5	6T12=6,79
Terrasse	appuis	7,089	6,352	7,089	6	6,68	6T12=6,79
	travée	4,247	3,219	4,247		3,89	6T12=6,79

Tableau VI.2 : Armatures adoptées pour les poutres principales intermédiaires

Sens transversal : « poutres secondaires (30 x 35) cm<sup>2</sup> »

Armatures longitudinales :

Poutre de rive :

Niveau	section	Moment (t. m)		Moment de calcul	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adopter</sub> (cm <sup>2</sup> )
		M <sub>sp1</sub>	M <sub>sp2</sub>				
Etages courants	appuis	0,874	1,769	1,769	5,25	1,38	5T12=5,65
	travée	0,371	1,487	1,487		1,16	5T12=5,65
Terrasse	appuis	2,276	4,409	4,409	5,25	3,53	5T12=5,65
	travée	1,384	3,361	3,361		2,67	5T12=5,65

Tableau VI.3 : Armatures adoptées pour les poutres secondaires de rive

Poutre intermédiaire :

Niveau	section	Moment (t. m)		Moment de calcul	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adopter</sub> (cm <sup>2</sup> )
		M <sub>sp1</sub>	M <sub>sp2</sub>				
Etages courants	Appuis	1,027	1,489	1,489	5,25	1,16	5T12=5,65
	Travée	0,689	1,184	1,184		0,92	5T12=5,65
Terrasse	Appuis	3,439	3,679	3,439	5,25	3,65	5T12=5,65
	Travée	2,812	2,930	2,812		2,96	5T12=5,65

Tableau VI.4 : Armatures adoptées pour les poutres secondaire intermédiaire

**FERRAILAGE DES POUTRES**

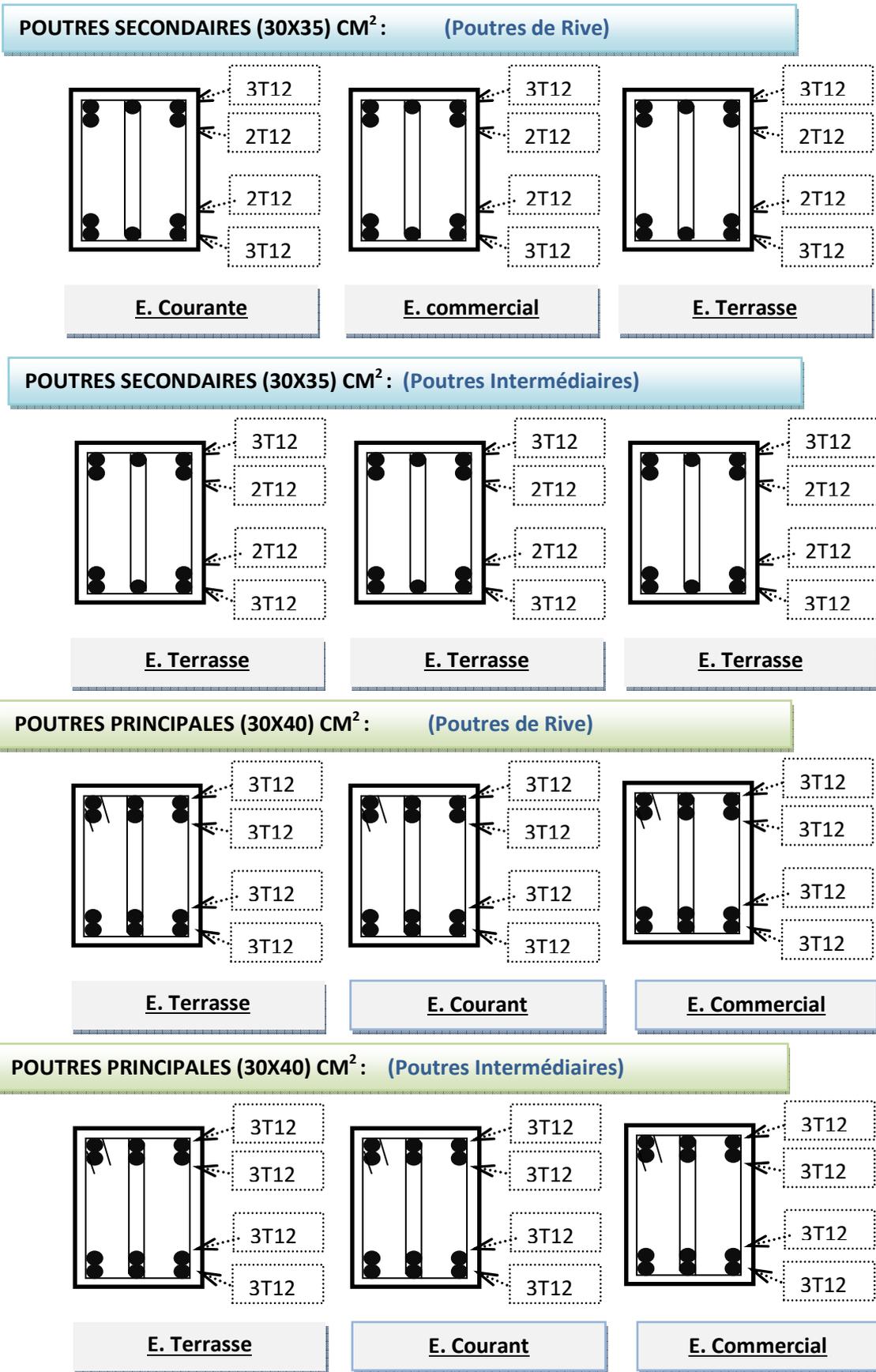


Figure VI.1: Dessin de ferrailage des sections des poutres principales

## VI.2. Ferrailage des poteaux

### a) Méthode de calcul :

En général, les poteaux sont sollicités par un moment de flexion, un effort normal et un effort tranchant, le calcul doit se faire en flexion composée. La section des armatures doit être égale au maximum des sections données par les 6 combinaisons suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Premier genre : } 1,35G + 1,5Q \Rightarrow \begin{cases} N_{max} ; M_{correspondant} \rightarrow A_1 \\ N_{min} ; M_{correspondant} \rightarrow A_2 \\ M_{max} ; N_{correspondant} \rightarrow A_3 \end{cases} \\ \text{Deuxième genre : } \begin{cases} 0,8G \pm E \\ G + Q \pm 1,2E \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} N_{max} ; M_{correspondant} \rightarrow A_4 \\ N_{min} ; M_{correspondant} \rightarrow A_5 \\ M_{max} ; N_{correspondant} \rightarrow A_6 \end{cases} \end{array} \right.$$

Dans le calcul relatif aux ELU, on introduit des coefficients de sécurité  $\gamma_s$  ;  $\gamma_b$  :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Situation accidentelle : } \begin{cases} \gamma_s = 1 \Rightarrow \sigma_s = 400 \text{ MPa} \\ \gamma_b = 1,15 \Rightarrow \sigma_b = 18,48 \text{ MPa} \end{cases} \\ \text{Situation normale : } \begin{cases} \gamma_s = 1,15 \Rightarrow \sigma_s = 348 \text{ MPa} \\ \gamma_b = 1,5 \Rightarrow \sigma_b = 14,17 \text{ MPa} \end{cases} \end{array} \right.$$

### b) Ferrailage exigé par le RPA 99/2003 :

- Les armatures longitudinales doivent être haute adhérences droites et sans crochet ;
- Le pourcentage minimale des aciers sur toute la longueur sera de 0,7% (zone II) ;
- Le pourcentage minimale des aciers sur toute la longueur sera de 0,4% en zone courante, 0,6% en zone de recouvrement ;
- Le diamètre minimum est de 12 mm ;
- La longueur minimale des recouvrements est de :  $\begin{cases} 40\phi \text{ en zone I et II} \\ 50\phi \text{ en zone III} \end{cases}$
- Le distance dans les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25 cm ;
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible à l'extérieur des zones nodales.

On fait un seul exemple de calcul, pour un seul niveau et les résultats des calculs des autres niveaux donnés dans des tableaux.

Le tableau suivant donne les sections minimale et maximale imposée par le RPA 99/2003 :

Type de poteaux	$A_{min} = 0,7\% \times S[\text{cm}^2]$	$A_{max1} = 4\% \times S[\text{cm}^2]$	$A_{max2} = 6\% \times S[\text{cm}^2]$
Type 1(45 x 45) cm <sup>2</sup>	14,18	81	121,5
Type 2(40 x 40) cm <sup>2</sup>	11,2	64	96
Type 3(35 x 35) cm <sup>2</sup>	8,58	49	73,5

Tableau VI.5 : Armatures minimales pour les poteaux.

## c) Exemple de calcul

## 1) Les sollicitations défavorables

Le tableau suivant donne les sollicitations défavorables du premier genre, l'unité est de (t.m) :

Etages		Type 1 (50 x 50)cm <sup>2</sup>	Type 2 (45 x 45) cm <sup>2</sup>	Type 3 (40 x 40)cm <sup>2</sup>
Combinaison				
A	$N_{max}[t]$	190,87	118,75	58,23
	$M_{cor}[t.m]$	0,625	1,163	1,104
B	$N_{min}[t]$	26,85	12,3	1,38
	$M_{cor}[t.m]$	0,098	0,062	0,07
C	$M_{max}[t.m]$	4,943	3,59	4,376
	$N_{cor}[t]$	90,4	4,419	9,19

Tableau VI.6 : Sollicitations du premier genre.

Le tableau suivant donne les sollicitations défavorables du deuxième genre, l'unité est de [t.m]:

Etages		Type 1 (50 x 50)cm <sup>2</sup>	Type 2 (45 x 45) cm <sup>2</sup>	Type 3 (40 x 40)cm <sup>2</sup>
Combinaison				
A	$N_{max}[t]$	140,2	87,58	42,89
	$M_{cor}[t.m]$	1,86	2,296	2,124
B	$N_{min}[t]$	6,58	0,16	0,01
	$M_{cor}[t.m]$	0,067	0,548	0,136
C	$M_{max}[t.m]$	4,148	3,982	4,139
	$N_{cor}[t]$	69,62	47,99	12,06

Tableau VI.7 : Sollicitations du deuxième genre.

## 2) Calcul d'un poteau

a) Méthode de calcul :

Pour cet exemple le calcul se fera à l'aide des combinaisons de premier genre.

1. On détermine le centre de pression puis le moment :

$$\left\{ \begin{array}{l} e = \frac{M}{N} \\ M_u = N_u \left( d - \frac{h_t}{2} + e \right) \end{array} \right.$$

2. On vérifie si la section est surabondante :

$$\left\{ \begin{array}{l} N_u \leq 0,81 f_{bc} \times b \times h \\ M_u \leq N_u \times d \times \left( \frac{1 - 0,514 N_u}{b \times d \times f_{bc}} \right) \end{array} \right.$$

Si les conditions sont vérifiées, alors la section est surabondante et les armatures ne sont pas nécessaires ( $A = A' = 0$ )

3. Sinon, on calcul la section des armatures :

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} \\ A_s = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} \\ A_{sl} = A_s - \frac{N_u}{\sigma_s} \end{array} \right.$$

4. On calcul la section des armatures minimale, puis on choisit la plus grande section calculée précédemment :

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{min} = 0,5\% \times b \times h_t \\ A_{adoptée} = \max\{A_1; A_2; \dots; A_{min}\} \end{array} \right.$$

Un seul poteau de type 1 sera calculé en détail, les résultats des autres poteaux seront notés dans un tableau.

**Poteau ( RDC, 1<sup>er</sup>, 2<sup>ième</sup> étages ) : (50X50) cm<sup>2</sup> Données :**

- Enrobage :  $c = 4,5$  cm ;
- Hauteur utile des aciers tendus :  $d = h - c$  ;
- Contrainte des aciers utilisés :  $f_e = 400$  MPa ;
- Contrainte du béton à 28 jours :  $f_{c28} = 25$  MPa ;
- Contrainte limite du béton :  $f_{t28} = 2,1$  MPa ;
- Fissuration peu préjudiciable.

✧ **Combinaison de 1<sup>er</sup> genre**

a)  $N_{max} = 190,87$  t.

$M_{cor} = 0,625$  t m.

Détermination du centre de pression :

$$e = \frac{M}{N} = \frac{0,625}{190,87} = 3,27 \times 10^{-3} \text{ m.}$$

$$M_u = N_u \left( d - \frac{h_t}{2} + e \right) = 190,87 \left( 0,455 - \frac{0,50}{2} + 3,27 \times 10^{-3} \right) = 39,75 \text{ t m.}$$

Vérification si la section est surabondante :

$$\begin{cases} N_u \leq 0,81 f_{bc} \cdot b \cdot h \\ M_u \leq N_u d \left( 1 - 0,514 \frac{N_u}{b \cdot d \cdot \sigma_{bc}} \right) \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} N_u \leq 0,81 \times 14,20 \times 0,50 \times 0,50 \\ M_u \leq 190,87 \times 0,455 \left( 1 - 0,514 \frac{190,87 \times 10^4}{500 \times 455 \times 14,2} \right) \end{cases}$$

$$\begin{cases} N_u = 190,87 \text{ t} < 287,55 \text{ t} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.} \\ M_u = 39,75 \text{ t.m} < 60,47 \text{ t.m} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.} \end{cases}$$

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires ( $A_1 = A_1' = 0$ ).

**b)**  $N_{\min} = 26,85 \text{ t m}$   $M_{\text{cor}} = 0,098 \text{ t. m.}$

Détermination du centre de pression :

$$e = \frac{M}{N} = \frac{0,098}{26,85} = 3,65 \times 10^{-3} \text{ m.}$$

$$M_u = N_u \left( d - \frac{h_t}{2} + e \right) = 26,85 \left( 0,455 - \frac{0,50}{2} + 3,65 \times 10^{-3} \right) = 5,60 \text{ t m}$$

Vérification si la section est surabondante :

$$\begin{cases} N_u \leq 0,81 f_{bc} \cdot b \cdot h \\ M_u \leq N_u d \left( 1 - 0,514 \frac{N_u}{b \cdot d \cdot \sigma_{bc}} \right) \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} N_u = 232,92 \text{ t.} \\ M_u = 11,69 \text{ t.} \end{cases}$$

$$\begin{cases} N_u = 26,85 \text{ t} < 287,55 \text{ t} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée} \\ M_u = 5,60 \text{ t.m} < 11,69 \text{ t.m} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée} \end{cases}$$

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires ( $A_2 = A_2' = 0$ ).

**b)**  $N_{\text{cor}} = 90,4 \text{ t}$   $M_{\max} = 4,943 \text{ t. m}$

Détermination du centre de pression :

$$e = \frac{M}{N} = \frac{4,943}{90,40} = 0,055 \text{ m}$$

$$M_u = N_u \left( d - \frac{h_t}{2} + e \right) = 90,40 \left( 0,455 - \frac{0,50}{2} + 0,055 \right) = 23,50 \text{ t. m}$$

Vérification si la section est surabondante :

$$\begin{cases} N_u \leq 0,81f_{bc} \cdot b \cdot h \\ M_u \leq N_u d \left( 1 - 0,514 \frac{N_u}{b \cdot d \cdot \sigma_{bc}} \right) \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} N_u = 287,55 \text{ t.} \\ M_u = 35,22 \text{ t.} \end{cases}$$

$$\begin{cases} N_u = 90,40 \text{ t} < 287,55 \text{ t} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée} \\ M_u = 23,50 \text{ t.m} < 35,22 \text{ t.m} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée} \end{cases}$$

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires ( $A_3 = A_3' = 0$ ).

✧ **Combinaison de 2<sup>ème</sup> genre**

a)  $N_{\max} = 140,20 \text{ t}$   $M_{\text{cor}} = 1,86 \text{ t.m}$

Détermination du centre de pression :

$$e = \frac{M}{N} = \frac{1,86}{140,2} = 0,013 \text{ m}$$

$$M_u = N_u \left( d - \frac{h_t}{2} + e \right) = 140,20 \left( 0,455 - \frac{0,50}{2} + 0,013 \right) = 30,56 \text{ t.m}$$

Vérification si la section est surabondante :

$$\begin{cases} N_u \leq 0,81f_{bc} \cdot b \cdot h \\ M_u \leq N_u d \left( 1 - 0,514 \frac{N_u}{b \cdot d \cdot \sigma_{bc}} \right) \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} N_u = 287,55 \text{ t.} \\ M_u = 49,56 \text{ t.} \end{cases}$$

$$\begin{cases} N_u = 140,20 \text{ t} < 287,55 \text{ t} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée} \\ M_u = 30,56 \text{ t.m} < 49,56 \text{ t.m} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée} \end{cases}$$

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires ( $A_4 = A_4' = 0$ ).

b)  $N_{\min} = 6,58 \text{ t}$   $M_{\text{cor}} = 0,067 \text{ t.m}$

Détermination du centre de pression :

$$e = \frac{M}{N} = \frac{0,067}{6,58} = 1,02 \times 10^{-2} \text{ m}$$

$$M_u = N_u \left( d - \frac{h_t}{2} + e \right) = 6,58 \left( 0,455 - \frac{0,50}{2} + 1,02 \times 10^{-2} \right) = 1,42 \text{ t.m}$$

Vérification si la section est surabondante :

$$\begin{cases} N_u \leq 0,81f_{bc} \cdot b \cdot h \\ M_u \leq N_u d \left( 1 - 0,514 \frac{N_u}{b \cdot d \cdot \sigma_{bc}} \right) \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} N_u = 287,55 \text{ t.} \\ M_u = 2,96 \text{ t.} \end{cases}$$

$$\begin{cases} N_u = 6,58 \text{ t} < 287,55 \text{ t} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée} \\ M_u = 1,42 \text{ t.m} < 2,96 \text{ t.m} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée} \end{cases}$$

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires ( $A_5 = A_5' = 0$ ).

c)  $N_{\text{cor}} = 69,62 \text{ t}$   $M_{\max} = 4,148 \text{ t.m}$

Détermination du centre de pression :  $e = \frac{M}{N} = \frac{4,148}{69,62} = 0,060 \text{ m}$

$$M_u = N_u \left( d - \frac{h_t}{2} + e \right) = 69,62 \left( 0,455 - \frac{0,50}{2} + 0,06 \right) = 18,45 \text{ t.m}$$

Vérification si la section est surabondante :

$$\begin{cases} N_u \leq 0,81f_{bc} \cdot b \cdot h \\ M_u \leq N_u d \left( 1 - 0,514 \frac{N_u}{b \cdot d \cdot \sigma_{bc}} \right) \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} N_u = 287,55 \text{ t.} \\ M_u = 28,17 \text{ t.m.} \end{cases}$$

$\{ N_u = 69,62 \text{ t} < 287,55 \text{ t} \dots\dots\dots$  condition vérifiée  
 $\{ M_u = 10,38 \text{ t.m} < 28,17 \text{ t.m} \dots\dots\dots$  condition vérifiée

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires ( $A_6 = A_6' = 0$ ).

**Section adoptée :**  $A_{\text{adoptée}} = \max (A_1 ; A_2 ; A_3 ; A_4 ; A_5 ; A_6 ; A_{\text{min RPA}})$

$$A_{\text{adoptée}} = \max (0 ; 0 ; 0 ; 0 ; 0 ; 0 ; 14,18) \quad A_{\text{adoptée}} = 14,18 \text{ cm}^2$$

Choix : **2T16 + 1T14/face**

Les résultats obtenus sont notés dans le tableau suivant :

Niveaux	Combi	1 <sup>er</sup> genre			2 <sup>ème</sup> genre				A adoptée [cm <sup>2</sup> ]
		$N_u$ [t]	$M_u$ [t.m]	$A_{cal}$ [cm <sup>2</sup> ]	$N_{ACC}$ [t]	$M_{ACC}$ [t.m]	$A_{sl}$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_{min}$ [cm <sup>2</sup> ]	
Type 1 (50x 50) cm <sup>2</sup>	A	190,87	39,75	0	140,20	30,56	0	17,5	4T16+4T20=20,61
	B	26,85	5,60	0	6,58	1,42	0		
	C	90,40	23,50	0,09	69,62	18,45	0,07		
Type 2 (45 x 45) cm <sup>2</sup>	A	118,75	22,54	0	87,58	0,033	0	14,18	8T16=16,09
	B	12,30	2,28	0	0,16	0,58	0,03		
	C	44,19	11,53	0,12	47,99	12,62	0,12		
Type 3 (40 x 40) cm <sup>2</sup>	A	58,23	10,13	0	42,89	8,79	0,02	11,20	8T14=12,31
	B	1,38	0,28	0	0,01	0,14	0,01		
	C	9,19	5,84	0,31	12,06	5,97	0,24		

Tableau VI.8 : Ferrailage des poteaux

### 3. Vérifications

- **Vérifications de la contrainte de cisaillement**

Le poteau le plus sollicité est de type 1 (50 x 50 cm<sup>2</sup>).

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d} = \frac{2,79 \times 10^2}{50 \times 45,5} = 0,123 \text{ MPa}$$

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

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

$\tau_u = 0,123 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$  ; Condition vérifiée

Il n'y a pas de risque de cisaillement.

### 2. Calcul des armatures transversales

Le calcul des armatures transversales se fait suivant les directives données par l'article 7.4.2.2 du RPA 99/2003.

#### a) Le diamètre des armatures transversales :

$$\Phi_t = \frac{\Phi_l}{3} = \frac{16}{3} = 5,33 \text{ mm}$$

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.

#### b) L'espacement :

D'après le RPA 99/2003 on

a :  $\begin{cases} \text{Zone nodale : } S_t \leq \min\{10\Phi_l ; 15 \text{ cm}\} = 16 \text{ cm} \rightarrow \text{On prend } S_t = 10 \text{ cm} \\ \text{Zone courante : } S_t \leq 15\Phi_l = 24 \text{ cm} \rightarrow \text{On prend } S_t = 15 \text{ cm} \end{cases}$

#### c) Calcul de l'élancement géométrique :

$$\lambda_g = \frac{L_f}{b} = \frac{0,7L_0}{b} = \frac{0,7 \times 4,08}{0,50} = 5,71 > 5 \rightarrow \rho_a = 2,5$$

Donc :

$$A_t = \frac{S_t \times \rho_a \times V_u}{h_l \times f_e} = \frac{15 \times 2,5 \times 279}{50 \times 235} = 0,89 \text{ cm}^2$$

**d) Quantité d'armatures transversales minimales :**

$A_t/T \times b$  en % est donné comme suit :  $\lambda_g > 5 \rightarrow 0,3\%$

Alors :  $\begin{cases} \text{Zone nodale : } A_t = 0,3\% \times 10 \times 45 = 1,35 \text{ cm}^2 \\ \text{Zone courante : } A_t = 0,3\% \times 15 \times 45 = 2,03 \text{ cm}^2 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} A_t = 10\Phi 8 = 5,03 \text{ cm}^2/ml \\ S_t = 10 \text{ cm} \end{cases}$

**e) Vérification de la section minimale d'armatures transversales :**

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t} \geq \max\{\tau_u ; 0,4 \text{ MPa}\} = 0,4 \text{ MPa} \Rightarrow A_t \geq \frac{0,4 \times b \times S_t}{f_e} = 0,68 \text{ cm}^2$$

$$< 2,48 \text{ cm}^2 ; \text{Condition vérifiée}$$

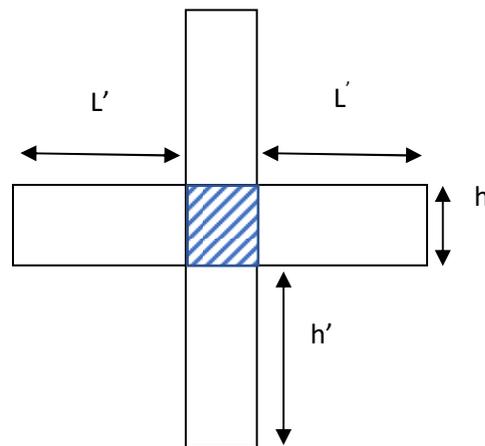
**f) Détermination de la zone nodale :**

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 :

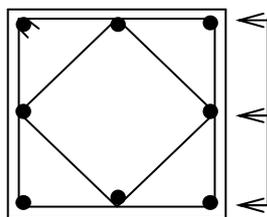
$$\left\{ h' = \max\left\{ \frac{h_e}{6} ; b ; h ; 60 \text{ cm} \right\} = \max\{68 \text{ cm} ; 50 \text{ cm} ; 50 \text{ cm} ; 60 \text{ cm}\} = 68 \text{ cm} \right.$$

$$L' = 2h = 100 \text{ cm}$$

**Figure VI.2 : La zone nodale**



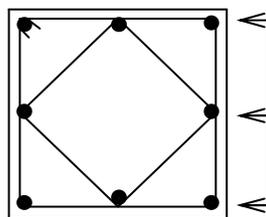
**Poteaux**  
6<sup>eme</sup>...8<sup>eme</sup> étages



40x40

8T14

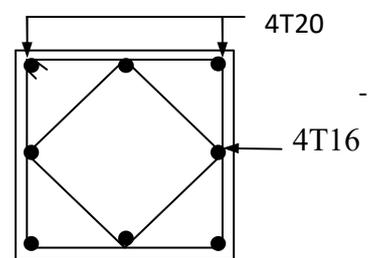
**Poteaux**  
(3<sup>eme</sup> ...5<sup>eme</sup>) étages



45x45

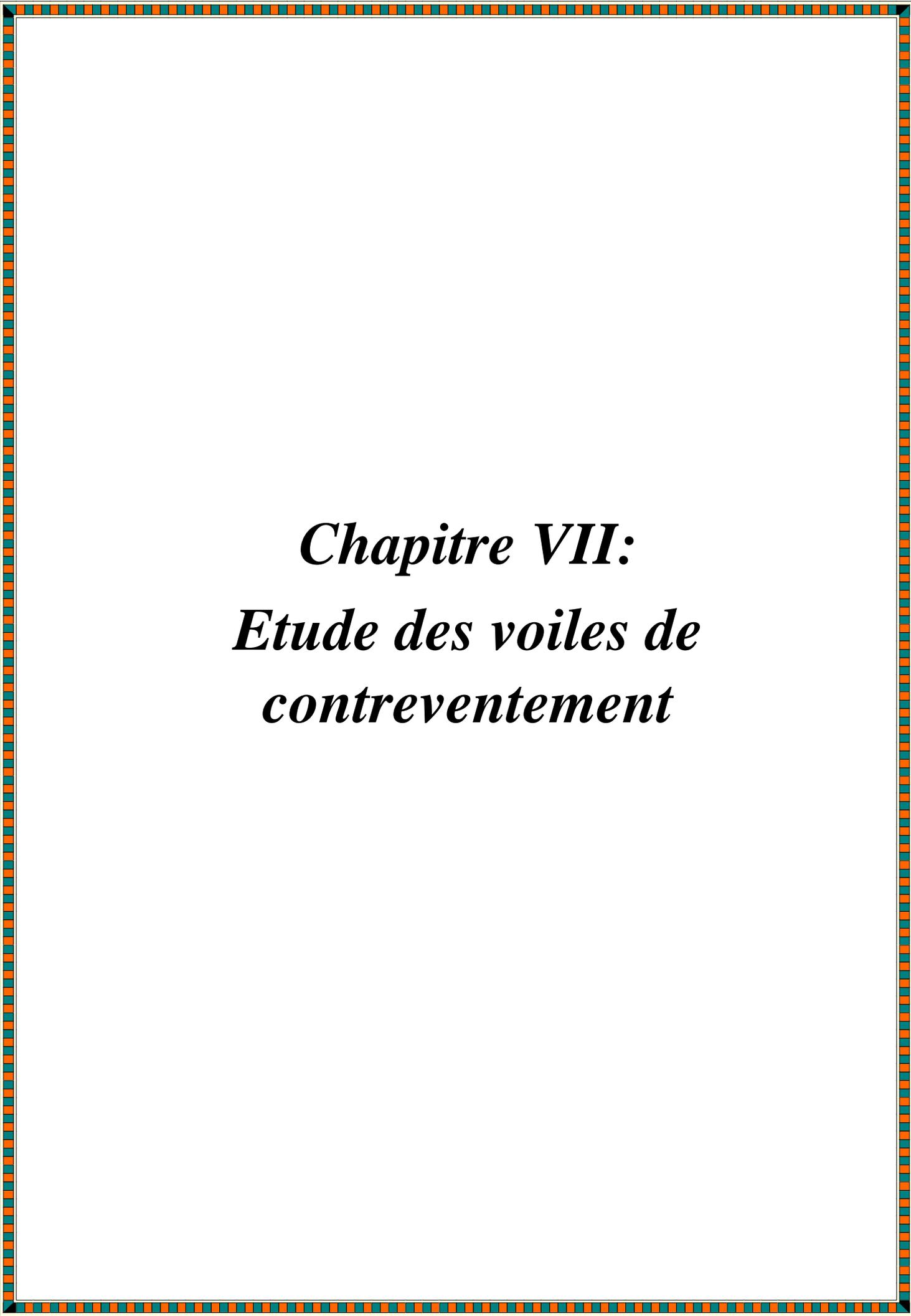
8T16

**Poteaux**  
(S.Sol... 2<sup>eme</sup>) étages



50x50

**Figure VI.3: Ferrailages des poteaux**



***Chapitre VII:***  
***Etude des voiles de***  
***contreventement***

**VII.1.Introduction :**

Le voile ou le 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.

On utilise les voiles dans tous les bâtiments quelle que soit leurs destination (d'habitations, de bureaux, scolaires, hospitaliers, industriels,...).

Les systèmes de contreventement représentent la partie de la structure qui doit reprendre les forces horizontales dues aux vents "action climatique" ou aux séismes (action géologique). Dans notre construction, le système de contreventement est mixte (voiles - portiques) ; ce système de contreventement 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 structures qui obéissent à des lois de comportement différentes de l'interaction portique – voiles, naissent des forces qui peuvent changer de sens aux niveaux les plus hauts et ceci s'explique par le fait qu'a ces niveaux les portiques bloquent les voiles dans leurs déplacements. Par conséquent une attention particulière doit être observée pour ce type de structure :

**VII.1.1.Conception :**

- Il faut que les voiles soient placés de telle sorte qu'il n'y ait pas de (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).

**VII.1.2.Calcul :**

Dans les calculs, on doit considérer un modèle comprenant l'ensemble des éléments structuraux (portiques-voiles) afin de prendre en considération conformément aux lois de comportement de chaque type de structure.

**VII.2. 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+E** (Vérification du béton).

**0.8G±Q+E** (Calcul des aciers de flexion).

Le calcul des armatures sera fait à la flexion composée, par la méthode des contraintes et vérifier selon le règlement R.P.A 99(Version 2003).

Les murs en béton armé comportent trois catégories d'armatures :

- Armatures verticales
- Armatures horizontales (parallèles aux faces des murs)
- Armatures transversales.

**VII.3.La méthode de calcul :**

On utilise la méthode des contraintes (la formule classique de la R.D.M) :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{A} \pm \frac{M.V}{I} \leq \bar{\sigma} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{1,15} = 18,48 \text{ MPa}$$

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.

**On distingue 3 cas :**

**1<sup>er</sup> cas :**

Si :  $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) > 0 \Rightarrow$  la section du voile est entièrement comprimée " pas de zone tendue ".

La zone courante est armée par le minimum exigé par le R.P.A 99/ (**Version 2003**).

$$A_{\min} = 0,15\% \cdot a.L$$

**2<sup>ème</sup> cas :**

Si :  $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) < 0 \Rightarrow$  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 :

$$A_v = \frac{F_t}{f_e}$$

On compare  $A_v$  par la section minimale exigée par le R.P.A 99 (version 2003).

Si :  $A_v < A_{\min} = 0,15 \% \text{ a.L}$ , On ferraille avec la section minimale.

Si :  $A_v > A_{\min}$ , On ferraille avec  $A_v$ .

**3<sup>ème</sup> cas :**

Si :  $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2)$  sont de signe différent, la section du voile est partiellement comprimée,

Donc on calcule le volume des contraintes pour la zone tendue.

### VII.3.1 Les armatures verticales :

Ils sont disposés en deux nappes parallèles servant à répondre les contraintes de flexion composée, le R.P.A 99 (version 2003) 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 1/10 de l'épaisseur du voile.

### VII.3.2 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 de mur limité par des ouvertures ; les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

Le pourcentage minimum d'armatures horizontales donné comme suit :

Globalement dans la section du voile 0,15%

En zone courante 0,10 %.

### VII.3.3 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 diamètre 6 mm lorsque les barres longitudinales ont un diamètre inférieur ou égal à 20 mm, et de 8 mm dans le cas contraire.

**VII.4 Ferrailage des voiles :**

**VII.4.1 Exemple de calcul :**

**Voile de rive :**

$$A = (0.50^2 \times 2) + 0.2 \times 4.30 = 1.36 \text{ m}^2$$

$$I = (0.2 \times 4.30^3) / 12 = 1.33 \text{ m}^4$$

$$V = 2.15 \text{ m}$$

$$N = 86.4 \text{ KN}$$

$$M = 15.4 \text{ KN.m}$$

$$T = 8.7 \text{ KN}$$

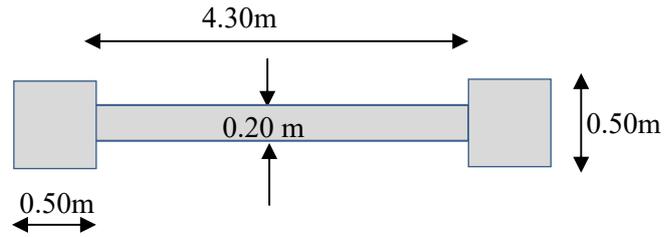


Figure :VII.1 Voile Type 1

**Détermination des contraintes :**

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M.V}{I} \rightarrow \sigma_1 = \frac{86.4 \times 10^{-3}}{1.36} + \frac{15.4 \times 2.15 \times 10^{-3}}{1.33} = 0.09 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{M.V}{I} \rightarrow \sigma_2 = \frac{86.4 \times 10^{-3}}{1.36} - \frac{15.4 \times 2.15 \times 10^{-3}}{1.33} = 0.04 \text{ MPa}$$

On a  $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) > 0$  ; la section du voile est entièrement comprimée " pas de zone tendue ".

La zone courante est armée par le minimum exigé par le R.P.A 99 (version 2003).

$$A_{\min} = 0,15\% . a . L$$

On calcule le ferrailage pour une bande de 1m :

$$A_{\min} = 0,15\% . a . L = 0,0015 \times 20 \times 100 = 3 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

**Le diamètre « D » :**

$$D \leq \frac{1.a}{10(\text{mm})} \Rightarrow D \leq \frac{1 \times 200}{10} = 20 \text{ mm}$$

On prend  $D=12 \text{ mm}$ .

Donc on prend : 5T12 p.m. = 5.65 cm<sup>2</sup>/m

**L'espacement « St » :**

Selon le BAEL 91, on a :

$$St \leq \min \{2.a; 33 \text{ cm}\}$$

$$St \leq \min \{40; 33 \text{ cm}\} \Rightarrow St \leq 33 \text{ cm}$$

- Selon le R.P.A 99 (version 2003) on a :

$$St \leq \min \{1,5.a; 30 \text{ cm}\}$$

$$St \leq \min \{30; 30 \text{ cm}\} \Rightarrow St \leq 30 \text{ cm}$$

$$\text{Donc : } St \leq \min \{St_{\text{BAEL91}}; St_{\text{RPA 99}}\}$$

$$St \leq 30 \text{ cm}$$

On adopte :  $St = 20 \text{ cm}$

**Vérification de la contrainte de cisaillement «  $\tau_b$  » :**

La vérification de la résistance des voiles au cisaillement se fait avec la valeur de L'effort tranchant trouvé à la base du voile majoré de 40% (Art 7.2.2 RPA 99/V2003).

$$\text{-La contrainte de cisaillement : } \tau_u = 1,4 \frac{T}{b_0.d}$$

**Avec :**

T : l'effort tranchant à la base du voile.

$b_0$  : épaisseur de voile.

$d$  : hauteur utile. ( $d=0,9 \times h$ ).

$h$  : hauteur totale de la section brute.

la contrainte limite est :  $\bar{\tau} = 0,2 \cdot f_{c28} = 5 \text{ MPa}$

Il faut vérifier la condition suivante :  $\tau_u \leq \bar{\tau}$

$$\tau_u = 1,4 \frac{T}{b_0 \cdot d} = 1,4 \times \frac{8,7 \times 10^{-3}}{0,2 \times (0,9 \times 4,08)} = 0,017 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0,12 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = 5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée}$

**Disposition des armatures :**

**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, être 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 1/10 de la largeur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm.

**On a :**

$S_t = 20 \text{ cm} \Rightarrow S_t / 2 = 10 \text{ cm} \leq 15 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée}$

$L = 430 \text{ cm} \Rightarrow L / 10 = 43,0 \text{ cm}$

**Armatures horizontales :**

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10Ø.

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  $S_t \leq \min (1,5 \cdot a; 30 \text{ cm})$

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne doit pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

D'après le R.P.A 99 (version 2003), on adopte le même ferrailage que les armatures verticales soit T12 avec un espacement de 20 cm

**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.

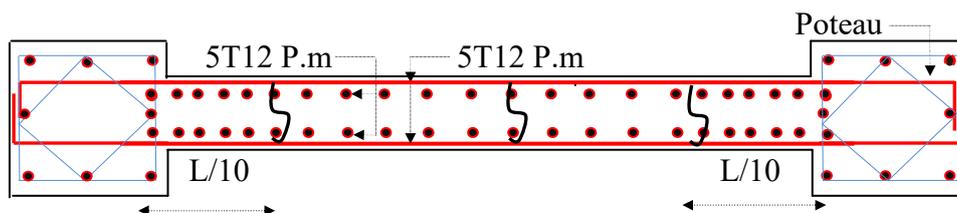


Figure VII.3 : Disposition des armatures des Voiles



***Chapitre VIII:***  
***Etude de l'infrastructure***

### VIII.1 Calcul des fondations :

#### VIII.1.1 Introduction :

Les fondations d'une construction sont constituées par les parties de l'ouvrage qui sont en contact avec le sol, au quelles elles transmettent les charges de la superstructure, elles constituent donc la partie essentielle de l'ouvrage, la bonne conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble.

Il est important donc pour déterminer les dimensions de connaître d'une part le poids total de l'ouvrage entièrement achevée, et d'autre part la force portante du sol.

D'après le rapport du sol notre terrain à une contrainte admissible de 2,0 bar à un ancrage de 2,00 m.

Le béton de propreté prévu pour chaque semelle aura d'une épaisseur de 10 cm.

Vu la hauteur de la construction et les charges apportées par la superstructure, ainsi que l'existence des voiles dans cette construction, et la moyenne portance du sol, le dimensionnement des fondations donne des semelles de grandes dimensions qui se chevauchent dans l'un ou dans l'autre sens, donc il est préférable de les relier de manière à former 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

Éviter les tassements différentiels.

#### VIII.1.2 Définition :

Le radier c'est une surface d'appui continue (dalles, nervures) débordant l'emprise de l'ouvrage, elle permet une répartition uniforme des charges a transmises tout en en résistant aux contraintes de sol.

#### VIII.2 Calcul du radier :

Un radier c'est une semelle unique de très grande dimension commun entre tous les poteaux et voiles supportant toute la construction.

Un radier est calculé comme un plancher renversé mais fortement sollicité (Réaction de sol  $\approx$  poids total de la structure).

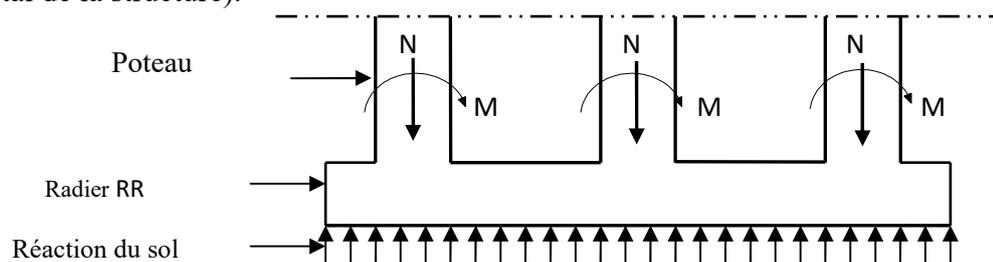


Figure. VIII.1 : Schéma du Radier

**VIII.2.1 Pré dimensionnement du radier :**

Le radier général supporte la somme des charges permanentes est charges d'exploitations dues à la Superstructure :

$$G_T = \sum_{i=1}^9 G_i = \mathbf{37457 \text{ KN}}$$

$$Q_T = \sum_{i=1}^9 Q_i = \mathbf{6451,9 \text{ KN}}$$

Avec :

$G_T$  : la charge permanente totale.

$Q_T$  : la charge d'exploitation totale.

Combinaison d'actions :

$$\text{A L'E.L.U: } N_U = 1,35G_T + 1,5Q_T = \mathbf{60244,60 \text{ KN}}$$

$$\text{A L'E.L.S: } N_{Ser} = G_T + Q_T = \mathbf{43908,9 \text{ KN}}$$

**Surface minimale du radier :**

La surface du radier est donnée par la formule suivante :

$$\frac{N}{S} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}} = \frac{43908,9}{2 \times 10^2} = \mathbf{219,54 \text{ m}^2}$$

On prend un débord de 80 cm de chaque côté dans les deux directions ce qui nous donne une surface d'assise  $S_{radier} = \mathbf{484,70 \text{ m}^2}$ .

**VIII.2.2 Calcul de l'épaisseur de la dalle du radier :**

L'épaisseur du radier doit satisfaire les conditions suivantes :

**1<sup>ère</sup> Condition :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq 0,06 \cdot f_{c28} \Rightarrow d \geq \frac{V_u}{0,06 f_{c28} \cdot b}$$

Avec :

$$V_u : \text{l'effort tranchant ultime ; } V_u = \frac{Q_u \cdot L}{2}$$

L : Longueur maximal d'une bande 1m ; L= 4,80 m

$$Q_u = \frac{N_u}{S} = \frac{60244,6}{484,70} = \mathbf{124,29 \text{ KN / m}^2}$$

Pour une bande de 1 mètre linéaire :

$$Q_u = 124,29 \times 1 \text{ ml} = \mathbf{124,29 \text{ KN / m}}$$

$$V_u = \frac{Q_u \cdot L}{2} = \frac{1m \times 124,29 \times 4,80}{2} = 298,30 \text{KN}$$

$$\Rightarrow d \geq \frac{298,3 \times 10^{-3}}{0,06 \times 25 \times 1} = 0,199 \text{m.}$$

**2<sup>ème</sup> Condition :**

$$\begin{cases} \frac{L}{25} \leq d \leq \frac{L}{20} \Rightarrow 19,20 \text{ cm} \leq d \leq 24 \text{ cm} \\ L = 4,80 \text{ m} \end{cases}$$

Donc :  $h \geq d + c = 20 + 5 = 25 \text{ cm}$

Soit :  $d = 20 \text{ cm}$ ,  $h = 30 \text{ cm}$

**VIII.3 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 :

$$\frac{L}{9} \leq h \leq \frac{L}{6} \Rightarrow 53,33 \text{ cm} \leq h \leq 80 \text{ cm}$$

On prend comme dimension :  $\begin{cases} h = 70 \text{ cm} , d = 63 \text{ cm.} \\ b = 50 \text{ cm.} \end{cases}$

**VIII.3.1 Vérification des contraintes du sol :**

On doit vérifier la de sol sous radier a L'ELS sous l'action de la superstructure ainsi son poids propre et compris les poutres de libage.

**Poids propre du radier :**

$$G_{\text{radier}} = \gamma_{\text{BA}} \cdot (h_r \cdot S_r + h_p \cdot b_p \cdot \sum L_i)$$

$$G_{\text{radier}} = 25 \cdot ((0,30 \times 484,7) + (0,70 \times 0,40 \times 99,43)) = 4331,26 \text{KN}$$

$$N_{\text{ser}} = G_{\text{radier}} + N_{\text{ser superstructure}} = 4331,26 + 43908,9 = 48240,16 \text{ KN}$$

Donc on va vérifier la condition suivante :

$$\frac{N_{\text{ser}}}{S_{\text{radier}}} < 200 \text{KN} / \text{m}^2$$

$$\frac{N_{\text{ser}}}{S_{\text{radier}}} = \frac{48240,16}{484,70} = 99,53 \text{KN} / \text{m}^2 < 200 \text{KN} / \text{m}^2 \dots\dots\dots \text{Condition Vérifiée}$$

**VIII.3.2 La longueur élastique :**

La longueur élastique de la poutre de libage est donnée par :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{K \cdot b}}$$

Avec : I : Inertie de la poutre :  $I = \frac{bh^3}{12} = \frac{0,5 \times 0,70^3}{12} = 0,014m^4$  .

E : module d'élasticité du béton,  $E = 3216420 \text{ t / m}^2$  .

b : largeur de la poutre :  $b = 0,50 \text{ m}$

K : coefficient de la raideur de sol  $k = 500 \text{ t / m}^3$

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times 3216420 \times 0,014}{500 \times 0,50}} = 5,18m$$

$$L_{max} = 5,18m < \frac{\pi}{2} \times L_e = 8,13m \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée}$$

$L_{max}$  : la longueur maximale entre nues des poteaux.

Donc on peut considérer que le radier est infiniment rigide.

**VIII.4 Evaluation des charges pour le calcul du radier :**

**VIII.4.1 Poids unitaire du radier :**

$$\sigma_{max} = \frac{N_{ser}}{S_{radier}} = \frac{48240,16}{484,7} = 99,53 \text{ KN / m}^2$$

$$\sigma_{radier} = \gamma_b \times h = 25 \times 0,30 = 7,5 \text{ KN / m}^2$$

$$Q = \sigma_{max} - \sigma_{radier} = 99,53 - 7,5 = 92,03 \text{ KN / m}^2$$

Donc la charge en « m<sup>2</sup> » à prendre en compte dans le calcul du ferrailage du radier est de :

$$Q = 124,29 \text{ Si } \alpha = L_x / L_y < 0,4 :$$

**VIII.5 Ferrailage du radier :**

**VIII.5.1 Ferrailage des dalles :**

Soit une dalle reposant sur 4 côtés de dimensions entre nus des appuis  $L_x$  et  $L_y$  avec  $L_x \leq L_y$ .

Pour le ferrailage des dalles on a deux cas :

1<sup>ère</sup> cas :

**Si  $\alpha = L_x / L_y \geq 0,4$  :** La dalle porte suivant les deux directions.

Les moments sont donnés par :

$$\begin{cases} M_{ox} = \mu_x \cdot Q \cdot L_x^2 \\ M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox} \end{cases}$$

**Moment en travée :**

$$M_t = 0,85M_0 \dots \dots \dots \text{panneau de rive.}$$

$$M_t = 0,75M_0 \dots \dots \dots \text{panneau intermédiaire.}$$

**Moment sur appuis :**

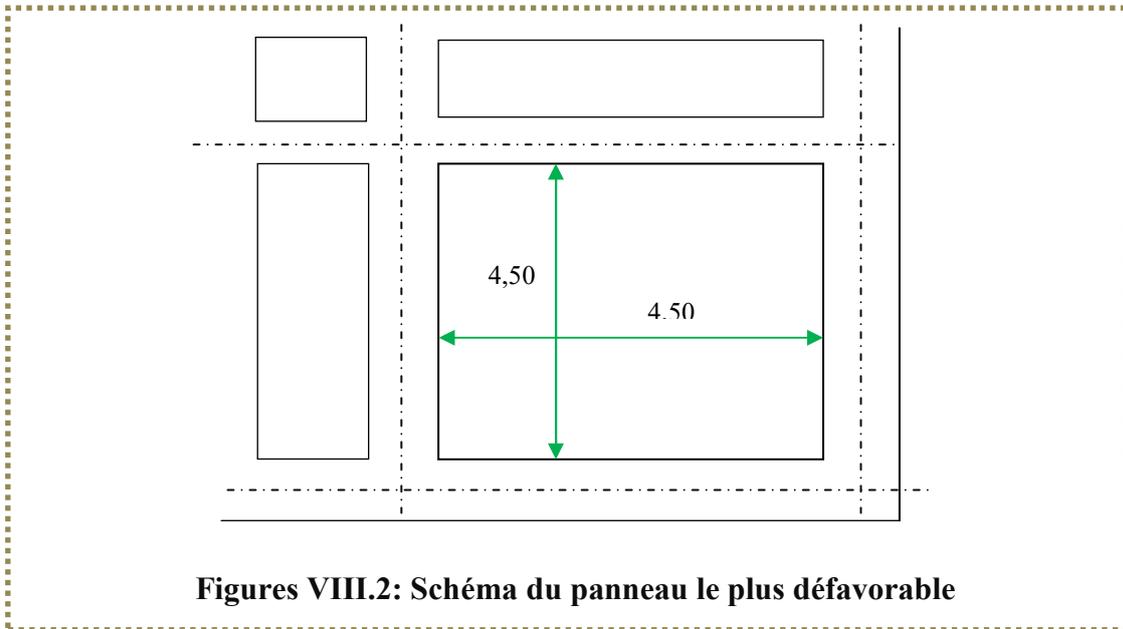
$$M_a = 0,4 M_0 \dots \dots \dots \text{appuis de rive.}$$

$M_a = 0,5M_0$ .....appuis intermédiaire

**2<sup>ème</sup> cas :**

Si  $\alpha = \frac{L_x}{L_y} < 0,4$  : La dalle se calcule comme une poutre continue dans les sens de la petite

portée. Pour notre cas, on prend le panneau le plus défavorable.



**Figures VIII.2: Schéma du panneau le plus défavorable**

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4,5}{4,5} = 1 > 0,4$$

Donc La dalle porte dans les deux sens.

$$\alpha = 0,99 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0368 \\ \mu_y = 1,0000 \end{cases}$$

$$M_{ox} = \mu_x \cdot Q \cdot L_x^2 \rightarrow M_{ox} = 0,0368 \times 124,29 \times 4,50^2$$

$$M_{ox} = 92,62 \text{ KN.m}$$

$$M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox} \rightarrow M_{oy} = 1,0000 \times 92,62$$

$$M_{oy} = 92,62 \text{ KN.m}$$

**En travée :**

**Sens x :**

$$M_{tx} = 0,85M_{ox} = 0,85 \times 92,62 = 78,73 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{tx}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{78,73 \times 10^3}{100 \times 63^2 \times 14,17} = 0,014 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\beta = 0,993$$

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{78,73 \times 10^3}{0,993 \times 63 \times 348} = 3,62 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte 4T12/ ml ;  $A_s = 4,52 \text{ cm}^2/\text{ml}$  ;  $St = 25 \text{ cm}$

**Sens y :**

$$M_{ty} = 0,85M_{0y} = 0,85 \times 92,62 = 78,73 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{ty}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{78,73 \times 10^3}{100 \times 63^2 \times 14,17} = 0,014 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\beta = 0,993$$

$$A_s = \frac{M_{ty}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{78,73 \times 10^3}{0,993 \times 63 \times 348} = 3,62 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte 4T12/ ml ;  $A_s = 4,52 \text{ cm}^2/\text{ml}$  ;  $St = 25 \text{ cm}$

**Sur appuis :**

**Appui de rive :**

$$M_{a \text{ rive}} = 0,3M_{0x} = 0,3 \times 92,62 = 27,79 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{a \text{ rive}}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{27,79 \times 10^3}{100 \times 63^2 \times 14,17} = 0,005 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\beta = 0,998$$

$$A_s = \frac{M_{a \text{ rive}}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{27,79 \times 10^3}{0,998 \times 63 \times 348} = 1,27 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte 4T12 / ml ;  $A_s = 4,52 \text{ cm}^2/\text{ml}$  ;  $St = 25 \text{ cm}$

**Appui intermédiaire :**

$$M_{a \text{ inter}} = 0,5M_{0y} = 0,5 \times 92,62 = 46,31 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{a \text{ inter}}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{46,31 \times 10^3}{100 \times 63^2 \times 14,17} = 0,008 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\beta = 0,996$$

$$A_s = \frac{M_{a \text{ inter}}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{46,31 \times 10^3}{0,996 \times 63 \times 348} = 2,12 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte 4T12 / ml ;  $A_s = 4,52 \text{ cm}^2/\text{ml}$  ;  $St = 25 \text{ cm}$

**VIII.5.2 Vérification de l'espacement :**

Dans le sens le plus sollicité :

$$\begin{cases} S_t \leq \min \{3h ; 33 \text{ cm}\} \\ S_t \leq 33 \text{ cm} \end{cases} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

**VIII.5.3 Disposition du ferrailage :**

**Arrêt des barres :**

La longueur de scellement  $L_s$  est la longueur nécessaire pour assurer un ancrage correct.

On a :  $f_c = 400$  et  $f_{c28} = 25$  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 :**

$$L_s = \frac{\phi \times f_c}{4 \times \tau_{su}}$$

$$\tau_{su} = 0,6 \times \Psi^2 \times f_{tj} \rightarrow \tau_{su} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,84 \text{ MPa}$$

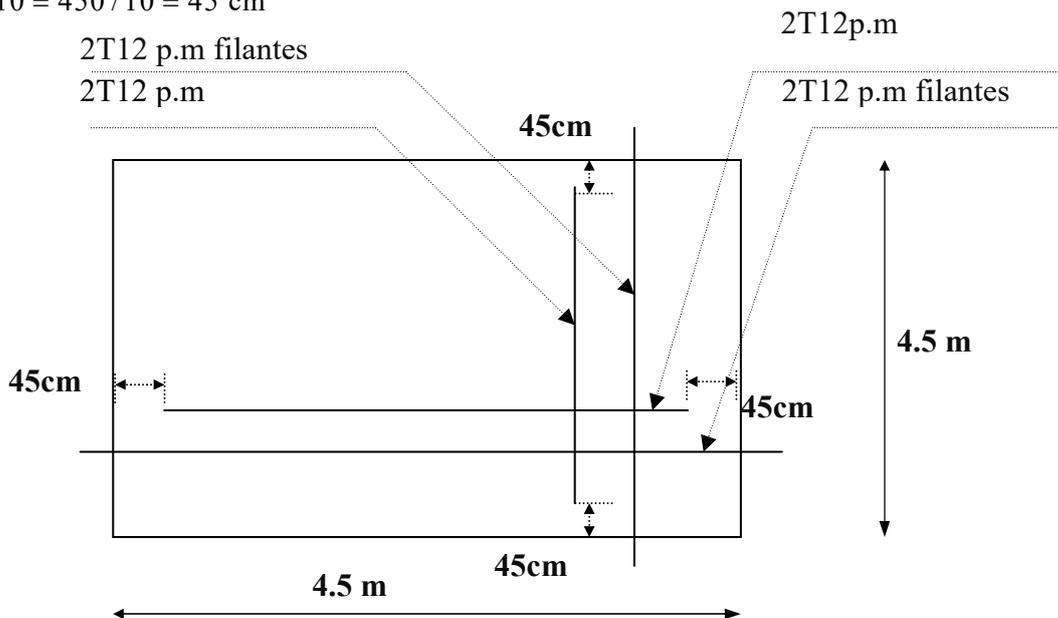
$$L_s = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,84} = 42,25 \text{ cm}$$

$$L_1 = \max \{L_s ; 0,2L_x\} \rightarrow L_1 = \max \{42,25 ; 90\} = 90 \text{ cm}$$

**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 :

$$L_x / 10 = 450 / 10 = 45 \text{ cm}$$



**Figure VIII.3 : Armatures supérieures (en travée)**

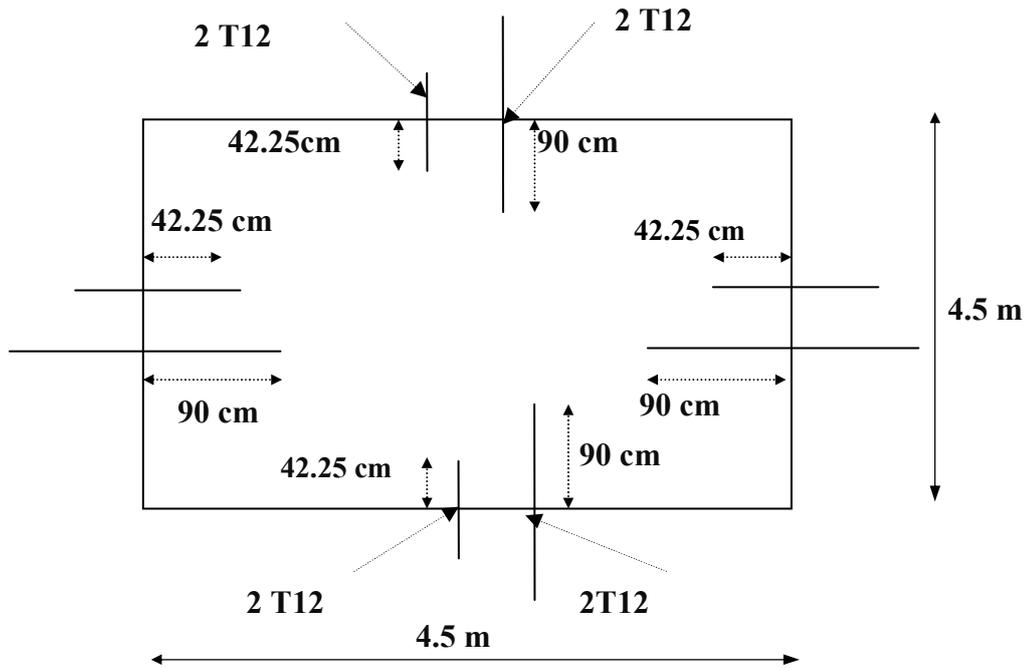


Figure VIII.4 : Armatures inférieures (sur appuis)

VIII.6 Ferrailage des poutres de libage :

Le rapport  $\alpha = L_x/L_y \geq 0,4$  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.

Sens longitudinal (y) :

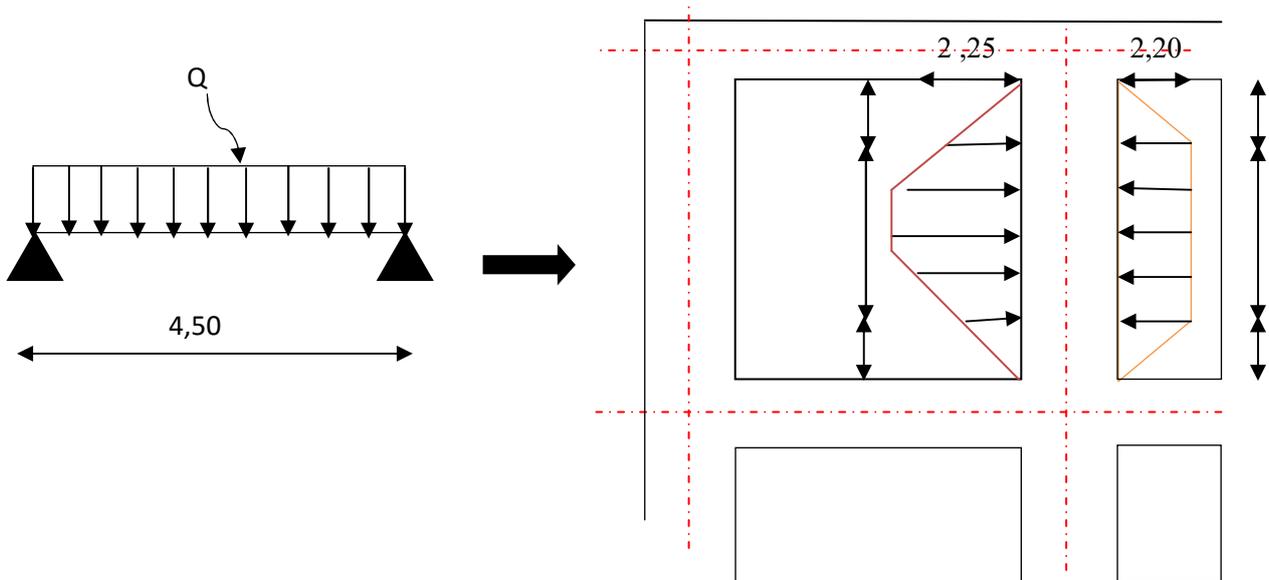


Figure VIII.5 : Répartition des charges sur les poutres selon les lignes de rupture.

**Calcul de Q' :**

C'est la charge uniforme équivalente pour le calcul des moments.

$$Q' = \frac{Q}{2} \left[ \left( 1 - \frac{L_{x1}^2}{3.L_{y1}^2} \right) . L_{x1} + \left( 1 - \frac{L_{x2}^2}{L_{y1}^2} \right) . L_{x2} \right]$$

**Avec :**

$$L_{x1} = L_{y1} = 4,50 \text{ m}$$

$$L_{x2} = 4,4 \text{ m}$$

$$Q = 92,03 \text{ KN} / \text{m}^2$$

**Donc :**

$$Q' = \frac{92,03}{2} \left[ \left( 1 - \frac{(4,5)^2}{3.(4,5)^2} \right) . 4,5 + \left( 1 - \frac{(4,4)^2}{(4,5)^2} \right) . 4,4 \right] = 146,94 \text{ KN.m}$$

$$M_0 = \frac{Q'.L^2}{8} = \frac{146,94 \times 4,5^2}{8} = 371,94 \text{ KN.m}$$

**Calcul du ferrailage :**

**En travée :**

$$M_t = 0,85M_{0x} = 0,85 \times 371,94 = 316,15 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{316,15 \times 10^3}{50 \times 63^2 \times 14,17} = 0,112 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\beta = 0,940$$

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{316,15 \times 10^3}{0,940 \times 63 \times 348} = 15,34 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\text{On adopte : } \begin{cases} 1^{\text{er}} & \text{lit 3T16} \\ 2^{\text{ème}} & \text{lit 3T16} \Rightarrow A = 18,10 \text{ cm}^2 \\ 3^{\text{ème}} & \text{lit 3T16} \end{cases}$$

**En appuis :**

$$M_a = 0,4M_{0x} = 0,4 \times 371,94 = 148,78 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{148,78 \times 10^3}{50 \times 63^2 \times 14,17} = 0,162 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\beta = 0,911$$

$$A_s = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{148,78 \times 10^3}{0,911 \times 63 \times 348} = 7,45 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte : 3T14 (Fil) + 3T14 (chap) ;  $A = 9,24 \text{ cm}^2$

b. Sens transversal(x) :

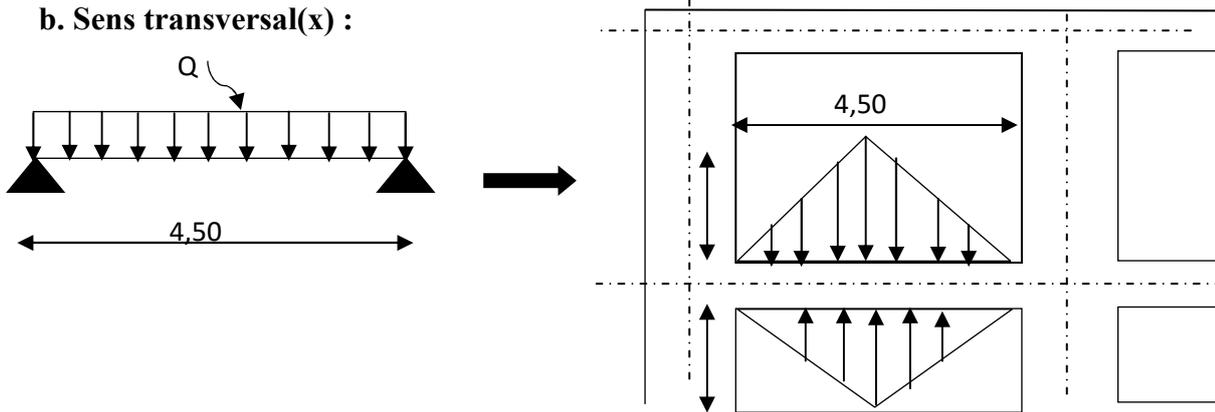


Figure VIII.6 : Répartition des charges sur les poutres selon les

Calcul de  $Q'$  :

C'est la charge uniforme équivalente pour le calcul des moments.

$$Q' = \frac{2}{3} \times Q \times L_{x1} = \frac{2}{3} \times 92,03 \times 4,5 = 276,09 \text{ KN/m}$$

$$M_0 = \frac{Q' \times l^2}{8} = \frac{276,09 \times 4,5^2}{8} = 698,85 \text{ KN.m}$$

Calcul du ferrailage :

En travée :

$$M_t = 0,85M_0 = 0,85 \times 698,85 = 594,02 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{594,02 \times 10^3}{50 \times 63^2 \times 14,17} = 0,211 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\beta = 0,910$$

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{594,02 \times 10^3}{0,881 \times 63 \times 348} = 30,75 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\text{On adopte : } \begin{cases} 1^{\text{er}} & \text{lit4T20} \\ 2^{\text{eme}} & \text{lit4T20} \Rightarrow A = 33,17 \text{ cm}^2 \\ 3^{\text{eme}} & \text{lit4T16} \end{cases}$$

En appuis :

$$M_a = 0,4M_{0x} = 0,4 \times 698,85 = 279,54 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{279,54 \times 10^3}{50 \times 63^2 \times 14,17} = 0,099 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\beta = 0,948$$

$$A_s = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{279,54 \times 10^3}{0,948 \times 63 \times 348} = 13,45 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte : 5T20 Soit ( $A = 15,71 \text{ cm}^2$ ).

### VIII.6.1 Contraint de cisaillement :

#### Calcul de l'effort tranchant :

##### Sens longitudinal :

$$T = \frac{Q}{2} \left[ \left( 1 - \frac{L_{x1}}{2L_y} \right) \cdot L_{x1} + \left( 1 - \frac{L_{x2}}{2L_y} \right) \cdot L_{x2} \right]$$

$$T = \frac{92,03}{2} \left[ \left( 1 - \frac{4,5}{2 \times 4,5} \right) \times 4,5 + \left( 1 - \frac{4,4}{2 \times 4,5} \right) \cdot 4,4 \right] = 207,02 \text{ KN}$$

##### Sens transversal :

$$T = \frac{Q}{2} \cdot L_{x1} = \frac{92,03}{2} \times 4,5 = 207,07 \text{ KN}$$

$$T_{\max} = 207,07 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \cdot d} = \frac{207,07}{0,5 \times 0,63 \times 1000} = 0,66 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0,10 f_{c28}; 4 \text{ MPa}) = \min(2,5; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0,66 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée}$$

#### Diamètre :

$$\varphi_t \leq \min(h/35; \varphi_1; b/10) = \min(20; 20; 50) = 20 \text{ mm}$$

on prend  $\varphi_t = 10 \text{ mm}$

#### Espacement :

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\varphi_1\right) = \min(17,5; 24) = 17,50 \text{ cm}$$

On prend  $S_t = 12 \text{ cm}$

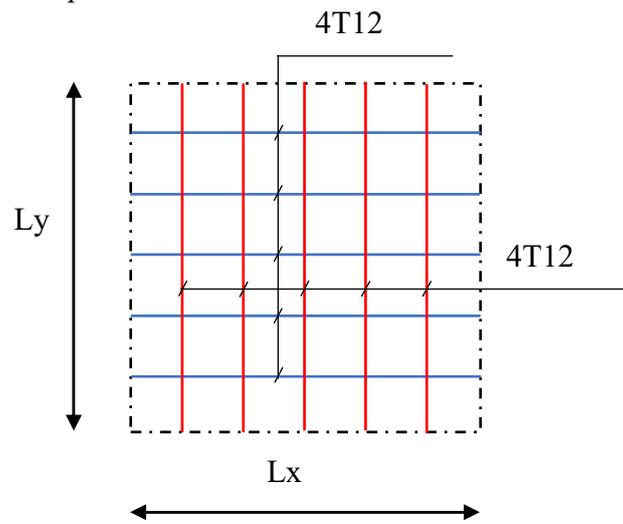
$$S_t \leq \frac{0,8 \cdot A_t \cdot f_e}{b(\tau_u - 0,3 f_{c28})}$$

$$A_t \geq \frac{b(\tau_u - 0,3 f_{c28}) S_t}{0,8 \cdot f_e} = \frac{(0,66 - 0,3 \times 2,1) 50 \times 12}{0,8 \times 400} = 0,06$$

Donc on utilise des armatures HA, Fe400, soit 4T10,  $A = 3,14 \text{ cm}^2/\text{m}$ .

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot S_t} \geq \max(\tau_u / 2; 0,4 \text{ MPa}) = \max(0,33; 0,4 \text{ MPa}) = 0,4$$

$$\frac{3,14 \times 400}{50 \times 12} = 2,09 > 0,40 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée}$$



Figures VIII.7 : Disposition des armatures dans le radier par mètre linéaire

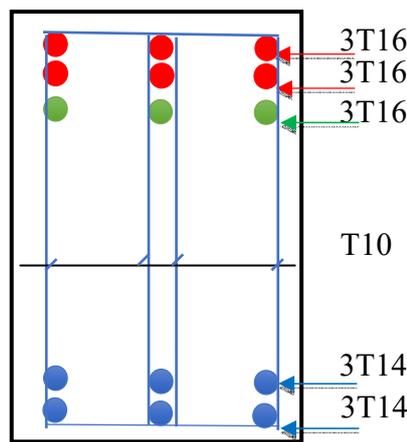


Figure VIII.8 Ferrailage de la poutre de libage (sens longitudinal)

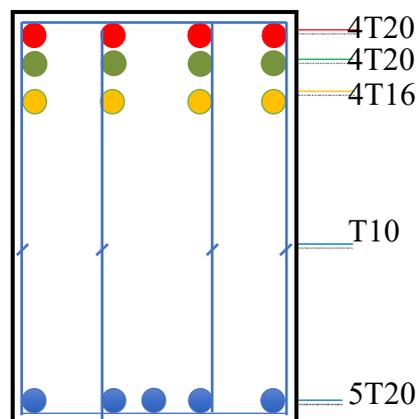


Figure VIII.9 Ferrailage de la poutre de libage (sens longitudinal)

**VIII.2 ETUDE DU VOILLE PÉRIPHÉRIQUE :**

L'infrastructure doit constituer un ensemble rigide capable de remplir les fondations suivantes :

Réaliser l'encastrement de la structure dans le terrain :

Assurent la liaison avec le sol et repartissent les efforts

Elles jouent un rôle d'appuis.

Limitée les tassements différentielle a une valeur acceptable.

Remarque : on remarque du plan de la coupe que les fondations ne seront pas encarrées à la profondeur recommandé par le bureau géotechnique ( un ancrage de 2.5 m) pour avoir 2 bars de capacité portante). Alors, on propose d'ajouter un sous sol de 3 m de hauteur pour attendre le bon sol.

**Dimensionnement :**

On adopte une épaisseur  $e=15$  cm, la longueur  $L=4.80$  m, la hauteur  $H=3$  m.

Caractéristique du sol :

Poids spécifique :  $\gamma = 17 \text{ kn} / \text{m}^3$

Angle de frottement :  $\varphi = 30^\circ$

Une cohésion :  $C = 0$  kn/m.

**Evaluation des charges et surcharges :**

Le voile périphérique est soumis à :

a) Poussée des terres :

$$G = h \times \gamma \times \text{tg}^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \Rightarrow G = 3 \times 17 \times \text{tg}^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{30}{2} \right) = 3.27 \text{ kn} / \text{m}^2$$

b) Charge due à la surcharge :

$$q=10 \text{ kn/m}^2 \Rightarrow Q = q \times \text{tg}^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \Rightarrow Q = 0.64 \text{ kn} / \text{m}^2$$

**Ferraillage du voile :**

Le voile périphériques se calcul comme un panneau de dalle sur quatre appuis, uniformément chargé encasté en chaque coté. Il est soumis à la poussée des terres, et une surcharge d'exploitation estimée à  $10 \text{ kn/m}^2$ .

**➤ A L'ELU :**

pour le ferraillage du mur on prend le panneau le plus défavorable.

$L_x = 3.15$  m,  $L_y = 4.80$  m ,  $B=1$  m ,  $h=15$  cm.

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = 0.66 \geq 0.4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$\sigma_{\min} = 1.5 \times Q = 0.96 \text{ kn/m}^2, \sigma_{\max} = 1.35 \times G + 1.5Q \Rightarrow \sigma_{\max} = 5.37 \text{ kn/m}^2$$

$$q_u = \sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \times \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = 4.27 \text{ kn/m}^2$$

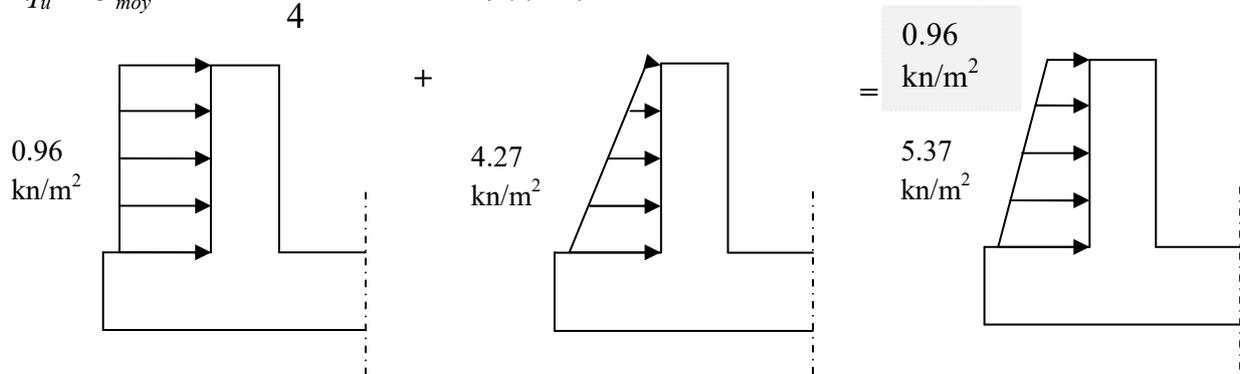


Figure VIII.10: schéma de chargement du mur de soutènement.

$$\alpha = 0.66 \Rightarrow ELU : \begin{cases} \mu_x = 0.0737 \\ \mu_y = 0.3753 \end{cases}$$

$$M_{0x} = \mu_x \cdot qx \cdot L_x^2 \rightarrow; M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x}$$

$$M_{0x} = 3.12 \times m \rightarrow; M_{0y} = 1.17 \times m.$$

Les moments sollicitant :

$$M_{tx} = 0.85 \times M_{0x} = 2.65 \text{ kn/m}^2$$

$$M_{ty} = 0.85 \times M_{0y} = 0.99 \text{ kn/m}^2$$

$$M_{ap} = 0.50 \times M_{0x} = 1.56 \text{ kn/m}^2$$

Sens		Mu (kn.m)	A	A <sub>min</sub>	A adoptée	St	Choix
X-X	Travée	2.65	0.61	1.5	5.50	15	7HA10
	Appuis	1.56	0.36	1.5	5.50	15	7HA10
Y-Y	Travée	0.99	0.23	1.5	5.50	15	7HA10
	Appuis	1.56	0.36	1.5	5.50	15	7HA10

Tableau VIII.1: Résumé des résultats ferrailage.

➤ **Vérification à l'ELU :**

avec  $A_{\min} = 0.1\% \times 15 \times 100 / 100 = 1.5 \text{ cm}^2$

➤ **Les espacements :**

- *Armature* //  $L_x$  :  $St \leq \min(3e : 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$ .
- *Armature* //  $L_y$  :  $St \leq \min(4e : 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$ .

➤ **Vérification de l'effort tranchant :**

En doit vérifier que :  $\tau_u = \frac{T_u}{b.d} \leq (0.1f_{c28}; 4MPa) = 2.5Mpa$  Fissuration nuisible.

$$V_y = \frac{q_u \times l_y}{2} \times \frac{1}{(1 + \frac{\alpha}{2})} = 7.71kn$$

On a  $V_x = \frac{q_u \times l_y}{3} = \frac{4.27 \times 4.8}{3} = 6.83kn.$

$\tau_u = 0.196Mpa \leq \tau_u = 2.5Mpa.....Condition Vérifiée.$

➤ **Vérification à l'ELS :**

$\sigma_{min} = Q = 0.64kn / m^2; \sigma_{max} = G + Q = 3.91kn / m^2.$

$q_u = \sigma_{max} = \frac{3 \times \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 3.09kn / m^2.$

$ELS : p = \frac{L_x}{L_y} = 0.66 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0737 \\ \mu_y = 0.3753 \end{cases}$

➤ **Les moments sollicitant :**

$M_{0x} = 2.26kn / m^2 \rightarrow; M_{0y} = 0.85kn / m^2.$

$M_{tx} = 1.92kn / m^2 \rightarrow; M_{ty} = 0.72kn / m^2.$

$M_{ap} = 1.13kn / m^2.$

➤ **Vérification des contraintes :**

• **Dans le béton :**

$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y \leq \sigma_{bc} = 0.6f_{c28} = 15Mpa.$

$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \sigma_s = \min 2f / 3.110 \sqrt{n.f_{i28}} = 201,63.$

• **Dans l'acier :** la fissuration est considéré nuisible.

Sens		M <sub>ser</sub> (kn.m)	σ <sub>bc</sub>	σ <sub>s</sub>	Vérification
X-X	Travée	1.92	0.512	38.87	Vérifier
	Appuis	1.13	0.301	22.88	Vérifier
Y-Y	Travée	0.72	0.192	14.58	Vérifier
	Appuis	1.13	0.301	22.88	Vérifier

Tableau Figure VIII.2 : Résumé des résultats (vérification des contraintes).

## Ferraillages du Voile Périphérique

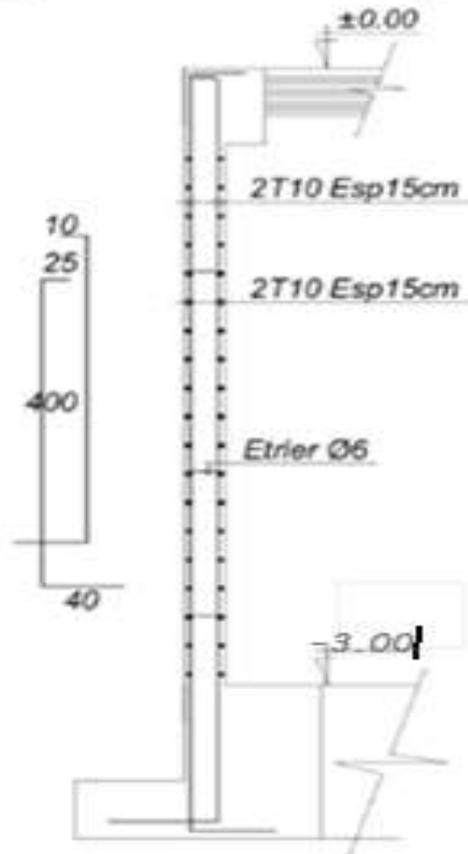


Figure VIII.11 Ferraillage du voile périphérique

### Conclusion :

Les fondations ont pour rôle de transmettre les charges au sol .Elle sont choisies selon les critères suivants :

- La capacité portante du sol.
- La distance entre axes des poteaux.
- La profondeur d'ancrage.

Pour connaître le type de fondation qui convient à notre structure, nous avons procédé à un calcul avec semelles isolées. Ces dernières ne convenaient pas à cause du chevauchement qu'elles engendraient. Le même calcul a été mené avec des semelles filantes. Ces dernières ne convenaient pas non plus pour les mêmes raisons.

Nous sommes ensuite passé à un calcul avec fondation sur radier nervuré .Ce dernier a été calculé comme un plancher renversé .Le ferraillage adopté a été vérifié et satisfaisant.

Le calcul du voile périphérique a aussi fait l'objet de ce chapitre. le voile périphérique est en fait un mur qui reprend comme charges uniquement les poussées des terres.

# *Conclusion générale*

## Conclusion générale

Notre projet de fin d'étude nous a permis d'assimiler les différentes méthodes de calculs et techniques employées dans les bâtiments, en utilisant les réglementations algériennes régissant les principes de conception et de calcul des ouvrages dans le domaine de la construction.

Ce projet de fin d'étude, nous a beaucoup aidés à mettre en pratique toutes nos connaissances acquises durant notre cycle de formation de master.

Nous avons utilisé le logiciel « ETABS » afin d'interpréter les résultats qui nous ont permis d'aboutir au ferrailage des différentes éléments de construction.

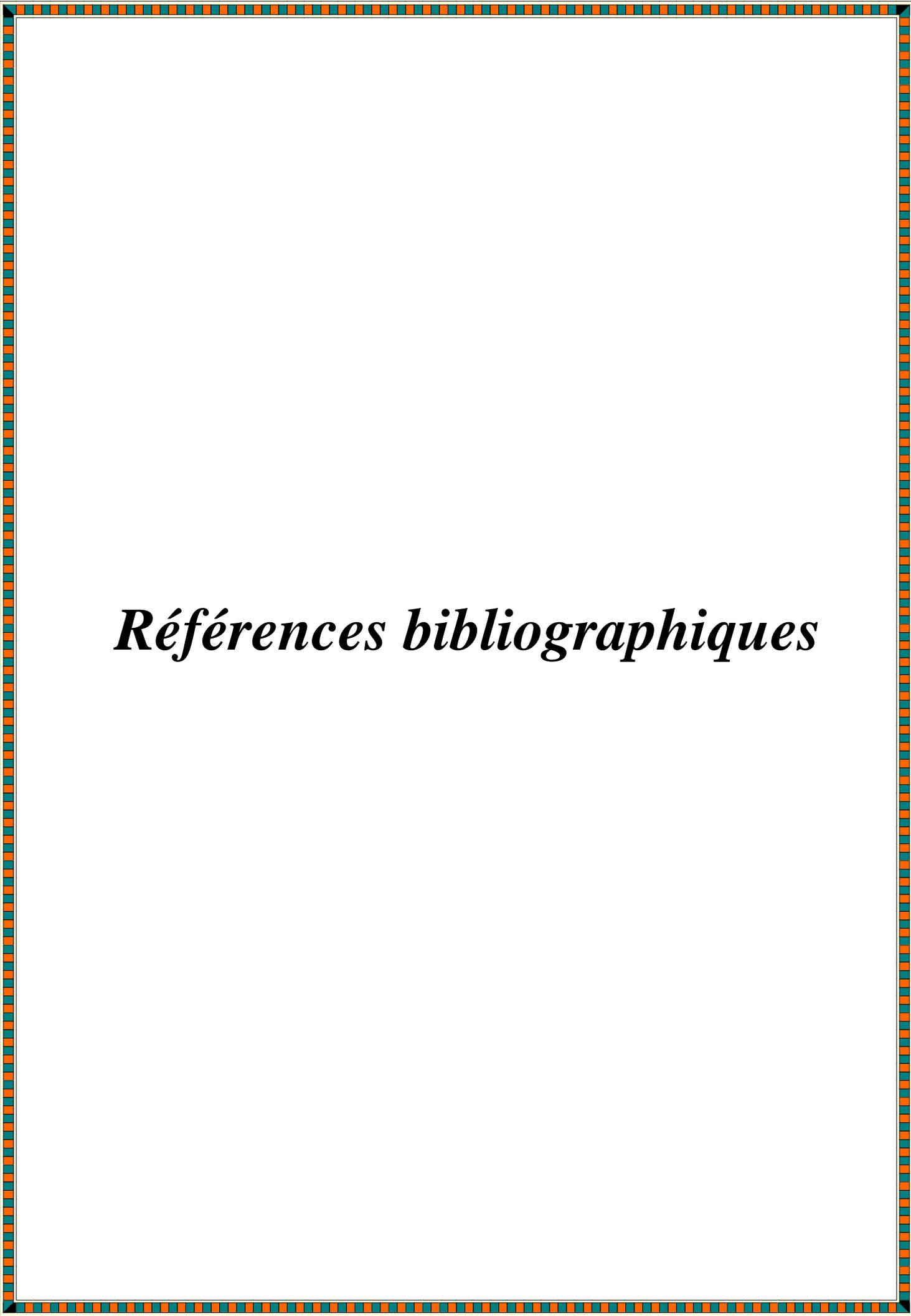
De ce fait, Le projet nous a permis de mieux apprécier le domaine du génie civil et rôle le du spécialiste en génie civil dans la réalisation des structure qui ne se limite pas simplement au calcul du ferrailage mais encore:

- Les solutions des problèmes existants de la meilleure façon possible en tenant compte de l'économie et de la sécurité;
- La conception;
- La forme de l'élément et sa fonction.

Nous avons appris à étudier tous les éléments concernant les constructions en béton armé on passants par plusieurs difficultés comme l'utilisation du logiciel « ETABS » et la stabilisation de notre structure.

Nous espérons que ce travail constitue un point de départ pour d'autres dans notre vie professionnelle et qu'il sera un bon guide pour les futures promotions.

- En perspective, il est important d'étudier d'autres projets sur des sols présentant des caractéristiques médiocres et à des profondeurs importantes pour pouvoir adopter d'autres types de fondations tels que les pieux ou les micro pieux;
- Etudier d'autres projets tels que les ouvrages tunnels (structure en voiles en béton armé).



# *Références bibliographiques*

## Références Bibliographiques

- F Cours de béton armé "B.A.E.L.91" Jean-pierre Mougín
- F Règles parasismiques algériennes "RPA99 modifier 2003"
- F Charges permanentes et charges d'exploitation D.T.R. B.C. 2.2
- F Mémoires de fin d'étude: Etude d'une tour à usage multiple en(R+11) avec sous sol contreventée par des voiles et des portiques.

Présenté par: MAHIOUT Sarra et HADJ CHAIB Kamilia

Année 2019/2020

### **Logiciel:**

- F logiciel ETABS version 9.6 pour la modélisation.
- F logiciel Socotec pour calcul la section ferrailage.
- F logiciel RDM 6 pour calcul des moments et des efforts tranchants.
- F logiciel mathtype
- Excel pour le calcul
- Word pour écrire les textes