

**République Algérienne Démocratique et Populaire**  
**Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique**  
**Université Ibn Khaldoun Tiaret**



**Faculté des Sciences et des Sciences de l'Ingénieur**  
**Département de Génie Civil**

**MÉMOIRE DE FIN D'ETUDES EN VUE DE L'OBTENTION**  
**DU DIPLÔME DE MASTER**

**Filière :** Génie Civil  
**Spécialité:** Structures

**Présenté par :**

**M<sup>elle</sup> :** Cherigui Ikram

**M<sup>elle</sup> :** Chenina Denia

**Sujet du mémoire :**

**Stabilité d'un bâtiment en béton armé à contreventement mixte :**  
**Etude et analyse**

Soutenue publiquement le 03/06/2023 devant le jury composé de messieurs :

Dr. Bensattalah Tayeb

Président

Prof. Hassaine Daouadji Tahar

Rapporteur

Prof. Zidour Mohamed

Examineur

Dr. Saoula Abdelkader

Examineur

**PROMOTION : 2022/2023**

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

# Remerciements

Tous d'abord, nous tenons à remercier ALLAH clément et miséricordieux de nous avoir donné la force et la volonté afin d'élaborer ce modeste travail.

Nous tenons à remercier notre encadreur Mr HASSAINE DAOUADJI Tahar qui nous a guidé durant toutes les étapes de ce travail, pour son soutien, ses conseils judicieux et sa bienveillance sur nous.

Nous voudrions remercier les membres du jury qui ont consacré leur précieux temps afin d'apporter les critiques nécessaires à la mise en forme de ce travail.

Nous remercions tous les enseignants de l'université de Tiaret qui ont contribué à notre formation.

Nous adressons nos sincères remerciements à M. Safar menaour et Melle. Khoudi Zohra pour leur aide lors de la réalisation de ce travail.

En fin nous remercions tous les personnes de près ou de loin pour leur aide et surtout pour leur soutien

---

**IKRAM DENIA**

# Dédicace

*Je dédie ce modeste travail ;*

*À mon don de Dieu et à la grande bénédiction dans laquelle je vis, ma mère H.T et mon père Cherigui Menad, Je dédie le fruit de mes efforts représentés dans cette modeste recherche, puisse-je être une source de fierté pour vous deux,*

*A ceux qui sont heureux de notre succès et attristés par notre échec, je dédie cette recherche aux compagnes de mon chemin, mes sœurs, pour les remercier de leur présence dans ma vie, m'encourageant toujours et me poussant vers l'avant, surtout dans ces moments où j'ai failli abandonner et abandonner.*

*Ma sœur Bouchra ma deuxième maman (son mari Ahmed et ses fils Ranime, Tassnime, Abed el kader).*

*Mon âme sœur Soumia.*

*Le dernier groupe est Rahfouche.*

*Aux proches qui se sont tenus à mes côtés, leurs bons souhaits de réussite, de soutien et d'encouragement m'ont permis de traverser une étape de ma vie. Je vous remercie beaucoup et j'ai le plus grand respect.*

*L'amitié n'est pas rester avec un ami plus longtemps, l'amitié c'est rester sur l'alliance même si les distances sont longues ou courtes. Je dédie cette recherche à mon ami, avec qui cette université m'a réuni Denia Je remercie Dieu de t'avoir rencontré.*

# Dédicace

*À cet agréable moment je dédie ce modeste travail à ma chère mère qui a été à mon côté durant toute ma vie, à ma cher père qui à sacrifier toute leur vie afin de ma voir devenir ce que je suis, à ma sœur NAÏMA qui m'a soutenu moralement.*

*Je dédie aussi ce mémoire :*

- *À mes sœurs*
- *À mon frère*
- *À toute ma famille*
- *À tous mes amis(es)*
- *À mon chère Amie et ma binôme IKRAM Cu fait un grand plaisir de travailler avec vous et tellement amusant.*

*Inchallah, une belle vie a tous mes amis merci*

*À toutes la promotion de 2<sup>ème</sup> année master GC.*

---

## Résumé :

Le but de cette étude est la conception des bâtiments en béton armé à usage d'habitation, composé d'un RDC+9étages et RDC+8étages, qui sera implanté dans la wilaya de Tiaret, classée en Zone 1 selon le règlement parasismique Algérien (RPA99version2003).

La stabilité d'ouvrage est assurée par les poutres, les poteaux, et les voiles de contreventement

L'étude et l'analyse de ce projet on été menées par logiciel Etabs9.

Le calcul des dimensions et du ferrailage de tous éléments résistants est conforme aux règles applicables en vigueur à savoir (BAEL, RPA99/version 2003, CBA 93)

Pour le calcul et la vérification du ferrailage des portiques nous avons utilisées le logiciel (SOCOTEC).

**Mots clés :** béton, poutre, bâtiment, voiles de contreventement

## ملخص:

يهدف هذا المشروع إلى دراسة بنائيتين مقاومتين للزلازل ذات استعمال سكني تتألف من طابق أرضي +9طوابق وطابق أرضي + 8 طوابق يتم إنجازها بولاية تيارت المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية رقم 1 حسب المركز الوطني للبحث المطبق في هندسة مقاومة الزلازل، هذا المشروع منجز بواسطة العارضات والأعمدة والجدران ذات الخرسانة المسلحة لضمان إستقرار البناية ومقاومتها لكل الحمولات العمودية والافقية، قياس وتسليح مختلف العناصر الأساسية المصممة طبقا للمعايير و القوانين المعمول بها حسب مقاييس هندسة الزلازل الجزائري 99 المعدل في 2003 ومقياس الاسمنت المسلح وذلك وفقا للمقياس المذكور سابقا ونتائج التحليل الانشائي باستعمال برنامج حسابي

**الكلمات المفتاحية:** اسمنت، هيكل، طابق، رافدة، مبنى

## Abstract:

The aim of this study is the conception of structure used for dwelling, it Compose of R+9 stories and R+8 stories, that will be established in Tiaret state which is classified in zone 1 according to the Algerians rules against of quake (RPA99version 2003)

The stability of the structure is ensured by the beams, columns, and the walls, the study and the analysis of this plan had been established by software Etabs

The calculations of dimensions and the reinforcement of all the resistant elements are in conformity, with the rules applicable in famous strengths in Algeria (BAEL, RPA99/version 2003, CBA93).

About the checking of reinforcement we used software SOCOTEC.

# Liste des figures

## Introduction générale :

<b>Figure 1</b> : Vue en plan (2D) De rez de chaussée jusqu'à 4 <sup>ème</sup> étage .....	3
<b>Figure 2</b> : Vue en plan (2D) De 5 <sup>ème</sup> étage jusqu'à 6 <sup>ème</sup> étage.....	4
<b>Figure 3</b> : Vue en plan (2D) De 7 <sup>ème</sup> étage jusqu'à 8 <sup>ème</sup> étage.....	4
<b>Figure 4</b> : Vue en plan (2D) De 9 <sup>ème</sup> étage .....	5
<b>Figure 5</b> : Vue en plan (2D) De Terrasse .....	5
<b>Figure 6</b> : Vue en plan (2D) De rez de chaussée jusqu'à 4 <sup>ème</sup> étage .....	6
<b>Figure 7</b> : Vue en plan (2D) De 5 <sup>ème</sup> étage jusqu'à 6 <sup>ème</sup> étage.....	6
<b>Figure 8</b> : Vue en plan (2D) De 7 <sup>ème</sup> étage jusqu'à 8 <sup>ème</sup> étage.....	7
<b>Figure 9</b> : Vue en plan (2D) De 9 <sup>ème</sup> étage .....	7
<b>Figure 10</b> : Vue en plan (3D) Bloc A.....	8
<b>Figure 11</b> : Vue en plan (3D) Bloc B.....	9

## Chapitre (I) - Présentation de l'ouvrage

<b>Figure I.3</b> : Diagramme des déformations limites de la section - Règles des trois pivots -.....	17
<b>Figure I.4</b> : Diagramme contraintes-déformations du béton à L'ELU.....	19
<b>Figure I.5</b> : Diagramme contrainte-déformation du béton a l'ELS.....	20
<b>Figure I.6</b> : Diagramme contraintes-déformations de l'acier é l'ELU.....	21

## Chapitre (II) - Pré dimensionnement et décente de charges

<b>Figure II. 1</b> : Coupe transversale d'un plancher à corps creux .....	23
<b>Figure II. 2</b> : Descente de charge de Plancher terrasse inaccessible.....	24
<b>Figure II.3</b> : Descente de charge de Plancher étage courant .....	25
<b>Figure II.4</b> : Descente de charge de murs de façade .....	25
<b>Figure II.5</b> : Descente de charge de murs intérieurs .....	26
<b>Figure II.6</b> : La section le plus sollicité du poteau.....	28

<b>Figure II.7</b> : Coupe de voile en élévation.....	33
<b>Figure II.8</b> : Coupe de voile en plan .....	33

### **Chapitre (III) - Calcul des planchers**

<b>Figure III.1</b> : plancher à corps creux .....	35
<b>Figure III.2</b> : Section de calcul.....	36
<b>Figure III.3</b> : Section d'une poutre.....	37
<b>Figure III.4</b> : Schéma explicatif.....	37
<b>Figure III.5</b> : Schéma explicatif (méthode forfaitaire) .....	38
<b>Figure III.6</b> : Evaluation des efforts tranchants.....	38
<b>Figure III.7</b> : Schéma explicatif ( Méthode forfaitaire modifiée) .....	39
<b>Figure III.8</b> : Schéma explicatif .....	39
<b>Figure III.9</b> : Schéma explicatif .....	40
<b>Figure III.10</b> : Schéma explicatif (Méthode des 3 moments).....	40
<b>Figure III.11</b> : Schéma explicatif (Méthode des 3 moments).....	40
<b>Figure III.12</b> : Schéma explicatif (Méthode des 3 moments).....	41
<b>Figure III.13</b> : Schéma explicatif (types des poutrelles du plancher étage courant) .....	43
<b>Figure III.14</b> : Schéma explicatif (types des poutrelles du plancher terrasse) .....	44
<b>Figure III.15</b> : diagramme des moments fléchissant M (KN.m) .....	46
<b>Figure III.16</b> : diagramme des efforts tranchants T (KN) .....	47
<b>Figure III.17</b> : diagramme des moments fléchissant M (KN.m) ....	51
<b>Figure III.18</b> : diagramme des efforts tranchants T (KN).....	52
<b>Figure III.19</b> : diagramme des moments fléchissant M pour plancher terrasse (KN.m). .....	56
<b>Figure III.20</b> : diagramme des efforts tranchants T pour plancher terrasse (KN).....	
<b>Figure III.21</b> : Section de calcul de la poutrelle.....	59
<b>Figure III.22</b> : position de l'axe neutre. ....	60
<b>Figure III.23</b> : Dessin de ferrailage des poutrelles .....	77
<b>Figure III.24</b> : Ferrailage de la dalle de compression .....	78



## Chapitre (IV) – Calcul des éléments non structuraux

<b>Figure IV.1:</b> Coupe type d'acrotère	80
<b>Figure IV.2:</b> Schéma statique d'un acrotère	80
<b>Figure IV.3:</b> Ferrailage d'une section transversale de l'acrotère	84
<b>Figure IV.4:</b> Ferrailage d'une section longitudinale de l'acrotère	85
<b>Figure IV.5:</b> poutre noyée semi encastée sur les deux extrémités	85
<b>Figure IV.6:</b> Dessin de ferrailage de la poutre noyée	89
<b>Figure IV.7:</b> schéma d'un escalier	90
<b>Figure IV.8:</b> Schéma statique de l'escalier	91
<b>Figure IV.9:</b> Schéma explicatif de la marche et contre marche	92
<b>Figure IV.10:</b> schéma statique	93
<b>Figure IV.11:</b> diagramme des efforts tranchants [KN]	95
<b>Figure IV.12:</b> diagramme des moments fléchissant [KN.m]	95
<b>Figure IV.13:</b> poutre palière	102
<b>Figure IV.14:</b> Ferrailage de la poutre palière:(30x30) cm <sup>2</sup>	107
<b>Figure IV.15:</b> Ferrailage de l'escalier	107
<b>Figure IV.16:</b> coupe longitudinale de la cage d'ascenseur	108
<b>Figure IV.17:</b> Vue en plan d'ascenseur	110
<b>Figure IV.18:</b> Ferrailage du panneau de dalle d'ascenseur	123

## Chapitre (V) –Etude sismique

<b>Figure V.1 :</b> Spectre de réponse	127
<b>Figure V.2</b> poids de chaque niveau	138
<b>Figure V.3 :</b> variante 1 bloc A	139
<b>Figure V.4 :</b> variante 2 bloc A	142
<b>Figure V.5 :</b> variante 3 bloc A	145
<b>Figure V.6:</b> variante 4 bloc A	148
<b>Figure V.7 :</b> variante 1 bloc B	151
<b>Figure V.8 :</b> variante 2 bloc B	154
<b>Figure V.9 :</b> variante 3 bloc B	157
<b>Figure V.10:</b> variante 4 bloc B	160

## Chapitre (VII) –Ferrailage des portiques

<b>Figure VII.1:</b> Schéma de ferrailage des poutres .....	204
<b>Figure VII.2:</b> Schéma représentatif des armatures transversales.....	217
<b>Figure VII.3:</b> Schéma de ferrailage des poteaux .....	218
<b>Figure VII.4:</b> Schéma de voile.....	221
<b>Figure VII.5:</b> Schéma de ferrailage des voiles .....	224

## Chapitre VIII : Etude de l'infrastructure.

<b>Figure VIII.1 :</b> panneau le plus sollicité .....	230
<b>Figure VIII.2 :</b> poutre de libage sens longitudinale .....	232
<b>Figure VIII.3 :</b> poutre de libage sens transversale .....	234
<b>Figure VIII.4 :</b> représente les armatures de radier .....	236
<b>Figure VIII.5 :</b> Ferrailage de poutre libage sens principale .....	237
<b>Figure VIII.6 :</b> Ferrailage de poutre libage sens secondaire.....	238
<b>Figure VIII.7 :</b> coupe transversale de longrine .....	239
<b>Figure VIII.8 :</b> coupe transversales du voile.....	241

# Liste des tableaux

## Chapitre (I) – Présentation d’ouvrage

<b>Tableau I.1</b> : les déformations limitent du pivot.....	17
--	----

## Chapitre (II) - Pré dimensionnement et descente de charges

<b>Tableau II.1</b> : Tableau récapitulatif des dimensions des poutres .....	28
<b>Tableau II.2</b> : Dégression des charges d’exploitation .....	29
<b>Tableau II.3</b> : Tableau récapitulatif des dimensions des poteaux .....	32
<b>Tableau II.4</b> : Sections des poteaux, poutres et épaisseur des voiles. ....	34

## Chapitre (III) - Calcul des planchers

<b>Tableau III.1</b> : Evaluation des charges plancher étage courant .....	44
<b>Tableau III.2</b> : rapport des travées successives.....	45
<b>Tableau III.3</b> : rapport des travées successives.....	48
<b>Tableau III.4</b> : Tableau récapitulatif des résultats pour le plancher étage courant .....	53
<b>Tableau III.5</b> : Evaluation des charges plancher terrasse.....	54
<b>Tableau III.6</b> : Tableau récapitulatif des résultats pour le plancher terrasse. ....	58

## Chapitre (IV) - Calcul des éléments non structuraux

<b>Tableau IV.1</b> : Tableau explicatif des section.....	94
<b>Tableau IV.2</b> : Tableau récapitulatif du ferrailage d’escalier .....	97
<b>Tableau IV.3</b> : Tableau de vérification.....	97
<b>Tableau IV.4</b> : Tableau explicatif des section.....	98
<b>Tableau IV.5</b> : Tableau du ferrailage de poutre palière .....	104
<b>Tableau IV.6</b> : Tableau des dimensions d’ascenseur .....	109
<b>Tableau IV.7</b> : Tableau récapitulatif des résultats obtenus .....	114
<b>Tableau IV.8</b> : Tableau récapitulatif des résultats obtenus .....	119

## Chapitre (V) –Etude sismique

<b>Tableau V.1:</b> Coefficient d'accélération de zone « A ».....	127
<b>Tableau V.2:</b> Valeurs de $T_1$ et $T_2$ .....	128
<b>Tableau V.3 :</b> Pourcentage d'amortissement critique.....	128
<b>Tableau V.4:</b> valeurs des pénalités $P_q$ .....	129
<b>Tableau V.5 :</b> Valeurs du coefficient $C_T$ .....	130
<b>Tableau V.6 :</b> Valeurs du coefficient de pondération $\beta$ .....	131
<b>Tableau V.8 :</b> Les masses et les centres de gravités et centre de torsion de la variante1.....	137
de bloc A.....	139
<b>Tableau V.9 :</b> Les masses et les centres de gravités et centre de torsion de la variante2.....	143
de bloc A.....	143
<b>Tableau V.10 :</b> Les masses et les centres de gravités et centre de torsion de la variante3.....	146
de bloc A.....	146
<b>Tableau V.11 :</b> Les masses et les centres de gravités et centre de torsion de la variante4 de bloc A.....	149
<b>Tableau V.12 :</b> Les masses et les centres de gravités et centre de torsion de la variante1.....	152
de bloc B.....	152
<b>Tableau V.13 :</b> Les masses et les centres de gravités et centre de torsion de la variante2.....	155
de bloc B.....	155
<b>Tableau V.14 :</b> Les masses et les centres de gravités et centre de torsion de la variante3.....	158
de bloc B.....	158
<b>Tableau V.15 :</b> Les masses et les centres de gravités et centre de torsion de la variante4 de bloc B.....	161

## Chapitre (VII) –Ferrailage des portiques

<b>Tableau VII.1 :</b> Des tableaux de ferrailage des poutres principales.....	188
<b>Tableau VII.2 :</b> Des tableaux de ferrailage des poutres secondaires.....	198

## Chapitre VIII : Etude de l'infrastructure.

<b>Tableau VIII.1 :</b> Valeurs des déplacement en fonction de zone sismique pour les deux type de structures.....	244
<b>Tableau VIII.2 :</b> Largeur minimale du joint sismique en fonction de la zone.....	244

# NOTATIONS ET SYMBOLES

<u>Symboles</u>		<u>Signification</u>
E.L.S	.....	Etat Limite De Service
E.L.U	.....	Etat Limite Ultime
Cte	.....	Valeur Constance
$A_s$	.....	Section D'aciers
$A_s'$	.....	Section D'aciers Comprimés
$A_{max} , A_{min}$	.....	Section D'acier Maximale Et Minimale
A.N	.....	Axe Neutre
$A_s$	.....	Armatures Supérieures
$A_t$	.....	Section D'un Cours D'armatures Transversales
$B_r$	.....	Section Réduite
$B_o$	.....	Section Homogène Totale
$E_s$	.....	Module D'élasticité
$F_{bc}$	.....	Résultante Des Efforts De Compression Dans Le Béton
G	.....	Action Permanente
$I_o$	.....	Moment D'inertie De La Section Totale Homogène
$M_a$	.....	Moment Sur Appui.
$M_{Ser}$	.....	Moment Fléchissant A L'E.L.S
$M_u$	.....	Moment Fléchissant A L'E.L.U
$M_{\hat{a}x}$	.....	Moment Fléchissant Au Centre D'un Panneau De Dalle Articulé
$M_{oy}$	.....	Moment Fléchissant Au Centre D'un Panneau De Dalle Articulé Pour Une Bande De Largeur Unité Parallèle A $I_y$
$N_{Ser}$	.....	Effort Normal De Service
$N_u$	.....	Effort Normal Ultime
$P_{Ser}$	.....	Charge Concentrée Appliquée A L'E.L.S
$P_u$	.....	Charge Concentrée Appliquée A L'E.L.U
$V_u$	.....	Effort Tranchant A L'.L.U
A	.....	Plus Petite Dimension D'une Section Transversale
a-b	.....	Dimensions En Plans D'un Poteau
B	.....	Largeur D'une Table De Compression
$b_o$	.....	Largeur D'une Section Rectangulaire Ou De La Nervure D'une S .T
$b_1$	.....	Largeur d'une aile de tension en T

D	.....	hauteur utile d'une section
$e_0$	.....	Excentricité par rapport au centre de gravité du béton
$f_{cj}$	.....	Résistance caractéristique du béton à la compression à j- jours
$f_{c28}$	.....	Résistance caractéristique du béton à la compression à 28 j
$f_e$	.....	Limite d'élasticité de l'acier
$f_{tj}$	.....	Résistance conventionnelle à la traction du béton à
$f_{t28}$	.....	Résistance conventionnelle a la traction du béton a 28 j
H	.....	Hauteur totale d'une section
$h_0$	.....	Hauteur d'une table de compression
I	.....	rayon de giration
$L_a$	.....	Portée d'ancrage
$l_f$	.....	hauteur de flambement
$L_i$	.....	Portée de travée
$L_r$	.....	Longueur de recouvrement
$L_s$	.....	Longueur de scellement
$L_o$	.....	Longueur fictive
$\eta = 15$	.....	coefficient d'équivalence
$S_t$	.....	Espacement des armatures transversales
$\epsilon_{bc}$	.....	Raccourcissement relatif maximal du béton comprimé
$\epsilon_s$	.....	Allongement relatif des aciers tendus
$\epsilon_{sc}$	.....	Raccourcissement relatif des aciers comprimé
$\epsilon_{sl}$	.....	Allongement relatif des aciers tendus lorsque leur contrainte atteint la résistance de calcul ( $f_e / \gamma_s$ )
$\pi$	.....	Coefficient de fissuration
$\lambda$	.....	Élancement géométrique
	.....	Coefficient de frottement acier /béton
$\nu$	.....	Coefficient de poisson ; effort normal réduit
$\sigma_{bc}$	.....	Contrainte de compression du béton
$\sigma_{bc}$	.....	Contrainte limite du béton comprimé à L'E.L.S
$\sigma_s$	.....	Contrainte de traction de l'acier
$\sigma_s$	.....	Contrainte limite des aciers tendus à L'EUS

$\tau_{su}$	.....	Contrainte d'adhérence limite
$\tau_u$	.....	Contrainte tangentielle conventionnelle
$\phi$	.....	Diamètre d'une barre
$\phi_l$	.....	Diamètre d'une barre longitudinale
$\phi_t$	.....	Diamètre d'une barre transversale
$\psi, \psi'$	.....	Coefficient pour calculer l'ancrage des courbes
$\psi_s$	.....	Coefficient de scellement

# Sommaire

Liste des figures .....	II
Liste des tableaux .....	VI
NOTATIONS ET SYMBOLES.....	VIII
Sommaire .....	XI

## Introduction générale

1. Historique :.....	1
2. Généralités : .....	1
3. Organisation du mémoire :.....	2
4. Présentation de l'ouvrage :.....	3
4.1 Vue en plan (2D) et en (3D) du projet : .....	3

## Chapitre (I): Présentation de l'ouvrage

I.1 Introduction :.....	10
I.2 Description du projet :.....	10
I.3 Caractéristiques géométriques du bâtiment : .....	10
I.3.1 Dimension en élévation :.....	10
I.3.2 Dimensions en plan : .....	10
I.3.3 Données du site : .....	10
I.4 Conception de la structure :.....	11
I.5 Caractéristiques mécanique des matériaux :.....	13
I.5.1 béton :.....	13
I.5.2 Résistance mécanique : .....	15
I.6 Indication générale sur les règles de BAEL :.....	15
I.6.1 Définition de l'état limite : .....	15
I.6.2 Hypothèses de calcul à l'ELU :.....	16
I.6.3 Module de déformation longitudinale du béton :.....	18
I.6.4 Module de déformation transversale : .....	18
I.7 Acier: .....	20
I.8 Les sollicitations :.....	22



## Chapitre (II) : Pré dimensionnement et descente de charges

II.1 Introduction :	23
II.2 Pré dimensionnement des différents éléments :	23
II.2.1 Pré dimensionnement du plancher (corps-creux):	23
II.2.2 Descente de charges :	24
II.2.3 Pré dimensionnement des poutres :	26
II.2.3.1 Sens longitudinales (principales) :	27
II.2.3.2 Sens transversales (secondaires) :	27
II.2.4 Pré dimensionnement des poteaux :	28
II.2.5 Pré dimensionnement des voiles :	32

## Chapitre III : Calcul des planches

III.1 Introduction :	35
III.2 Calcul des poutrelles :	35
III.2.1. Dimensionnement :	35
III.3 Méthode de calcul :	36
III.3.1 Méthode forfaitaire :	36
III.3.2 Méthode forfaitaire modifiée :	39
III.3.3 Méthode des trois moments :	40
III.4 Types des poutrelles :	42
III.5 Etude des poutrelles plancher étages courants :	44
III.6 Etude des poutrelles planchers Terrasses :	54
III.7 Calcul du ferrailage :	59
III.7.1 Plancher RDC et étage courant :	59
III.7.2 Plancher terrasse :	69
III.8 Ferrailage de la dalle de compression:	78

## Chapitre IV : Calcul des éléments non structuraux

IV.1 Acrotère :	80
IV.1.1 Introduction :	80
IV.1.2 Dimensionnement :	80
IV.1.3 Calcul des sollicitations :	80
IV.1.5 Calcul du ferrailage E. L. U. R :	82
IV.2 Balcon:	85
IV.2.1 Poutre noyée :	85

IV.3 Escaliers: .....	90
IV.3.1 Introduction: .....	90
IV.3.3 Les types d'escaliers: .....	90
IV.3.4 Etude d'un escalier à deux volées avec deux paliers : .....	91
IV.3.5 Etude de la poutre palière : .....	102
IV.4 L'ascenseur : .....	108
IV.4.1 Introduction : .....	108
IV.4.2 Etude de l'ascenseur : .....	108
IV.4.4 Calcul du ferrailage de la dalle: .....	115

### **Chapitre V : Etude sismique**

V.1 Généralités : .....	124
V.2 Causes du séisme : .....	124
V.4 Calculs sismiques et méthodes de calcul : .....	124
V.5 Méthode statique équivalente : .....	125
V.5.1 Condition d'application de la méthode statique équivalente : .....	125
V.5.2 Evaluation des efforts sismiques : .....	126
V.5.3 Calcul de la force sismique totale .....	127
V.5.4 Calcul de poids total de la structure $W_T$ : .....	130

### **Chapitre IV : Etude des portiques**

VI.1 Etude des portiques : .....	163
VI.1.1 Chargement des portiques : .....	163
1 Introduction : .....	163
2 Les combinaisons de calcul : .....	163
3 Calcul des charges : .....	164
Sens longitudinal : « poutre principale (30x45) cm <sup>2</sup> » .....	164
Sens transversal: « poutre secondaire (30x45) cm <sup>2</sup> » .....	172

### **Chapitre VII : Ferrailage des portiques**

VII. FERRAILLAGE DES PORTIQUES .....	177
VII.1 Ferrailage des poutres: .....	177
VII.1.1 Méthode de calcul : .....	177
VII.1.2 Exemple de calcul : .....	178
VII.1.3 Les vérifications : .....	199
VII.2 Ferrailage des poteaux : .....	205
VII.2.1 Méthode de calcul : .....	205

VII.2.3 Exemple de calcul :	206
VII.2.4 Exemple de calcul :	208
VII.2.5 Les vérifications :	216
VII.3 Etude des voiles	219
VII.3.1 Introduction:	219
VII.3.2 Principe de calcul :	219
VII.3.3 Ferrailage des voiles :	221

### **Chapitre VIII : Etude de l'infrastructure.**

VIII Calcul des fondations:	225
VIII.1 Introduction:	225
VIII.2 Choix de type de fondation :	225
VIII.3 Etude du Radier:	226
VIII.3.1 Définition:	226
VIII.3.2 Méthode du calcul:	226
VIII.3.3 Evaluation des charges:	227
VIII.3.8 Calcul du ferrailage :	230
Le radier :	230
Les poutres de libage :	231
Armature de peau :	236
Longrine :	239
VIII.4 Etude du voile périphérique :	240
VIII.4.1 Introduction :	240
VIII.4.2 Pré dimensionnement :	241
VIII.5 Joint sismique :	241
conclusion :	245
bibliographie	246

# *Introduction générale*

## **1. Historique :**

Construire a toujours été l'un des premiers soucis de l'homme et l'une de ses occupations privilégiées. A ce jour, la construction connaît un grand essor dans la plupart des pays du monde et très nombreux sont les professionnels qui se livrent à l'activité de bâtir dans le domaine du bâtiment ou des travaux publics. Dans le but de préserver la sécurité des vies humaines et des biens matériels, les ingénieurs en génie civil sont appelés à concevoir des structures dotées d'une bonne rigidité et d'une résistance suffisante vis-à-vis de l'effet sismique, tout en tenant compte des aspects structuraux, fonctionnels, économiques, esthétiques et la viabilité de l'ouvrage. Afin de mettre en application les connaissances acquises durant notre formation, Notre travail a consisté à respecter les critères suivants :

- Sécurité et durabilité de l'ouvrage.
- Faisabilité (facilité de réalisation de l'ouvrage).
- Economie.

A cet effet, et à travers le monde, on a créé et imposé des règlements visant à cadrer les constructions en zones sismiques et à les classer, afin de mieux les concevoir et réaliser.

Ces règlements sont le fruit de longues années d'expériences et de recherche approfondie, dont le but est d'offrir un seuil de sécurité qui permettra de protéger les vies humaines et de limiter les dommages lors des secousses sismiques.

## **2. Généralités :**

La conception d'une structure parasismique est un problème complexe vu la nécessité de répondre aux exigences de sécurité imposées par les règlements, et d'économie imposées par les coûts croissants des constructions.

La résistance d'une structure aux actions horizontales est principalement assurée par le système de contreventement de cette dernière. Pour les structures en béton armé, ce système de contreventement est constitué de cadres, de voiles ou des deux en même temps.

Après le séisme du 21 Mai 2003 de BOUMERDES, des études faites par des experts comme DAVIDOVICI, ont abouti à des modifications du Règlement Parasismique Algérien.

L'une de ces modifications était d'élargir l'utilisation des voiles pour le contreventement des bâtiments. Cette modification a créé un conflit sur les quantités, positions et type de voiles à adopter.

Dans le présent projet, on se propose de voir l'effet de la variation des dimensions, de la localisation et des conditions de rigidité des extrémités des voiles sur le coût d'une structure dont le système de contreventement est constitué de cadres et de voiles et cela sans omettre l'aspect sécurité.

### **3. Organisation du mémoire :**

Le mémoire, qui concerne l'étude d'un bâtiment (R+9) a usage d'habitation implantée à Tiaret, est subdivisé en parties :

1. Nous ouvrons notre mémoire par une introduction générale qui nous donne un aperçu illustratif du projet étudié.

2. Le premier chapitre portera sur la présentation complète du bâtiment, la définition de ces différents éléments et le choix de matériaux à utiliser.

3. Le deuxième chapitre présente l'étude préliminaire du pré dimensionnement et descente des charges des éléments horizontaux (Planchers ; poutres et chaînages) et des éléments verticaux (poteaux et voiles).

4. On a définie dans le troisième chapitre les différents types des poutrelles concernées dans notre projet ainsi que leur calcul et le ferrailage.

5. Le quatrième chapitre étudie détaillée des différents éléments non structuraux (acrotère, balcon, escalier, ascenseur).

6. Le cinquième chapitre portera sur l'étude dynamique du bâtiment et la détermination de l'action sismique. L'étude du bâtiment sera faite par l'analyse un modèle de la structure sur le logiciel de calcul Etabs 9

7. Pour le sixième chapitre nous étudions des portiques longitudinaux et transversaux.

8. Le septième chapitre sera le ferrailage des poutres ; poteaux ; et voile à travers les données du chapitre précédent.

9. Le huitième chapitre sera l'étude des différents éléments de l'infrastructure (radier général et voile périphérique, joint sismique).

#### 4. Présentation de l'ouvrage :

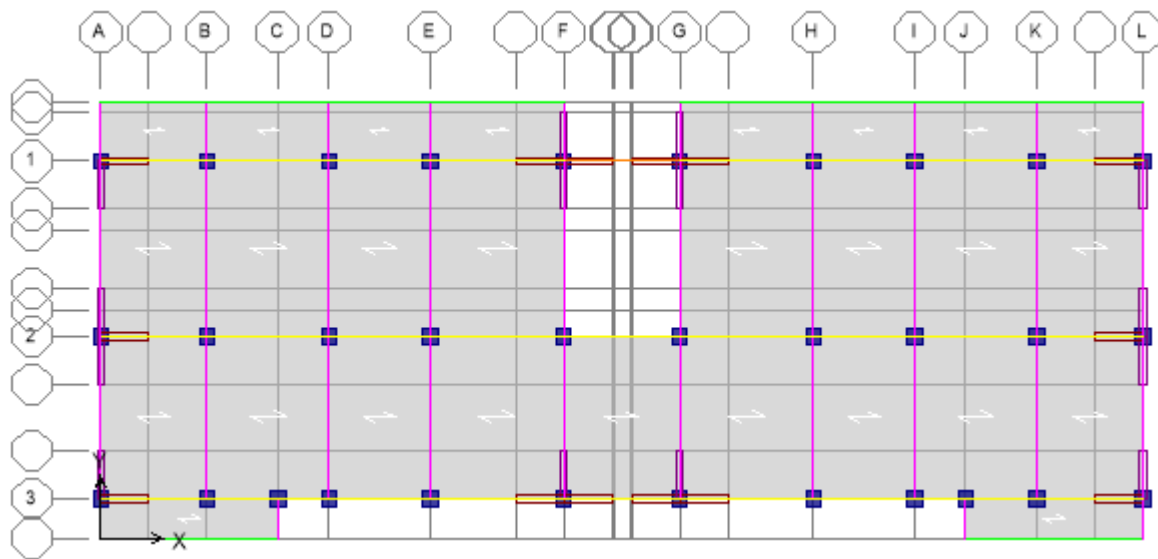
##### 4.1 Vue en plan (2D) et en (3D) du projet :

###### ▪ Vue en plan (2D) :

Pour notre projet on a 2 blocs, chaque bloc composé de 4 familles :

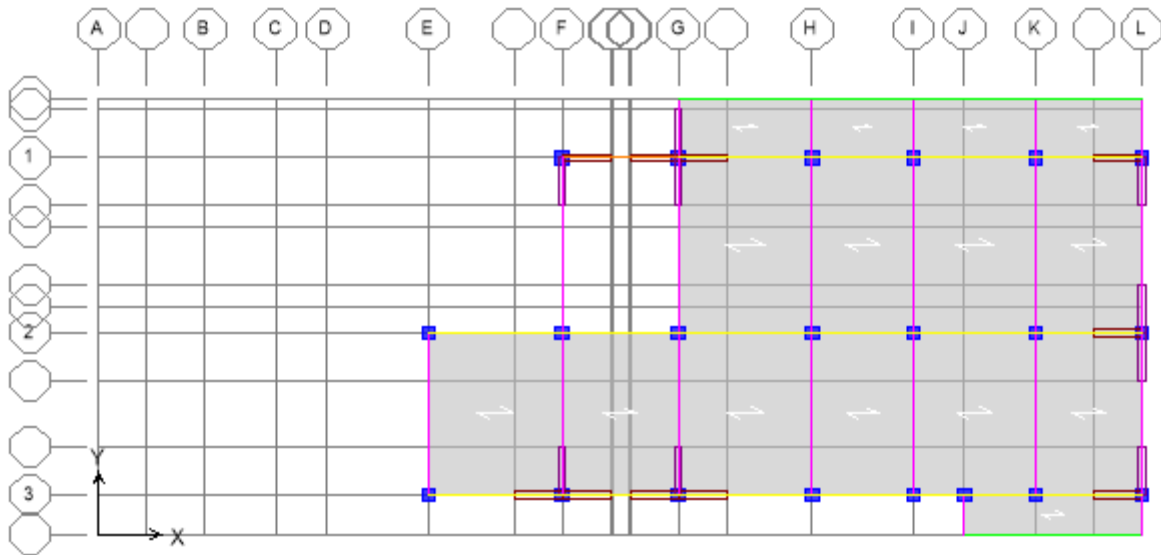
###### **Bloc A :**

**Famille 1 :** De rez de chaussée jusqu'à 4<sup>ème</sup> étage :



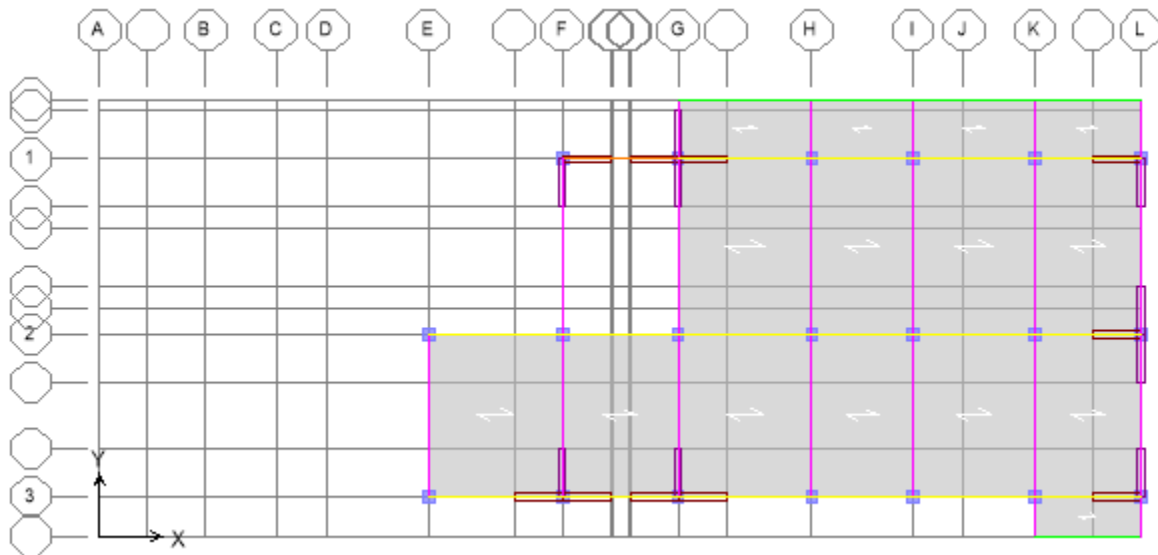
**Figure 1 :** Vue en plan (2D) De rez de chaussée jusqu'à 4<sup>ème</sup> étage

**Famille 2** : De 5<sup>ème</sup> étage jusqu'à 6<sup>ème</sup> étage :



**Figure 2** : Vue en plan (2D) De 5<sup>ème</sup> étage jusqu'à 6<sup>ème</sup> étage

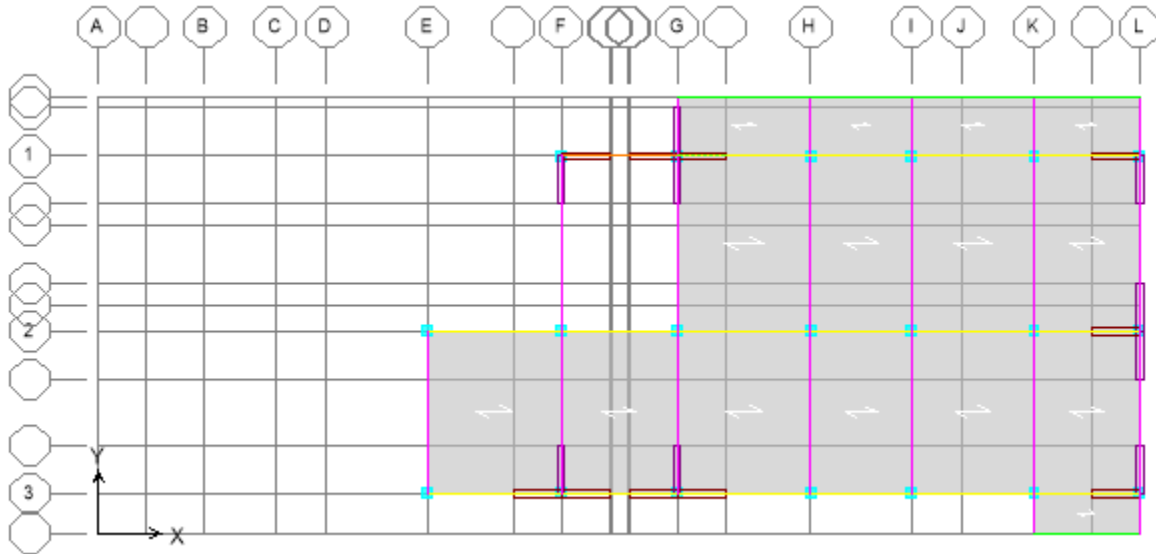
**Famille 3** : De 7<sup>ème</sup> étage jusqu'à 8<sup>ème</sup> étage :



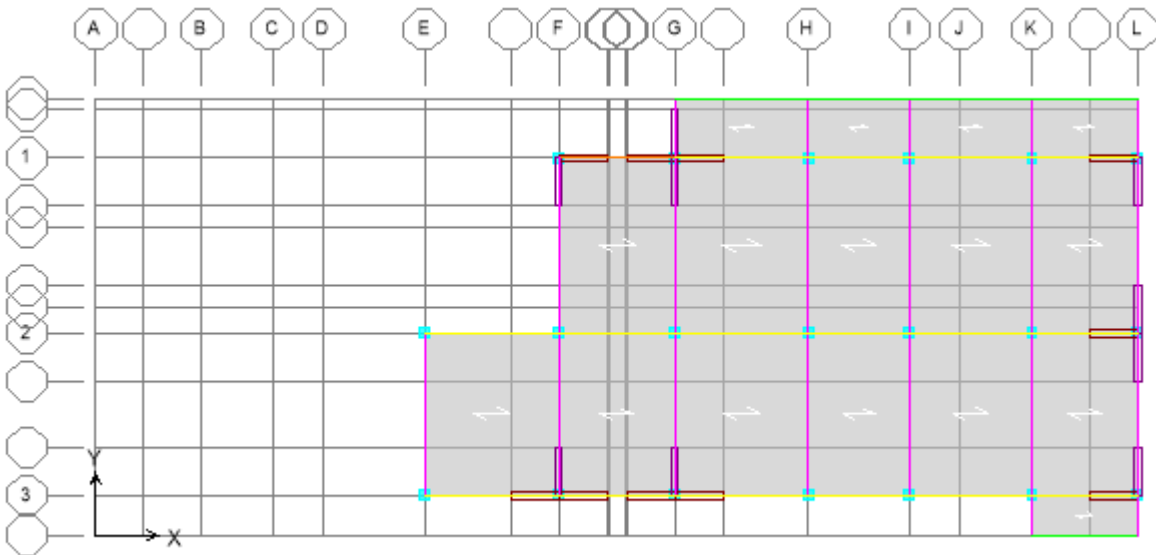
**Figure 3** : Vue en plan (2D) De 7<sup>ème</sup> étage jusqu'à 8<sup>ème</sup> étage



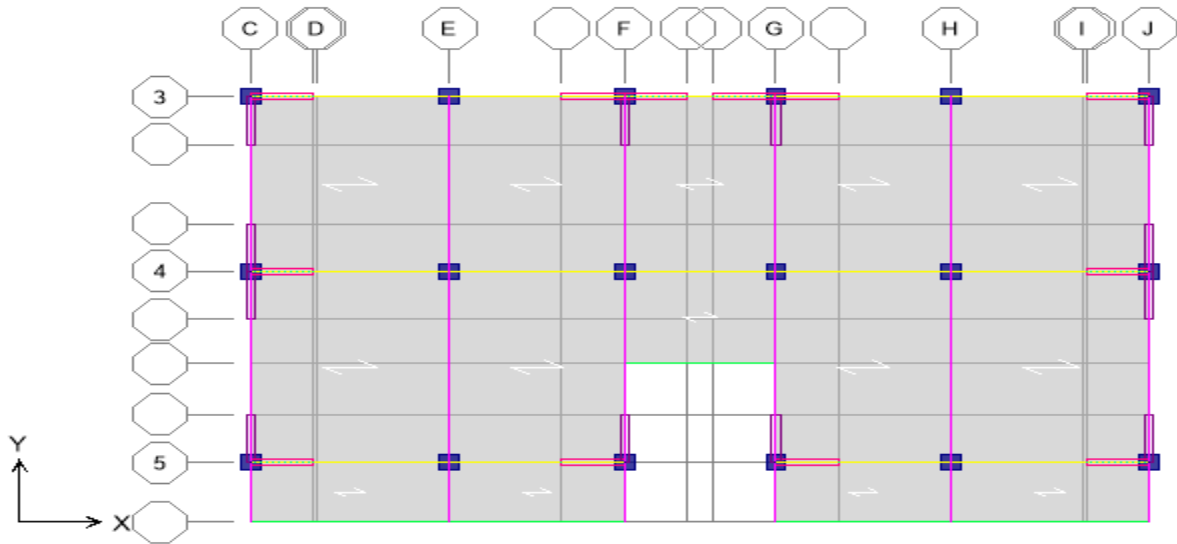
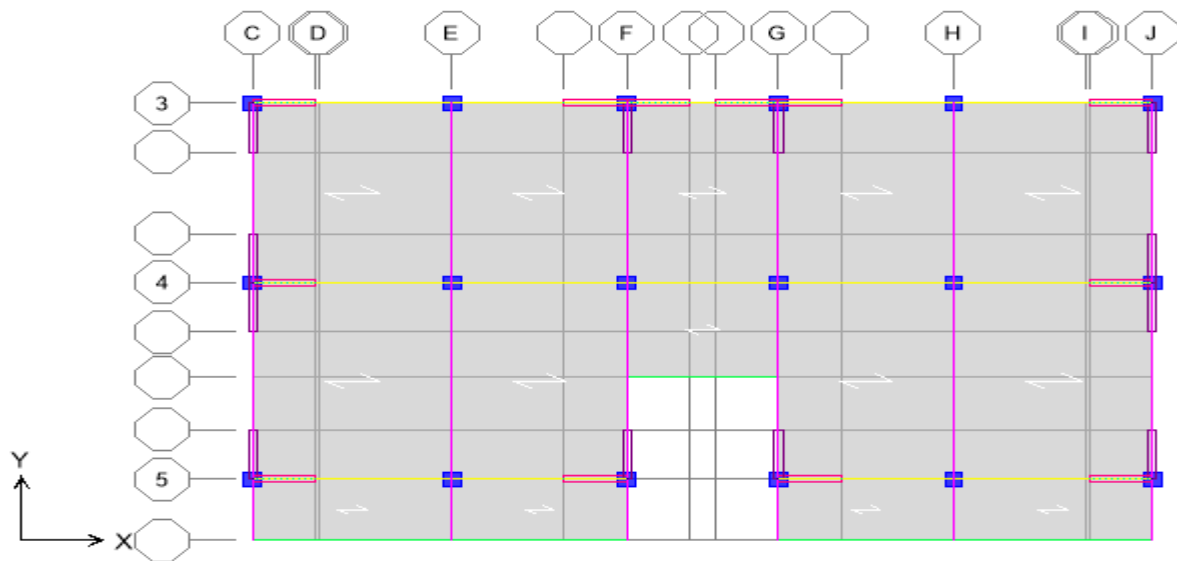
**Famille 4** : De 9<sup>ème</sup> étage jusqu'à Terrasse :



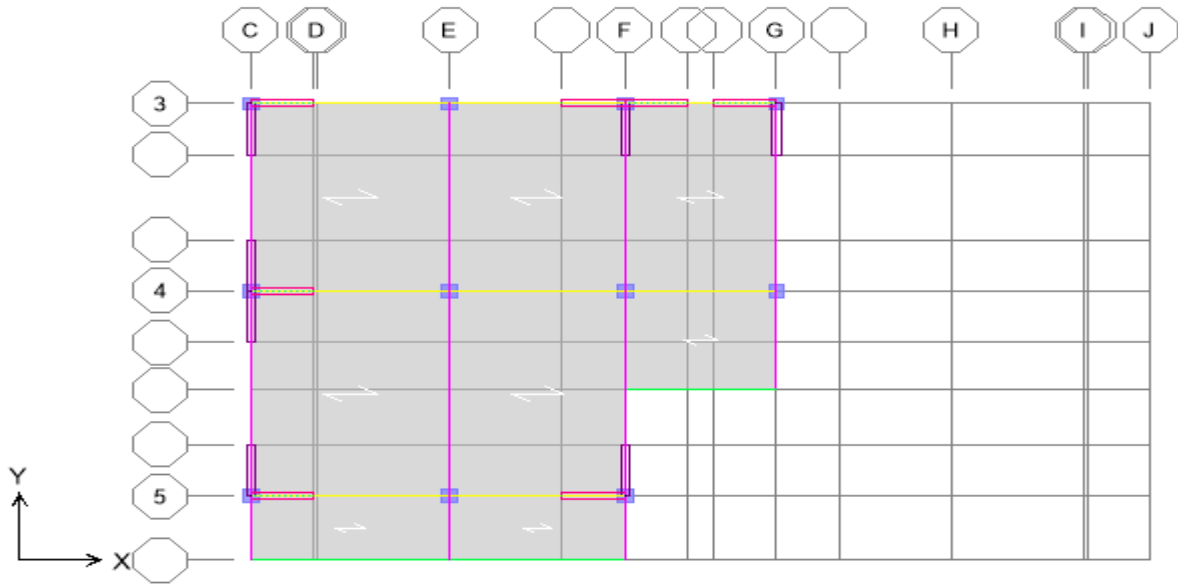
**Figure 4** : Vue en plan (2D) De 9<sup>ème</sup> étage



**Figure 5** : Vue en plan (2D) De Terrasse

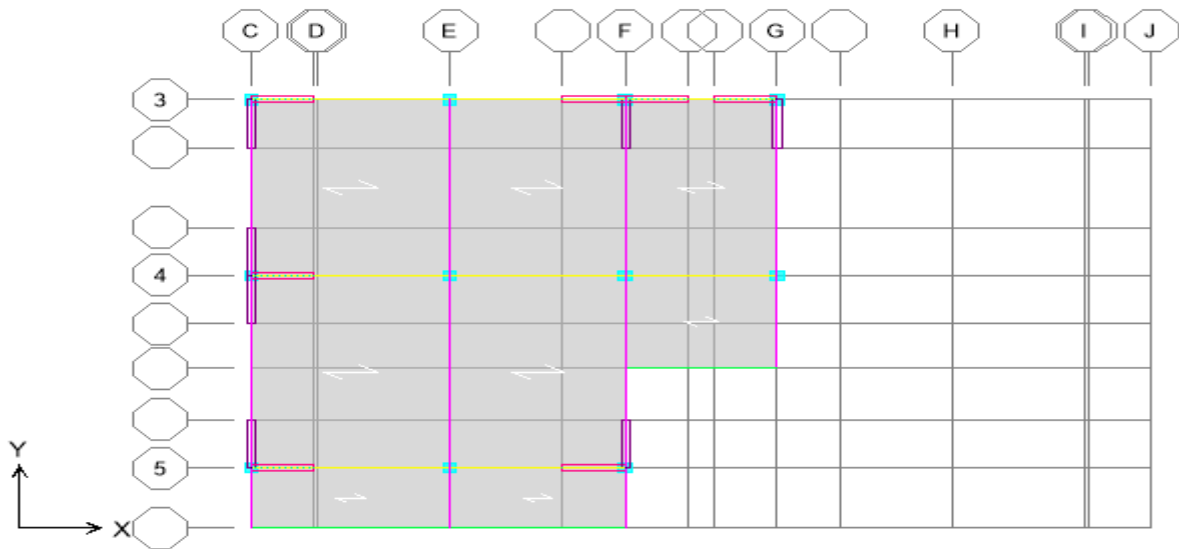
**Bloc B :****Famille 1 :** De rez de chaussée jusqu'à 4<sup>ème</sup> étage :**Figure 6 :** Vue en plan (2D) De rez de chaussée jusqu'à 4<sup>ème</sup> étage**Famille 2 :** De 5<sup>ème</sup> étage jusqu'à 6<sup>ème</sup> étage :**Figure 7 :** Vue en plan (2D) De 5<sup>ème</sup> étage jusqu'à 6<sup>ème</sup> étage

**Famille 3 :** De 7<sup>ème</sup> étage jusqu'à 8<sup>ème</sup> étage :



**Figure 8 :** Vue en plan (2D) De 7<sup>ème</sup> étage jusqu'à 8<sup>ème</sup> étage

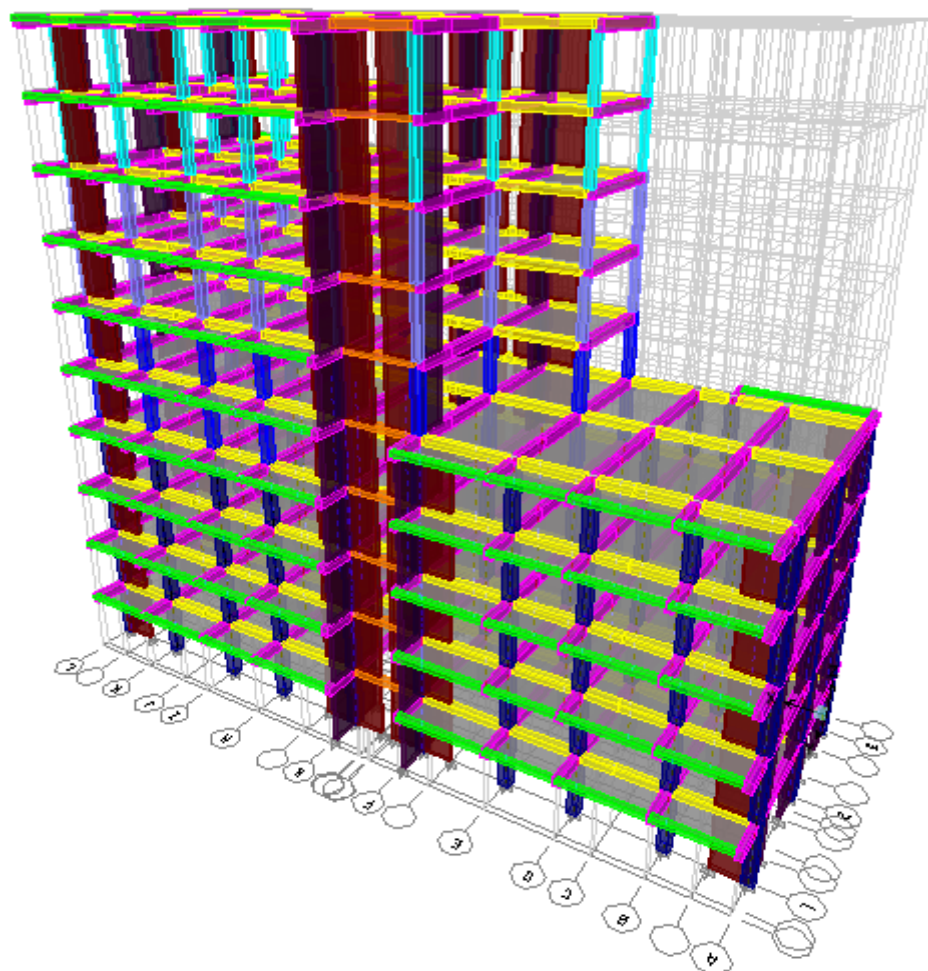
**Famille 4 :** De 9<sup>ème</sup> étage (Terrasse) :



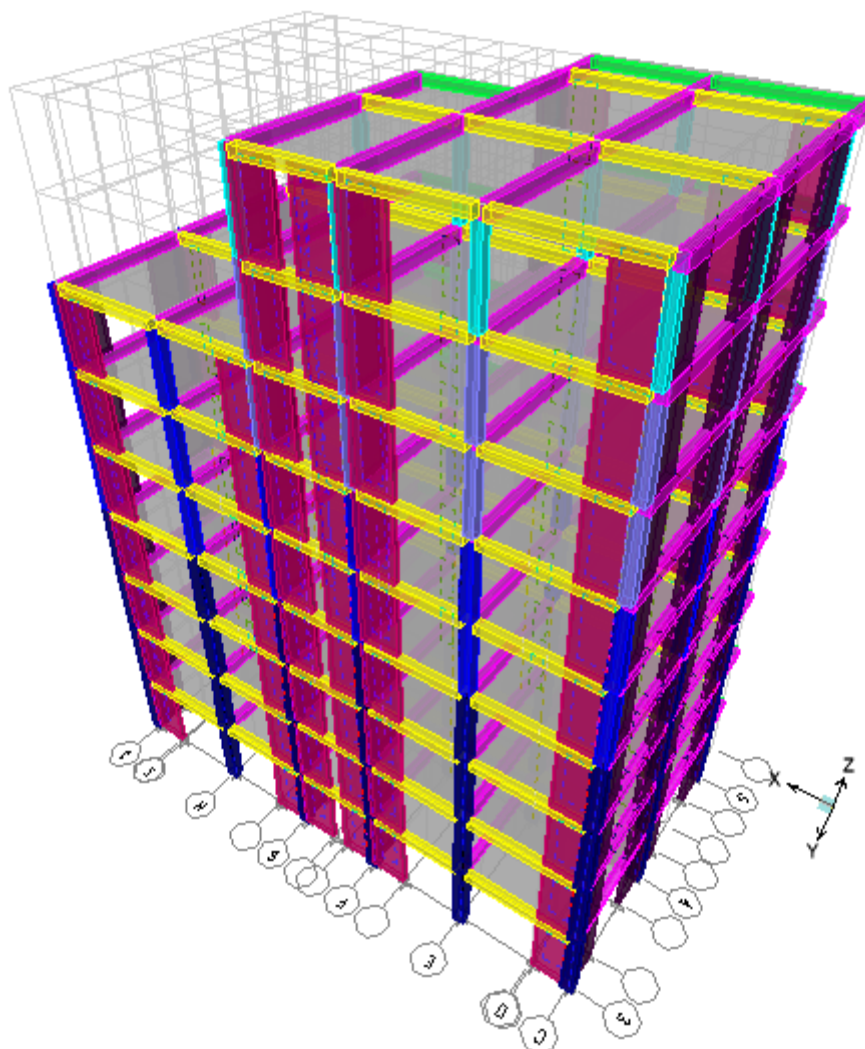
**Figure 9 :** Vue en plan (2D) De 9<sup>ème</sup> étage

▪Vue en plan (3D) :

**Bloc A :**



**Figure 10 :** Vue en plan (3D) Bloc A

**Bloc B :****Figure 11 : Vue en plan (3D) Bloc B**

# *Chapitre I*

## **Présentation d'ouvrage**

- **Introduction.**
- **Description du projet.**
- **Caractéristiques géométriques du bâtiment.**
- **Conception de la structure.**
- **Caractéristique mécaniques des matériaux.**
- **Indication générale sur les règles BAEL**

## I.1 Introduction :

L'étude d'un bâtiment en béton armé nécessite des connaissances sur lesquelles l'ingénieur prend appui, et cela pour obtenir une structure à la fois sécuritaire et économique.

A cet effet, ce chapitre de généralités, donne les caractéristiques des matériaux utilisés pour la réalisation de notre structure ainsi qu'une description de cette dernière.

## I.2 Description du projet :

L'ouvrage faisant objet de notre étude est un bâtiment R+9 étages, Cet ouvrage est à usage d'habitation. Il est classé d'après les règles parasismiques algériennes « RPA99 /version 2003 », dans le groupe 2, ayant une importance moyenne.

L'ouvrage est situé dans la wilaya de Tiaret, qui est représentée, d'après la classification sismique des wilayas et communes d'Algérie (classification 2003), en zone I (zone faible sismicité).

## I.3 Caractéristiques géométriques du bâtiment :

### I.3.1 Dimension en élévation :

- Hauteur totale du bâtiment : .....Ht= 30.60.
- Hauteur d'étage courant : .....H = 3.06m.
- Hauteur de rez- de chaussé : .....H = 3.06m.

### I.3.2 Dimensions en plan :

- Langueur du bâtiment : .....Ly=24.90 m .
- Largeur du bâtiment : .....Lx=31.50m.

### I.3.3 Données du site :

Le bâtiment est implanté dans une zone classée par le RPA 99 version 2003 comme :

- zone de faible sismicité (zone I).
- L'ouvrage appartient au groupe d'usage 2.
- Le site est considéré comme site ferme (S2).
- Contrainte admissible du sol  $\sigma_{sol} = 2.5$  bars.

## **I.4 Conception de la structure :**

### **I.4.1 Ossature et système de contreventement :**

L'ouvrage en question étant situé dans la wilaya de Tiaret classée en zone sismique I et selon les conditions prévues à l'article 3-4-a pour les ouvrages en béton armé figurant dans le dossier RPA99/Version2003, on ne peut pas adopter un contreventement par portique auto stable puisque la hauteur totale du bâtiment dépasse les 7 niveaux ou 23 m.

Par conséquent, nous avons opté pour un contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques voiles.

Pour ce genre de contreventement, il y a lieu également de vérifier les conditions suivantes :

- Les voiles de contreventement ne doivent pas reprendre plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

- Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.

### **I.4.2 Plancher :**

Un plancher est une aire généralement plane, destinée à limiter les étages et à supporter les revêtements chargés

Tous les planchers des étages (les balcons, paliers d'escalier et les séchoirs) seront réalisés en corps creux, et la dalle de l'ascenseur seront réalisés en dalle pleine.

### **I.4.3 Maçonnerie :**

La maçonnerie la plus utilisée en ALGERIE est en briques creuses pour cet ouvrage nous avons deux types de murs :

- Murs extérieurs : sont constitués par double parois en briques creuses dont l'épaisseur est (15+10) cm séparés par une lame d'air de 5 cm.

- Les murs intérieurs de 10 cm d'épaisseur en briques creuses.



#### **I.4.4 Revêtement :**

Le revêtement de la structure est constitué par :

- Enduit en ciment pour le mur extérieur et les cloisons les plafonds.
- Revêtement à carrelage pour les planchers.
- Le plancher terrasse sera recouvrir par une étanchéité multicouche imperméable évitant la pénétration des eaux pluviales.

#### **I.4.5 La terrasse :**

La terrasse est un espace extérieur situé souvent au niveau d'un étage supérieur d'un bâtiment ou d'une maison, qui est utilisé pour se détendre, prendre des repas, ou socialiser.

Dans notre projet la terrasse est inaccessible.

#### **I.4.6 Escalier :**

Les escaliers sont des éléments secondaires permettant le passage d'un niveau à un autre, Seront réalisés en béton armé coulé sur place. On a un seul type d'escalier : escalier droit à deux volées avec deux paliers utilisé pour RDC et étage courant.

#### **I.4.7 Cage d'escalier :**

Une cage d'escalier est un espace clos dans un bâtiment qui permet d'accéder aux différents étages. Elle est généralement située près de l'entrée principale et peut être accessible depuis l'extérieur ou depuis l'intérieur du bâtiment. La cage d'escalier est souvent composée d'un escalier principal, d'un ou plusieurs paliers, et de portes donnant accès aux différents niveaux du bâtiment. La cage d'escalier est un élément important de la sécurité incendie dans un bâtiment, car elle permet aux personnes de quitter rapidement le bâtiment en cas d'urgence.

#### **I.4.8 L'acrotère :**

L'acrotère est un élément architectural qui se trouve souvent sur le pourtour des toits plats ou des terrasses, et qui a pour fonction de retenir les éléments de couverture et de protéger les bords du toit des intempéries.

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

### **I.4.9 Ascenseur :**

C'est un appareil automatique élévateur installé, comportant une cabine dont les dimensions et la constitution permettant l'accès des personnes et de matériels.

### **I.4.10 Balcon :**

Pour notre projet on a utilisé les balcons aux corps creux pour équilibrer les moments dans les nœuds (poteaux).

## **I.5 Caractéristiques mécanique des matériaux :**

Le béton et l'acier utilisés dans la construction de cet ouvrage seront choisis conformément aux règles techniques de conception, et de calcul des ouvrages en béton armé B.A.E.L 91/1999, ainsi que le règlement parasismique Algérien RPA 99/2003.

### **I.5.1 béton :**

Le béton est un matériau de construction composite composé d'un mélange de ciment et d'eau de gâchage, de granulats (tels que le sable, le gravier ou les cailloux) et d'adjuvants éventuels (tels que des plastifiants, des retardateurs de prise ou des accélérateurs de prise).

Le béton armé est obtenu en introduisant dans le béton des aciers (armatures) disposés de manière à équilibrer les efforts de traction.

-La composition d'un mètre cube ( $1 \text{ m}^3$ ) de béton ordinaire est de :

- 350 kg de ciment (CPA 325).
- 400 l de sable ( $d_g \leq 5 \text{ mm}$ ).
- 800 l de gravillon ( $d_g \leq 25 \text{ mm}$ ).
- 175 l d'eau de gâchage.

#### **I.5.1.1 Ciment :**

Le ciment est une poudre composée d'un mélange de matériaux tels que le calcaire, l'argile et le sable.

### **I.5.1.2 Sable :**

Le sable est un matériau granulaire composé de petites particules de roche, de minéraux, de coquilles ou d'autres matériaux organiques. Il est généralement constitué de silice.

### **I.5.1.3 Gravillon :**

Le gravillon est un matériau granulaire constitué de petits cailloux dont la taille varie généralement entre 2 et 20 millimètres. Il est souvent utilisé dans la construction pour la fabrication de béton, d'asphalte et d'autres types de revêtements de surface tels que les allées et les chemins.

### **I.5.1.4 Eau de gâchage :**

L'eau de gâchage est de l'eau utilisée pour mélanger des matériaux de construction tels que le ciment, le béton, le mortier ou l'enduit. Elle est mélangée aux matériaux de construction secs pour former une pâte ou une solution qui peut être utilisée pour lier d'autres matériaux ensemble.

La préparation du béton se fait mécaniquement à l'aide d'une bétonnière ou d'une centrale à béton. La réalisation d'un élément d'ouvrage en béton armé, comporte quatre opérations:

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

### **Les principaux avantages du béton armé sont:**

▪**Economie:** le béton est plus économique que l'acier pour la transmission des efforts de compression, et son association avec les armatures en acier lui permet de résister à des efforts de traction.

▪**Souplesse des formes:** elle résulte de la mise en œuvre du béton dans les coffrages auxquels on peut donner toutes sortes de formes.

▪**Résistance aux agents atmosphériques:** elle est assurée par un enrobage correct des armatures et une compacité convenable du béton..

▪ **Résistance au feu** : le béton armé résiste dans les bonnes conditions aux effets des incendies .En contrepartie, les risques de fissurations constituent un handicap pour le béton armé, et le retrait et le fluage sont souvent des inconvénients dont il est difficile de palier tous les effets.

Son poids volumique :

- béton armé  $\gamma_{BA}=25 \text{ KN/m}^3$
- béton non armé  $\gamma_B =22\text{KN/m}^3$

### I.5.2 Résistance mécanique :

#### ▪ résistance caractéristique a la compression :

Le béton est caractérisé par sa bonne résistance à la compression .Est désignée par  $f_{c28}$  (résistance en compression à 28 jours). Cette dernière est déterminée par écrasement d'éprouvettes normalisées (16x32 cm<sup>2</sup>) la compression axiale à l'âge de 28 jours. Pour l'étude de ce projet on prend  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$  [Art A.2.111 /BAEL91] , elle est évaluée par les formules suivantes :

$$\text{▪ Pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa} \rightarrow f_{cj} = \frac{j \times f_{c28}}{4.76 + 0.83j} .$$

$$\text{▪ Pour } f_{c28} > 40 \text{ MPa} \rightarrow f_{cj} = \frac{j \times f_{c28}}{1.40 + 0.95j} .$$

#### ▪ résistance à la traction :

La résistance caractéristique à la traction du béton a jours « j » est donnée par la formule :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} . \quad [\text{Art A.2.1,12/BAEL 91}]$$

Pour notre projet on utilise le même dosage de béton avec une résistance caractéristique  $f_{c28}=25\text{MPa}$  et à la traction  $f_{tj}=2,1\text{MPa}$  [Art A.2.111 /BAEL91].

## I.6 Indication générale sur les règles de BAEL :

### I.6.1 Définition de l'état limite :

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 :**

C'est un état qui correspond à la capacité portante maximale de la structure, son dépassement va entraîner : la rupture locale ou globale, la perte d'équilibre statique ou dynamique et l'instabilité de forme.

### **I.6.2 Hypothèses de calcul à l'ELU :**

Ces hypothèses sont au nombre de six :

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

- Compression simple  $\varepsilon_{bc} = 2 \text{ ‰}$ .

- Flexion  $\varepsilon_{bc} = 3,5 \text{ ‰}$ .

- L'allongement de l'acier est limité à : 10‰
- Le diagramme linéaire des déformations passe par l'un des trois pivots A, B, C (la règle

des trois pivots)

▪ **Règles des trois pivots :**

En fonction des sollicitations normales la rupture d'une section en béton armé 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 par l'un des points A, B ou C appelés pivots.

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

Tableau I.1 : les déformations limitent du pivot

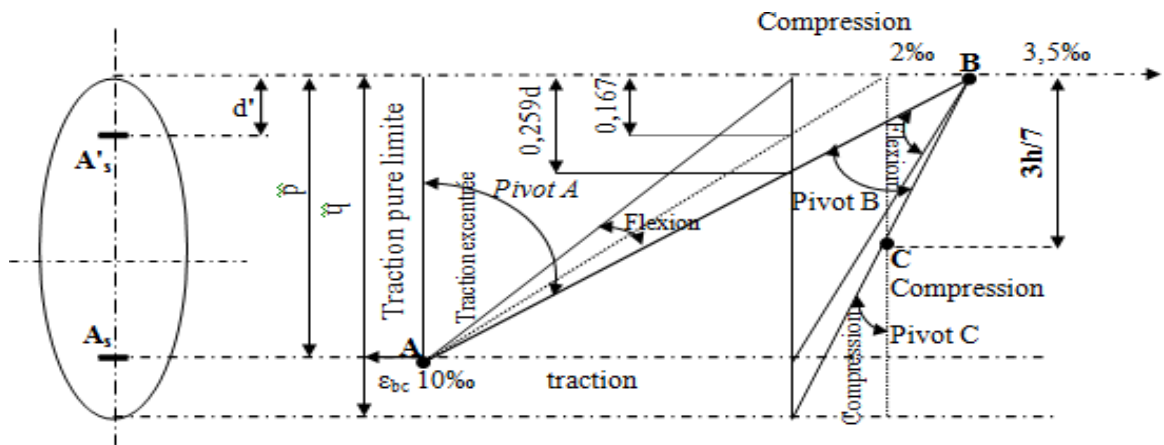


Figure I.3 : Diagramme des déformations limites de la section - Règles des trois pivots -

#### ▪ Définition de l'état service :

C'est la condition que doit satisfaire un ouvrage pour que son utilisation normale et sa durabilité soient assurées, son dépassement impliquera un désordre dans le fonctionnement de l'ouvrage.

#### ▪ Hypothèses de calcul à l'ELS :

- Les sections planes restent planes après déformation
- Il n'y a pas de glissement à l'interface béton-armatures.
- Le béton tendu est négligé dans le calcul.
- Les contraintes sont proportionnelles aux déformations
- Par convention le coefficient d'équivalence entre le béton et l'acier est :  $\eta = E_s$

$\eta = 15 (E_s / E_b)$  ( $\eta$  : Coefficient d'équivalence)

### I.6.3 Module de déformation longitudinale du béton :

#### ▪Module de déformation instantanée :

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

$$E_{ij} = 11000 f_{cj}^{1/3} \text{ avec } E_{ij}, f_{cj} \text{ en MPa .}$$

#### ▪Module de déformation différée :

Sous des contraintes de longue durée d'application on admet qu'à l'âge de « j » jours le module de déformation longitudinal différée du béton  $E_{vj}$  est donnée par la formule :

$$E_{vj} = 3700 f_{cj}^{1/3} \text{ avec } E_{vj} \text{ et } f_{cj} \text{ en MPa}$$

### I.6.4 Module de déformation transversale :

#### ▪Coefficients de poisson :

$$\nu = \frac{\text{allongement relatif du coté de la section}}{\text{raccourcissement relatif longitudinal}}$$

$$\nu = (\Delta d / d) / (\Delta l / l) \text{ avec :}$$

$(\Delta d / d)$  déformation transversale (  $\Delta l / l$ ) déformation longitudinale.

-Le coefficient de poisson est égal à :  $\nu = 0,20$  .....par la justification aux ELS (section non fissurée) et  $\nu = 0$  .....dans le cas des ELU (béton fissurée).

#### ▪Contraintes limites :

#### -Contrainte limite de compression:(art A-5.121 BAEL 91) :

Est donnée par la formule suivante :

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b} .$$

$\gamma_b$ : Coefficient de sécurité avec :

$\gamma_b = 1,5 \rightarrow$  Cas général

$\gamma_b = 1,15 \rightarrow$  Cas accidentel

$\Theta$ : Coefficient qui est en fonction de la durée d'application des actions

$\Theta = 1$ : si la durée d'application est  $> 24$  heures.

$\Theta = 0,9$ : si la durée d'application est entre 1 heure et 24 heures.

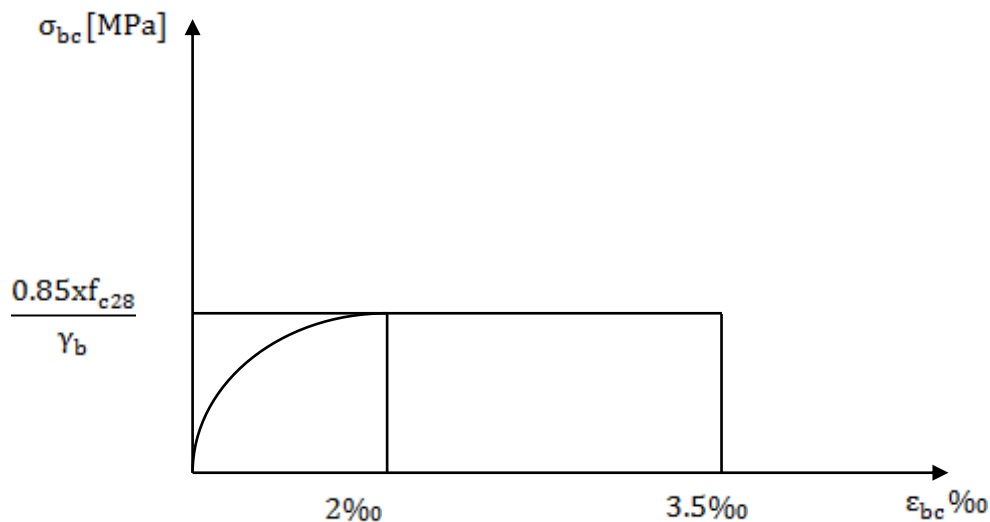
$\Theta = 0,85$ : si la durée d'application est  $< 1$  heure

### **Diagrammes contraintes-déformation du béton:** [Art A.4.3,41/BAEL91]

Le diagramme contraintes ( $\sigma_{bc}$ ) - déformation ( $\varepsilon_{bc}$ ) du béton pouvant être utilisé dans tous les cas est le diagramme de calcul dit « parabole – rectangle ».

#### **-A l'état limite ultime (ELU) :**

La relation contrainte-déformation est illustrée dans la figure I -4

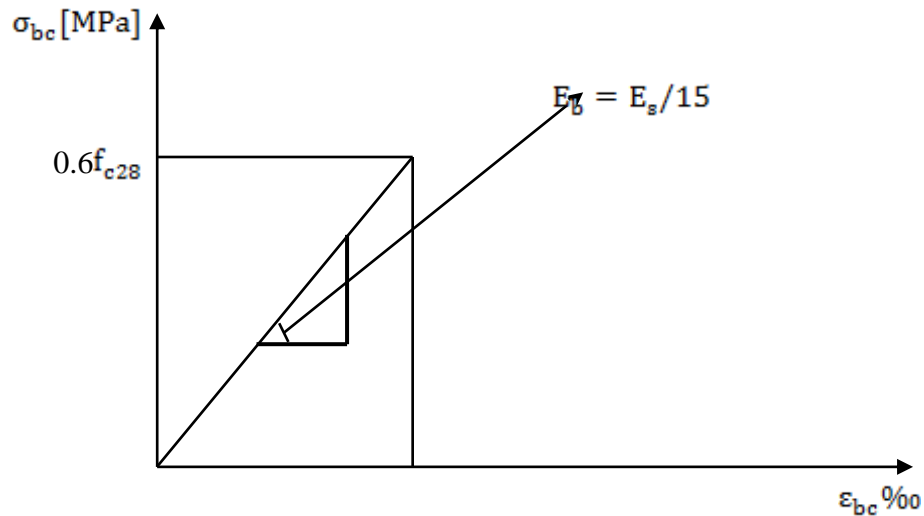


**Figure I .4 :** Diagramme contraintes-déformations du béton à L'ELU

#### **- A l'état limite de service :**

Le béton considéré comme élastique et linéaire la relation contrainte –déformation est illustré dans la figure I-5





**Figure I .5 :** Diagramme contrainte-déformation du béton à l'ELS

•  $0 \leq \epsilon_{bc} \leq 2 \text{ ‰}$  compression pure avec :  $\epsilon_{bc}$  raccourcissement du béton. En compression pure, les déformations relatives du béton sont limitées à 2‰.  $2‰ \leq \epsilon_{bc} \leq 3,5 \text{ ‰}$  compression avec flexion.

### I .7 Acier:

C'est un matériau qui possède une très bonne résistance à la traction et classé en trois catégories:

- Les ronds lisses FeE215 et FeE235 correspondant à des limites d'élasticité garanties de 215 MPa et 235 MPa respectivement.
- Les aciers à haute adhérence FeE400 et FeE500 correspondant à des limites d'élasticité garanties respectivement de 400 MPa et 500 MPa.
- Treillis soudés formés par assemblage des barres tréfilées soudées

#### a)-Module d'élasticité longitudinale :

La valeur du module d'élasticité donné par la formule

$$E_s = 2 \cdot 10^5 \text{ [MPa]} \text{ (module de Young)}$$

### Contrainte limite de l'acier :

#### • Contraintes limites à l'état limite ultime (ELU) :

Donné par la formule suivante :  $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$  avec :

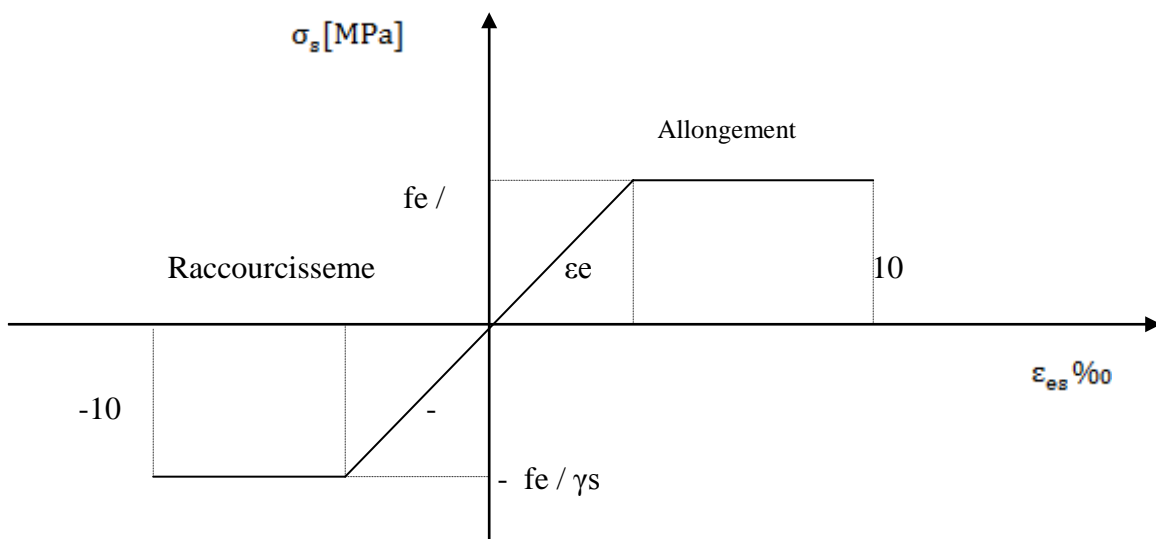
$\sigma_s$  : Contrainte de l'acier

$\gamma_s$  : Coefficient de sécurité

- 1,15 Cas des situations durables son transitoire
- 1,00 Cas des situations accidentelles

$f_e$  : Contrainte limite élastique.

Pour notre cas on utilise des aciers FeE400 .



**Figure I.3.** Diagramme contrainte – déformations de l'acier à l'état limite ultime (ELU)

#### Figure I .6 : Diagramme contraintes-déformations de l'acier é l'ELU

#### • contrainte limite de vérification a ELS:

C'est l'état où on fait des vérifications des contraintes par rapport aux cas appropriées :

- Fissuration non préjudiciable..... $\sigma_s \leq \sigma_s$  pas de limitation
- Fissuration peu préjudiciable..... $\sigma_{st} = (23 f_e, 110\sqrt{\eta ft_j})$  MPa
- Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable..... $\sigma_{st} = (0,5 f_e, 90\sqrt{\eta ft_j})$

Avec :

- $f_e$  : Désigne la limite d'élasticité des aciers utilisés.
- $f_{tj}$  : La résistance caractéristique à la traction du béton (MPa).
- $\eta$  : Coefficient de fissuration

**Caractère d'adhérence** : l'adhérence d'une barre qui l'enrobe est définie par deux coefficients sans dimensions :

### 1-coefficient de fissuration $\eta$ :

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

### 2-coefficient de scellement

$\Psi_s = 1,5$  pour les H.A (haute adhérence).

$\Psi_s = 1,0$  pour les R.L (ronds lisse).

## I.8 Les sollicitations :

On appelle sollicitations les moments de flexion ou de torsion, les efforts normaux et les efforts tranchants provoqués par les actions. On note par :

- **G** : ensemble des actions permanentes.
- **Q** : actions variables.
- **E** : Valeur de l'action accidentelle

• **Sollicitations de calcul vis-à-vis l'ELU** : Les sollicitations de calcul sont déterminées à partir de la combinaison d'action suivante :  **$1,35 \times G + 1,5 \times Q$**

### • Sollicitations de calcul vis-à-vis l'ELS : $G + Q$

S'il y a intervention des efforts horizontaux dus au séisme, les règles parasismiques algériennes ont prévu des combinaisons d'action suivantes :

- |                     |   |                           |
|---------------------|---|---------------------------|
| ▪ $G + Q \pm E$     | ➔ | G : charge permanente     |
| ▪ $G + Q \pm 1,2 E$ |   | Q : charge d'exploitation |
| ▪ $0,8G \pm E$      |   | E : effort du séisme      |

# *Chapitre II*

## **Pré dimensionnement des éléments.**

- **Introduction.**
- **Pré dimensionnement des différents éléments.**
- **Descente des charges.**
- **Pré dimensionnement du plancher.**
- **Pré dimensionnement des poutres.**
- **Poutres principales.**
- **Poutres secondaires.**
- **Pré dimensionnement des poteaux.**
- **Pré dimensionnement des voiles**

## II.1 Introduction :

**Le pré dimensionnement :** c'est " le pré calcul " des éléments de la structure (plancher, Poutres, Poteaux .....), il fait pour objet assurer une grande stabilité de l'ouvrage.

Les éléments de la structure Soient prés dimensionnés de telles manières à reprendre tous les sollicitations Suivantes :

- Sollicitations verticales : concernant les charges et les surcharges.
- Sollicitations horizontales : concernant le séisme, le vent.

Le pré dimensionnements de la structure est calculé selon les règles « **B.A.E.L91** et **RPA99version 2003** et le **DTR** et du **C.B.A 93** ».

## II.2 Pré dimensionnement des différents éléments :

### II.2.1 Pré dimensionnement du plancher (corps-cieux):

Pour l'épaisseur du plancher  $h_t$  on utilise la condition de flèche (Selon **CBA93**. Article : **B-6-8-4, 2-4**).

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

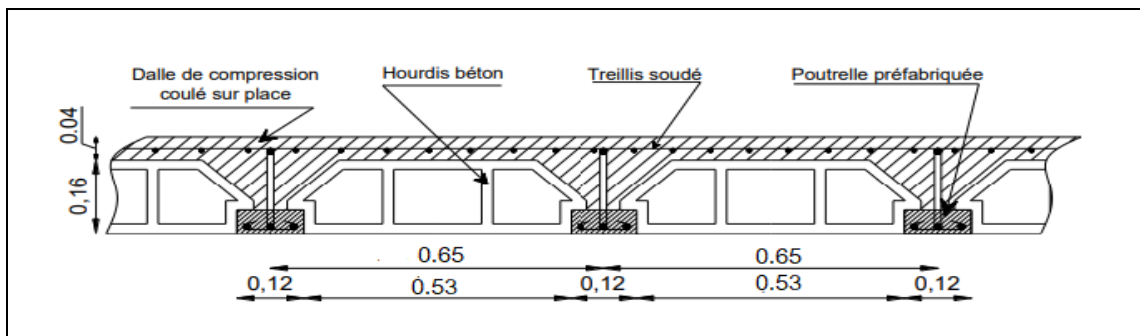
$$h_t \geq \frac{375}{22.5} = 16.66cm$$

Avec :  $\begin{cases} h_t = \text{hauteur totale du plancher} \\ L = \text{portée maximale de la poutrelle entre nus d'appui} \\ L_{max} = 375 \text{ cm} \end{cases}$

On adopte un plancher à corps creux de hauteur  $h_t=20cm$ , soit un plancher (16+4) cm.

Avec :

- La hauteur du corps creux  $h = 16cm$
- une dalle de compression  $h_0 = 4cm$



**Figure. II.1 :** Coupe transversale d'un plancher à corps creux

## II.2.2 Descente de charges :

### ▪ Charge permanente :

#### -Plancher terrasse inaccessible :

1-Protaction en gravillons roulés (4cm)	→	<b>0.80</b>	KN/m <sup>2</sup>
2-Etanchéité multicouche (2cm)	→	<b>0.12</b>	KN/m <sup>2</sup>
3-Forme de pente en béton léger (7cm)	→	<b>1.40</b>	KN/m <sup>2</sup>
4-Isolaion thermique en polystyrène (4cm)	→	<b>0.01</b>	KN/m <sup>2</sup>
5-Plancher à corps creux +dalle de compression (16+4)	→	<b>2.80</b>	KN/m <sup>2</sup>
6-Enduit en ciment (1m)	→	<b>0.20</b>	KN/m <sup>2</sup>

$$G=5.33 \text{ KN / m}^2$$

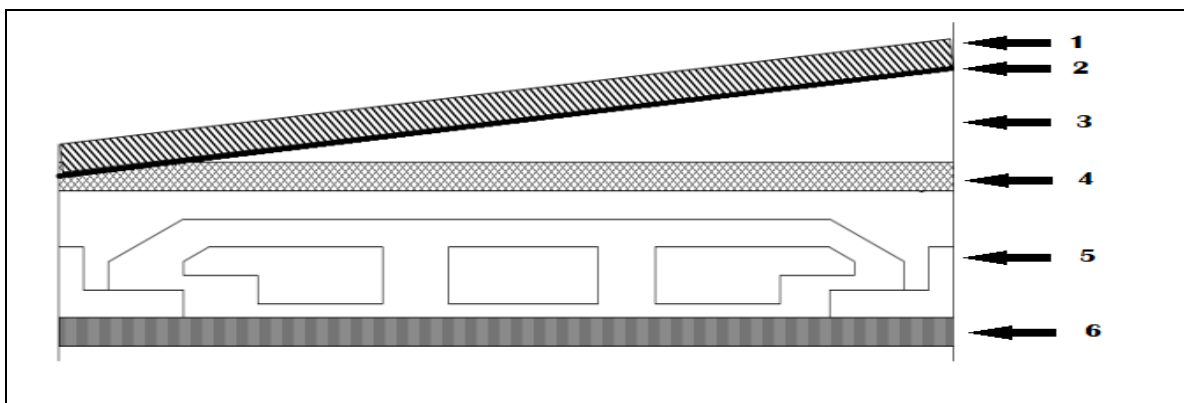
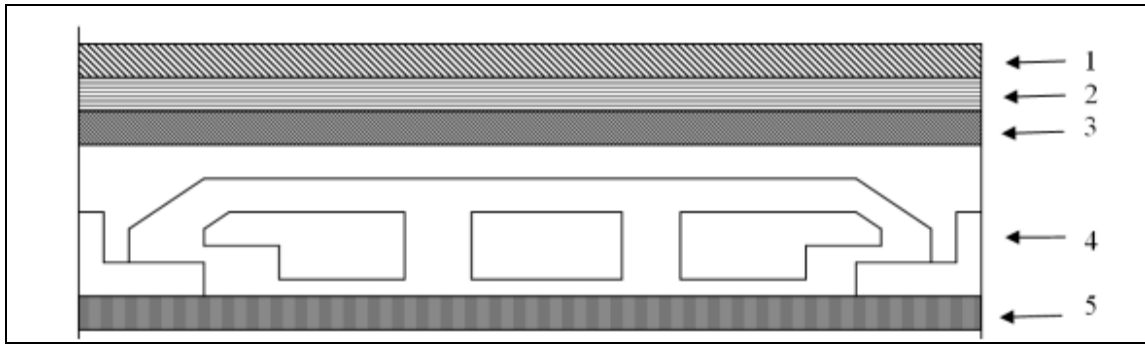


Figure. II. 2 : Descente de charge de Plancher terrasse inaccessible

#### -Plancher étage courante :

1-Revêtement en carrelage (2cm)	→	<b>0.40</b>	KN/m <sup>2</sup>
2-Mortier de pose (2cm)	→	<b>0.40</b>	KN/m <sup>2</sup>
3-Sable fin pour mortier (1cm)	→	<b>0.17</b>	KN/m <sup>2</sup>
4--plancher à corps creux +dalle de compression (16+4)	→	<b>2.80</b>	KN/m <sup>2</sup>
5-Enduit en ciment (1m)	→	<b>0.20</b>	KN/m <sup>2</sup>
6-Closion en brique creuse (10cm)	→	<b>0.90</b>	KN/m <sup>2</sup>

$$G=4.87 \text{ KN / m}^2$$



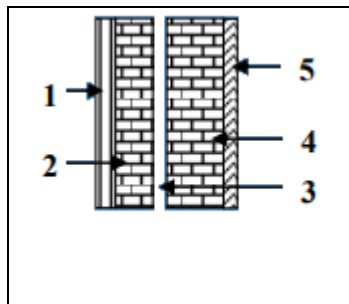
**Figure. II.3:** Descente de charge de Plancher étage courant

**-Murs de façade (extérieur) :**

1-Enduit extérieur en ciment (mortier) (2cm)	→	<b>0.40</b> KN/m <sup>2</sup>
2-Brique creuses (15cm)	→	<b>1.35</b> KN/m <sup>2</sup>
3-Lame d'aire (5cm)	→	<b>0.00</b> KN/m <sup>2</sup>
4- Brique creuses (10cm)	→	<b>0.90</b> KN/m <sup>2</sup>
5-Enduit intérieur en ciment (1.5cm)	→	<b>0.30</b> KN/m <sup>2</sup>

---

**G = 2.95 KN/m<sup>2</sup>**



**Figure. II.4:** Descente de charge de murs de façade

**-Murs intérieur :**

1-Enduit extérieur en ciment (2cm)	→	<b>0.40</b> KN/m <sup>2</sup>
2- Brique creuses (10cm)	→	<b>0.90</b> KN/m <sup>2</sup>
3-Enduit intérieur en ciment (1.5cm)	→	<b>0.30</b> KN/m <sup>2</sup>

---

**G=1.60 KN/m<sup>2</sup>**

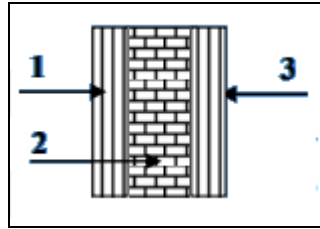


Figure. II.5: Descente de charge de murs intérieurs

### ▪ Surcharge d'exploitation:

- Surcharge d'exploitation des planchers étages courants (habitation)  $Q=1.50 \text{ KN/m}^2$
- Surcharge d'exploitation du plancher terrasse inaccessible  $Q=1\text{KN/m}^2$

### II.2.3 Pré dimensionnement des poutres :

Les poutres seront prés dimensionnés selon les formules données par le **B.A.E.L. 91** et vérifiées par la suite selon le **R.P.A. 99 / version 2003**.

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

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

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

Avec :

{	h: hauteur total de la poutre
	b : largeur de la poutre
	L: la plus grande portée libre entre axes d'appuis
	d : hauteur utile. =0.9xh

▪ Critère du **R.P.A.99**

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

On distinguera deux types de poutres :

- Poutre principale :  $L_{\max} = 5.80\text{m}$
- Poutre secondaire :  $L_{\max} = 4.05\text{m}$ .



### II.2.3.1 Sens longitudinales (principales) :

Elles sont disposées perpendiculairement aux poutrelles.

$$\begin{cases} L = 580\text{cm} \\ d = 0.9h \end{cases} \rightarrow \begin{cases} 38.67\text{cm} \leq h \leq 58\text{cm} \\ d = 0.9h = 40.5\text{cm} \\ 12.15\text{cm} \leq b \leq 16.2\text{cm} \end{cases} \quad \begin{array}{l} \text{On prend } \mathbf{h = 45\text{ cm}} \\ \text{On prend } \mathbf{b = 30\text{ cm}} \\ \text{---} \end{array}$$

#### Vérification :

D'après le **R.P.A.99** :

$$\begin{cases} b = 30\text{cm} > 20\text{cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée} \\ h = 45\text{cm} > 30\text{cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ \frac{h}{b} = 1,5 < 4 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée} \end{cases}$$

Donc on prend la section des poutres principales **A = (30x45) cm<sup>2</sup>**.

### II.2.3.2 Sens transversales (secondaires) :

Elles sont disposées parallèles aux poutrelles.

$$\begin{cases} L = 405\text{cm} \\ d = 0.9h \end{cases} \rightarrow \begin{cases} 27 \leq h \leq 40.5\text{cm} \\ d = 0.9h = 31.5\text{cm} \\ 9.45 \leq b \leq 12.6\text{cm} \end{cases} \quad \begin{array}{l} \text{On prend } \mathbf{h=35\text{ cm}} \\ \text{On prend } \mathbf{b=30\text{ cm}} \end{array}$$

#### Vérification :

D'après **R.P.A.99**

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

Donc on prend la section des poutres secondaires **A = (30x35) cm<sup>2</sup>**.

#### Finalemnt :

- Poutres principales : (30x40) cm<sup>2</sup>.
- Poutres secondaires : (30x35) cm<sup>2</sup>.

Les poutres	sections des poutres par familles en (cm <sup>2</sup> )			
	RDC-4 <sup>ème</sup> étage	4 <sup>ème</sup> - 6 <sup>ème</sup> étage	7 <sup>ème</sup> - 8 <sup>ème</sup> étage	9 <sup>ème</sup> étage- terrasse
Principales	30x40	30x40	30x40	30x40
Secondaires	30x35	30x40	30x40	30x40

**Tableau II.1 :** Tableau récapitulatif des dimensions des poutres

### II.2.4 Pré dimensionnement des poteaux :

On a 04 familles des coffrages :

**Famille 1 :** du RDC jusqu'à la 4<sup>ème</sup> étage.

**Famille 2 :** du 5<sup>ème</sup> étage jusqu'à la 6<sup>ème</sup> étage.

**Famille 3 :** de l'étage 7<sup>ème</sup> jusqu'à la 8<sup>ème</sup> étage.

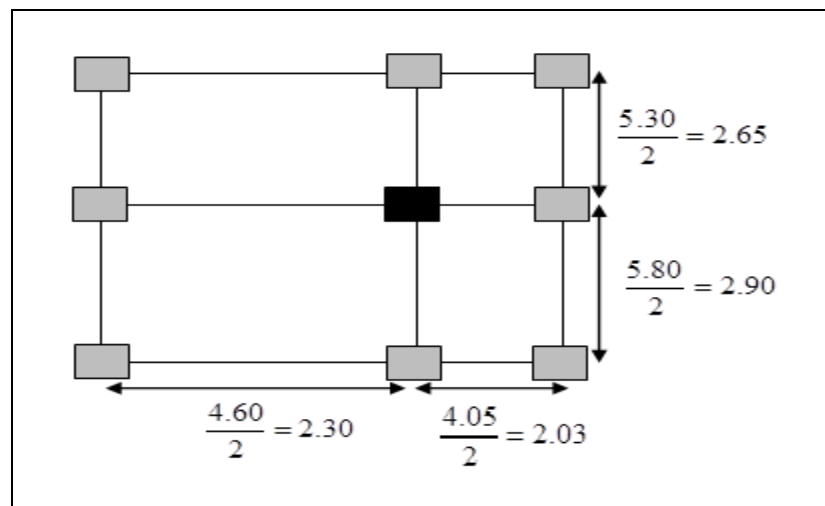
**Famille 4 :** de l'étage 9<sup>ème</sup> jusqu'à la terrasse.

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

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

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

▪la surface afférente est donnée par:



**Figure II.6 :** La section le plus sollicité du poteau

$$S = (2.65 + 2.90) \times (2.30 + 2.03) = 24.00\text{m}^2$$

### ▪Utilisation de la loi de dégression de la surcharge d'exploitation :

La dégression (diminution) des charges, est fonction de nombre d'étages, s'applique aux bâtiments à grand nombre d'étage (dépasse 5 étages).

Sous terrasse .....  $Q_0$ .

Sous étage 1 .....  $Q_0+Q_1$ .

Sous étage 2 .....  $Q_0 + 0,95 (Q_1 + Q_2)$ .

Sous étage 3 .....  $Q_0 + 0,90 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$ .

Sous étage 4 .....  $Q_0 + 0,85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$ .

Sous étage n .....  $Q_0 + \frac{3+n}{2n} (Q_1+Q_2+\dots +Q_n)$  Pour  $n \geq 5$

Le bâtiment est à usage d'habitation courant, ce qui implique :

$Q_0 = 1.00 \text{ kN/m}^2$ ..... Terrasse inaccessible.

$Q_1 = 1,500 \text{ kN/m}^2$ ..... Etage Courant.

Niveau	La loi	La charge (KN/m <sup>2</sup> )
<b>Terrasse</b>	$Nq_0=1\text{KN/m}^2$	1.00
<b>08</b>	$Nq_1=q_0+q_1$	2.50
<b>07</b>	$Nq_2=q_0+0.95 (q_1+q_2)$	3.85
<b>06</b>	$Nq_3=q_0+0.9 (q_1+q_2+q_3)$	5.05
<b>05</b>	$Nq_4=q_0+0.85 (q_1+q_2+q_3+q_4)$	6.10
<b>04</b>	$Nq_5=q_0+0.8 (q_1+q_2+q_3+q_4+q_5)$	7.00
<b>03</b>	$Nq_6=q_0+0.75 (q_1+q_2+q_3+q_4+q_5+q_6)$	7.75
<b>02</b>	$Nq_7=q_0+0.71 (q_1+q_2+q_3+q_4+q_5+q_6+q_7)$	8.45
<b>01</b>	$Nq_8=q_0+0.69 (q_1+q_2+q_3+q_4+q_5+q_6+q_7+q_8)$	9.28
<b>R.D.C</b>	$Nq_9=q_0+0.66 (q_1+q_2+q_3+q_4+q_5+q_6+q_7+q_8+q_9)$	10.05

**Tableau II.2 :** Dégression des charges d'exploitation

**Pré dimensionnement des poteaux de famille 01:****Calcul de l'effort normal sollicitant les poteaux NU**

▪ Les efforts de compression due aux charges permanentes  $N_G$  :

- plancher terrasse :  $G \times S = 5.33 \times 24 = 127.92 \text{ KN/m}^2$

- plancher RDC+ étage courant:  $n \times G \times S = 10 \times 4.87 \times 24 = 1168.8 \text{ KN/m}^2$

(n=10 le nombre de plancher d'étage courant)

On majore les efforts de 10%

$$N_G = 1.1 \times (127.92 + 1168.8) = 1426.39 \text{ KN/m}^2$$

▪ Les efforts de compression due charge d'exploitation  $N_Q$  :

Par application de la loi de dégression:

$$N_Q = 1.1 \times Q \times S = 1.1 \times 10.05 \times 24 = 265.32 \text{ KN/m}^2$$

$$D'où : N_U = 1.35 \times N_G + 1.5 \times N_Q = 1.35 \times 1426.39 + 1.5 \times 265.32$$

$$N_U = 2323.61 \text{ KN}$$

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

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

Avec :

{	$L_f$ : longueur de flambement
	$i$ : rayon de giration
	$B$ : section des poteaux
	$\lambda$ : L'élancement du poteau
	$I$ : moment d'inertie de la section par rapporte a passant par son centre de gravité et perpendiculaire au plan de flambement

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

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

$$B = a \times b$$

$$I = \frac{bh^3}{12}$$

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

On a:  $L_0=3.06$  m;  $L_f=0.7 \times 3.06 = 2.142$  m = 214.20 cm

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{214,20}{0.289a} \leq 50 \Rightarrow a \geq \frac{214,20}{0.289 \cdot 50} = 14.82 \text{ cm}$$

On prend: **a = 45 cm**

$\lambda = 0.7 L_0 / i \Rightarrow 214.20 / (0.289 \times 50) = 14.82 < 50$  ..... Condition vérifiée

### **b- Détermination de "b" :**

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

$$N_u \leq \left[ \frac{B_r \cdot f_{c28}}{0.9 \gamma_b} + A_s \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} \right]$$

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

$B_r$ : section réduite.

$$B_r = (45-2) \times (b-2) = 43 \times (b-2) \text{ cm}^2$$

$A_s$  = section d'armature longitudinale.

$$A_s = 0.7\% B_r \dots \dots \dots \text{Zone I.}$$

$$A_s = 0.7\% [43(b-2)] = 0.301(b-2) \text{ cm}^2$$

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

$$\lambda \leq 50 \Rightarrow \frac{L_f}{i} = \frac{214.20}{0.289 \cdot 45} = 16.47 < 50$$

$$\alpha = 0.85 / [1 + 0.2(\lambda/35)^2]$$

$$\alpha = 0.85 / [1 + 0.2(16.47/35)^2]$$

$$\alpha = 0.814$$

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa} ; f_e = 400 \text{ MPa} ; \gamma_b = 1.5 ; \gamma_s = 1.15$$

$$N_u \leq 0.814 \left[ \frac{43(b-2) \cdot 25}{0.9 \cdot 1.5 \cdot 10} + \frac{0.301(b-2) \cdot 400}{1.15 \cdot 10} \right]$$

$$2323.61 \leq 0.814 [79.63(b-2) + 10.47(b-2)]$$

$$31.68 \leq b - 2$$

$$b \geq 33.68 \text{ cm}$$

Donc : on prend **b = 45 cm.**

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \min(a.b) = 45\text{cm} > 25\text{cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ \min(a.b) = 45\text{cm} > \frac{h_e}{20} = \frac{306}{20} = 15.30\text{cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ \frac{1}{4} < \frac{a}{b} = 1 < 4 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

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

**NOTA :**

Le tableau suivant résumé les dimensions des poteaux pour les autres familles de notre structure.

<b>Sections des poteaux par famille en cm<sup>2</sup></b>			
<b>RDC-4<sup>ème</sup> étage</b>	<b>5-6<sup>ème</sup> étage</b>	<b>7-8<sup>ème</sup> étage</b>	<b>9<sup>ème</sup> étage -terrasse</b>
45x45	45x45	45x45	45x45

**Tableau II.3 :** Tableau récapitulatif des dimensions des poteaux

**II.2.5 Pré dimensionnement des voiles :**

Le Pré dimensionnement des murs en béton armé justifié par l'article **7.7.1de RPA99 version 2003.**

Les voiles sont des éléments porteurs en béton armé qui servent d'une part à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux et due au vent et au séisme , d'autre part à reprendre les efforts verticaux qu'ils transmettent aux fondations.

Le **RPA 99** considère comme des voiles de contreventement que les voiles satisfaisant la condition suivante :

$$\left\{ \begin{array}{l} L \geq 4a \\ e \geq h_e/22 \end{array} \right.$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} L : \text{longueur du voile.} \\ e : \text{épaisseur des voiles (} e_{\min} = 15\text{cm).} \\ h_e : \text{hauteur d'étage (3.06m).} \end{array} \right.$$

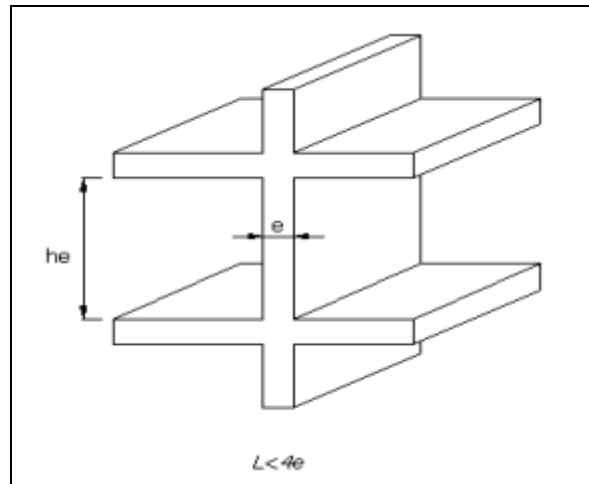


Figure II.7 : Coupe de voile en élévation

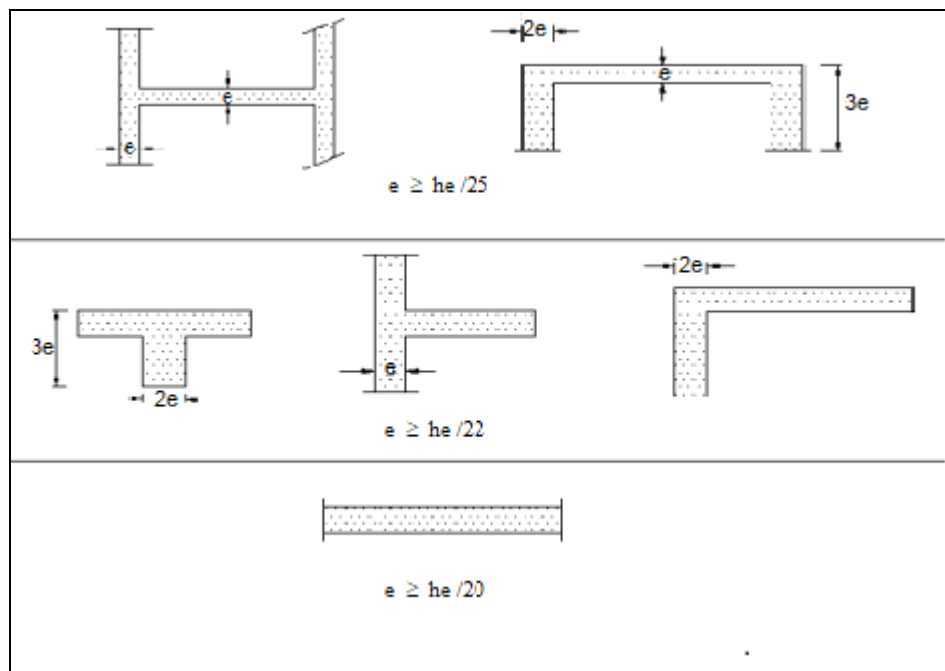


Figure II.8 : Coupe de voile en plan

D'où:  $e \geq \frac{306}{22} \Rightarrow e \geq 13.90 \text{ cm}$

On prend :  $e = 20 \text{ cm}$ .

### II.3 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 :

Niveau	Section de poteau (cm <sup>2</sup> )	Section de poutre principale (cm <sup>2</sup> )	Section de poutre secondaire (cm <sup>2</sup> )	Épaisseur des voiles (cm <sup>2</sup> )
<b>R.D.C</b>	45 X 45	30 X 45	30 X 35	20
<b>01</b>	45 X 45	30 X 45	30 X 35	20
<b>02</b>	45 X 45	30 X 45	30 X 35	20
<b>03</b>	45 X 45	30 X 45	30 X 35	20
<b>04</b>	45 X 45	30 X 45	30 X 35	20
<b>05</b>	40 X 40	30 X 45	30 X 35	20
<b>06</b>	40 X 40	30 X 45	30 X 35	20
<b>07</b>	35 X 35	30 X 45	30 X 35	20
<b>08</b>	35 X 35	30 X 45	30 X 35	20
<b>09</b>	30 X 30	30 X 45	30 X 35	20
<b>Terrasse</b>	/	30 X 45	30 X 35	/

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



# *Chapitre III*

## **Calcul des planchers**

- **Introduction.**
- **Calcul des poutrelles.**
- **Méthode de calcul.**
- **Type des poutrelles.**
- **Etude des poutrelles plancher étage courant.**
- **Etude des poutrelles plancher terrasse.**
- **Calcul du ferrailage.**

### III.1 Introduction :

Les planchers sont des plates-formes limitant les étages et supportant les planchers deux fonctions principales leurs sont dévolues:

- **Fonction de résistance** : les planchers supportant leur poids propres et les surcharge d'exploitation.
- **Fonction isolation** : ils isolent thermiquement et acoustiquement les différents étages.

Comme notre projet est à usage d'habitation, on adopte un plancher à corps creux. Le plancher est constitué par des poutrelles en béton armé sur lesquelles reposent les hourdis en béton. Les poutrelles sont continuées et disposées suivant la petite portée et elles travaillent dans une seule direction.

On peut distinguer deux grandes classes de planchers:

- Les planchers coulés sur place ou planchers << dits traditionnels >>
- Les planchers préfabriqués, la préfabrication pouvant être totale ou partielle.

### III.2 Calcul des poutrelles :

#### III.2.1. Dimensionnement :

La poutrelle (coulée sur place ou préfabriquée) est une section en **T** renversé, elles sont disposées suivant le sens perpendiculaire aux poutres principales et espacées de 65cm et sur lesquelles vient s'appuyer l'hourdis. Le plancher à corps creux est considéré comme un élément qui travaille dans une seule direction.

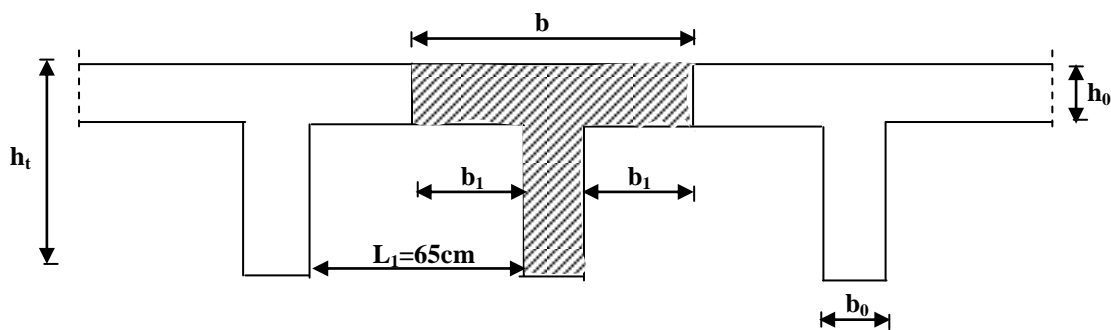


Figure III.1 : plancher à corps creux

D'après le chapitre précédent (**chapitre II**) :

- La hauteur de la nervure est égale à la hauteur du plancher  $h_t=20\text{cm}$ .
- L'épaisseur de la table est égale à  $h_0=4\text{cm}$ .
- la largeur de la nervure est égale à  $b_0=12\text{cm}$ .
- La longueur maximale d'une poutrelle est  $L= 430 \text{ cm}$ .
- La largeur de la poutrelle :  $b = 2b_1 + b_0 = 65 \text{ cm}$ .

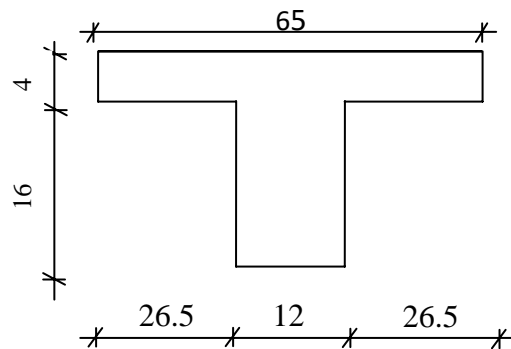
### Calcul de la largeur « b »:

Le calcul de la longueur b se fait à partir des conditions suivantes :

$$b_1 = \min \begin{cases} b_1 \leq \frac{L}{10} & \frac{430}{10} = 43cm. \\ h_0 \leq b_1 \leq 8h_0 & 4 \leq b_1 \leq 32cm. \\ b_1 \leq \frac{L_1 - b_0}{2} & \frac{65 - 12}{2} = 26.5cm. \end{cases}$$

On prend  $b_1 = 26.5cm$ .

$$b = 2 \cdot b_1 + b_0 = 2 \times 26.5 + 12 = 65cm \Rightarrow b = 65cm.$$



**Figure III.2:** Section de calcul

### III.3 Méthode de calcul :

Il existe plusieurs méthodes pour le calcul des poutrelles parmi eux la méthode forfaitaire et la méthode des trois moments, Le règlement de calcul BAEL propose une méthode simplifiée dit « méthode forfaitaire ». Cette méthode est applicable si les conditions suivantes sont remplies.

#### III.3.1 Méthode forfaitaire :

- **Les conditions d'application de la méthode forfaitaire :**

Cette méthode n'est pas applicable que si les quatre conditions suivantes sont remplies :

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

2-les moments d'inertie des sections transversales sont les même dans les différentes travées.

3-Le rapport des portées successives est compris entre 0.8 et 1.25.

$$0.8 \leq \frac{L_i}{L_i + 1} \leq 1.25$$

Avec  $L_i$  : portées successives de deux travées.

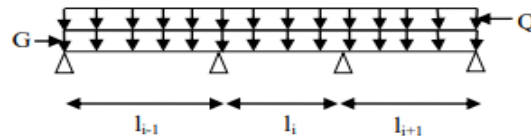


Figure III.3: Section d'une poutre

4-la fissuration est considérée comme peu préjudiciable.

Remarque : Si l'une de ces 4 conditions n'est pas vérifiée, les calculs devront se faire par la méthode de forfaitaire modifiée.

**Principe de calcul :**

On exprime les moments maximaux en travée  $M_t$  et sur appui  $M_w, M_e$  en fonction des moments fléchissant maximal de la travée indépendante  $M_0$ .

$M_0$  : Moment maximal d'une travée isostatique.

$M_t$  : Moment maximal dans la travée considérée.

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

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

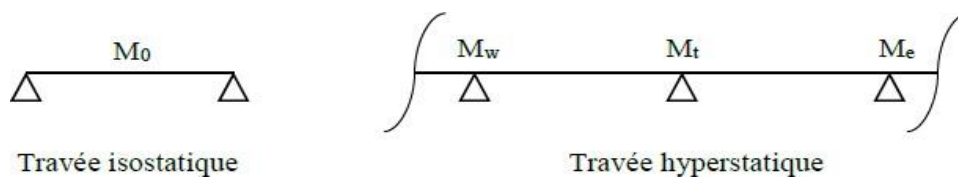


Figure III.4 : Schéma explicatif

**condition à satisfaire pour les moments  $M_t, M_w, M_e$  :**

Selon le **B.A.E.L 91**, les valeurs de  $M_w, M_t, M_e$  doivent vérifier les conditions suivantes :

$$-M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \max \begin{cases} (1 + 0.3\alpha)M_0 \\ 1.05M_0 \end{cases}$$

$$-M_t \geq [(1.2 + 0.3\alpha)/2]M_0 \dots \dots \dots \text{Pour travée de rive}$$

$$-M_t \geq [(1 + 0.3\alpha)/2]M_0 \dots \dots \dots \text{Pour travée intermédiaire}$$

Tel que :

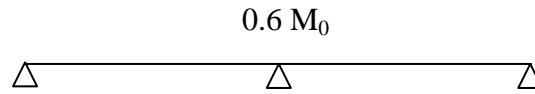
$\alpha$  : Rapport des charges d'exploitation " Q " à la somme des charges permanents G et les

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

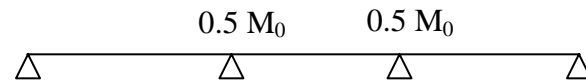
### ▪ Valeur des moments aux appuis :

Les valeurs absolues des moments sur appuis doivent être comme suit :

-Cas de deux travées :



-Cas de trois travées :



-Cas de plus de trois travées :



**Figure III.5 :** Schéma explicatif (méthode forfaitaire)

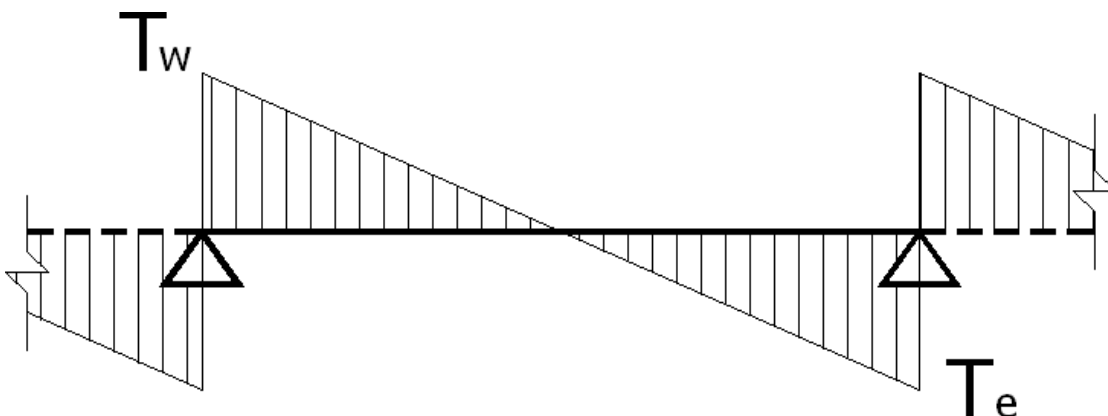
### ▪ Effort tranchant :

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

Le règlement **B.A.E.L 91** prévoit que seul l'état limite ultime est vérifié.

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

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

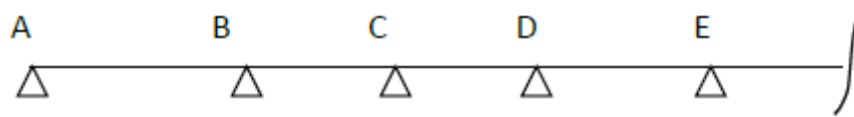


**Figure III.6 :** Evaluation des efforts tranchants

### III.3.2 Méthode forfaitaire modifiée :

Cette méthode est applicable si le rapport des portées de deux travées successives n'est pas compris entre 0.8 et 1.25. Selon les travées on distingue deux cas :

#### ▪ Cas où la travée comprise entre deux grandes travées :



**Figure III.7 :** Schéma explicatif (Méthode forfaitaire modifiée)

Il suffit de porter sur l'appui (B) la petite des valeurs admissibles pour le moment sur l'appui, soit dans le cas de la figure à dessous  $0.5 M_0$  ( $M_0$  correspond à la travée (AB) puis de porter sur l'appui (C) à la petite des valeurs admissible c'est-à-dire dans le cas traité  $0.2 M_0$  ( $M_0$  correspond au moment isostatique maximal de travée (CD).

Ayant obtenu la ligne de fermeture des moments sur appuis entre B et C, on devers porter à partir de cette ligne le moment isostatique maximale de la travée (BC)



**Figure III.8 :** Schéma explicatif

Les appuis B et C devront avoir une section correspondante au moment résultant (partie hachuré de la figure ci-dessus) qui peut être déterminée par la formule suivante :

$$M_x = \frac{(L_{bc} - X) \cdot Qx}{2} + M_b \left(1 - \frac{x}{L_{bc}}\right) - M_c \left(\frac{x}{L_{bc}}\right).$$

$$X = \frac{L_{bc}}{2} + \frac{M_b - M_c}{Q \cdot L_{bc}}.$$

Les moments en travées des poutrelles (AB) et (BC) sont calculés par la méthode forfaitaire. La travée (BC) sera armée à la partie inférieure par un moment correspondant à  $0,5M_0$

$M_0$  : Le moment isostatique maximal de la travée (BC).

#### ▪ Cas d'une travée de rive :

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

Il suffit de porter sur l'appuis (A) la valeur du moment admissible tenu de l'encastrement possible, en (B) ou devra porter la valeur du moment admissible, c'est-à-dire  $0,6M_0(BC)$  s'il a que deux travées au  $0,5M_0(BC)$  s'il existe plus de deux travées, il est alors possible de tracer la ligne de fermeture (AB) puis de porter à partir de cette ligne le moment isostatique maximal de (AB) les prévus en A devront avoir une section correspondante en moment résultant (partie hachurée de la figure ci-dessous).

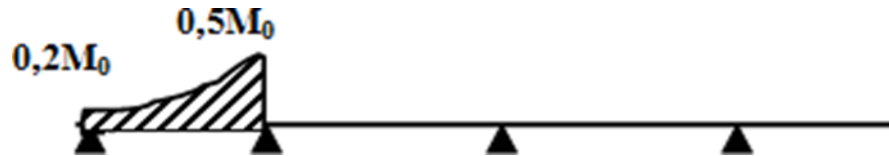


Figure III.9 : Schéma explicatif

Comme précédemment les armatures inférieures de la travée (AB) devront correspondre au moment  $0,5M_0(BC)$  si la poutrelle est à plus de deux travées et  $0,6M_0(AB)$  s'il n'y a que deux travées.

### III.3.3 Méthode des trois moments :

Cette méthode est appliquée pour les poutres à plusieurs appuis.

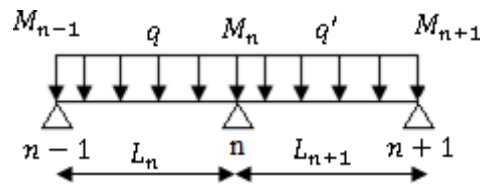


Figure III.10 : Schéma explicatif (Méthode des 3 moments)

En isolant deux travées adjacentes de notre poutre, qui sont chargées d'une manière quelconque.

On a un système statiquement indéterminé, il est nécessaire de compléter les équations statiques disponibles par d'autres méthodes basées sur la déformation du système.

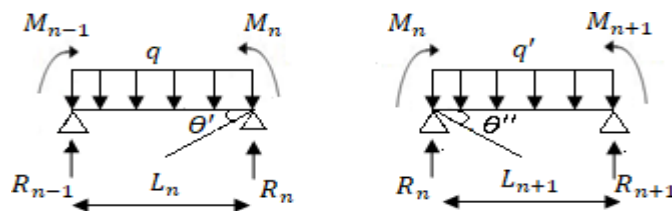
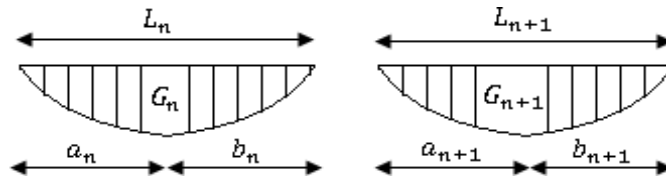


Figure III.11 : Schéma explicatif (Méthode des 3 moments)

Avec :

$M_{n-1}$ ,  $M_n$  et  $M_{n+1}$  : Les moments de flexion aux appuis (n-1), (n) et (n+1), Ils supposés positifs suivant les conditions aux limites et les conditions de continuité on a :  $\theta' = \theta''$ . Les moments de flexion pour chacune des travées  $L_n$  et  $L_{n+1}$  sous les charges connues  $q$  et  $q'$  peuvent être tracé selon la méthode classique,  $M_{n-1}$ ,  $M_n$  et  $M_{n+1}$  sont provisoirement omis.



**Figure III.12** : Schéma explicatif (Méthode des 3 moments)

$G_n$  et  $G_{n+1}$  : Les centres de gravité des aires des diagrammes des moments.

$a_n$  ;  $b_n$  ;  $a_{n+1}$  et  $b_{n+1}$  : Les longueurs de part et d'autre du centre de gravité.

$S_n$  et  $S_{n+1}$  : Les aires des diagrammes des moments pour les travées  $L_n$  et  $L_{n+1}$ .

$$\Theta' = \Theta'_{(M_{n-1})} + \Theta'_{(M_n)} + \Theta'(q)$$

Selon le théorème des aires des moments, on aura :

$$\Theta' = \frac{S_n \cdot a_n}{L_n \cdot EI} + \frac{M_{n-1} \cdot L_n}{6 \cdot EI} + \frac{M_n \cdot L_n}{3 \cdot EI}.$$

$$\Theta'' = \frac{S_{n+1} \cdot b_{n+1}}{L_{n+1} \cdot EI} + \frac{M_n \cdot L_{n+1}}{3 \cdot EI} + \frac{M_{n+1} \cdot L_{n+1}}{6 \cdot EI}$$

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



Cette équation (1) est appelée « équation de Clapeyron », le théorème des trois moments est applicable à tous types de chargements.

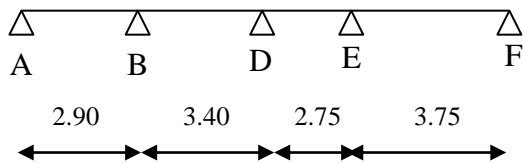
### III.4 Types des poutrelles :

Dans notre structure on a plusieurs types de poutrelles dans les différent planchers des étages

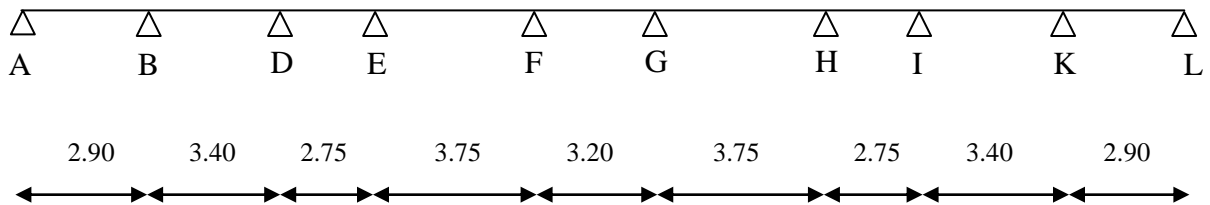
▪ **Etages courants :**

On a 06 type des poutrelles pour les 04 familles

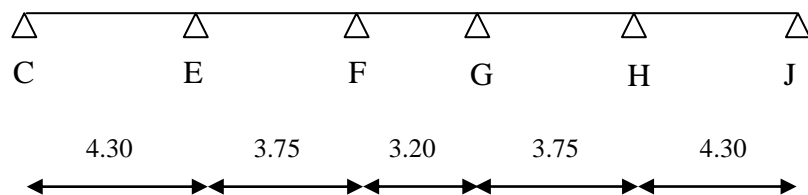
**Type 1 :**



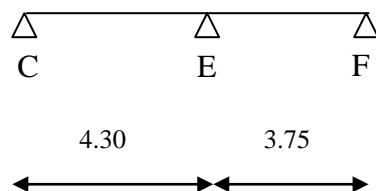
**Type 2 :**



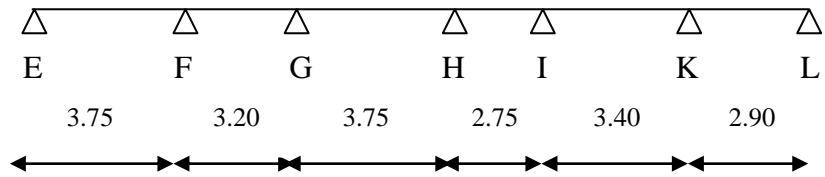
**Type 3 :**



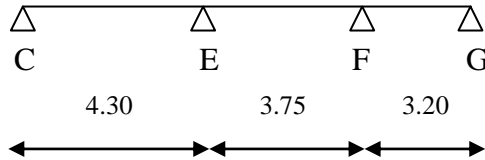
**Type 4 :**



**Type 5 :**



**Type 6 :**

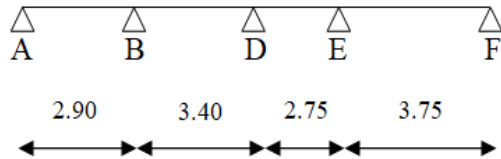


**Figure III.13 :** Schéma explicatif (types des poutrelles du plancher étage courant)

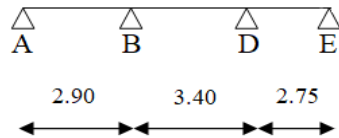
**▪Terrasse :**

On a 06 types des poutrelles pour les 04 familles

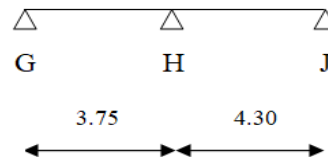
**Type 1 :**



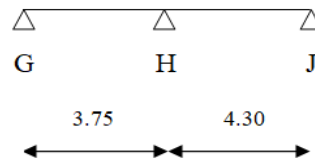
**Type 2' :**



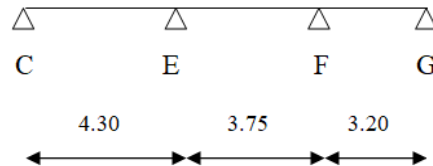
**Type 3 :**



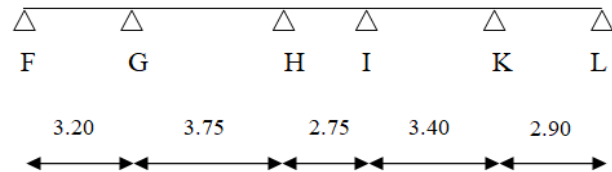
**Type 4 :**



**Type 6 :**



**Type 1' :**



**Figure III.14 :** Schéma explicatif (types des poutrelles du plancher terrasse)

**III.5 Etude des poutrelles plancher étages courants :**

- **Evaluation des charges :**
- L'E.L.U :  $q_u = (1.35 G + 1.5 Q) \times 0.65$ .
- L.E.L.S :  $q_{ser} = (G + Q) \times 0.65$ .

Type de plancher	G (KN/m <sup>2</sup> )	(KN/m <sup>2</sup> )	b(m)	Combinaison des charges	
				ELU [KN/ml] $q_u = b \times (1.35G + 1.5Q)$	ELS [KN/ml] $q_s = b \times (G + Q)$
étage courant	4.87	1.50	0.65	5.74	4.14

**Tableau III.1 :** Evaluation des charges plancher étage courant

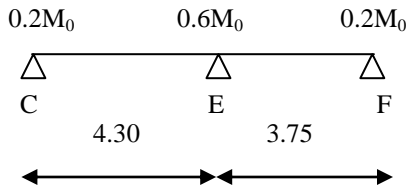
▪ **Exemple de calcul :**

On prend comme exemple de calcul détaillé des poutrelles :

**Type 4 :**

La charge permanent :  $G = 4.87\text{KN/m}^2$ .

La charge d'exploitation :  $Q = 1.50\text{KN/ m}^2$ .



**a. Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :**

1- La charge d'exploitation  $Q \leq \max (2 G ; 5 \text{ KN / m}^2)$  ;

$$Q = 2.50 \text{ KN / m}^2 \leq \max (2 \times 4.87 = 9.74\text{KN/ m}^2; 5 \text{ KN / m}^2);$$

$Q = 2.50 \text{ KN/ m}^2 < 9.74\text{KN/ m}^2$  ..... (Condition vérifiée).

2- Les moments d'inertie des sections transversales sont la même dans toutes les travées .

3- Le rapport :  $0.8 \leq \frac{L_i}{L_i + 1} \leq 1.25$  .

Travées	C-E	E-F
Portée en (m)	4.30	3.75
Rapport	1.15	

**Tableau III.2 :** rapport des travées successives

Le rapport :  $0.8 \leq 1.15 \leq 1.25$  ..... (Condition vérifiée).

4) La fissuration est considérée comme peu préjudiciable..... (Condition vérifiée).

**b-Calcul des sollicitations :**

• **Moments isostatiques :**

$$M_{0CE} = \frac{q \cdot L^2}{8} = \frac{5.74 \times (4.30)^2}{8} = 13.27 \text{ KN.m.}$$

$$M_{0EF} = \frac{q \cdot L^2}{8} = \frac{5.74 \times (3.75)^2}{8} = 10.09\text{KN.m.}$$

- **Moment sur appuis :**

$$M_C = 0.2 M_0 = 2.65 \text{ KN.m.}$$

$$M_E = 0.6 M_0 = 7.96 \text{ KN.m.}$$

$$M_F = 0.4 M_0 = 2.02 \text{ KN.m.}$$

- **Moment en travée:**

**Calcul du coefficient  $\alpha$  :**

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{1.50}{1.50+4.87} = 0.24$$

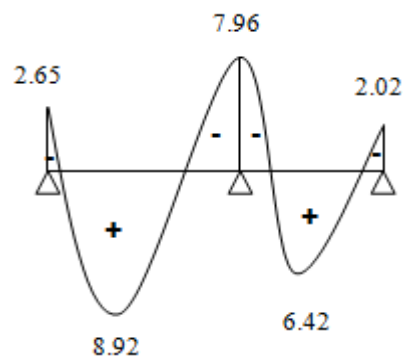
$$\left\{ \begin{array}{l} (1+0.3\alpha) = 1.072 > 1.05 \\ \frac{1+0.3\alpha}{2} = 0.536 \dots\dots \text{(Travée intermédiaire).} \\ \frac{1,2+0.3\alpha}{2} = 0.636 \dots\dots \text{(Travée de rive).} \end{array} \right.$$

**Travée de rive (CE) :**

$$\left\{ \begin{array}{l} 1- M_t^{CE} \geq 1.072 \times 13.27 - \frac{2.65 + 7.96}{2} = 8.92 \text{ KN.m} \\ 2- M_t^{AB} \geq 0.636 \times 13.27 = 8.44 \text{ KN.m} \end{array} \right. \longrightarrow \text{On prend : } M_t^{CE} = 8.92 \text{ KN.m}$$

**Travée de rive (EF) :**

$$\left\{ \begin{array}{l} 1- M_t^{EF} \geq 1.072 \times 10.09 - \frac{7.96 + 2.18}{2} = 5.83 \text{ KN.m} \\ 2- M_t^{EF} \geq 0.636 \times 10.09 = 6.42 \text{ KN.m} \end{array} \right. \longrightarrow \text{On prend : } M_t^{EF} = 6.42 \text{ KN.m}$$



**Figure III.15 :** diagramme des moments fléchissant M (KN.m)

• **L'effort tranchant :**

**Travée (CE):**

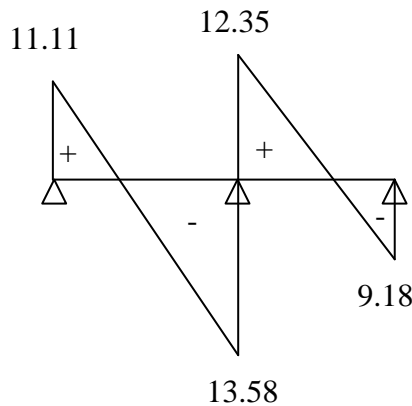
$$\left\{ T_w = \frac{5.74 * 4.30}{2} + \frac{(2.65 - 7.96)}{4.30} = \mathbf{11.11KN} \right.$$

$$T_E = -\frac{5.74 * 4.30}{2} + \frac{(2.65 - 7.96)}{4.30} = \mathbf{-13.58KN}$$

**Travée (EF):**

$$\left\{ T_w = \frac{5.74 * 3.75}{2} + \frac{(7.96 - 2.18)}{3.75} = \mathbf{12.35 KN} \right.$$

$$T_E = -\frac{5.74 * 3.75}{2} + \frac{(7.96 - 2.18)}{3.75} = \mathbf{-9.18KN}$$

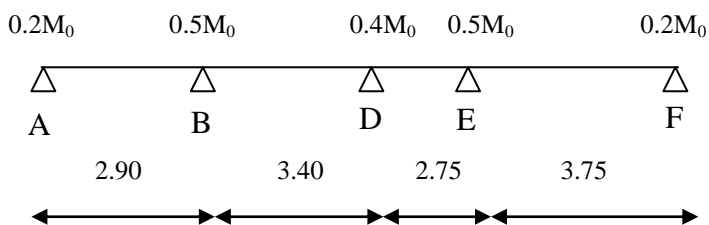


**Figure III.16 :** diagramme des efforts tranchants T (KN)

**Type 1:**

La charge permanente : **G = 4.87KN/m<sup>2</sup>**.

La charge d'exploitation : **Q = 1.50KN/ m<sup>2</sup>**:



**a. Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :**

1- La charge d'exploitation  $Q \leq \max (2 G ; 5 \text{ KN} / \text{m}^2)$  ;

$$Q = 2.50 \text{ KN} / \text{m}^2 \leq \max (2 \times 4.87 = 9.74 \text{ KN} / \text{m}^2 ; 5 \text{ KN} / \text{m}^2) ;$$

$$Q = 2.50 \text{ KN} / \text{m}^2 < 9.74 \text{ KN} / \text{m}^2 \dots\dots\dots(\text{condition vérifiée}).$$

2- Les moments d'inertie des sections transversales sont la même dans toutes les travées .

$$3- \text{Le rapport : } 0.8 \leq \frac{L_i}{L_i + 1} \leq 1.25 .$$

Travées	A-B	B-D	D-E	E-F
Portée en (m)	2.90	3.40	2.75	3.75
Rapport	0.85	1.23	0.73	

**Tableau III.3 :** rapport des travées successives

Le rapport :  $0.8 \leq 0.85 \leq 1.25 \dots\dots\dots$  (Condition vérifiée).

Le rapport :  $0.8 \leq 1.23 \leq 1.25 \dots\dots\dots$  (Condition vérifiée).

Le rapport :  $0.8 > 0.73 \leq 1.25 \dots\dots\dots$  (Condition ne vérifié pas).

Les travées AB–DE–EF seront calculées avec la méthode forfaitaire, la travée DE ne vérifie pas la condition du rapport des portées successives qui doit être compris entre 0.8 et 1.25, sera calculée avec la méthode forfaitaire modifiée.

**b-Calcul des sollicitations :**

• **Evaluation des charges :**

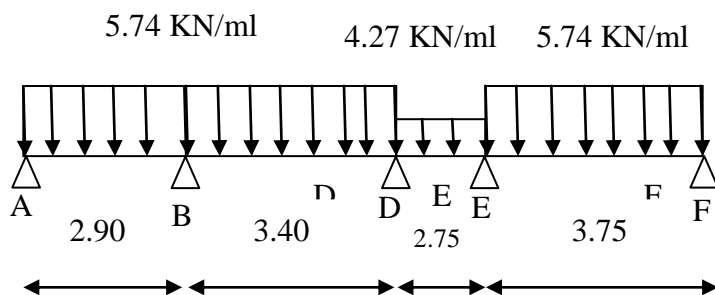
$$Q_U = 5.74 \text{ KN/ml.}$$

$$Q_U' = 1.35 \times G \times 0.65 = 1.35 \times 4.87 \times 0.65 = 4.27 \text{ KN/ml.}$$

$$Q_S = 4.14 \text{ KN/ml.}$$

$$Q_{S'} = 3.17 \text{ KN/ml.}$$

• **Calcul du moment minimal de la travée DE:**



- **Moments isostatiques :**

$$M_{0AB} = \frac{q.L^2}{8} = \frac{5.74 \times (2.90)^2}{8} = 6.03 \text{KN.m.}$$

$$M_{0BD} = \frac{q.L^2}{8} = \frac{5.74 \times (3.40)^2}{8} = 8.29 \text{KN.m.}$$

$$M_{0DE} = \frac{q.L^2}{8} = \frac{5.74 \times (2.75)^2}{8} = 4.04 \text{KN.m.}$$

$$M_{0EF} = \frac{q.L^2}{8} = \frac{5.74 \times (3.75)^2}{8} = 10.09 \text{KN.m.}$$

- **Moment sur appuis :**

$$M_A = 0.2 M_0 = 1.20 \text{KN.m.}$$

$$M_B = 0.5 M_0 = 4.15 \text{KN.m.}$$

$$M_D = 0.4 M_0 = 3.32 \text{KN.m.}$$

$$M_E = 0.5 M_0 = 5.05 \text{KN.m.}$$

$$M_F = 0.2 M_0 = 2.02 \text{KN.m.}$$

- **Moment en travée:**

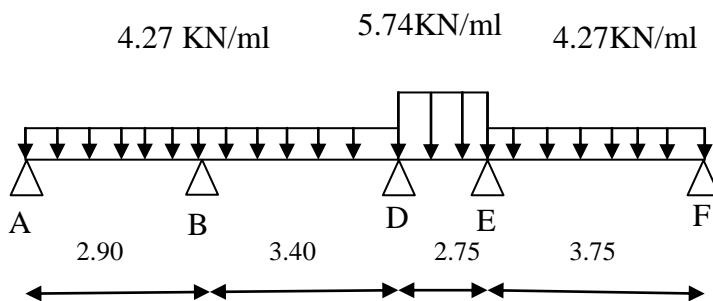
**Travée DE:** « forfaitaire modifier »

$$X = \frac{LDE}{2} + \frac{MD - ME}{QU + LDE} = \frac{2.75}{2} + \frac{3.32 - 5.05}{4.27 + 2.75} = 1.22 \text{m}$$

$$M_{t_{\min}(X)} = \frac{QU \cdot (LDE - X)}{2} - MD \left( \frac{1 - X}{LDE} \right) - ME \left( \frac{X}{LDE} \right)$$

$$= \frac{4.27 \cdot (2.75 - 1.22)}{2} - 3.32 \left( \frac{1 - 1.22}{2.75} \right) - 5.05 \left( \frac{1.22}{2.75} \right) = 1.29 \text{KN.m}$$

- **Calcul du moment maximal de la travée DE:**





- **Moments isostatiques :**

$$M_{0AB} = \frac{q \cdot L^2}{8} = \frac{5.74 \times (2.90)^2}{8} = 4.49 \text{KN.m.}$$

$$M_{0BD} = \frac{q \cdot L^2}{8} = \frac{5.74 \times (3.40)^2}{8} = 6.17 \text{KN.m.}$$

$$M_{0DE} = \frac{q \cdot L^2}{8} = \frac{5.74 \times (2.75)^2}{8} = 5.43 \text{KN.m.}$$

$$M_{0EF} = \frac{q \cdot L^2}{8} = \frac{5.74 \times (3.75)^2}{8} = 7.51 \text{KN.m.}$$

- **Moment sur appuis :**

$$M_A = 0.2 M_0 = 0.9 \text{KN.m.}$$

$$M_B = 0.5 M_0 = 3.09 \text{KN.m.}$$

$$M_D = 0.4 M_0 = 2.47 \text{KN.m.}$$

$$M_E = 0.5 M_0 = 3.76 \text{KN.m.}$$

$$M_F = 0.2 M_0 = 1.50 \text{KN.m.}$$

- **Moment en travée:**

**Travée DE:** « forfaitaire modifier »

$$X = \frac{LDE}{2} + \frac{MD - ME}{QU * LDE} = \frac{2.75}{2} + \frac{2.47 - 3.76}{5.74 * 2.75} = 1.29 \text{m}$$

$$M_{t\max}(X) = \frac{QU * (LDE - X)^2}{2} - MD \left( \frac{1 - X}{LDE} \right) - ME \left( \frac{X}{LDE} \right)$$

$$= \frac{5.74 * (2.75 - 1.29)^2}{2} - 2.47 \left( \frac{1 - 1.29}{2.75} \right) - 3.76 \left( \frac{1.29}{2.75} \right) = 2.72 \text{KN.m}$$

**Travée de rive (AB) :**

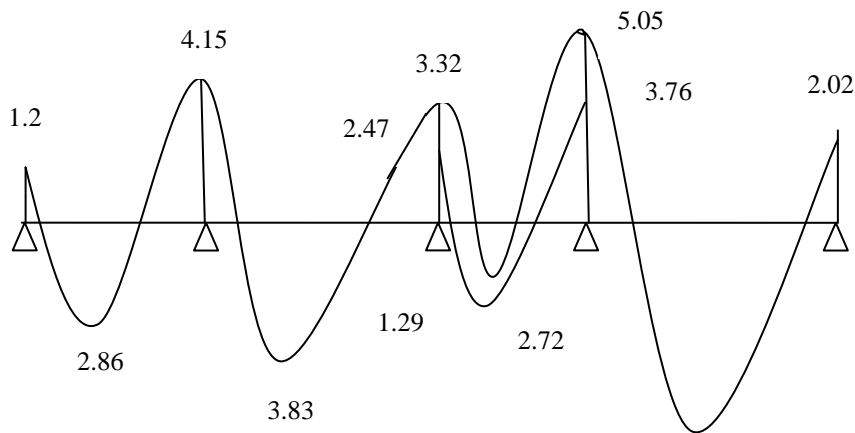
$$\left\{ \begin{array}{l} 1 - M_t^{AB} \geq 1.072 \times 4.49 - \frac{0.9 + 3.09}{2} = 2.82 \text{KN.m} \\ 2 - M_t^{AB} \geq 0.636 \times 4.49 = 2.86 \text{KN.m} \end{array} \right. \longrightarrow \text{On prend : } M_t^{AB} = 2.86 \text{KN.m}$$

**Travée d'intermédiaire (BD) :**

$$\left\{ \begin{array}{l} 1 - M_t^{BD} \geq 1.072 \times 6.17 - \frac{3.09 + 2.47}{2} = 3.83 \text{KN.m} \\ 2 - M_t^{BD} \geq 0.536 \times 6.17 = 3.30 \text{KN.m} \end{array} \right. \longrightarrow \text{On prend : } M_t^{BD} = 3.83 \text{KN.m}$$

**Travée de rive (EF) :**

$$\left\{ \begin{array}{l} 1- Mt^{EF} \geq 1.072 \times 7.51 - \frac{2.47 + 3.76}{2} = 5.43 \text{ KN.m} \\ 2- Mt^{EF} \geq 0.636 \times 7.51 = 4.78 \text{ KN.m} \end{array} \right. \longrightarrow \text{On prend: } Mt^{EF} = 5.43 \text{ KN.m}$$



**Figure III.17 :** diagramme des moments fléchissant M (KN.m)

- **L'effort tranchant :**

**Travée (AB):**

$$\left\{ \begin{array}{l} T_W = 7.57 \text{ KN} \\ T_E = -9.08 \text{ KN} \end{array} \right.$$

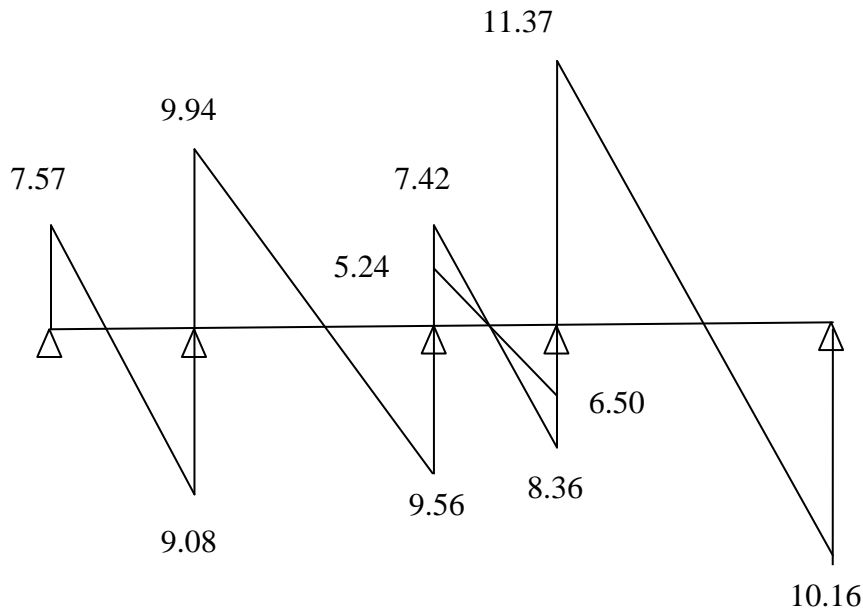
**Travée (BD):**

$$\left\{ \begin{array}{l} T_W = 9.94 \text{ KN} \\ T_E = -9.56 \text{ KN} \end{array} \right.$$

**Travée (DE):**

$$\left\{ \begin{array}{l} T_W = \left\{ \begin{array}{l} \text{max} = 7.42 \text{ KN} \\ \text{min} = 5.24 \text{ KN} \end{array} \right. \\ T_E = \left\{ \begin{array}{l} \text{max} = 8.36 \text{ KN} \\ \text{min} = 6.50 \text{ KN} \end{array} \right. \end{array} \right.$$

**Travée (EF):**  
 $\left\{ \begin{array}{l} T_w = 11.37 \text{ KN} \\ T_E = -10.16 \text{ KN} \end{array} \right.$



**Figure III.18 :** diagramme des efforts tranchants T (KN)

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

Type de poutrelle	Travée	L(m)	E.L.U						E.L.S			
			M (KN. m) et T(KN)						M (KN m) et T(KN)			
			M <sub>0</sub>	M <sub>t</sub>	M <sub>w</sub>	M <sub>c</sub>	T <sub>w</sub>	T <sub>E</sub>	M <sub>0</sub>	M <sub>t</sub>	M <sub>w</sub>	M <sub>e</sub>
01	AB	2.90	4.49	2.86	0.9	3.09	7.57	9.08	3.33	2.12	0.67	2.29
	BD	3.40	6.17	3.83	3.09	2.47	9.94	9.56	4.58	2.45	2.29	1.83
	DE min	2.75	4.04	1.29	3.32	5.05	5.24	6.50	2.99	0.98	2.39	3.64
	DE max	2.75	5.43	2.72	2.47	3.76	7.42	8.36	3.91	1.90	1.83	2.79
	EF	3.75	7.51	5.43	3.76	1.50	11.37	10.16	5.57	4.02	2.79	1.11
	AB	2.90	4.49	2.86	0.9	3.09	7.57	9.08	3.33	2.12	0.67	2.29
	BD	3.40	6.17	3.83	3.09	2.47	9.94	9.56	4.58	2.45	2.29	1.83
	DE min	2.75	4.04	1.52	3.32	3.04	5.61	6.13	2.99	1.16	2.39	2.92
	DE max	2.75	5.43	2.89	2.47	3.00	7.70	8.09	3.91	2.06	1.83	2.23
	EF	3.75	7.51	5.05	3.00	3.00	10.76	10.76	5.57	3.74	2.23	2.23

02	FG	3.20	5.47	2.93	3.00	3.00	9.18	9.18	4.06	2.18	2.23	2.23
	GH	3.75	7.51	5.05	3.00	3.00	10.76	10.76	5.57	3.74	2.23	2.23
	HI min	2.75	4.04	1.70	4.04	3.32	6.13	5.61	2.99	1.29	2.95	2.39
	HI max	2.75	5.43	2.92	3.00	2.47	8.09	7.70	3.91	1.81	2.23	1.83
	IK	3.40	6.17	3.83	2.47	3.09	9.56	9.94	3.91	1.16	1.83	2.23
	KL	2.90	4.49	2.86	3.09	0.9	9.08	7.57	4.58	2.45	2.29	1.83
03	CE	4.30	13.27	9.58	2.65	6.64	11.43	13.27	9.57	6.91	1.91	4.79
	EF	3.75	10.09	5.48	6.64	4.04	11.46	10.07	7.28	3.95	4.79	2.91
	FG	3.20	7.35	3.94	4.04	4.04	9.18	9.18	5.30	2.84	2.91	2.91
	GH	3.75	10.09	5.48	4.04	6.64	10.07	11.46	7.28	3.95	2.91	4.79
	HJ	4.30	13.27	9.58	6.64	2.65	13.27	11.43	9.57	6.91	4.79	1.91
04	CE	4.30	13.27	8.92	2.65	7.96	11.11	13.58	9.57	6.43	1.91	5.74
	EF	3.75	10.09	6.42	7.96	2.02	12.35	9.18	7.28	4.63	5.74	1.46
05	EF	3.75	7.51	5.42	1.50	3.76	10.16	11.37	5.75	4.15	1.15	2.88
	FG	3.20	5.47	2.93	3.76	3.00	9.42	8.95	4.06	2.18	2.88	2.23
	GH	3.75	7.51	5.05	3.00	3.00	10.76	10.76	5.57	3.74	2.23	2.23
	HI min	2.75	4.04	1.70	4.04	3.32	6.13	5.61	2.99	1.29	2.92	2.39
	HI max	2.75	5.43	3.03	3.00	2.47	8.09	7.70	3.91	1.81	2.23	1.83
	IK	3.40	6.17	3.83	2.47	3.09	9.58	9.94	4.58	2.45	1.83	2.29
	KL	2.90	4.49	2.86	3.09	0.9	9.08	7.57	3.33	2.12	2.29	0.67
06	CE	4.30	13.27	9.58	2.65	6.64	11.41	13.27	9.57	6.91	1.91	4.79
	EF	3.75	10.09	5.46	6.64	5.06	11.18	10.34	7.28	3.89	4.79	3.64
	FG	3.20	7.35	4.67	5.06	1.47	10.31	8.06	5.30	3.37	3.64	1.06

**Tableau III.4 :** Tableau récapitulatif des résultats pour le plancher étage courant

### III.6 Etude des poutrelles planchers Terrasses :

Pour les poutrelles plancher terrasses on a définies précédemment (Figure III.14).

▪ **Méthode de calcul :**

Vu que la 4<sup>ème</sup> condition de la méthode forfaitaire n'est pas vérifiée c'est à dire la fissuration est préjudiciable (cas du plancher terrasse), on propose pour le calcul des moments qu'appuis « la méthode des trois moments ».

▪ **Evaluation des charges :**

- L'E.L.U :  $Q_u = (1.35 G + 1.5 Q) \times 0.65$ .
- L.E.L.S :  $Q_{ser} = (G + Q) \times 0.65$ .

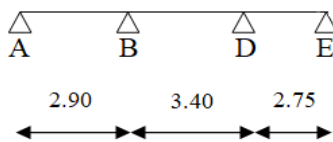
Type de plancher	G (KN/m <sup>2</sup> )	(KN/m <sup>2</sup> )	b(m)	Combinaison des charges	
				ELU [KN/ml] $Q_u = b \times (1,35G + 1,5Q)$	ELS [KN/ml] $Q_{ser} = b \times (G + Q)$
Terrasse	5.33	1.00	0.65	5.65	4.11

**Tableau III.5 :** Evaluation des charges plancher terrasse

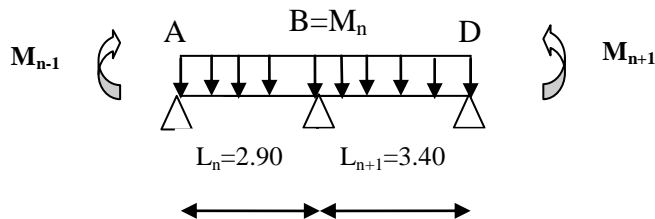
▪ **Exemple de calcul :**

On prend comme exemple de calcul détaillée de poutrelle.

Type 2' :



On isole les 2 premières travées adjacents AB et DE



On a  $L_n = 2.9m$  ;  $L_{n+1} = 3.40 m$  ;  $M_A = M_{n-1}$  ;  $M_B = M_n$  ;  $M_D = M_{n+1}$ .

•Partie AB :

$$M_{0AB} = \frac{q \cdot L^2}{8} = \frac{5.65 \times (2.90)^2}{8} = 5.94 \text{ KN.m.}$$

$$a_n = b_n = L_n / 2 = 2.90 / 2 = 1.45 \text{ m.}$$

$$S_n = 2/3(L_n \times M_{0AB}) \longrightarrow S_n = 11.48 \text{ m}^2.$$

•Partie BD :

$$M_{0BD} = \frac{q \cdot L^2}{8} = \frac{5.65 \times (3.40)^2}{8} = 8.16 \text{ KN.m.}$$

$$a_{n+1} = b_{n+1} = L_{n+1} / 2 = 3.40 / 2 = 1.70 \text{ m.}$$

$$S_{n+1} = 2/3(L_{n+1} \times M_{0BD}) \longrightarrow S_{n+1} = 18.50 \text{ m}^2 .$$

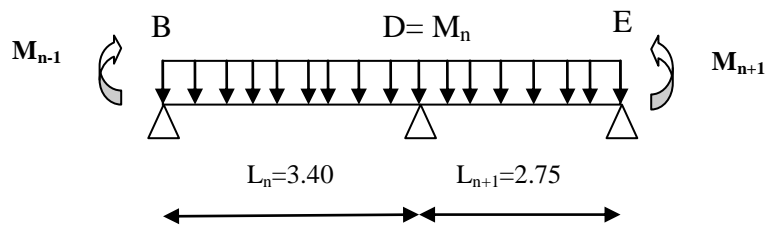
On peut maintenant déterminer l'équation :

$$M_A = -0.2 M_{0AB} \longrightarrow M_A = -1.19 \text{ KN.m}$$

$$12.6M_B + 3.5M_D + 86.494 = 0 \dots\dots\dots(1)$$

Donc:

On isolant deux travées adjacentes BD et DE:



On a  $L_n = 3.40 \text{ m}$  ;  $L_{n+1} = 2.75 \text{ m}$  ;  $M_B = M_{n-1}$  ;  $M_D = M_n$  ;  $M_E = M_{n+1}$ .

•Partie BD :

$$M_{0BD} = \frac{q \cdot L^2}{8} = \frac{5.65 \times (3.40)^2}{8} = 8.16 \text{ KN.m.}$$

$$a_n = b_n = L_n / 2 = 3.40 / 2 = 1.70 \text{ m.}$$

$$S_n = 2/3(L_n \times M_{0BD}) \longrightarrow S_n = 18.50 \text{ m}^2.$$

•Partie DE :

$$M_{0DE} = \frac{q \cdot L^2}{8} = \frac{5.65 \times (2.75)^2}{8} = 5.34 \text{ KN.m.}$$

$$a_{n+1} = b_{n+1} = L_{n+1} / 2 = 2.75 / 2 = 1.38 \text{ m.}$$

$$S_{n+1} = 2/3(L_{n+1} \times M_{0DE}) \longrightarrow S_{n+1} = 9.79 \text{ m}^2.$$

On peut maintenant déterminer l'équation :

$$M_E = -0.2 M_{0DE} \longrightarrow M_E = -1.07 \text{ KN.m}$$

Donc:

$$3.4M_B + 12.3M_D + 82.04 = 0 \dots\dots\dots (2).$$

De l'équation (1) on obtient :

$$M_B = \frac{-86.494 - 3.4M_D}{12.6}$$

$$M_B = -6.86 - 0.27M_D \dots\dots\dots (3).$$

On remplace (3) en (2) on obtient :

$$3.4(-6.86 - 0.27M_D) + 12.3M_D + 82.04 = 0$$

$$11.38M_D + 58.716 = 0$$

$$M_D = \frac{-58.716}{11.38} \left\{ \begin{array}{l} M_D = -5.16 \text{ KN.m} \\ M_B = -5.47 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

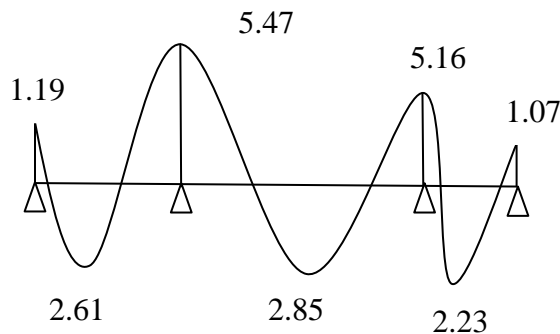
**▪Les moments sur appuis:**

$$\left\{ \begin{array}{l} M_A = -1.19 \text{ KN.m} \\ M_B = -5.47 \text{ KN.m} \\ M_D = -5.16 \text{ KN.m} \\ M_E = -1.07 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

**▪Les moments en travées:**

$$M_{tAB} = \frac{M_A + M_B}{2} + M_{0AB} = \frac{-1.19 - 5.47}{2} + 5.94 = 2.6 \text{ KN.m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{tAB} = 2.61 \text{ KN.m} \\ M_{tBD} = 2.85 \text{ KN.m} \\ M_{tDE} = 2.23 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$



**Figure III.19:** diagramme des moments fléchissant M pour plancher terrasse (KN.m).

**Les efforts tranchants:**

**Travée(AB):**

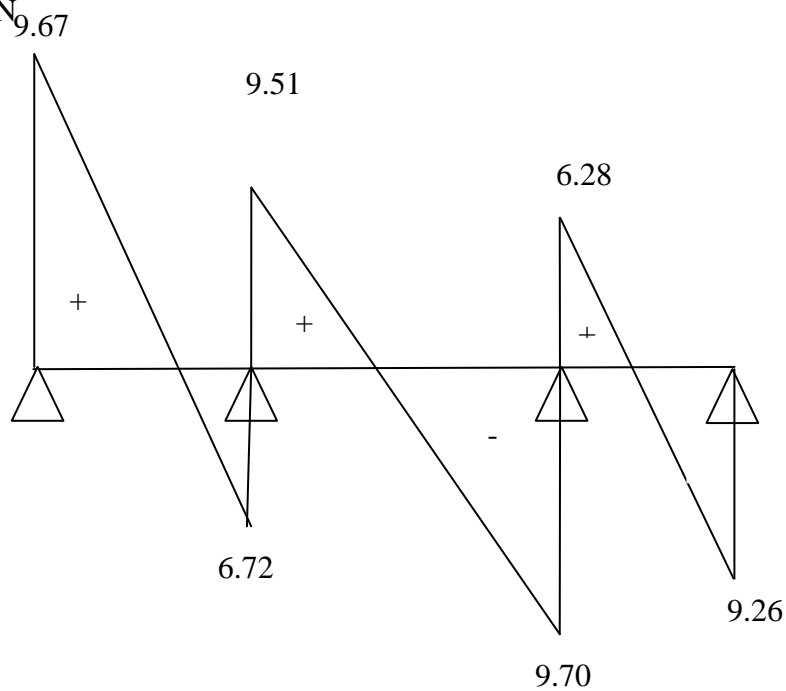
$$\begin{cases} T_w = \frac{M_A + M_B}{L_{AB}} + \frac{q \cdot L_{AB}}{2} = 9.67 \text{KN} \\ T_e = \frac{M_A + M_B}{L_{AB}} - \frac{q \cdot L_{AB}}{2} = - 6.72 \text{ KN} \end{cases}$$

**Travée (BD):**

$$\begin{cases} T_w = 9.51 \text{ KN.} \\ T_e = - 9.70 \text{ KN.} \end{cases}$$

**Travée (DE):**

$$\begin{cases} T_w = 6.28 \text{ KN.} \\ T_e = - 9.26 \text{ KN.} \end{cases}$$



**Figure III.20 :** diagramme des efforts tranchants T pour plancher terrasse (KN)



Type de poutrelle	Travée	L(m)	E.L.U						E.L.S			
			M (KN. m) et T(KN)						M (KN m) et T(KN)			
			M <sub>0</sub>	M <sub>t</sub>	M <sub>w</sub>	M <sub>e</sub>	T <sub>w</sub>	T <sub>E</sub>	M <sub>0</sub>	M <sub>t</sub>	M <sub>w</sub>	Me
01	AB	2.90	5.94	2.43	1.19	5.83	9.97	6.59	4.32	1.77	0.86	4.25
	BD	3.40	8.16	3.31	5.83	3.88	9.03	10.18	5.94	2.42	4.25	2.8
	DE	2.75	5.34	0.10	3.88	6.61	8.76	6.78	3.89	0.09	2.8	4.81
	EF	3.75	9.93	5.63	6.61	1.99	9.36	11.83	7.22	4.10	4.81	1.44
02'	AB	2.90	5.94	2.61	1.19	5.47	9.67	6.72	4.32	1.90	0.86	3.98
	BD	3.40	8.16	2.85	5.47	5.16	9.51	9.70	5.94	2.08	3.98	3.75
	DE	2.75	5.34	2.23	5.16	1.07	6.28	9.26	3.89	1.63	3.75	0.78
03 et 04	GH	3.75	9.93	3.71	1.99	10.46	12.85	8.94	7.22	5.27	1.44	7.60
	HJ	4.30	13.06	6.53	10.46	2.61	10.32	13.97	9.50	4.75	7.6	1.9
06	CE	4.30	13.0	6.96	2.61	9.59	13.77	10.52	9.50	5.08	1.9	6.94
	EF	3.75	9.93	2.25	9.59	5.78	9.58	11.61	7.22	1.65	6.94	4.2
	FG	3.20	7.23	3.62	5.78	1.45	7.69	10.39	5.26	2.64	4.20	1.05
01'	FG	3.20	7.23	3.01	1.45	6.99	10.77	7.31	5.26	1.29	1.05	6.9
	GH	3.75	9.93	3.88	6.99	5.11	10.09	11.10	7.22	5.27	6.9	3
	HI	2.75	5.34	0.70	5.11	4.18	7.43	8.11	3.89	3.06	3.34	4.67
	IK	3.40	8.16	3.21	4.18	5.73	10.06	9.15	5.94	1.74	4.67	3.73
	KL	2.90	5.94	2.48	5.73	1.19	6.63	9.76	4.32	2.03	3.73	0.86
05	EF	3.75	9.93	5.69	1.99	6.49	11.79	9.39	7.22	4.20	1.44	4.61
	FG	3.20	7.23	0.36	6.49	7.25	9.28	8.80	5.26	0.27	4.61	5.38
	GH	3.75	9.93	6.38	7.25	0.15	8.62	12.57	7.22	4.79	5.38	0.51
	HI	2.75	5.34	3.37	0.15	4.09	9.31	6.23	3.89	7.16	0.51	2.6
	IK	3.40	8.16	3.24	4.09	5.76	10.10	9.11	5.94	4.81	2.6	1.11
	KL	2.90	5.94	2.47	5.76	1.19	6.62	9.77	4.32	4.45	1.11	0.86

**Tableau III.6 :** Tableau récapitulatif des résultats pour le plancher terrasse.

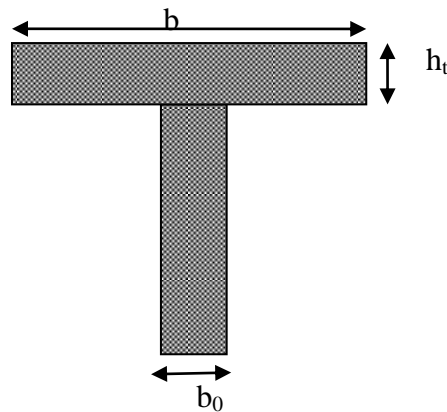
### III.7 Calcul du ferrailage :

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

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

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

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



**Figure III.21** : Section de calcul de la poutrelle.

#### Données :

- Largeur de la poutrelle  $b=65\text{cm}$ . Largeur de la section  $b_0=12\text{cm}$ .
- Hauteur de la section  $h_t=20\text{ cm}$ . Hauteur de la section  $h_0=4\text{ cm}$ .
- Hauteur utile des aciers tendus  $d=0.9h=18\text{cm}$

Et on a :

- Contrainte des aciers utilisés  $f_e=400\text{ MPa}$
- Contrainte du béton à 28 jours  $f_{c28}=25\text{ MPa}$
- Contrainte limite de traction du béton  $f_{t28}=2.1\text{MPa}$ .
- Fissuration peu préjudiciable.

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

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

D'où : les sollicitations maximales de calcul sont :

$$\text{Al 'E.L.U : } \begin{cases} M_{\text{travée max}} = 9.58 \text{ KN.m} \\ M_{\text{appuis max}} = 7.96 \text{ KN.m} \\ T_{\text{max}} = 13.58 \text{ KN} \end{cases} \quad \text{AL'E.L.S : } \begin{cases} M_{\text{travée max}} = 6.91 \text{ KN.m} \\ M_{\text{appuis max}} = 5.74 \text{ KN.m} \end{cases}$$

▪ **Calcul des armatures longitudinales à L'E.L.U :**

• **En travée :** on calcul le moment de résistance de la table

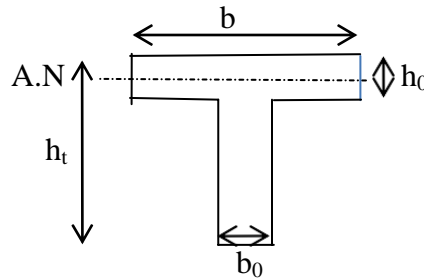
$$M_{tab} = b \cdot h_0 \cdot \sigma_{bc} \left( d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$M_{tab} = 65 \times 4 \times 14.17 \times \left( 18 - \frac{4}{2} \right) \times 10^{-3} = 58.95 \text{ KN.m}$$

$$M_{t \max} = 9.58 \text{ KN.m} < M_{tab} = 58.95 \text{ KN.m.}$$

Donc l'axe neutre tombe dans la table de compression, la section en T sera calculée en flexion simple comme une section rectangulaire ( $b \times h_t$ ) = (65 x 20) cm<sup>2</sup> soumise à

$$M_{t \max} = 9.58 \text{ KN.m}$$



**Figure III.22:** position de l'axe neutre.

$$\mu = \frac{M_t}{\sigma_{bc} \cdot d^2 \cdot b} = \frac{9.58 \times 10^3}{14.17 \times (18)^2 \times 65} = 0.032 < \mu_l = 0.392 \quad (A' = 0)$$

$$\mu = 0.032 \xrightarrow{\text{dutableau}} \beta = 0.984$$

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{9.58 \times 10^3}{0.984 \times 18 \times 348} = 1.55 \text{ cm}^2$$

• **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = \frac{I}{0.81 \cdot h \cdot V'} \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} V = \frac{b_0 \cdot h t^2 + (b - b_0) \cdot h_0^2}{2((b_0 \cdot h t) + (b - b_0) \cdot h_0)} = 6.25 \text{ cm.} \\ V' = h t - V = 13.75 \text{ cm.} \end{array} \right.$$

$$I = b_0 \cdot \frac{h t^3}{3} + (b - b_0) \cdot \frac{h_0^3}{3} - (b_0 \cdot h t + (b - b_0) \cdot h_0) V^2 = 15475 \text{ cm}^4.$$

Donc :

$$A_{\text{cal}} = 1.55 \text{ cm}^2 \rangle A_{\text{min}} = 0.36 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{(Condition vérifiée)}$$

**Choix :** on adopte : **3T10 = 2.36 cm<sup>2</sup>**

**•Sur appuis :**

La section de calcul est une section rectangulaire de dimension  $(b_0 \times h) = (12 \times 20) \text{ cm}^2$ .

$$\mu = \frac{M_a}{\sigma_{bc} \cdot d^2 \cdot d} = \frac{7.96 \times 10^3}{14.17 \times (18)^2 \times 12} = 0.144 \langle \mu_l = 0.392 \text{ (} A' = 0 \text{)}.$$

$$\mu = 0.144 \xrightarrow{\text{dutableau}} \beta = 0.922 .$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{7.96 \times 10^3}{0.922 \times 18 \times 348} = 1.38 \text{ cm}^2.$$

**•Condition de non fragilité :**

$$A_{\text{min}} = \frac{I}{0.81 \cdot h \cdot V'} \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\text{min}} = \frac{15475}{0.81 \times 20 \times 6.25} \cdot \frac{2.1}{400} = 0.80 \text{ cm}^2.$$

Donc :

$$A_{\text{cal}} = 1.38 \text{ cm}^2 \rangle A_{\text{min}} = 0.36 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{(Condition vérifiée)}$$

**Choix :**

on adopte : **2T10 = 1.57 cm<sup>2</sup> (1T10 Filante et 1T10Chapeau)**

**•Vérification des contraintes à L'E.L.S :**

- **En travée :**  $M_{\text{travée max}} = 6.91 \text{ KN.m}$

• **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

$$H = \frac{b \cdot h_0^2}{2} + 15A'(h_0 - d') - 15A(d - h_0)$$

$$H = \frac{65 \times (4)^2}{2} - 15 \times 1.57(18 - 4) = 190.3$$

$H > 0 \rightarrow$  Axe neutre tombe dans la table (section rectangulaire).

- **Détermination de Y :**

$$\frac{b \cdot y^2}{2} + 15A'(y - d') - 15A(d - y) = 0$$

$$\frac{65xy^2}{2} - 15x2.36(18 - y) = 0$$

$$32.5 y^2 + 35.4 y - 637.2 = 0$$

$$Y = 3.92 \text{ cm} < h_0 = 4 \text{ cm}$$

- **Moment d'inertie :**

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

$$I_x = \frac{65(3.92)^3}{3} + 15x2.36(18 - 3.92)^2 = 8323.04 \text{ cm}^2.$$

$$I_x = \frac{65(3.92)^3}{3} + 15x2.36(18 - 3.92)^2 = 8323.04 \text{ cm}^2$$

- **Calcul des contraintes :**

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

$$\sigma_{bc} = K \cdot y \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} K = \frac{M_{ser}}{I_x} \\ \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{cj} \end{array} \right.$$

$$\sigma_{bc} = \frac{6.91x10^3}{8323.04} x 3.92 = 3.25 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 3.25 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{(Condition vérifiée)}$$

La vérification de Contrainte maximale dans l'acier tendu  $\tau_{st}$  n'est pas nécessaire puisque la fissuration est peu préjudiciable

- **Contrainte de cisaillement :(effort tranchant) :**

L'effort tranchant maximal  $T_{max}=13.58\text{KN}$ .

$$\tau_u = T_u / b_0 \cdot d = 13.58 \cdot 10^{-3} / 0.12 \cdot 0.18 = 0.629 \text{ MPa}.$$

Fissuration peu préjudiciable:

$$\bar{\tau}_u = \min(0.2f_{c28}/\gamma_b; 5\text{MPa}) = 3.33\text{MPa}$$

$$\tau_u = 0.629\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33\text{MPa} \dots\dots\dots(\text{Condition vérifiée})$$

Donc il n'y a pas de risque de cisaillement.

### ▪ Calcul des armatures transversales ( $A_t$ ) :

#### • Diamètre :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35} \text{ mm}; \frac{b_0}{10} \text{ mm}; \phi_t\right)$$

$$\phi \leq \min\left(\frac{200}{35} = 5.71; \frac{120}{10} = 12; 10\right)$$

on adopte  $\phi_t = 6\text{mm}$ .

#### • Espacement :

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

$$S_t \leq \min(16.2 \text{ cm} ; 40 \text{ cm}).$$

$$S_t \leq 16.2 \text{ cm}.$$

#### • section des armatures transversales :

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot S_t \cdot \gamma_s} \geq \frac{\tau_u \left(\frac{h}{2}\right) - 0.3Kf_{ij}^*}{0.9(\sin \alpha + \cos \alpha)} \dots\dots\dots(*)$$

$K = 1$  (fissuration est préjudiciable).

$$F_{ij}^* = \min(2.1 ; 3.3) = 2.1 \text{ MPa} .$$

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

$$f_e = 400 \text{ MPa} ; \gamma_s = 1.15$$

D'où :

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

On calcule la valeur de l'effort tranchant  $T_u(h/2)$  par la méthode des tringles semblables.

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

On calcule la distance " x " :

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

$$X = \frac{4.30}{2} + \frac{8.92 - 2.65}{5.74 \times 4.30} = 2.40 \text{ m}$$

$$h/2 = 0.20/2 = 0.10 \text{ m}$$

$$X - \left(\frac{h}{2}\right) = 2.40 - 0.10 = 2.30 \text{ m.}$$

$$\text{Donc : } T_u\left(\frac{h}{2}\right) = \frac{13.58 \times 2.30}{2.40} = 13.01 \text{ KN}$$

$$\text{D'où : } \tau_u\left(\frac{h}{2}\right) = \frac{13.01 \times 10}{10 \times 20} = 0.65 \text{ MPa ;}$$

$$(*) \Rightarrow \left(\frac{A_t}{S_t}\right)_{\text{cal}} \geq \frac{(0.65 - 0.3 \times 2.1 \times 1) \times 12}{0.9 \times \frac{235}{1.15}} = -0.0031 \text{ cm.}$$

• **Section minimale des armatures transversales :**

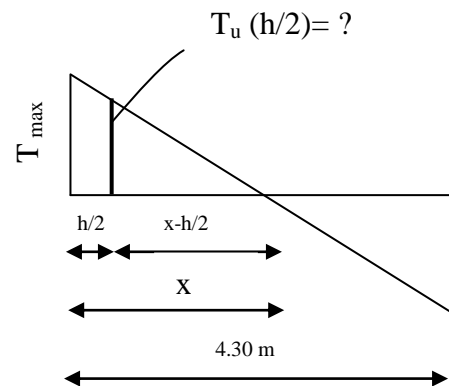
$$\frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot S_t} \geq \max\left(\frac{\tau_u(h/2)}{2}; 0.4 \text{ MPa}\right).$$

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot S_t} \geq \max\left(\frac{0.65}{2}; 0.4 \text{ MPa}\right) = 0.4 \text{ MPa.}$$

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

On prend le max entre  $\left(\frac{A_t}{S_t}\right)_{\text{cal}}$  et  $\left(\frac{A_t}{S_t}\right)_{\text{min}}$

$$\left(\frac{A_t}{S_t}\right) \geq 0.02 \times 15 = 0.3 \text{ cm}^2; \quad \text{on prend : } S_t = 15 \text{ cm}$$



**Choix** : on adopte :  $2\phi 6 = 0.56 \text{ cm}^2$ .

- **L'espace pour la zone nodale :**

$$S_t \leq \min(10\phi_t; 15 \text{ cm}) .$$

$$S_t \leq 10 \text{ cm} .$$

- **L'espace pour la zone courante :**

$$S_t \leq \min 15\phi_t .$$

$$S_t \leq 15 \text{ cm} .$$

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

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

$$T_u = 13.58 \text{ KN} . \quad M_{\text{appuis}} = 7.96 \text{ KN.m} .$$

$$\mu = 0.144 \xrightarrow{\text{du tableau}} \beta = 0.922 .$$

$$Z = d \cdot \beta = 16.60 \text{ cm} .$$

$$F_u = \frac{M_a}{Z} = \frac{7.96 \times 10^2}{16.60} = 47.95 \text{ KN} .$$

$$F_u = 47.95 \text{ KN} > T_u = 13.58 \text{ KN} .$$

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 :

$$\bar{\sigma}_b = \frac{F_b}{S} \quad \text{Avec :}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} F_b = T \sqrt{2} \\ S = \frac{a \cdot b_0}{\sqrt{2}} \end{array} \right.$$

$$\text{D'où : } \bar{\sigma}_b = \frac{2T}{a \cdot b_0}$$

**a** : longueur d'appuis de la bielle.

On doit vérifier que :  $\bar{\sigma}_b \leq \frac{0.85 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}$ .

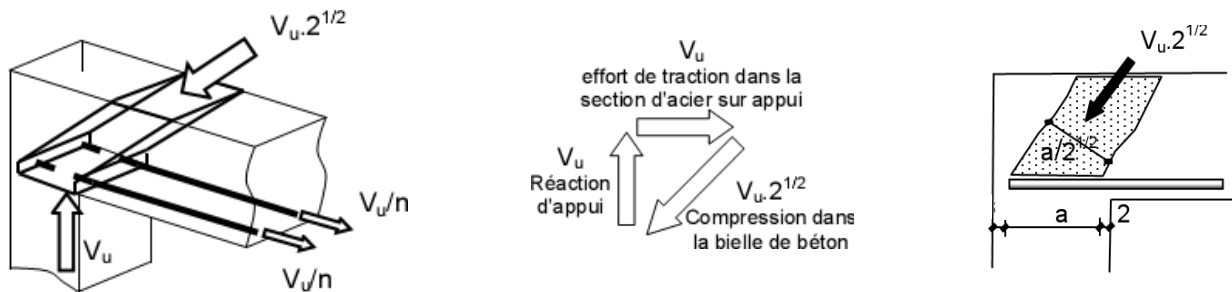


$$\frac{2T}{a \cdot b_0} \leq \frac{0.85 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow a \geq \frac{2 \cdot T \cdot \gamma_b}{0.8 \cdot b_0 \cdot f_{c28}} .$$

$$a \geq \frac{2 \times 13.58 \times 1.5 \times 10}{0.8 \times 25 \times 12} = 1.70 \text{ cm} .$$

a = min (31 cm ; 0.9 d = 16.2 cm).

a = 16.2cm > 1.70cm..... (Condition vérifiée).



**Entraînement des armatures :**

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

$$\tau_{user} = \frac{T}{0.9 \cdot d \cdot \mu \cdot n} \leq \bar{\tau}_{user} = \psi_s \cdot f_{c28} .$$

$$\tau_{user} = \frac{13.58 \times 10^2}{0.9 \times 18 \times 31.4 \times 3} = 0.89 \text{ MPa}$$

Avec :

- $\psi_s$  : Coefficient de scellement  $\psi_s = 1,5$  pour H.A.
- T : effort tranchant maximal.
- $\mu : 2 \pi \frac{10}{2} = 31,4$  mm périmètre d'armature tendue.
- n = 3 nombre d'armature longitudinale tendue.

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

$\tau_{user} = 0.89 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{user} = 3.15 \text{ MPa}$  .....( condition vérifiée) .

**• Ancrage des armatures tendues :**

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

$$\tau_s = 0.6 \psi_s^2 \cdot f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

La longueur de scellement doit :  $L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \cdot \tau_s}$

### ▪ Vérification de la flèche :

Il faut que les conditions suivantes soient vérifiées :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22.5} \Rightarrow \frac{20}{430} = 0.047 \geq 0.044 \dots\dots\dots \text{(condition vérifiée)} . \\ \frac{h_t}{L} \geq \frac{M_{ser}}{15M_{0ser}} \Rightarrow \frac{20}{430} = 0.047 \geq \frac{6.91}{15 \times 4.74} = 0.097 \dots\dots\dots \text{(Condition non vérifiée)} . \\ \frac{A_s}{b_0 \cdot d} \leq \frac{3.6}{f_e} \Rightarrow \frac{2.36}{12 \times 18} = 0.012 \leq 0.009 \dots\dots\dots \text{(condition vérifiée)} . \end{array} \right.$$

Puisque la deuxième condition n'est pas satisfaites ; donc on passe au calcul de la flèche.

On va calculer:

### Détermination du centre de gravité :

$$y_G = \frac{\sum A_i \cdot y_i}{\sum A_i} = \frac{(b \cdot h_0) \cdot (h_0 / 2 + h_t - h_0) + [(h_t - h_0) b_0 \cdot (h_t - h_0) / 2] + \eta \cdot A_s \cdot c}{(b \cdot h_0) + (h_t - h_0) b_0 + \eta \cdot A_s}$$

$$y_G = \frac{(65 \times 4)(4 / 2 + 20 - 4) + [(20 - 4) \times 12 \times (20 - 4) / 2] + 15 \times 2.36 \times 2.5}{(65 \times 4) + (20 - 4) \times 12 + 15 \times 2.36}$$

$$y_G = 12.93m$$

### Détermination du moment d'inertie:

$$I_g = \frac{b y_G^3}{3} - \frac{(b - b_0)(y_G - h_0)^3}{3} + \frac{b_0 (h_t - y_G)^3}{3} + 15 A_s (d - y_G)^2$$

$$I_g = \frac{65 \times (12.93)^3}{3} - \frac{(65 - 12) \times (12.93 - 4)^3}{3} + \frac{12 \times (20 - 12.93)^3}{3} + 15 \times 2.36 \times (18 - 12.93)^2$$

$$I_g = 36579.55 \text{ cm}^4$$

### Charge prises en comptes :

-Charge permanente avant mise de revêtement :  $\mathbf{j} = 2.80 \times 0.65 = 1.82 \text{ KN/m}$ .

-Charge permanente après mise de revêtement :  $\mathbf{g} = 4.87 \times 0.65 = 3.17 \text{ KN/m}$ .

-Charge totale a L'E.L.S :  $\mathbf{p} = (4.87 + 1.5) \times 0.65 = 4.14 \text{ KN/m}$ .

**Calcul des moments correspondants :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Moment correspondante à } \mathbf{j} : M_j = 0.85 j L^2 / 8 = 3.58 \text{ KN/m} . \\ \text{Moment correspondante à } \mathbf{g} : M_g = 0.85 g L^2 / 8 = 6.23 \text{ KN/m} . \\ \text{Moment correspondante à } \mathbf{p} : M_p = 0.85 p L^2 / 8 = 8.13 \text{ KN/m} . \end{array} \right.$$

**Calcul des contraintes :**  $A_s=2.36 \text{ cm}^2$ ;  $Z=16.60\text{cm}$ 

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Contraint correspondante à } \mathbf{j} : \sigma_j = M_j / A_s . Z = 3.58 \times 10^3 / 2.36 \times 16.60 = 91.38 \text{ KN/m} . \\ \text{Contraint correspondante à } \mathbf{g} : \sigma_g = M_g / A_s . Z = 159.026 \text{ KN/m} . \\ \text{Contraint correspondante à } \mathbf{p} : \sigma_p = M_p / A_s . Z = 207.53 \text{ KN/m} . \end{array} \right.$$

**Module de déformation du béton :**

Module de déformation longitudinal instantané :  $E_i = 11000 (f_{c28})^{1/3} = 32164.19 \text{ MPa}$ .

Module de déformation longitudinal instantané :  $E_v = 3700 (f_{c28})^{1/3} = 10818.85 \text{ MPa}$ .

**Calcul des coefficients :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Coefficient } \rho : \quad \rho = \frac{A_s}{b.d} = 0.011 . \\ \text{Coefficient instantané } \lambda_i = \frac{0.05 f_{t28}}{(2 + (3b_0 / b)) \rho} = 3.74 \\ \text{Coefficient différé } \lambda_v = 0.4 . x \lambda_i = 1.496 \\ \text{Coefficient correspondant à } \mathbf{j} : \mu_j = 1 - [1,75 f_{t28} / (4 \rho . \sigma_j + f_{t28})] = 0.40 . \\ \text{Coefficient correspondant à } \mathbf{g} : \mu_g = 1 - [1,75 f_{t28} / (4 \rho . \sigma_g + f_{t28})] = 0.60 \\ \text{Coefficient correspondant à } \mathbf{p} : \mu_p = 1 - [1,75 f_{t28} / (4 \rho . \sigma_p + f_{t28})] = 0.673 . \end{array} \right.$$

**Calcul des moments d'inerties :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Moment d'inertie correspondant à } \mathbf{j} : I_{j . i} = 1.1 . I / (1 + \lambda_i . \mu_j) = 16120.795 \text{ cm}^4 . \\ \text{Moment d'inertie correspondant à } \mathbf{g} : I_{g . i} = 1.1 . I / (1 + \lambda_i . \mu_g) = 12403.67 \text{ cm}^4 . \\ \text{Moment d'inertie correspondant à } \mathbf{p} : I_{p . i} = 1.1 . I / (1 + \lambda_i . \mu_p) = 11440.795 \text{ cm}^4 . \\ \text{Moment d'inertie correspondant à } \mathbf{v} : I_{v . i} = 1.1 . I / (1 + \lambda_v . \mu_g) = 21204.42 \text{ cm}^4 . \end{array} \right.$$

**Calcul de la flèche :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{La flèche correspondant à } \mathbf{j} : f_{j,i} = M_j \cdot L^2 / 10 \cdot E_i \cdot I_{j,i} = 0.128 \text{ cm.} \\ \text{La flèche correspondant à } \mathbf{g} : f_{g,i} = M_g \cdot L^2 / 10 \cdot E_i \cdot I_{g,i} = 0.289 \text{ cm.} \\ \text{La flèche correspondant à } \mathbf{p} : f_{p,i} = M_p \cdot L^2 / 10 \cdot E_i \cdot I_{p,i} = 0.409 \text{ cm.} \\ \text{La flèche correspondant à } \mathbf{v} : f_{g,v,i} = M_g \cdot L^2 / 10 \cdot E_i \cdot I_{v,i} = 0.169 \text{ cm.} \end{array} \right.$$

$$\text{La fleche total: } \Delta f_t = f_{g,v} - f_{j,i} + f_{p,i} - f_{g,i} = 0.161 \text{ cm.}$$

$$\text{La flèche admissible: } \Delta f_{adm} = L / 500 = 430 / 500 = 0.86 \text{ cm.}$$

$$\text{D'où: } \Delta f_t = 0.161 \text{ cm} < \Delta f_{adm} = 0.86 \text{ cm} \dots\dots\dots (\text{Condition vérifiée}).$$

**III.7.2 Plancher terrasse :**

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

D'où : Les sollicitations maximales de calcul sont :

$$\text{Al 'E.L.U : } \left\{ \begin{array}{l} M_{\text{travée max}} = 6.96 \text{ KN.m} \\ M_{\text{appuis max}} = 10.46 \text{ KN.m} \\ T_{\text{max}} = 13.97 \text{ KN} \end{array} \right. \quad \text{AL'E.L.S : } \left\{ \begin{array}{l} M_{\text{travée max}} = 7.16 \text{ KN.m} \\ M_{\text{appuis max}} = 7.60 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

**▪Calcul du ferrailage des poutrelles à L'E.L.U :****En travée :**

$$M_{tab} = b \cdot h_0 \cdot \sigma_{bc} \left( d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$M_{tab} = 65 \times 4 \times 14.17 \times \left( 18 - \frac{4}{2} \right) \times 10^{-3} = 58.95 \text{ KN.m}$$

$$M_{t \text{ max}} = 6.96 \text{ KN.m} < M_{tab} = 58.95 \text{ KN.m.}$$

Donc l'axe neutre tombe dans la table de compression ,la section en T sera calculée en flexion simple comme une section rectangulaire (b x h<sub>t</sub>) = ( 65 x 20 ) cm<sup>2</sup> soumise à

$$M_{t \text{ max}} = 6.96 \text{ KN.m.}$$

$$\mu = \frac{M_t}{\sigma_{bc} \cdot d^2 \cdot b} = \frac{6.96 \times 10^3}{14.17 \times (18)^2 \times 65} = 0.023 < \mu_l = 0.392 \quad (A' = 0)$$

$$\mu = 0.023 \xrightarrow{\text{dutableau}} \beta = 0.989.$$

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{6.96 \times 10^3}{0.989 \times 18 \times 348} = 1.12 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = \frac{I}{0.81 \cdot h \cdot V'} \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} V = \frac{b_0 \cdot ht^2 + (b - b_0) \cdot h_0^2}{2((b_0 \cdot ht) + (b - b_0) \cdot h_0)} = 6.25 \text{ cm.} \\ V' = ht - V = 13.75 \text{ cm.} \end{array} \right.$$

$$I = b_0 \cdot \frac{ht^3}{3} + (b - b_0) \cdot \frac{h_0^3}{3} - (b_0 \cdot ht + (b - b_0) \cdot h_0) V^2 = 15475 \text{ cm}^4.$$

Donc :

$$A_{\text{cal}} = 1.12 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.36 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{(Condition vérifiée).}$$

**Choix : on adopte : 3T10 = 2.36 cm<sup>2</sup>**

**• Sur appuis :**

La section de calcul est une section rectangulaire de dimension ( b<sub>0</sub> x h ) = ( 12 x 20 ) cm<sup>2</sup>.

**▪ Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = \frac{I}{0.81 \cdot h \cdot V'} \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} = \frac{15475}{0.81 \times 20 \times 6.25} \cdot \frac{2.1}{400} = 0.80 \text{ cm}^2.$$

Donc :

$$A_{\text{cal}} = 1.38 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.3 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{(Condition vérifiée).}$$

$$\mu = \frac{M_a}{\sigma_{bc} \cdot d^2 \cdot d} = \frac{10.46 \times 10^3}{14.17 \times (18)^2 \times 12} = 0.19 < \mu_l = 0.392 \text{ (A' = 0).}$$

$$\mu = 0.19 \xrightarrow{\text{dutableau}} \beta = 0.89 .$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{10.46 \times 10^3}{0.89 \times 18 \times 348} = 1.88 \text{ cm}^2.$$

$$A_{\min} = \frac{I}{0.81 \cdot h \cdot V'} \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}.$$

$$A_{\min} = \frac{15475}{0.81 \times 20 \times 6.25} \cdot \frac{2.1}{400} = 0.80 \text{ cm}^2.$$

$$A_{\text{cal}} = 1.88 \text{ cm}^2 \rangle A_{\min} = 0.80 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{(Condition vérifiée)}.$$

**Choix :**

On adopte : **2T10 = 1.57 cm<sup>2</sup> (1T10 Filante et 1T10 Chapeau)**

**▪Vérification des contraintes à L'E.L.S :**

$$M_{\text{Tser}} = 7.16 \text{ KN.m}$$

**▪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 .

$$H = \frac{b \cdot h_0^2}{2} + 15A'(h_0 - d') - 15A(d - h_0) .$$

$$H = \frac{65 \times (4)^2}{2} - 15 \times 1.57(18 - 4) = 190.3 .$$

$H > 0 \rightarrow$  Axe neutre tombe dans la table (section rectangulaire).

**• Détermination de Y :**

$$\frac{b \cdot y^2}{2} + 15A'(y - d') - 15A(d - y) = 0 .$$

$$\frac{65xy^2}{2} - 15x2.36(18 - y) = 0 .$$

$$32.5 y^2 + 35.4 y - 637.2 = 0 .$$

$$Y = 3.92 \text{ cm} \langle h_0 = 4 \text{ cm} .$$

**• Moment d'inertie :**

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

$$I_x = \frac{65(3.92)^3}{3} + 15 \times 2.36(18 - 3.92)^2 = 8323.04 \text{ cm}^2 .$$

$$I_x = \frac{65(3.92)^3}{3} + 15 \times 2.36(18 - 3.92)^2 = 8323.04 \text{ cm}^2 .$$

**• Contrainte maximale dans le béton comprimé :**

$$\sigma_{bc} = K \cdot y \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} K = \frac{M_{ser}}{I_x} \\ \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{cj} \end{array} \right.$$

$$\sigma_{bc} = \frac{7.16 \times 10^3}{8323.04} \times 3.92 = 3.37 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = 3.37 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{(Condition vérifiée).}$$

• **Contrainte maximale dans l'acier tendue  $\sigma_{st}$  :**

$$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{ser} (d - y)}{I} = 15 \times \frac{7.16 \times (18 - 3.92)}{8323.04} \times 10^3 = 181.69 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_{e}; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{ij}}\right) \text{ MPa.} \dots\dots\dots \text{(Condition vérifiée).}$$

$$\sigma_{st} = 181.69 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 266.67 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{(Condition vérifiée).}$$

• **Contrainte de cisaillement (efforts tranchants) :**

$$T_{\max} = 13.97 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \cdot d} = \frac{13.97 \times 10^3}{12 \times 18 \times 10^2} = 0.65 \text{ MPa.}$$

Pour une fissuration préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right) = 2.50 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = 0.65 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.50 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{(Condition vérifiée).}$$

**Calcul des armatures transversales (At) :**

• **Diamètre :**

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35} \text{ mm}; \frac{b_0}{10} \text{ mm}; \phi_t\right).$$

$$\phi \leq \min\left(\frac{200}{35} = 5.71; \frac{120}{10} = 12; 10\right).$$

• **Espacement :**

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

$$S_t \leq \min(16.2 \text{ cm} ; 40 \text{ cm}) .$$

$$S_t \leq 16.20 \text{ cm} .$$

• **Section des armatures transversales :**

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot S_t \cdot \gamma_s} \geq \frac{\tau_u \left(\frac{h}{2}\right) - 0.3 K f_{tj}^*}{0.9(\sin \alpha + \cos \alpha)} \dots\dots\dots (*)$$

K = 1 (fissuration est préjudiciable).

$$F_{ij}^* = \min(2,1 ; 3,3) = 2,1 \text{ MPa.}$$

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

$$f_e = 400 \text{ MPa} ; \gamma_s = 1,15$$

D'où :

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

On calcul la valeur de l'effort tranchant  $T_u(h/2)$  par la méthode des triangles semblables.

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

On calcul la distance " x " :

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

$$X = \frac{3.75}{2} + \frac{10.46 - 6.53}{5.74 \times 3.75} = 2.06 \text{ m.}$$

$$\frac{h}{2} = \frac{0.20}{2} = 0.10 \text{ m.}$$

$$X - \left(\frac{h}{2}\right) = 2.06 - 0.10 = 1.96 \text{ m.}$$

$$\text{Donc } T_u\left(\frac{h}{2}\right) = \frac{13.97 \times 2.06}{1.96} = 14.68 \text{ KN.}$$

$$\text{D'où : } \tau_u\left(\frac{h}{2}\right) = \frac{14.68 \times 10}{12 \times 18} = 0.82 \text{ MPa.}$$

$$(*) \Rightarrow \left(\frac{A_t}{S_t}\right)_{cal} \geq \frac{(0.82 - 0.3 \times 21 \times 1) \times 12}{0.9 \times \frac{235}{1.15}} = 0.0124 \text{ cm.}$$

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot S_t} \geq \max\left(\frac{\tau_u(h/2)}{2}; 0.4 \text{ MPa}\right).$$



$$\frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot S_t} \geq \max\left(\frac{0.82}{2}; 0.4 \text{ MPa}\right) = 0.41 \text{ MPa} .$$

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

On prend le max entre  $\left(\frac{A_t}{S_t}\right)_{\text{cal}}$  et  $\left(\frac{A_t}{S_t}\right)_{\min}$

$$\left(\frac{A_t}{S_t}\right) \geq 0.02 \times 15 = 0.3 \text{ cm}^2 ; \quad \text{on prend : } S_t = 15 \text{ cm} ;$$

**Choix :** on adopte :  $2 \phi 6 = 0,56 \text{ cm}^2$

- **L'espace pour la zone nodale :**

$$S_t \leq \min(10\phi_t; 15 \text{ cm}) .$$

$$S_t \leq 10 \text{ cm} .$$

- **L'espace pour la zone courante :**

$$S_t \leq \min 15\phi_t .$$

$$S_t \leq 15 \text{ cm} .$$

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

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

$$T_u = 6.96 \text{ KN} . \quad M_{\text{appui}} = 10.46 \text{ KN.m} ;$$

$$\mu = 0.126 \xrightarrow{\text{dutableau}} \beta = 0.932$$

$$Z = d \cdot \beta = 16.78 \text{ cm} .$$

$$F_u = \frac{M_a}{Z} = \frac{10.46 \times 10^2}{16.78} = 62.34 \text{ KN} .$$

$$F_u = 62.34 \text{ KN} > T_u = 6.96 \text{ KN} .$$

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 :

$$\bar{\sigma}_b = \frac{F_b}{S} \text{ Avec : } \left\{ \begin{array}{l} F_b = T \sqrt{2} \\ S = \frac{a \cdot b_0}{\sqrt{2}} \end{array} \right.$$

D'où :

$$\bar{\sigma}_b = \frac{2T}{a.b_0}$$

$a$  : longueur d'appuis de la bielle.

On doit vérifier que :  $\bar{\sigma}_b \leq \frac{0.85.f_{c28}}{\gamma_b}$

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

$$a \geq \frac{2 \times 6.96 \times 1.5 \times 10}{0.8 \times 25 \times 12} = 0.87 \text{ cm.}$$

$a = \min (31 \text{ cm} ; 0.9 d = 16.2 \text{ cm})$ .

$a = 16.20 \text{ cm} > 0.87 \text{ cm}$ ..... (Condition vérifiée).

### ▪Entraînement des armatures :

#### • Vérification de la contrainte d'adhérence :

$$\tau_{user} = \frac{T}{0.9.d.\mu.n} \leq \bar{\tau}_{user} = \psi_s.f_{c28}$$

$$\tau_{user} = \frac{6.96 \times 10^2}{0.9 \times 18 \times 31.4 \times 3} = 0.46 \text{ MPa.}$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} \psi_s : \text{Coefficient de scellement } \psi_s = 1,5 \text{ pour H.A.} \\ T : \text{effort tranchant maximal.} \\ \mu : 2\pi \frac{10}{2} = 31,4 \text{ mm périmètre d'armature tendue.} \\ n = 3 \text{ nombre d'armature longitudinale tendue.} \\ \bar{\tau}_{user} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa ;} \end{array} \right.$$

### ▪ Vérification de la flèche :

Il faut que les conditions suivantes soient vérifiées :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22,5} \Rightarrow \frac{20}{375} = 0.053 \geq 0.044 \dots\dots\dots \text{(condition vérifiée)} . \\ \frac{h_t}{L} \geq \frac{M_{ser}}{15M_{0ser}} \Rightarrow \frac{20}{375} = 0.053 \geq \frac{7.16}{15 \times 7.60} = 0.063 \dots\dots\dots \text{(Condition non vérifiée)} . \\ \frac{A_s}{b_0 \cdot d} \leq \frac{3.6}{f_e} \Rightarrow \frac{2.36}{12 \times 18} = 0.012 \leq 0.009 \dots\dots\dots \text{(condition vérifiée)} . \end{array} \right.$$

Puisque la deuxième condition n'est pas satisfaites ; donc on passe au calcul de la flèche.

On va calculer:

### ▪ Calcul de la flèche :

#### Détermination du centre de gravité :

$$y_G = \frac{\sum A_i \cdot y_i}{\sum A_i} = \frac{(b \cdot h_0) \cdot (h_0 / 2 + h_t - h_0) + [(h_t - h_0) b_0 (h_t - h_0) / 2] + \eta \cdot A_s \cdot c}{(b \cdot h_0) + (h_t - h_0) b_0 + \eta \cdot A_s}$$

$$y_G = \frac{(65 \times 4)(4 / 2 + 20 - 4) + [(20 - 4) \times 12 \times (20 - 4) / 2] + 15 \times 2.36 \times 2.5}{(65 \times 4) + (20 - 4) \times 12 + 15 \times 2.36}$$

$$y_G = 12.93m$$

#### Détermination du moment d'inertie:

$$I_g = \frac{b y_G^3}{3} - \frac{(b - b_0)(y_G - h_0)^3}{3} + \frac{b_0 (h_t - y_G)^3}{3} + 15 A_s (d - y_G)^2$$

$$I_g = \frac{65 \times (12.93)^3}{3} - \frac{(65 - 12) \times (12.93 - 4)^3}{3} + \frac{12 \times (20 - 12.93)^3}{3} + 15 \times 2.36 \times (18 - 12.93)^2$$

$$I_g = 36579.55 cm^4$$

#### Charge prises en comptes :

-Charge permanente avant mise de revêtement :  $j = 2.80 \times 0.65 = 1.82 \text{ KN/m}$ .

-Charge permanente après mise de revêtement :  $g = 5.33 \times 0.65 = 3.46 \text{ KN/m}$ .

-Charge totale a L'E.L.S :  $p = (5.33 + 1.00) \times 0.65 = 4.11 \text{ KN/m}$ .

#### Calcul des moments correspondants :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Moment correspondante à } j : M_j = 0.85 j L^2 / 8 = 2.72 \text{ KN/m} . \\ \text{Moment correspondante à } g : M_g = 0.85 g L^2 / 8 = 5.17 \text{ KN/m} . \\ \text{Moment correspondante à } p : M_p = 0.85 p L^2 / 8 = 6.14 \text{ KN/m} . \end{array} \right.$$

**Calcul des contraintes :  $A_s=2.36 \text{ cm}^2$ ;  $Z=16.78\text{cm}$** 

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Contraint correspondante à } \mathbf{j} : \sigma_j = M_j / A_s \cdot Z = 2.72 \times 10^3 / 2.36 \times 16.78 = 68.69 \text{ KN/m.} \\ \text{Contraint correspondante à } \mathbf{g} : \sigma_g = M_g / A_s \cdot Z = 130.55 \text{ KN/m.} \\ \text{Contraint correspondante à } \mathbf{p} : \sigma_p = M_p / A_s \cdot Z = 155.047 \text{ KN/m} \end{array} \right.$$

**Module de déformation du béton :**

Module de déformation longitudinal instantané :  $E_i = 11000 (f_{c28})^{1/3} = 32164.19 \text{ MPa.}$

Module de déformation longitudinal instantané :  $E_v = 3700 (f_{c28})^{1/3} = 10818.85 \text{ MPa.}$

**Calcul des coefficients :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Coefficient } \rho : \quad \rho = \frac{A_s}{b \cdot d} = 0.011 \\ \text{Coefficient instantané } \lambda_i : \quad \lambda_i = \frac{0.05 f_{t28}}{(2 + (3b_0 / b)) \rho} = 3.74 \\ \text{Coefficient différé } \lambda_v = 2/5 \lambda_i = 1.496 \\ \text{Coefficient correspondant à } \mathbf{j} : \mu_j = 1 - [1.75 f_{t28} / (4 \rho \cdot \sigma_j + f_{t28})] = 0.28. \\ \text{Coefficient correspondant à } \mathbf{g} : \mu_g = 1 - [1.75 f_{t28} / (4 \rho \cdot \sigma_g + f_{t28})] = 0.53. \\ \text{Coefficient correspondant à } \mathbf{p} : \mu_p = 1 - [1.75 f_{t28} / (4 \rho \cdot \sigma_p + f_{t28})] = 0.59. \end{array} \right.$$

**Calcul des moments d'inerties :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Moment d'inertie correspondant à } \mathbf{j} : I_{j.i} = 1,1 \cdot I / (1 + \lambda_i \cdot \mu_j) = 19654.897 \text{ cm}^4. \\ \text{Moment d'inertie correspondant à } \mathbf{g} : I_{g.i} = 1,1 \cdot I / (1 + \lambda_i \cdot \mu_g) = 13492.56 \text{ cm}^4. \\ \text{Moment d'inertie correspondant à } \mathbf{p} : I_{p.i} = 1,1 \cdot I / (1 + \lambda_i \cdot \mu_p) = 12548.34 \text{ cm}^4. \\ \text{Moment d'inertie correspondant à } \mathbf{v} : I_{v.i} = 1,1 \cdot I / (1 + \lambda_v \cdot \mu_g) = 22442.94 \text{ cm}^4. \end{array} \right.$$

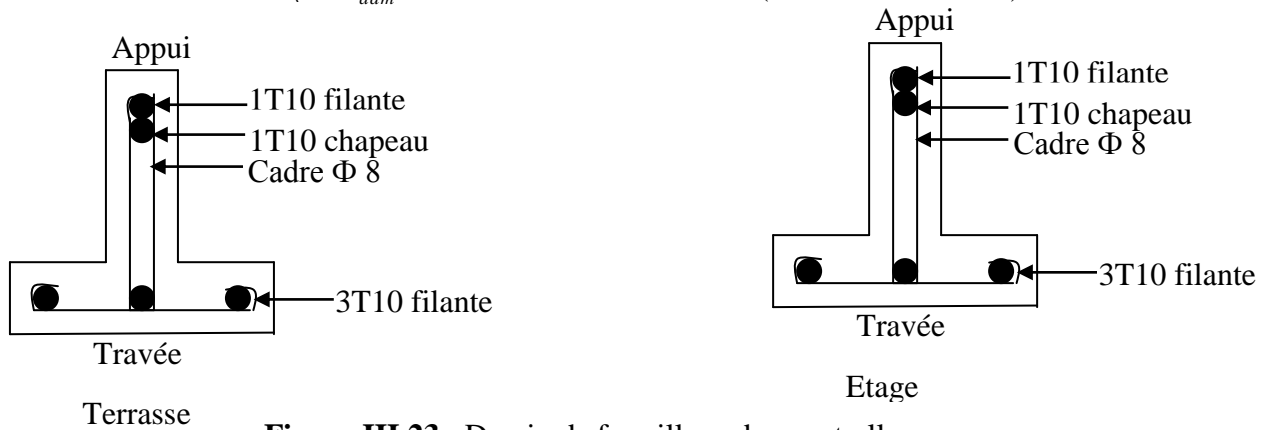
**Calcul de la flèche :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{La flèche correspondant à } \mathbf{j} : f_{j.i} = M_j \cdot L^2 / 10 \cdot E_i \cdot I_{j.i} = 0.061 \text{ cm.} \\ \text{La flèche correspondant à } \mathbf{g} : f_{g.i} = M_g \cdot L^2 / 10 \cdot E_i \cdot I_{g.i} = 0.168 \text{ cm.} \\ \text{La flèche correspondant à } \mathbf{p} : f_{p.i} = M_p \cdot L^2 / 10 \cdot E_i \cdot I_{p.i} = 0.214 \text{ cm;} \\ \text{La flèche correspondant à } \mathbf{v} : f_{g.v.i} = M_g \cdot L^2 / 10 \cdot E_i \cdot I_{v.i} = 0.101 \text{ cm.} \end{array} \right.$$

La fleche total:  $\Delta f_t = f_{g.v} - f_{j.i} + f_{p.i} - f_{g.i} = 0.086\text{cm}$ .

La flèche admissible:  $\Delta f_{adm} = L / 500 = 375 / 500 = 0.75 \text{ cm}$ .

D'où:  $\Delta f_t = 0.086\text{cm} < \Delta f_{adm} = 0.75\text{cm}$  ..... (Condition vérifiée).



**Figure III.23** : Dessin de ferrailage des poutrelles

**III.8 Ferrailage de la dalle de compression:**

La dalle de compression doit avoir une épaisseur minimale de 4 cm, elle est légèrement armée par un quadrillage des barres, les dimensions de la maille ne doivent pas dépasser 20cm (soit 5 barres par mètre) pour les armatures perpendiculaire aux poutrelles, 33cm (soit 3 barres par mètre) pour les armatures parallèle aux poutrelles.

**Section minimale des armatures parallèles aux poutrelles:**

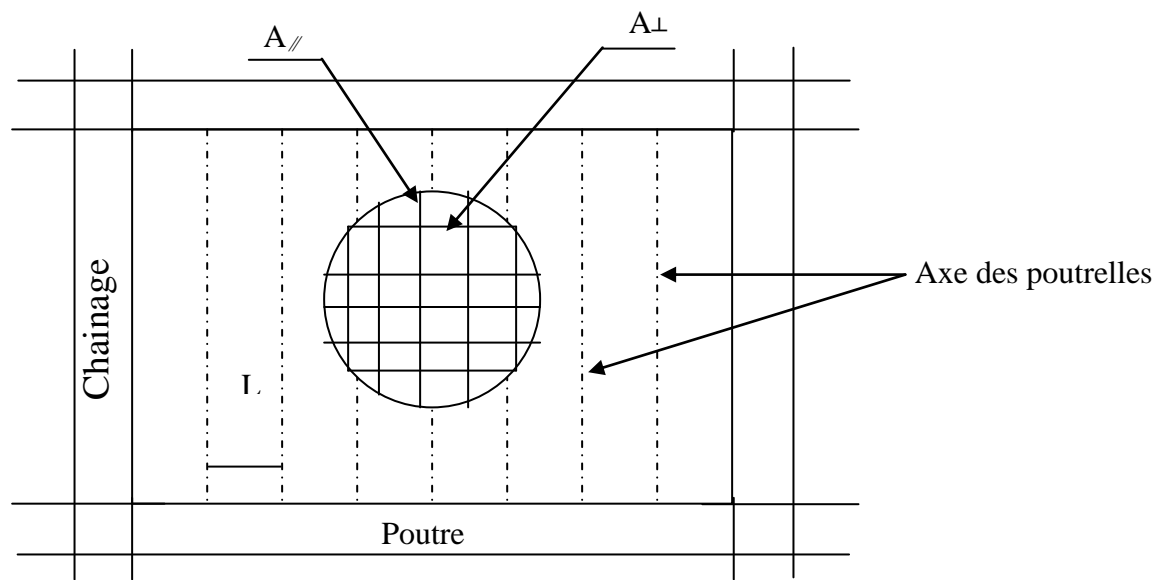
$$A_{//} \geq A_{\perp} / 2$$

$$50\text{cm} \leq L = 65 \text{ cm} \leq 80 \text{ cm} \rightarrow A_{\perp} \geq 4 \times 65 / 215 = 1.21 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On prend  $A_{\perp} = 6\phi 5 = 1.18 \text{ cm}^2/\text{ml}$

$$A_{//} \geq 1.18 / 2 = 0.59 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On prend un quadrillage en  $\phi 5$  avec des mailles de 15x15 cm de telle sorte que la disposition de la grande dimension soit parallèle à l'axe des poutrelles



**Figure III.24 :** Ferrailage de la dalle de compression

# *Chapitre IV*

## Calcul des éléments non structuraux

- Acrotère .
- Balcon .
- Poutre noyée.
- Escalier.
- Poutre palière.
- L'ascenseur.

## IV.1 Acrotère :

### IV.1.1 Introduction :

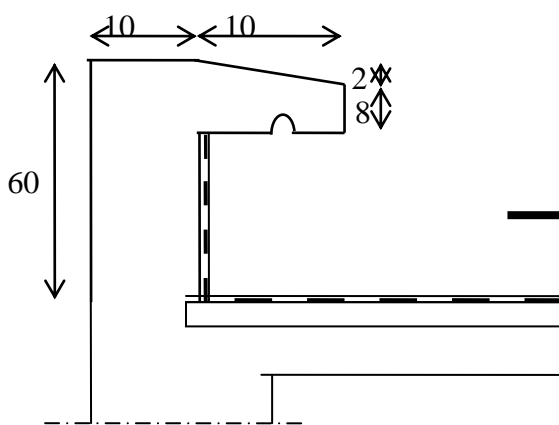
L'acrotère est couronnement placé à la périphérie d'une terrasse, il assure la sécurité en formant un écran pour toute chute il est assimilé à une console au niveau de sa base au plancher terrasse soumise à son poids propre et aux charges horizontales qui sont dues à une main courante et au séisme qui créent un moment de renversement.

### IV.1.2 Dimensionnement :

La hauteur  $h = 60$  cm

L'épaisseur  $e_p = 10$  cm

Le calcul se fera sur une bande de 1m linéaire d'acrotère, cet élément est exposé aux intempéries ce qui peut entraîner des fissures ainsi que des déformations importantes (fissuration préjudiciable).



Les dimensions de l'acrotère

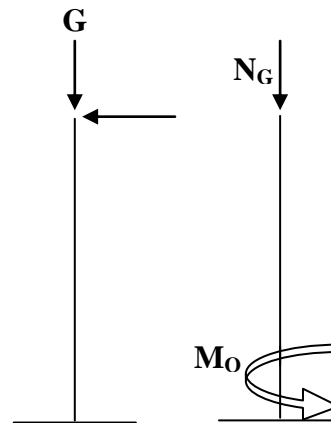


Schéma statique

Figure IV.1: Coupe type d'acrotère

Figure IV.2: Schéma statique d'un acrotère

### IV.1.3 Calcul des sollicitations :

#### •Poids propre :

$$S = \left[ \frac{0.02 \times 0.1}{2} + (0.1 \times 0.6) + (0.08 \times 0.1) \right] = 0.069 m^2$$

$$G = S \times \gamma_b = 0.069 \times 25 = 1.725 KN / ml$$

$$G = 1.725 KN / ml$$



- **Surcharge :**

Une surcharge due à l'application d'une main courante  $Q=1.00\text{KN/m}$ .

- **L'effort normal du au poids propre :**

$$N_u = 1.35 \times G = 1.35 \times 1.725 = 2.33 \text{ KN/ml}$$

$$N_{\text{ser}} = G = 1.725 \text{ KN/ml}$$

- **Le moment du au surcharge :**

$$M_u = 1.5 \times Q \times 0.6 = 1.5 \times 1 \times 0.6 = 0.90 \text{ KN.m}$$

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

La section d'encastrement sera soumise à la flexion composée.

- **L'excentricité :**

$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.9}{2.33} = 0.39\text{m}$$

- **L'enrobage :**

Vu que les fissurations sont préjudiciables.

On prend :  $C' = C = 2 \text{ cm}$ .

$$ep/2 = 0.10/2 = 0.05\text{m} < 0.39\text{m}$$

Le centre de pression se trouve en dehors de la zone limitée par les armatures.

#### **IV.1.4 Vérification si la section est partiellement ou entièrement comprimée :**

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

$$M_u = 2.33 \left( 0.39 + \frac{0.1}{2} - 0.02 \right) = 0.98\text{KN.m}$$

$$(d - c')N_u - M_u \leq (0.337h - 0.81c')f_{bc} \times b \times h$$

$$(d - c')N_u - M_u = (0.09 - 0.02)(2.33 - 0.98) = -0.82\text{KN.m}$$

$$(0.337h - 0.81c')f_{bc} \times b \times h = (0.337 \times 0.1 - 0.81 \times 0.02)14.17 \times 10^3 \times 0.1 \times 1 = 24.80\text{KN.m}$$

$$-0.82\text{KN.m} < 24.80\text{KN.m}$$

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 Calcul du ferrailage E. L. U. R :

- **Vérification de l'existence des armatures comprimées A' :**

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

$$\alpha_l = \frac{3.5}{3.5 + 1000 \varepsilon_{sl}} = \frac{3.5}{3.5 + 1.74} = 0.668,$$

$$\text{Avec: } 1000 \varepsilon_{sl} = \frac{f_e}{E \times \delta_s} = \frac{400}{2 \times 10^5 \times 1.15} = 1.74$$

$$\mu_l = 0.8 \times 0.668 (1 - 0.4 \times 0.668) = 0.392 > \mu = 0.0084 \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu = 0.0084 \Rightarrow \beta = 0.996$$

On calcul:

A<sub>fs</sub>: section d'armatures en flexion simple.

A<sub>fc</sub>: section d'armatures en flexion composée.

- **La section des armatures en flexion simple:**

$$A_{fs} = \frac{M_U}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{0.98 \times 10^3}{348 \times 0.996 \times 9} = 0.31 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

- **La section des armatures en flexion composée:**

$$A_{fc} = A_{fs} - \frac{N_u}{100 \cdot \sigma_s} = 0.31 - \frac{2.33 \cdot 10^3}{100 \cdot 348} = 0.2 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

- **La section minimale des armatures en flexion composée pour une section rectangulaire:**

$$N_{ser} = G = 1.725 \text{ KN/ml}$$

$$M_{ser} = Q \cdot h = 1 \cdot 0.6 = 0.6 \text{ KN.m}$$

$$e_{ser} = M_{ser} / N_{ser} = 0.6 / 1.725 = 0.35 \text{ m} = 35 \text{ cm}$$

$$d = 0.9 h_t = 9 \text{ cm}; \quad b = 100 \text{ cm}$$

$$A_{S_{min}} = \frac{d \times b \times f_{t28}}{f_e} \times \frac{e_{ser} - 0.45 d}{e_{ser} - 0.185 d} \times 0.23 = 1.01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_s = \max(A_{su}; A_{sl}; A_{min}) = 1.01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte 5φ6 p.m; A<sub>s</sub> = 1,41 cm<sup>2</sup>/ml ; St = 25cm

**Les armatures de répartition:**

$$A_r = A_s / 4 = 1,41 / 4 = 0,35 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte:  $A_s = 1,41 \text{ cm}^2/\text{ml}$  soit  $5\phi$  6p.m

**IV.1.6 Vérification des contraintes (E. L. S):**

$$M_{ser} = N_{ser}(e - c + h/2)$$

$$M_{ser} = 1,725(0,35 - 0,02 + 0,1/2) = 0,65 \text{ KN.m}$$

**Position de l'axe neutre:**

$$\frac{b}{2} y_1^2 - \eta \cdot A_s \cdot (d - y_1) = 0$$

$$50y_1^2 + 21,15y_1 - 190,35 = 0 \Rightarrow y_1 = 1,75 \text{ cm}$$

**Moment d'inertie :**

$$I = \frac{b}{3} y_1^3 + \eta \cdot A_s \cdot (d - y_1)^2 = \frac{100 \times (1,75)^3}{3} + 15 \times 1,41 \times (9 - 1,75)^2$$

$$I = 1290,34 \text{ cm}^4$$

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

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \cdot y_1 = \frac{650}{1290,34} \times 1,75 = 0,88 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_c = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0,88 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

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

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\} \text{ Fissuration préjudiciable}$$

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

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

$$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y_1) = 15 \times \frac{650}{1290,34} \times (9 - 1,75) = 54,78 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 54,78 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 202 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

• **Contrainte de cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d}$$

$$T = 1.5Q = 1.5\text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{1.5}{0.09 \times 1} = 16.67\text{KN/m}^2 = 0.017\text{MPa}$$

$$\overline{\tau_u} = \min(0.1f_{c28}; 4\text{MPa}) \text{ Fissuration préjudiciable.}$$

$$\overline{\tau_u} = \min(2.5\text{MPa}; 4\text{MPa}) = 2.5\text{MPa}$$

$$\tau_u = 0.017\text{MPa} < \overline{\tau_u} = 2.5\text{MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

• **Vérification du ferrailage vis-à-vis au séisme:**

D'après le R.P.A 99 (version 2003), les éléments de structure secondaires doivent être vérifiés aux forces horizontales selon la formule suivante:

$$F_p = 4 \cdot C_p \cdot A \cdot W_p \dots \dots \dots (1)$$

A: coefficient d'accélération de zone A = 0.10

Cp: facteur de force horizontal Cp=0.8

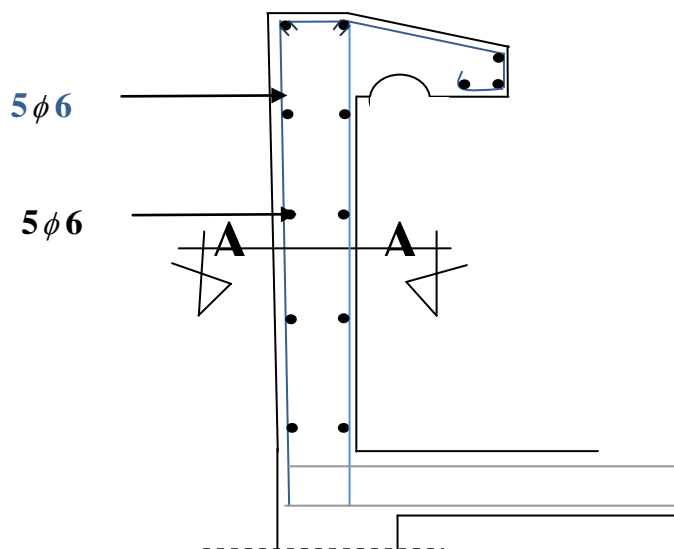
Wp: poids propre de l'acrotère Wp = 1.637 KN

Fp: force horizontale pour les éléments secondaires des structures

Il faut vérifier que:  $F_p < 1,5Q$

$$F_p = 4 \times 0.10 \times 1.637 \times 0.8 = 0.52\text{KN}$$

$$F_p = 0.52 \text{ KN} < 1.5Q = 1.5\text{KN} \dots \dots \dots \text{condition Vérifiée.}$$



**Figure IV.3:** Ferrailage d'une section transversale de l'acrotère

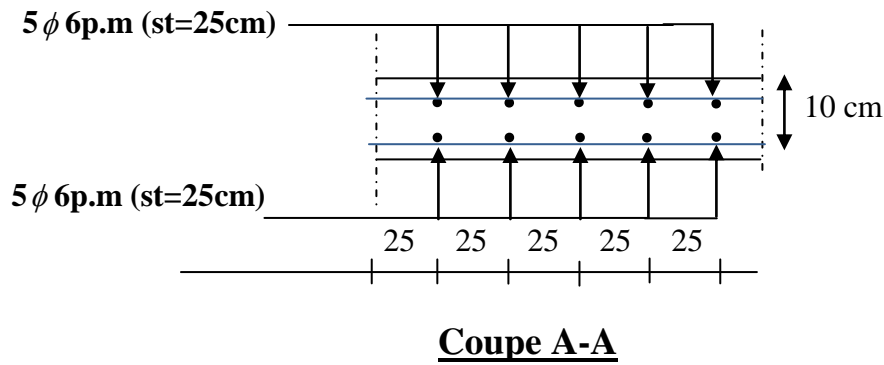


Figure IV.4: Ferrailage d’une section longitudinale de l’acrotère

**IV.2 Balcon:**

Pour notre projet on a utilisé un balcon à corps creux pour équilibrer le moment au nœuds d’appuis .

**IV.2.1 Poutre noyée :**

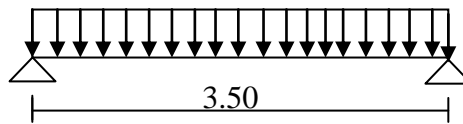


Figure IV.5: poutre noyée semi encastrée sur les deux extrémités

- **Dimensions de la poutre :**

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow 23.33 \leq h \leq 35$$

On prend h=30cm

b=20cm.

- **Vérification des conditions RPA99:**

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20cm \\ h \geq 30cm \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{array} \right\} \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 20 = 20.....v\acute{e}rifi\acute{e}e \\ 30 = 30.....v\acute{e}rifi\acute{e}e \\ \frac{30}{20} = 1.5.....v\acute{e}rifi\acute{e}e \end{array} \right.$$

D’après RPA/V2003 On prend h = 20cm et b = 30cm

La descente des charges : G= 4.87 KN/m<sup>2</sup>

Q= 1.5kN/m<sup>2</sup>

$$q = 1.35 G + 1.5Q = 8.82 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Le moment isostatique : } M_0 = ql^2 / 8 = 8.82 \times 3.5^2 / 8 = 13.51 \text{ KN.m}$$

Le moment en travée :

$$M_t = 0.85M_0 = 11.48 \text{ KN.m}$$

$$\text{Le moment en appuis : } M_a = 0.2M_0 = 2.70 \text{ KN.m}$$

#### IV.2.2 Ferrailage de la poutre :

- **En travée :**

$$\mu = M_u / bd^2f_{bc} = 11.48 \times 10^3 / 30 \times 27^2 \times 14.17 = 0.037 < 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\beta = 0.981$$

$$A_s = M_u / \sigma_s \beta d = 11.48 \times 10^3 / 348 \times 0.981 \times 27 = 1.25 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0.23bd.f_{t28}/f_e = 0.23 \times 30 \times 18 \times 2.1 / 400 = 0.65 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} / 2 = 0.325 \text{ cm}$$

$$A_{st} = \max (A_s ; A_{\min}).$$

$$\text{soit : } A_{st} = 1.25 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ On adopte 2T12 soit } A_s = 2.26 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- **En appui:**

$$\mu = M_u / bd^2f_{bc} = 2.70 \times 10^3 / 30 \times 27^2 \times 14.17 = 0.008 < 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\beta = 0.996$$

$$A_s = M_u / \sigma_s \beta d = 2.70 \times 10^3 / 348 \times 0.996 \times 27 = 0.29 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0.23bd.f_{t28}/f_e = 0.23 \times 30 \times 18 \times 2.1 / 400 = 0.65 \text{ cm}^2 \quad A_{\min} / 2 = 0.325 \text{ cm}$$

$$A_{st} = \max (A_s ; A_{\min}) ; \text{ soit } A_{st} = 0.325 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte 2T12 soit  $A_s=2.26 \text{ cm}^2/\text{ml}$

### IV.2.3 Vérification:

#### IV.2.3.1 Vérification de la contrainte de compression du béton :

Etant donné que :  $q_{\text{ser}} = 4.87 + 1.5 = 6.37 \text{ KN/ml}$

$$M_{0\text{ser}} = q_{\text{ser}} l^2 / 8 = 9.75 \text{ KN.m}$$

#### ▪En travée :

En se basant sur la méthode forfaitaire, le moment en travée retenu sera :

$$M_{t\text{ ser}} = 0.85 \times 9.75 = 8.29 \text{ KN.m}$$

#### •Position de l'axe neutre :

$$A_s = 2.26 \text{ cm}^2 ; d = 27 \text{ cm}$$

$$by^2/2 - 15A_s(d - y) = 0$$

$$15y^2 + 33.9y - 915.3 = 0 \rightarrow y = 6.76 \text{ cm}$$

#### Détermination du moment d'inertie :

$$I = \frac{by^3}{3} + 15A_s(d - y)^2 = 16976.55 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{\text{ser}}}{I} \times y = \frac{8.29 \times 10^3}{16976.55} \times 6.76 = 3.30 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 3.30 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

Les armatures calculées en travée à l'E.L.U conviennent

#### ▪En Appuis :

$$M_a = 0.4 \times 9.75 = 3.90 \text{ KN.m}$$

$$A_s = 2.26 \text{ cm}^2 \Rightarrow y = 6.76 \text{ cm}$$

$$I = 16976.55 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{3.90 \times 10^3}{16976.55} \times 6.76 = 1.55 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 1.55 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

### Armatures transversales $A_t$ :

#### ▪ Contrainte de cisaillement:

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d}$$

$$T = \frac{Q \cdot L}{2} = 15.44 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{15.44 \times 10^{-3}}{0.20 \times 0.27} = 0.29 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \{0.13 f_{c28}, 5 \text{ Mpa}\} = 3.25 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0.29 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 3.25 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Il n'y a pas risque de cisaillement

#### ▪ Diamètre des armatures minimales:

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \phi_L \right\} = \min \{8.57, 20, 12\}$$

On prend  $\phi_t = 8 \text{ mm}$

#### ▪ Calcul de l'espacement $S_t$ :

$$S_t \leq \min \{0.9d, 40 \text{ cm}\} = \min \{24.3, 40\} \text{ cm}$$

D'après le RPA:

On adopte  $S_t = 10 \text{ cm} \dots \dots \dots$  zone nodale

$S_t = 15 \text{ cm} \dots \dots \dots$  zone courante.

### Vérification de la section d'armatures minimale:

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot S_t} \geq \max \left\{ \frac{\tau_u}{2}, 0.4 \text{ MPa} \right\} = \max \{0.145, 0.4\} = 0.4 \text{ MPa}$$

$$(A_s / S_t) \min \geq 0.4 \cdot b_0 / f_e = 0.4 \cdot 20 / 400 = 0.02 \text{ MPa}$$



**Vérification des armatures tendues:**

$$\tau_s = 0.6 \cdot \psi^2 \cdot f_{tj} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.385 \text{ MPa}$$

**La longueur de scellement droit  $l_s$ :**

$$l_s = \frac{\emptyset \cdot f_e}{4 \cdot \tau_s} = \frac{0.8 \times 400}{4 \times 2.835} = 56.44 \text{ cm}$$

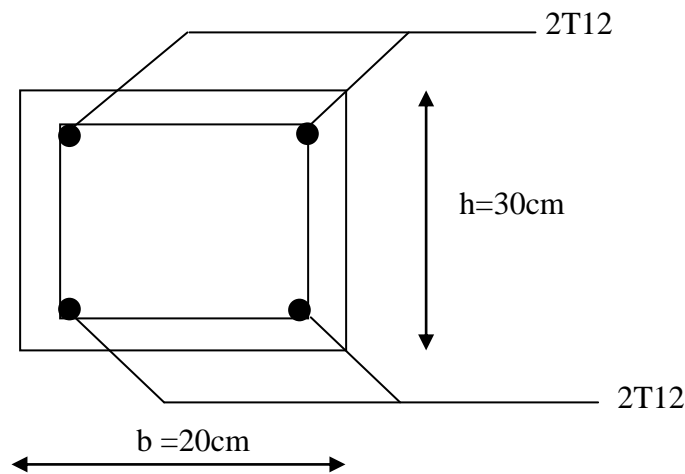
On prévoit une courbe égale à  $r = 5.5 \times \emptyset = 0.8 \times \emptyset = 4.4 \text{ cm}$ .

$$L_2 = d \cdot \left( c + \frac{\emptyset}{2} + r \right) = 27 - (2.5 + 0.4 + 4.4) = 19.7 \text{ cm}$$

$$L_1 = \frac{L_s - 2.19r - L_2}{1.87} = \frac{56.44 - (2.19 \times 4.4) - 19.7}{1.87} = 14.49 \text{ cm}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{30}{350} = 0.086 \text{ cm} > \frac{1}{16} = 0.068 \text{ cm} \dots\dots\dots (\text{condition vérifiée}). \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_{t_{ser}}}{15 \cdot M_{0_{ser}}} \Rightarrow \frac{30}{350} = 0.086 \text{ cm} > \frac{8.29}{15 \times 9.75} = 0.057 \text{ cm} \dots\dots\dots (\text{condition vérifiée}). \\ \frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{2.26}{20 \times 27} = 0.004 < \frac{4.2}{400} = 0.0105 \dots\dots\dots (\text{condition vérifiée}). \end{array} \right.$$

Donc, le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.



**Figure IV.6:** Dessin de ferrailage de la poutre noyée

**P**

## IV.3 Escaliers:

### IV.3.1 Introduction:

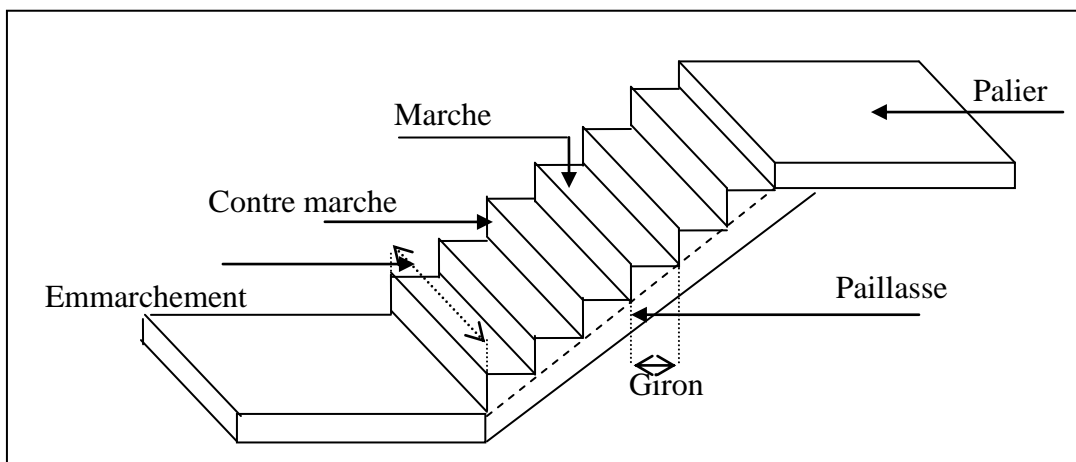
Les escaliers sont des éléments constitués d'une succession de gradins permettant le passage à pied entre les différents niveaux d'un immeuble comme il constitue une issue des secours importante en cas d'incendie.

Les escaliers permettent d'accès vertical entre différent étages de la structure, ils sont soumis à des forces diverses (poids propre, poids des personnes et équipements...etc.),ces différents charges peuvent entraîner des dommages divers dans ces éléments de la structure(déformations, fissurations...etc.);pour éviter ce risque en doit faire un choix judicieux du type de ferrailage.

### IV.3.2 Terminologie:

Un escalier se compose d'un nombre de marches, on appelle emmarchement la longueur de ces marches, la largeur d'une marche "g" s'appelle le giron, est la hauteur d'une marche "h", le mur qui limite l'escalier s'appelle le mur déchiffre.

Le plafond qui monte sous les marches s'appelle paillasse, la partie verticale d'une marche s'appelle la contre marche, la cage est le volume se situe l'escalier, les marches peuvent prendre appui sur une poutre droite ou courbe dans lequel qu'on appelle le limon. La projection horizontale d'un escalier laisse au milieu un espace appelé jour.



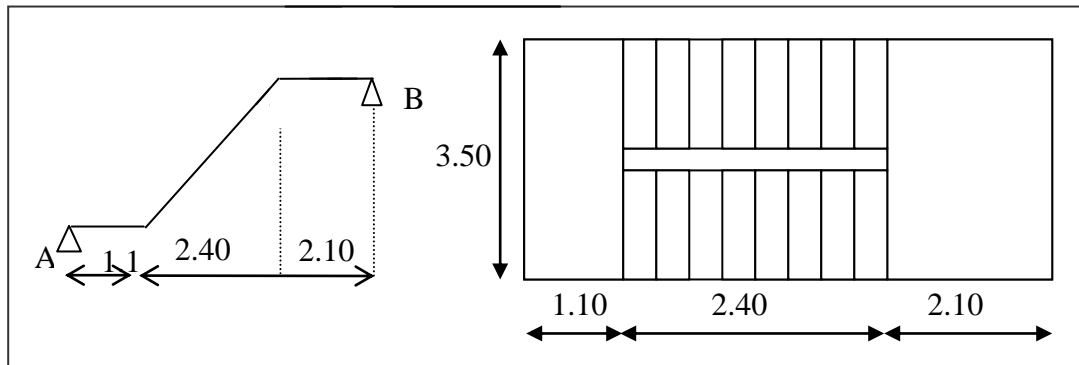
**Figure IV.7:** schéma d'un escalier

### IV.3.3 Les types d'escaliers:

Dans notre bâtiment on a choisi d'étudier un seul type d'escalier:

1. escalier à deux volées avec deux paliers.

**IV.3.4 Etude d'un escalier à deux volées avec deux paliers :**



**Figure IV.8:** Schéma statique de l'escalier

Pour les dimensions des marches "g" et contre marches "h", on utilise généralement la formule de BLONDEL:

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

Avec :

h : hauteur de la marche (contre marche),

g : largeur de la marche,

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

H : hauteur entre les faces supérieures des deux paliers successifs d'étage ( $H=n.h=he/2$ )

n : nombre de contre marches

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

• Notre bâtiment compte deux types d'escaliers :

1. escalier à deux volées avec deux paliers.

**1 .Dimensionnement des marches et contre marches :**

$$\begin{cases} H = n \times h \Rightarrow h = H/n \\ L = (n-1).g \Rightarrow g=L/(n-1) \end{cases}$$

D'après BLONDEL on a :  $\frac{L}{(n-1)} + 2 \times \frac{H}{n} = m$

Et puis :  $m n^2 - (m+L +2H) n + 2H = 0 \dots (2)$

Avec :  $m=64\text{cm}$  et  $H=306/2=153\text{cm}$  et  $L=240\text{cm}$

Donc l'équation (2) devient :  $64n^2 - 610n + 306 = 0$

La solution de l'équation est :  $n=9$  (nombre de contre marche)

Donc :  $n-1=8$  (nombre de marche)

Puis:  $h = \frac{H}{n} = \frac{153}{9} = 17 \text{ cm}$  ; donc on prend :  $h = 17 \text{ cm}$

$g + 2h = 64$  donc :  $g = 30 \text{ cm}$

D'après la formule de BLONDEL on a :

$$59 \leq 2h + g \leq 66$$

$$2 \times 17 + 30 = 64 \quad \text{et } 59 \text{ cm} < 64 \text{ cm} < 66 \text{ cm}$$

L'inégalité vérifiée, on a 9 marches avec  $g = 30 \text{ cm}$  et  $h = 17 \text{ cm}$ .

$$\text{tg} \alpha = \frac{17}{30} = 0.567 \Rightarrow \alpha = 29.54^\circ \Rightarrow \cos \alpha = 0.87$$

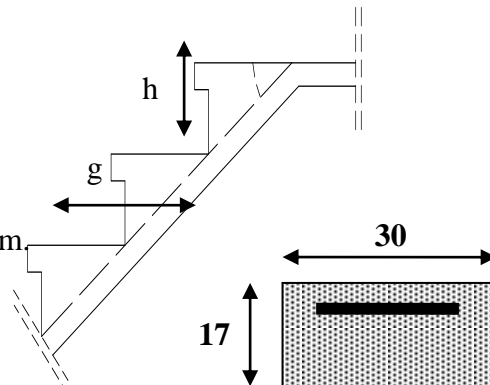


Figure IV.9: Schéma explicatif de la marche et contre marche

**2 .Epaisseur de la paillasse (e<sub>v</sub>) :**

$$\frac{1}{30} \leq e_v \leq \frac{1}{20} \Leftrightarrow \frac{L}{30 \cos \alpha} \leq e_v \leq \frac{L}{20 \cos \alpha}$$

$$\Leftrightarrow \frac{240}{30 \times 0.87} \leq e_v \leq \frac{240}{20 \times 0.87} \Leftrightarrow 10.34 \text{ cm} \leq e_v \leq 15.52 \text{ cm} .$$

On prend :  $e_v = 12 \text{ cm}$ .

L'épaisseur de paillasse :  $e_v = 12 \text{ cm}$ .

**3 .Epaisseur de palier (e<sub>p</sub>):**

$$e_p = \frac{e_v}{\cos \alpha} = \frac{12}{0.87} = 13.79 \text{ cm}$$

On prend :  $e_p = 14 \text{ cm}$ .

**4 .Evaluation des charges et des surcharges :**

• **Paillasse:**

1-Carrelage horizontal (2 cm)	—————>	0.40 KN / m <sup>2</sup>
2-Mortier de pose horizontal (2 cm)	—————>	0.40 KN / m <sup>2</sup>
3- Lit de sable (1 cm)	—————>	0.17 KN / m <sup>2</sup>
4-Carrelage vertical (2 cm)	—————>	0.40 x (h/g) = 0.23 KN / m <sup>2</sup>
5-Mortier de pose vertical (2 cm)	—————>	0.40 x (h/g) = 0.23 KN / m <sup>2</sup>
6-Poids propre de la marche	—————>	22 x h / 2 = 3.45 KN / m <sup>2</sup>
7-Poids propre de la paillasse (12 cm)	—————>	25 x e <sub>p</sub> / cos α = 1.87 KN / m <sup>2</sup>
8- Enduit en ciment (1 cm)	—————>	0.20 / cos α = 0.20 KN / m <sup>2</sup>
9-Gard corps	—————>	0,10 KN / m <sup>2</sup>

{ La charge permanent : **G = 7.05 KN / m<sup>2</sup>**  
 { La charge d'exploitation : **Q = 2.50 KN / m<sup>2</sup>**

**-les combinaisons :**

- E.L.U :  $q_{u1} = 1.35G + 1.5 Q = 1.35 \times 7.05 + 1,5 \times 2.5 = 13.27 \text{ KN / m}^2$

- E.L.S :  $q_{ser1} = G + Q = 7.05 + 2.5 = 9.55 \text{ KN / m}^2$

Pour une bande de 1 m de largeur, on a :

$$\begin{cases} q_{u1} = 13.27 \text{ KN / ml} \\ q_{ser1} = 9.55 \text{ KN / ml} ; \end{cases}$$

- **Palier :**

1-Carrelage (2 cm)	—————>	0.40 KN / m <sup>2</sup>
2-Mortier de pose (2 cm)	—————>	0.40 KN / m <sup>2</sup>
3- Lit de sable (1 cm)	—————>	0.17 KN / m <sup>2</sup>
4-Poids propre de palier (14 cm)	—————>	25 x ep = 3.50 KN / m <sup>2</sup>
5-Enduit en ciment (1 cm)	—————>	0.20 KN / m <sup>2</sup>

---


$$\begin{cases} \text{La charge permanent : } G = 4.67 \text{ KN / m}^2 \\ \text{La charge d'exploitation : } Q = 2.50 \text{ KN / m}^2 \end{cases}$$

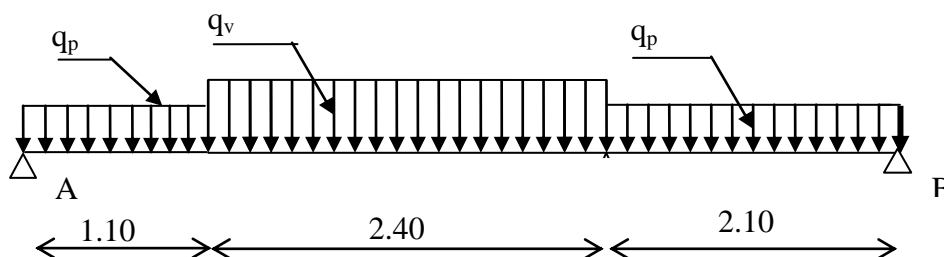
**- les combinaisons :**

- E.L.U :  $q_{u1} = 1.35G + 1.5 Q = 1.35 \times 4.67 + 1,5 \times 2.5 = 10.05 \text{ KN / m}^2$

- E.L.S :  $q_{ser1} = G + Q = 4.67 + 2.5 = 7.17 \text{ KN / m}^2$

Pour une bande de 1 m de largeur, on a :

$$\begin{cases} q_{u1} = 10.05 \text{ KN / ml.} \\ q_{ser1} = 7.17 \text{ KN / ml.} \end{cases}$$

**5 .Détermination des sollicitations à l' E.L.U :****Schéma statique de l'escalier :**

**Figure IV.10:** schéma statique

$$\frac{q_{\text{volée}} - q_{\text{palie}}}{q_{\text{palie}}} = \frac{13.27 - 10.05}{10.05} = 32\% > 10\% \Rightarrow \text{On garde le schéma statique réel.}$$

### 5.1 Calcul de la réaction d'appuis:

$$\begin{aligned} \sum F/y=0 &\Rightarrow R_A + R_B = (q_p \times 1.10) + (q_v \times 2.40) + (q_p \times 2.10) \\ &= (10.05 \times 1.10) + (13.27 \times 2.40) + (10.05 \times 2.10) \\ &= 64.01 \text{ KN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sum M/B=0 &\Rightarrow (-R_A \times 5.60) + (q_p \times 1.10 \times 5.05) + (q_v \times 2.40 \times 3.3) + (q_p \times (2.1^2/2)) = 0 \\ &\Rightarrow (R_A \times 5.60) = (10.05 \times 1.10 \times 5.05) + (13.27 \times 2.40 \times 3.3) + (10.05 \times (2.1^2/2)) = 0 \\ &\Rightarrow (R_A \times 5.60) = 183.09 \\ &\Rightarrow R_A = 32.69 \text{ KN} \end{aligned}$$

$$R_A = 32.69 \text{ KN} \quad \text{et} \quad R_B = 31.32 \text{ KN}$$

Pour la détermination des diagrammes, on fait des sections :

Sections	Schéma statique	Effort tranchant (T)	Moment fléchissant (M)
Sections 1 : $0 \leq x \leq 1.1\text{m}$		$\begin{aligned} T(x) &= R_A - q_p \cdot x \\ x=0 &\Rightarrow T(0) = R_A = 32.69 \text{ KN} \\ x=1.1 &\Rightarrow T(1.1) = 21.64 \text{ KN} \end{aligned}$	$\begin{aligned} M(x) &= R_A \cdot x - q_p \cdot x^2 / 2 \\ x=0 &\Rightarrow M(0) = 0 \\ x=1.1 &\Rightarrow M(1.1) = 29.89 \text{ KN.m} \end{aligned}$
Sections 2 : $1.1 \leq x \leq 3.5\text{m}$		$\begin{aligned} T(x) &= R_A - 1.1q_p - q_v(x-1.1) \\ x=1.1 &\Rightarrow T(1.1) = 21.64 \text{ KN} \\ x=3.5 &\Rightarrow T(3.5) = -10.21 \text{ KN} \\ T(x) &= 0 \Rightarrow x = 2.73 \text{ m} \end{aligned}$	$\begin{aligned} M(x) &= R_A \cdot x - q_p \cdot 1.1(x - \frac{1.1}{2}) \\ &\quad - q_v \frac{(x-1.1)^2}{2} \\ x=1.1 &\Rightarrow M(1.1) = 29.89 \\ x=3.5 &\Rightarrow M(3.5) = 43.59 \text{ KN.m} \\ M_{\text{max}}(x=2.72) &= 47.52 \text{ KN.m} \end{aligned}$
Sections 3 : $0 \leq x \leq 2.1\text{m}$		$\begin{aligned} T(x) &= -R_B + q_p \cdot x \\ x=0 &\Rightarrow T(0) = R_B = -31.32 \text{ KN} \\ x=2.1 &\Rightarrow T(2.1) = -10.22 \text{ KN} \end{aligned}$	$\begin{aligned} M(x) &= -R_B \cdot x + q_p \cdot x^2 / 2 \\ x=0 &\Rightarrow M(0) = 0 \\ x=2.1 &\Rightarrow M(2.1) = -43.61 \text{ KN.m} \end{aligned}$

Tableau IV.1 : Tableau explicatif des section

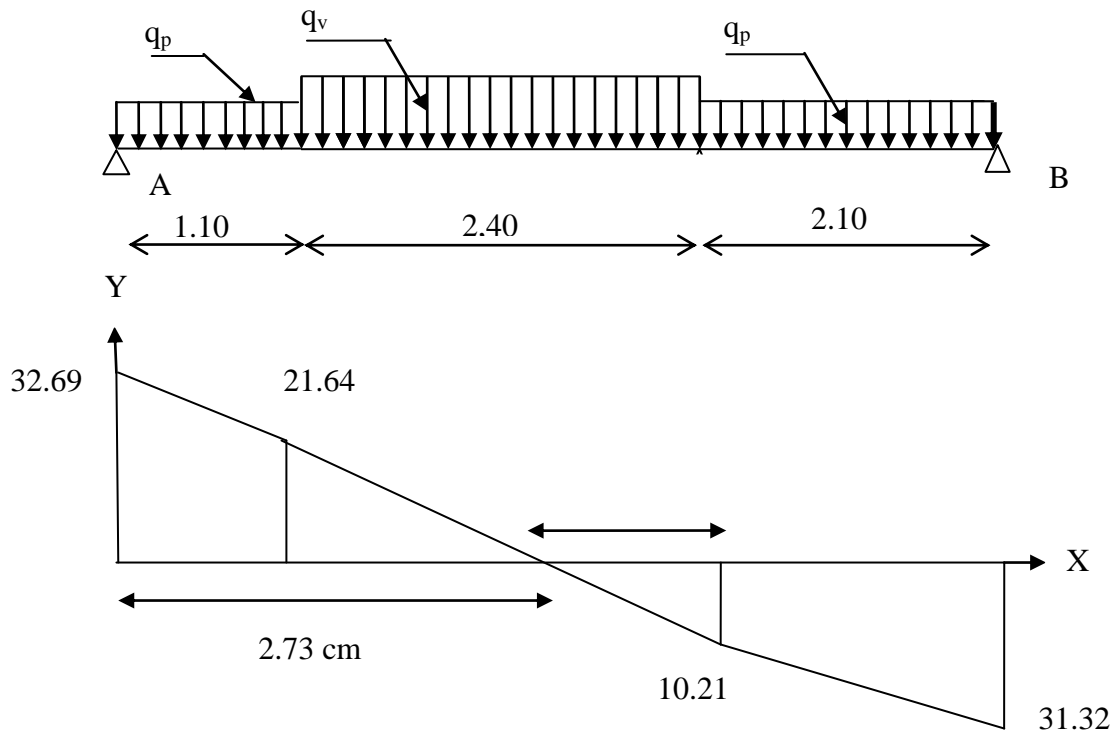


Figure IV.11: diagramme des efforts tranchants [KN]

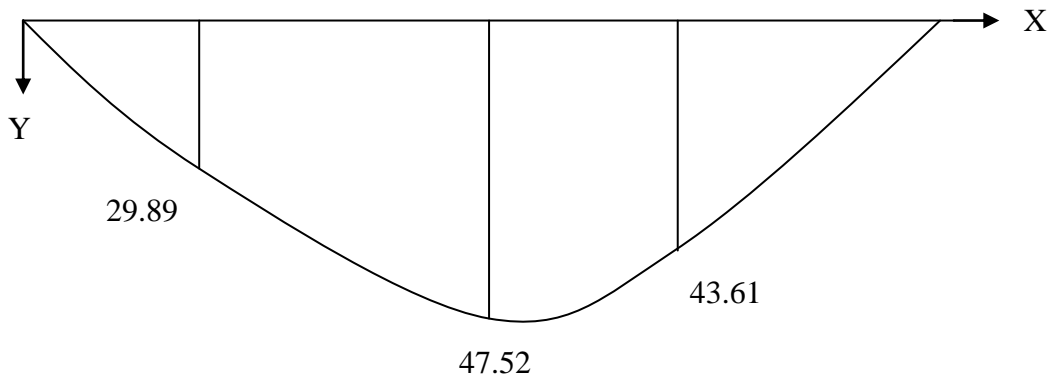


Figure IV.12: diagramme des moments fléchissant [KN.m]

### 5.2 Calcul du moment maximal :

On prend le travée le plus sollicité :

$$M_{\max} = 47.52 \text{ KN.m}$$

- **Le moment en travée:**

$$M_t = 0.85 \times M_o = 0.85 \times 47.52 = 40.39 \text{ KN.m}$$

- **Le moment sur appuis:**

$$M_a = 0.4 \times M_0 = 0.4 \times 47.52 = 19.01 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

## 6 .Calcul du ferrailage :

- **En travée :**

$$M_t = 40.39 \text{ KN} \cdot \text{m} ; h=12\text{cm}; d = 0.9 \times h_0 = 0.9 \times 12 = 10.8 \text{ cm} ; b = 100 \text{ cm}$$

Le moment réduit :

$$\mu = M_t / b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc} = 40.39 \times 10^3 / 100 \times (10.8)^2 \times 14.17 = 0.244 < 0.392 \Rightarrow A_s' = 0.$$

On a:

$$\alpha = 0.356 \quad \beta = 0.858 \quad \epsilon_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348$$

$$A_s = M_t / \beta \cdot d \cdot \sigma_s = 40.39 \times 10^3 / 0.858 \times 10.8 \times 348 = 12.53 \text{ cm}^2 / \text{ml}.$$

### -condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0.23 b \cdot d \cdot f_{t28} / f_c = 0.23 \times 100 \times 10.8 \times 2.10 / 400 = 1.30 \text{ cm}^2 / \text{ml}.$$

$$A_{\text{adop}} = \max (A_s; A_{\min}) = (12.53 ; 1.30) = 12.53 \text{ cm}^2 / \text{ml}.$$

On prend :  $A_{\text{choi}} = 13.85 \text{ cm}^2 / \text{ml}$  ; soit : **9 T14 p.m.**

### -Armature de répartition:

$$A_{tr} \geq A_{pr} / 4 = 13.85 / 4 = 3.46 \text{ cm}^2$$

On prend :  $A_{\text{choi}} = 4.52 \text{ cm}^2 / \text{ml}$  ; soit : **9 Ø 8 p.m.**

- **Sur appuis:**

$$M_a = 19.01 \text{ KN} \cdot \text{m} ; h=14\text{cm} ; d = 0.9 \times h_0 = 0.9 \times 14 = 12.6 \text{ cm} ; b = 100 \text{ cm}.$$

Le moment réduit :

$$\mu = M_t / b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc} = 19.01 \times 10^3 / 100 \times (12.6)^2 \times 14.17 = 0,085 < 0.392 \Rightarrow A_s' = 0.$$

$$\alpha = 0.111 \quad \beta = 0,956 \quad \epsilon_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348$$

$$A_s = 19.01 \times 10^3 / 0,956 \times 12.6 \times 348 = 4.53 \text{ cm}^2 / \text{ml}.$$

### -condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0.23 b \cdot d \cdot f_{t28} / f_c = 0.23 \times 100 \times 12.6 \times 2.10 / 400 = 1.52 \text{ cm}^2 / \text{ml}.$$

$$A_{\text{adopt}} = \max (4.53 ; 1.52) = 4.53 \text{ cm}^2 / \text{ml}.$$

On prend :  $A_{\text{choi}} = 4.71 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ , soit : **6 T10 p .m.**



**-Armature de répartition :**

$$A_{tr} \geq 4.71 / 4 = 1.18 \text{ cm}^2 / \text{ml.}$$

On prend :  $A_{choi} = 3.02 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ , soit : **6 Ø 8 p.m.**

Caractéristique	h <sub>travée</sub> =12cm h <sub>appui</sub> =14cm	b=100cm	Fe=400	$\sigma_s = 348 \text{ Mpa}$	D <sub>travée</sub> =0,9.h=10,8cm D <sub>appui</sub> =0,9.h=12,6cm		
					A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>ad</sub> (cm)	A <sub>r</sub> =A <sub>ad</sub> /4
/	M (KN.m)	$\mu$	$\beta$	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>ad</sub> (cm)	A <sub>r</sub> =A <sub>ad</sub> /4	A <sub>r</sub> adoptée
<b>Travée</b>	40.39	0.244	0.858	12.53	9T14/ml =13.85cm <sup>2</sup> St=12.5cm	3.46	9Ø8/ml =4.52cm <sup>2</sup> St=12.5cm
<b>Appuis</b>	19.01	0.085	0.956	4.53	6T10/ml =4.71cm <sup>2</sup> St=20cm	1.18	6Ø8/ml =3.02cm <sup>2</sup> St=20cm

**Tableau IV.2 :** Tableau récapitulatif du ferrailage d'escalier

**Vérifications:**

Condition	Vérification	
<b>Condition de non fragilité</b>	En travée $A_{\min} = 0.23b.d.f_{t28}/Fe = 1.30 \text{ cm}^2$	$A = 13.85 \text{ cm}^2$ $A > A_{\min}$ Condition vérifiée
<b>Justification vis à vis de l'effort tranchant</b>	$\tau = \frac{T}{b.d} = \frac{32.69}{100 \times 10.8} \times 10 = 0.303 \text{ Mpa}$ $\tau_u = \min(0.13f_{c28}, 5 \text{ Mpa}) = 3.25 \text{ Mpa}$	$\tau < \tau_u$ Condition vérifiée
<b>Vérification au niveau des appuis</b>	$A \geq \frac{1.15}{Fe} (Tu + \frac{Ma}{0.9d})$ $A \geq \frac{1.15}{400} (32.69 \times 10^{-3} + \frac{9.01 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.108}) = 3.60 \text{ cm}^2$ $A \geq 3.60 \text{ cm}^2$	$A = 4.71 \text{ cm}^2$ $A = 4.71 > A = 3.60 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée

**Tableau IV.3 :** Tableau de vérification

**7. Vérification des contraintes à l'E.L.S:****7.1 Calcul de la réaction d'appuis:**

$$\begin{aligned} \sum F/y=0 &\Rightarrow R_A + R_B = (q_p \times 1.10) + (q_v \times 2.40) + (q_p \times 2.10) \\ &= (7.17 \times 1.10) + (9.55 \times 2.40) + (7.15 \times 2.10) \\ &= 45.82 \text{ KN} \end{aligned}$$

$$\sum M/A=0 \Rightarrow (-R_A \times 5.60) + (q_p \times 1.10 \times 5.05) + (q_v \times 2.40 \times 3.3) + (q_p \times (2.1^2/2)) = 0$$

$$\Rightarrow (R_A \times 5.60) = (7.17 \times 1.10 \times 5.05) + (9.55 \times 2.40 \times 3.3) + (7.17 \times (2.1^2 / 2)) = 0$$

$$\Rightarrow (R_A \times 5.60) = 131.28$$

$$\Rightarrow R_A = 23.44 \text{ KN}$$

$$R_A = 23.44 \text{ KN} \text{ et } R_B = 22.38 \text{ KN}$$

Pour la détermination des diagrammes, on fait des sections

Sections	Schéma statique	Effort tranchant (T)	Moment fléchissant (M)
<b>Sections 1 :</b> $0 \leq x \leq 1.1 \text{ m}$		$T(x) = R_A - q_p \cdot x$ $x=0 \Rightarrow T(0) = R_A = 23.44 \text{ KN}$ $x=1.1 \Rightarrow T(1.1) = 15.55 \text{ KN}$	$M(x) = R_A \cdot x - q_p \cdot x^2 / 2$ $x=0 \Rightarrow M(0) = 0$ $x=1.1 \Rightarrow M(1.1) = 21.47 \text{ KN.m}$
<b>Sections 2 :</b> $1.1 \leq x \leq 3.5 \text{ m}$		$T(x) = R_A - 1.1q_p - q_v(x - 1.1)$ $x=1.1 \Rightarrow T(1.1) = 15.55 \text{ KN}$ $x=3.5 \Rightarrow T(3.5) = -7.37 \text{ KN}$ $T(x) = 0 \Rightarrow x = 2.73 \text{ m}$	$M(x) = R_A \cdot x - q_p \cdot 1.1(x - \frac{3.3}{2}) - q_v \frac{(x - 3.3)^2}{2}$ $x=1.1 \Rightarrow M(1.1) = 21.47 \text{ KN.m}$ $x=3.5 \Rightarrow M(3.5) = 31.27 \text{ KN.m}$ $M_{\max}(x=2.72) = 34.11 \text{ KN.m}$
<b>Sections 3 :</b> $0 \leq x \leq 2.1 \text{ m}$		$T(x) = -R_B + q_p \cdot x$ $x=0 \Rightarrow T(0) = R_B = -22.38 \text{ KN}$ $x=2.1 \Rightarrow T(2.1) = -7.32 \text{ KN}$	$M(x) = -R_B \cdot x + q_p \cdot x^2 / 2$ $x=0 \Rightarrow M(0) = 0$ $x=2.1 \Rightarrow M(2.1) = -31.19 \text{ KN.m}$

Tableau IV.4 : Tableau explicatif des section

• **En travée :**

$$M_{\text{osermax}} = 34.11 \text{ KN.m}$$

$$M_{\text{tser}} = 0.85 M_{\text{oser}} = 0.85 \times 34.11 = 28.99 \text{ KN.m} ; A_s = 13.85 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

-Position de l'axe neutre :

$$\frac{by^2}{2} + 15A_s'(y_1 - d') - 15A_s(d - y) = 0$$

$$50y^2 + 207.75y - 2243.7 \Rightarrow y = 8.77 \text{ cm}$$

-Moment d'inertie :

$$I_x = \frac{by_1^3}{3} + 15A'_s(Y_1 - d')^2 + 15A_s(d - y)^2.$$

$$I_x = \frac{100(8.77)^3}{3} + 15 \times 13.85(10.8 - 8.77)^2.$$

$$I_x = 23340.32 \text{ cm}^4.$$

$$\sigma_{bc} = K \cdot y_1$$

$$\text{Avec : } K = \frac{M_{ser}}{I_x} = \frac{28.99 \times 10^2}{123340.32} = 0.124 \text{ N/mm}^3.$$

$$\sigma_{bc} = 0.124 \times 87.7 = 10.87 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

Donc :  $\sigma_{bc} = 10.87 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$  ..... (Condition vérifiée).

• **Sur appuis:**

$$M_{aser} = 0.4 M_{oser} = 0.4 \times 34.11 = 13.64 \text{ KN.m ; } A_s = 4.71 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

-Position de l'axe neutre:

$$\frac{by_1^2}{2} + 15A'_s(Y_1 - d') - 15A_s(d - y) = 0$$

$$50y_1 + 70.65y_1 - 890.19 = 0 \Rightarrow y_1 = 3.57 \text{ cm.}$$

-Moment d'inertie :

$$I_x = \frac{by_1^3}{3} + 15A'_s(Y_1 - d')^2 + 15A_s(d - y)^2 \Rightarrow I_x = 7277.51 \text{ cm}^4.$$

$$K = \frac{13.64 \times 10^2}{7277.51} = 0.187 \text{ N/mm}^3$$

$$\sigma_{bc} = 0.187 \times 35.7 = 6.68 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} = 6.68 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$  ..... (Condition vérifiée).

**8. Vérification de l'effort tranchant :**

$$T = 23.44 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T}{b.d} = \frac{23.44 \times 10^3}{1000 \times 126} = 0.186 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0.13 f_{c28}; 5 \text{ MPa}) = 3.25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.186 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.25 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{(Condition vérifiée)} ;$$

Donc : Pas de risque de cisaillement, les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

### - Vérification au niveau des appuis :

$$A \geq \frac{1.15}{f_c} \left( T + \frac{Ma}{0.9d} \right)$$

$$A \geq 0.07 \text{ cm}^2$$

Donc :

$$A_a = 4.71 \text{ cm}^2 > A = 0.07 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{(Condition vérifiée)} ;$$

### 9. Vérification de la flèche :

Selon le B.A.E.L 91.on a:

$$\left\{ \begin{array}{l} h_t / l \geq 1 / 30 \\ A / b_0.d \leq 2 / f_c \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 14 / 560 = 0.025 < 1 / 30 = 0.033 \dots\dots\dots \text{(Condition non vérifiée).} \\ 4.71 / 100 \times 13.50 = 0.004 < 2 / 400 = 0.005 \dots \text{(Condition vérifiée).} \end{array} \right.$$

Puisque la première condition n'est pas vérifiée, il faut calculer la flèche.

### - Centre de graviter de la section :

$$y_G = \frac{\sum A_i \cdot y_i}{\sum A_i} = \frac{b \cdot \frac{h^2}{2} + n \cdot A_s \cdot d}{bh + nA_s} = \frac{100 \frac{(14)^2}{2} + 15 \cdot 4.71 \cdot 12.60}{100 \cdot 14 + 15 \cdot 4.71} = 7.27 \text{ cm}$$

### - Calcul des moments d'inertie :

$$I_0 = \frac{b \cdot y_G^3}{3} + \frac{b(h_t - Y_G)^3}{3} + n \cdot A_s (d - y_G)^2$$

$$I_0 = \frac{100(7.27)^3}{3} + \frac{100(14 - 7.27)^3}{3} + 15 \times 4.71(12.60 - 7.27)^2 = 24975.82 \text{ cm}^4$$

#### • Chargement :

-Charge permanente sans revêtement:  $j = 5.32 \text{ KN / ml}$ .

-Charge permanente avec revêtement :  $g = 7.05 \text{ KN / ml}$ .

-Charge (G + Q).b :  $q = 11.37 \text{ KN / ml}$ .

#### • Calcul des moments :

-Moment correspondant à j :  $M_j = 0.8 j \cdot l^2 / 8 = 16.68 \text{ KN.m}$ .

-Moment correspondant à g :  $M_g = 0.8 g \cdot l^2 / 8 = 22.11 \text{ KN.m}$ .

-Moment correspondant à q :  $M_q = 0.8 q l^2 / 8 = 35.66 \text{ KN.m}$ .

- **Calcul des contraintes** :  $Z=9.27 \text{ m}$   $A_s=13.85$ .

- Contrainte correspondant à j :  $\sigma_j = \frac{M_j}{(A_s \cdot Z)} = 129.92 \text{ MPa}$ .

-Contrainte correspondant à g :  $\sigma_g = \frac{M_g}{(A_s \cdot Z)} = 172.21 \text{ MPa}$ .

-Contrainte correspondant à q :  $\sigma_q = \frac{M_q}{(A_s \cdot Z)} = 277.75 \text{ MPa}$ .

- **Module de déformation du béton** :

-Module de déformation longitudinale instantanée  $E_i = 11000 (f_{c28})^{\frac{1}{3}} = 32164.19 \text{ MPa}$ .

-Module de déformation longitudinale différée  $E_v = 3700 (f_{c28})^{\frac{1}{3}} = 10818.86 \text{ MPa}$ .

- **Calcul des coefficients** :

-Coefficient :  $\rho = \frac{A}{b_0 \cdot d} = 0.012$  ; (Pourcentage d'armatures).

-Coefficient instantané :  $\lambda_i = \frac{0.05 \cdot f_{t28}}{\rho \cdot (2 + \frac{3b_0}{b})} = \frac{0.05 \cdot 2.1}{0.012 \cdot (2 + \frac{3 \times 100}{100})} = 1.75 \text{ cm}$

-Coefficient diffère  $\lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i = 0.4 \lambda_i = 0.7$

-Coefficient correspondant à j :  $\mu_j = 1 - [1.75 f_{t28} / 4 \rho \sigma_j + f_{t28}] = 0.559$

-Coefficient correspondant à g :  $\mu_g = 1 - [1.75 f_{t28} / 4 \rho \sigma_g + f_{t28}] = 0.645$

-Coefficient correspondant à q :  $\mu_q = 1 - [1.75 f_{t28} / 4 \rho \sigma_q + f_{t28}] = 0.960$

- **Calcul des moments d'inertie** :

-Moment d'inertie correspondant à j :  $I_{ji} = 1.1I / (1 + \lambda_i \mu_j) = 13887.73 \text{ cm}^4$ .

-Moment d'inertie correspondant à g :  $I_{gi} = 1.1I / (1 + \lambda_i \mu_g) = 12905.88 \text{ cm}^4$ .

-Moment d'inertie correspondant à q :  $I_{qi} = 1.1I / (1 + \lambda_i \mu_q) = 10251.27 \text{ cm}^4$ .

-Moment d'inertie correspondant à v :  $I_{vi} = 1.1I / (1 + \lambda_v \mu_g) = 18927.59 \text{ cm}^4$ .

- **Calcul de la flèche** :

-la flèche correspondant à j :  $f_{ji} = M_j l^2 / 10 E_i \cdot I_{ji} = 0.012 \text{ cm}$ .

- la flèche correspondant à g :  $f_{gi} = Mg l^2 / 10 E_i I_{gi} = 0.017 \text{cm}$ .
- la flèche correspondant à q :  $f_{qi} = Mq l^2 / 10 E_i I_{qi} = 0.034 \text{cm}$ .
- la flèche correspondant à v :  $f_{vi} = Mg l^2 / 10 E_v I_{vi} = 0.034 \text{cm}$ .

- **La flèche totale :**  $\Delta f_t = f_{vi} - f_{ji} + f_{qi} - f_{gi}$

$$\Delta f_t = 0.034 - 0.012 + 0.034 - 0.017 = 0.039 \text{cm}$$

- **La flèche admissible :**  $\Delta f_{t adm} = L/500$

$$\Delta f_{t adm} = 560/500 = 1.12 \text{cm}$$

D'où :  $\Delta f_t = 0.039 \text{cm} < \Delta f_{t adm} = 1.12 \text{cm}$  ..... (Condition vérifiée)

### IV.3.5 Etude de la poutre palière :

La poutre palière est une poutre qui supporte les réactions des escaliers et les transmettent directement au poteau est encadrée à deux extrémités

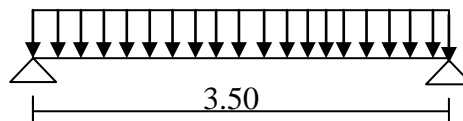


Figure IV.13: poutre palière

#### 1. Dimensionnement:

L : la portée de la poutre L = 350m

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{350}{15} \leq h \leq \frac{350}{10} \Rightarrow 23.33 \leq h \leq 35, \text{ on prend : } \mathbf{h=30 \text{ cm}}. \\ 0.3d \leq b \leq 0.4d \Rightarrow 5.40 \leq b \leq 7.20; \text{ On prend : } \mathbf{b=30 \text{ cm}}. \end{array} \right.$$

D'où : la section de la poutre est : **(30 x 30) cm<sup>2</sup>**.

#### 2. Vérification des conditions du R.P.A 99(Version 2003) :

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ h / b < 4 \end{array} \right. \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{(Condition vérifiée).} \\ 30 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{(Condition vérifiée).} \\ 30 / 30 < 4 \dots\dots\dots \text{(Condition vérifiée).} \end{array} \right.$$

### 3. Charge supportée par la poutre:

Poids propre de la poutre:  $G_p = 0.3 \times 0.3 \times 25 = 2.25 \text{ KN/m}$

Poids propre du mur :  $G_{\text{mur}} = 2.95 \times 0.7 = 2.06 \text{ KN/m}$

La charge d'exploitation :  $Q = 2.50 \text{ KN/m}$

Réaction du palier sur la poutre  $R_B = 31.32 \text{ KN/m}$

On a:

$$q_u = (1.35G + 1.50Q) + R_A = 1.35 \times (2.25 + 2.06) + 1.5 \times 2.5 + 31.32 = 40.89 \text{ KN/m}$$

$$q_{\text{ser}} = (G_p + Q + G_{\text{mur}}) + R_A = 2.25 + 2.5 + 2.06 + 22.38 = 29.44 \text{ KN/m}$$

#### 3.1 Calcul des sollicitations (E.L.U):

-Le moment isostatique :

$$M_0 = \frac{q_u l^2}{8} = 40.89 \times \frac{(3.50)^2}{8} = 62.61 \text{ KN.m}$$

$$T = \frac{q_u l}{2} = \frac{40.89 \times 3.50}{2} = 71.56 \text{ KN}$$

$$M_t = 0.85 \cdot M_0 = 53.22 \text{ KN.m}$$

$$M_a = 0.4 \cdot M_0 = 25.04 \text{ KN.m}$$

#### 4. Calcul du ferrailage :

• **En travée :**

$$M_t = 53.22 \text{ KN.m} ; d = 0.9 \times h = 0.9 \times 30 = 27 \text{ cm} ; b = 30 \text{ cm}.$$

$$\mu = M_t / b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc} = 53.22 \times 10^3 / 30 \times (27)^2 \times 14.17 = 0.172.$$

$$\beta = 0.905 \Rightarrow A_s = M_t / \beta \cdot d \cdot \sigma_s = 53.22 \times 10^3 / 0.905 \times 27 \times 348 = 6.26 \text{ cm}^2.$$

-condition de non fragilité :

$$A_{\text{min}} = 0.23 b \cdot d \cdot f_{t28} / f_e = 0.23 \times 30 \times 27 \times 2,10 / 400 = 0.98 \text{ cm}^2 .$$

$$A_{\text{adopte}} = \max (A_s; A_{\text{min}}) = (6.26 ; 0.98) = 6.26 \text{ cm}^2.$$

On prend :  $A_{\text{choi}} = 6.79 \text{ cm}^2$  ; soit : **6T12**.

• **Sur appuis:**

$$M_a = 25.04 \text{ KN.m}$$

$$\mu = M_a / b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc} = 25.04 \times 10^3 / 30 \times (27)^2 \times 14.17 = 0.081$$

$$\beta = 0,9575 \Rightarrow A_s = 25.04 \times 10^3 / 0,9575 \cdot 27 \times 348 = 2.78 \text{ cm}^2.$$

-condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0.23b.d. f_{t28} / f_e = 0.23 \times 30 \times 27 \times 2,10 / 400 = 0.98 \text{ cm}^2.$$

$$A_{\text{adopt}} = \max(2.78 ; 0.98) = 2.78 \text{ cm}^2.$$

On prend :  $A_{\text{choi}} = 3.39 \text{ cm}^2$  ; soit : **3T12** ;

### Le Ferrailage:

caractéristique	h =30cm	b =30cm	d = 0.9h=27cm	$\sigma_s = 348\text{Mpa}$	Fe=400MPa
/	M(KN.m)	$\mu$	$\beta$	$A_{CAL} (\text{cm}^2)$	$A_{\text{adopté}}$
En travée	53.22	0.172	0.905	6.26	$A_S = 6.79\text{cm}^2$ soit 6T12
En appui	25.04	0.081	0.9575	2.78	$A_S = 3.39$ soit 3T12

**Tableau IV.5 :** Tableau du ferrailage de poutre palière

### 5. Vérification des contraintes à l'E.L.S :

#### -Le moment isostatique :

$$M_0 = \frac{q_u l^2}{8} = 29.44 \times \frac{(3.50)^2}{8} = 45.08 \text{ KN.m}$$

$$T = \frac{q_u l}{2} = \frac{29.44 \times 3.50}{2} = 51.52 \text{ KN}$$

#### • En travée :

$$M_{\text{tser}} = 0.85 M_{\text{oser}} = 0.85 \times 45.08 = 38.32 \text{ KN.m} ; A_S = 6.79 \text{ cm}^2$$

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

$$\frac{b}{2} y^2 + 15A_s' (y - d) - 15A_s (d - y) = 0;$$

$$15y^2 + 101.85y - 2749.95 = 0 \Rightarrow y = 10.56 \text{ cm} ;$$

#### -Moment d'inertie :

$$I_x = \frac{by_1^3}{3} + 15A_s' (Y_1 - d')^2 + 15A_s (d - y)^2 = \frac{30(10.56)^3}{3} + 15 \times 6.79 (27 - 10.56)^2$$

$$I_x = 39303.20 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = K.y_1 \quad \text{avec : } K = \frac{M_{\text{ser}}}{I_x} = \frac{38.32 \times 10^2}{39303.20} = 0.0975 \text{ N/mm}^3$$

$$\sigma_{bc} = 0.0975 \times 105.6 = 10.30 \text{ MPa}$$



$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 10.32 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots (\text{Condition vérifiée}) ;$$

- **Sur appuis:**

$$M_{\text{aser}} = 0.4 M_{\text{oser}} = 0.4 \times 45.08 = 18.032 \text{ KN.m} ; A_s = 3.39 \text{ cm}^2.$$

- **position de l'axe neutre:**

$$y_1 = 8.02 \text{ cm} ;$$

- **Moment d'inertie :**

$$I_x = 23476.72 \text{ cm}^4.$$

$$K = \frac{18.032 \times 10^2}{23476.72} = 0.077 \text{ N/mm}^3 .$$

$$\sigma_{bc} = 0.077 \times 80.2 = 6.18 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 6.18 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots (\text{Condition vérifiée}).$$

## 6. Vérification de l'effort tranchant :

$$T = 51.52 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T}{b.d} = \frac{51.52 \times 10^3}{300 \times 270} = 0.64 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0.13 f_{c28}; 5 \text{ MPa}) = 3.25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.64 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.25 \text{ MPa} \dots\dots\dots (\text{Condition vérifiée}).$$

## 7. Les armatures transversales :

- **Diamètre :**

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \phi_L \right\}$$

$$\phi_t \leq 6 \text{ mm} ;$$

- **Espacement St:**

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

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

$$*\text{Zone nodale : } S_t \leq \min \{15 \text{ cm}, 10 \phi_L\} \Rightarrow S_t \leq 10 \text{ cm}.$$

$$*\text{Zone courante: } S_t \leq 15 \phi_L \Rightarrow S_t \leq 15 \text{ cm}.$$

• **La section d'armatures minimales:**

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot S_t} \geq \max \left\{ \frac{\tau_u}{2}, 0,4 \text{MPa} \right\} = \max \{0,32; 0,4\} = 0,4 \text{MPa}$$

$$\left( \frac{A_t}{S_t} \right)_{\min} \geq \frac{0,4 \times 30}{235} = 0,051 \text{cm} \dots \dots \dots (1)$$

• **Section d'armatures transversales:**

$$\frac{A_T \times f_e}{b \cdot S_t \cdot \gamma_s} \geq \frac{\tau_u - 0,3K \cdot f_{ij}^*}{0,9(\sin \alpha + \cos \alpha)}$$

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{(0,64 - 0,3 \cdot 1,2 \cdot 1) \cdot 30 \cdot 1,15}{0,9 \cdot 1,235} = 0,0016 \text{cm} \dots \dots \dots (2)$$

Avec:  $f_{t28}^* = \min \{ f_{t28} ; 3,3 \text{MPa} \}$  ;

$\alpha$  : Angle des armatures transversales  $90^\circ$ .

$\tau_u(h/2)$ : Contrainte tangentielle a l'abscisse (h/2).

**K**: Coefficient fonction du: -Type de sollicitation.

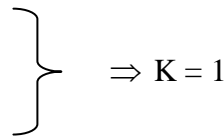
-Type de fissuration.

- Existence de reprise de bétonnage.

Dans notre cas, on a : - Flexion simple

-Fissuration peu préjudiciable

-Pas de reprise de bétonnage



$\Rightarrow K = 1$

On adopte  $\left( \frac{A_t}{S_t} \right) = \max \left\{ \left( \frac{A_t}{S_t} \right)_{cal} ; \left( \frac{A_t}{S_t} \right)_{\min} \right\} = 0,051 \text{cm}$ .

On fixe:  $S_t = 15 \text{cm}$ .

D'où :  $A_t \geq 0,765 \text{cm}^2$ .

On prend :  $A_{choi} = 1,13 \text{cm}^2$ , soit : **4  $\phi 6$** .

• **Ancrage des armatures tendues:**

$$\tau_s = 0,6 \cdot \psi^2 \cdot f_{ij} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{MPa}$$

La longueur de scellement droit  $l_s$ :

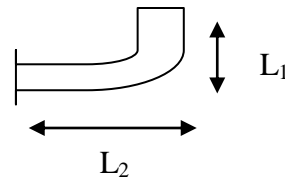
$$l_s = \frac{\emptyset \cdot f_e}{4 \cdot \tau_s} = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42,33 \text{cm}$$

On prévoit une courbe égale à:

$$r = 5 \cdot \phi = 5 \times 1,20 = 6 \text{ cm}$$

$$L_2 = d - \left( c + \frac{\phi}{2} + r \right) = 27 - (3 + 0,6 + 6) = 17,4 \text{ cm}$$

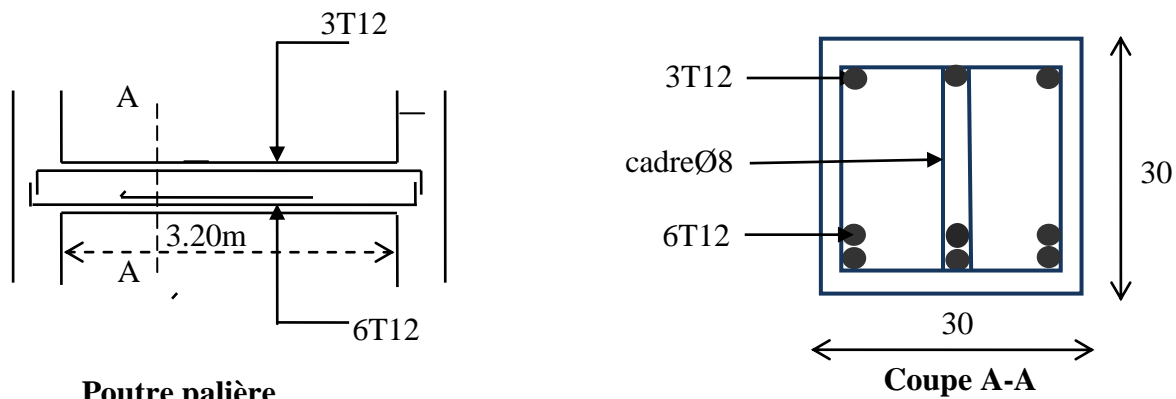
$$L_1 = \frac{L_s - 2,19r - L_2}{1,87} = \frac{42,33 - 2,19 \times 6 - 17,4}{1,87} = 6,30 \text{ cm}$$



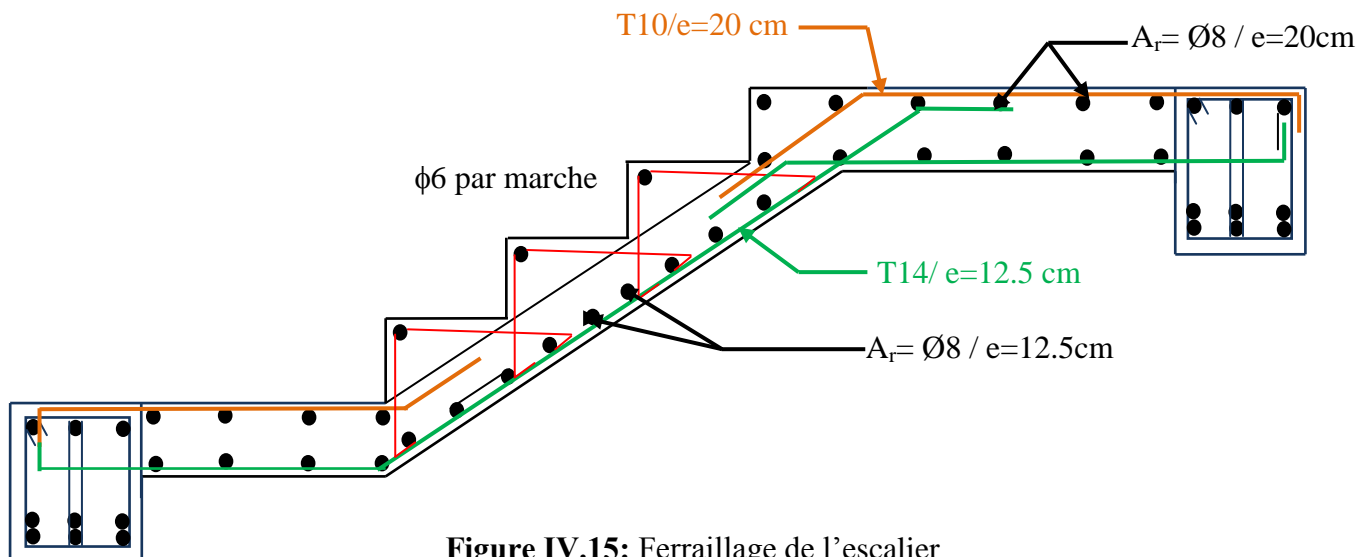
**8. Vérification de la flèche:**

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{30}{350} = 0,086 \text{ cm} > \frac{1}{16} = 0,0625 \text{ cm} \dots\dots\dots (\text{condition vérifiée}); \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_{t_{ser}}}{15 \cdot M_{0_{ser}}} \Rightarrow \frac{30}{350} = 0,086 \text{ cm} > \frac{38,32}{15 \times 45,08} = 0,056 \text{ cm} \dots\dots\dots (\text{condition vérifiée}); \\ \frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{3,39}{30 \times 27} = 0,004 < \frac{4,2}{400} = 0,0105 \dots\dots\dots (\text{condition vérifiée}); \end{array} \right.$$

Donc, le calcul de la flèche n'est pas nécessaire



**Figure IV.14:** Ferrailage de la poutre palière: (30x30) cm<sup>2</sup>



**Figure IV.15:** Ferrailage de l'escalier

## IV.4 L'ascenseur :

### IV.4.1 Introduction :

L'ascenseur est un appareil mécanique, servant à déplacer verticalement des personnes ou des chargements vers différents étages ou niveaux à l'intérieur d'un bâtiment. Il est prévu pour les structures de cinq étages et plus, dans les quelles l'utilisation des escaliers devient très fatigant.

Un ascenseur est constitué d'une cabine qui se déplace le long d'une glissière verticale dans une cage d'ascenseur, on doit bien sur lui associer les dispositifs mécaniques permettant de déplacer la cabine (le moteur électrique; le contre poids; les câbles).

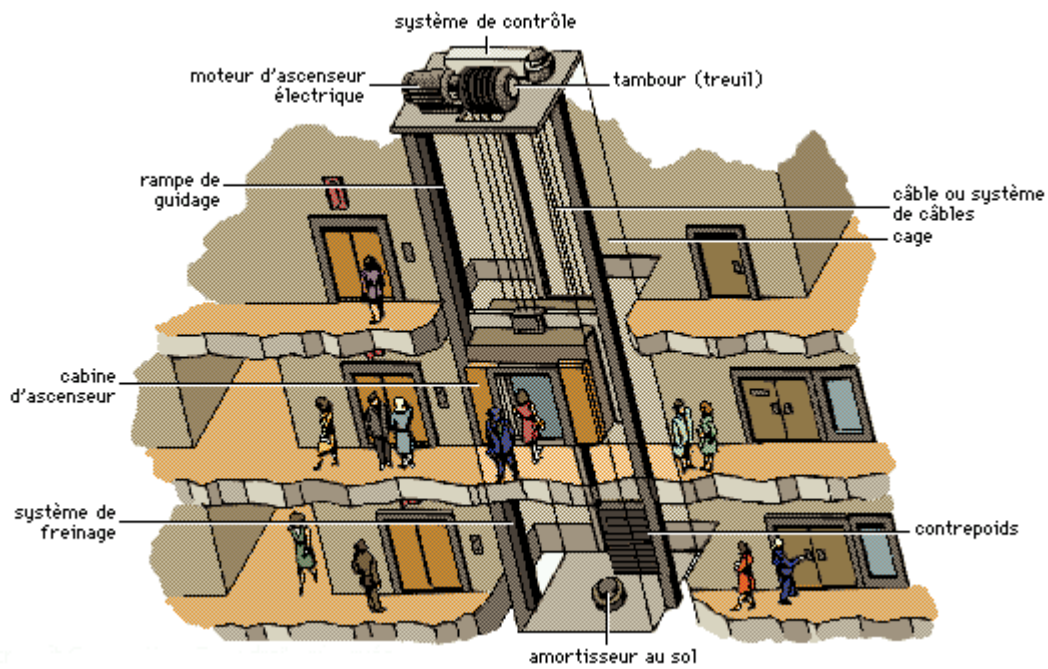


Figure IV.16: coupe longitudinale de la cage d'ascenseur

### IV.4.2 Etude de l'ascenseur :

L'ascenseur moderne est mécaniquement composé de trois constituants essentiels :

- le treuil de levage et sa poulie.
- la cabine ou la benne.
- le contre poids.

La cabine et le contre poids sont réunis aux extrémités d'une nappe de câbles d'acier qui portent dans les gorges de la poulie Le treuil soit :

- $P_m$  « poids mort » : poids de la cabine, étrier, accessoire, câbles.
- $Q$  : charge en cabine.
- $P_p$  : poids de contre poids tel que :  $P_p = P_m + \frac{Q}{2}$ .

Dans notre projet, l'ascenseur est spécialement aménagé en vue du transport des personnes.

D'après la norme (NFP82-201), la charge nominale est de 675 kg pour 9 personnes avec une surface utile de la cabine de 1,96 m<sup>2</sup> et une vitesse de 1.7m/s.

Ses dimensions selon (NFP82-22)

- **Les dimensions de l'ascenseur :**

Les caractéristiques	Les Dimensions en (m)
Largeur de la cabine	1.40
La longueur de la cabine	1.40
La hauteur	2.20
la largeur de passage libre	0.8
la hauteur de passage libre	2.00
la hauteur de la course	30.6

**Tableau IV.6 :** Tableau des dimensions d'ascenseur

-La surface latérale  $S = (2 \times 1.40 + 1.40) \times 2.20 = 9.24 \text{ m}^2$ .

- **Dimensionnement de la dalle supportant le moteur:**

La dalle supportant l'ascenseur est en béton armé elle est semi encastrée dans le mur voile, et à une épaisseur de 20 cm, ses dimensions sont (1.40 x 1.40) cm<sup>2</sup>

Selon le BAEL91, on a:

$$\frac{h}{l_x} \geq \frac{1}{30}$$

$$h \geq \frac{200}{30} \approx 6.67 \text{ cm}$$

L'épaisseur minimale pour une dalle pleine est de 12cm selon le RPA ; donc on prend une épaisseur de 15 cm.

-L'épaisseur de la dalle qui supporte le moteur :  $h_0 = 16 \text{ cm}$  ;

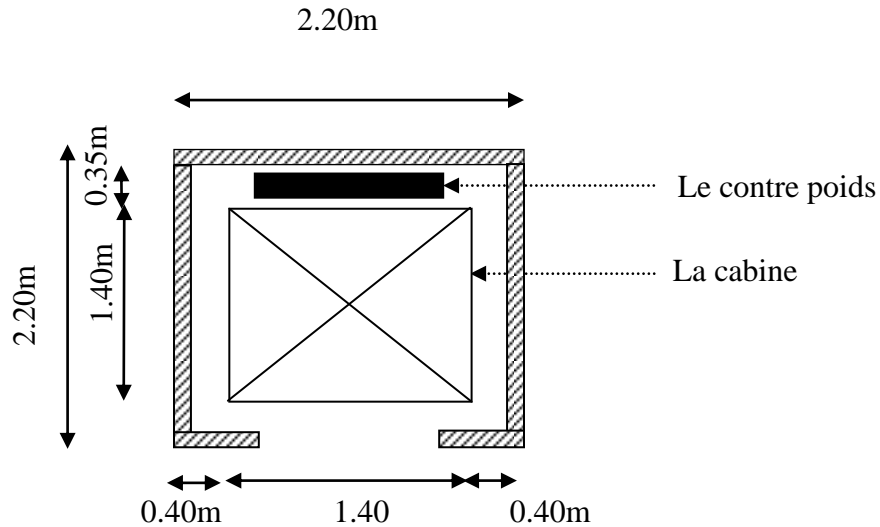


Figure IV.17: Vue en plan d'ascenseur

- **Calcul du poids mort :**

Soit (S) la surface des parois de la cabine.

-La masse de la surface totale des cotés augmentée de 10%=11.5 Kg/m<sup>2</sup> :

$$M_1 = 11.50 \times 1.40 \times 9.24 \Rightarrow M_1 = 148.76 \text{ Kg} = 14.88 \text{ KN.}$$

-Poids du plancher=110 Kg/m<sup>2</sup> :

$$M_2 = 2.00 \times 2.20 \times 110 \Rightarrow M_2 = 484 \text{ Kg} = 48.4 \text{ KN.}$$

-La masse du tois=20 Kg/m<sup>2</sup> :

$$M_3 = 2.00 \times 2.20 \times 20 \Rightarrow M_3 = 88 \text{ Kg} = 8.8 \text{ KN.}$$

-La masse de l'acarde : partie fixe de 60+80 Kg/m de largeur de la cabine :

$$M_4 = 60 + (80 \times 1.40) \Rightarrow M_4 = 172 \text{ Kg} = 17.2 \text{ KN.}$$

-La masse de la parachute à prise amortie :

$$M_5 = 40 \text{ Kg} = 4 \text{ KN.}$$

-La masse des accessoires :

$$M_6 = 80 \text{ Kg} = 8 \text{ KN.}$$

-La masse des poulies de moufflage=30 Kg environ par poulie :

$$M_7 = 2 \times 30 \Rightarrow M_7 = 60 \text{ Kg} = 6 \text{ KN.}$$

-La masse de la porte de la cabine : partie fixe de 80 Kg+25 Kg/m<sup>2</sup> de la surface de la porte :

$$M_8 = 80 + (25 \times 0.2 \times 0.8) \Rightarrow M_8 = 120 \text{ Kg} = 1.2 \text{ KN.}$$

Donc le poids mort :  $P_m = \sum M_i \Rightarrow P_m = 1192.76 \text{ Kg} = 119.276 \text{ KN.}$

$$\text{-le contre poids : } P_p = P_m + \frac{Q}{2} = 1192,8 + \frac{675}{2} = 1530,3 \text{ kg}$$

- **Calcul de la charge de rupture :**

Selon (NFP-82-202), la valeur minimale du coefficient de sécurité  $C_s=12$ , le rapport  $\frac{D}{d}$  entre le diamètre de la poulie « **D** » et le diamètre nominal du câble « **d** » d'au moins de **40** quelque soit le nombre des trous.

Le diamètre « **D** » est varié entre **400** et **800mm** ; on prend **D=550mm**.

$$\text{Donc : } \frac{D}{d} = 45 \Rightarrow d = \frac{D}{45} = \frac{550}{45} \Rightarrow d = 12.22 \text{ mm.}$$

D'après le tableau donnant les caractéristiques des câbles, on prend : **d=12.22mm**

qui a une masse linéaire de **0.515**.

La charge de rupture :  $C_r = C_{rcab} \cdot n \cdot m$  ; (m=2 brins).

Et aussi cette charge :  $C_r = M \cdot C_s$ .

Avec  $C_s$  : coefficient de sécurité du câble.

$C_r$  : quotient de la charge de la rupture nominale de la nappe du câble.

$M$  : charge statique nominale portée par la nappe.

Avec :

$M$  : c'est la somme de la charge utile  $Q$  et le poids mort  $P_m$ .

$$M = Q + P_m + Mg.$$

$Mg$  : Poids du câble.

$$\text{D'où : } C_r = C_s \cdot M = C_s \cdot (Q + P) = (675 + 1192.76) \times 12 \Rightarrow C_r = \mathbf{22413.1 \text{ Kg.}}$$

Pour obtenir la charge de rupture nécessaire, il convient de faire intervenir le coefficient de câblage qui est égal à **0.85**.

$$C_r = \frac{22413.1}{0.85} \Rightarrow C_r = \mathbf{26368.4 \text{ Kg.}}$$

La charge de rupture pour «  $n$  » câble est :  $C_r = C_{rcab} \cdot n \cdot m$  ; (m=2 brins).

Avec :  $m$  : Type de moulage (2 brins, 3 brins, ...).

$n$  : Nombres des câbles.

Pour un câble de  $d=12.22$  m et  $m=2$  on a :  $C_{rcab} = \mathbf{8152 \text{ Kg.}}$

$$\text{D'où : le nombre des câbles : } n = \frac{C_r}{C_{rcab} \cdot m} = \frac{26368.4}{8152 \times 2} = 1.623 ; \text{ on prend : } \mathbf{n=2 \text{ câbles.}}$$

Le nombre des câbles doit être entier, et cela pour compenser les efforts de tension des câbles.

**-Le poids des câbles:**

$$M_g = m \times n \times L$$

m : la masse linéaire du câble  $m=0.515 \text{ Kg/m}$

L : longueur du câble = 30.6m

n : nombre des câbles = 2

$$M_g = m.n.L = 0.515 \times 2 \times 30.6 \Rightarrow M_g = 31.51 \text{ Kg} ;$$

- La masse de contre poids :

$$P_p = P_m + \frac{Q}{2} = 2357.6 + \frac{675}{2} \Rightarrow P_p = 1530.30 \text{ Kg} ;$$

$$M = Q + P_m + M_g = 675 + 1192.8 + 30.6 = 2173.8 \text{ Kg.}$$

**Vérification de  $C_r$  :**

$$C_r = C_{r(1 \text{ câble})} \times m \times n = 815.2 \times 2 \times 2 \times 0.85 = 27716.8 \text{ Kg}$$

$$C_r = C_s.M \rightarrow C_s = C_r/M = \frac{27716.8}{1905.62} = 14.54 > 12 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

**• Calcul de la charge permanente total G:**

$$G = P_m + P_p + P_{\text{treuil}} + M_g$$

Le poids de (treuil + le moteur) :  $P_{\text{treuil}} = 1200 \text{ kg}$

La charge permanente totale :  $G = 1192.8 + 1530.3 + 1200 + 31.05 = 3954.15 \text{ kg}$

- La charge d'exploitation :  $Q=675 \text{ Kg}$

**▪ La charge concentrée à l'E.L.U :**

$$Q_u = 1.35G + 1.5Q \Rightarrow Q_u = 6350.60 \text{ Kg} ;$$

**▪ La charge concentrée à l'E.L.S :**

$$Q_{\text{ser}} = G + Q \Rightarrow Q_{\text{ser}} = 4629.15 \text{ Kg} ;$$

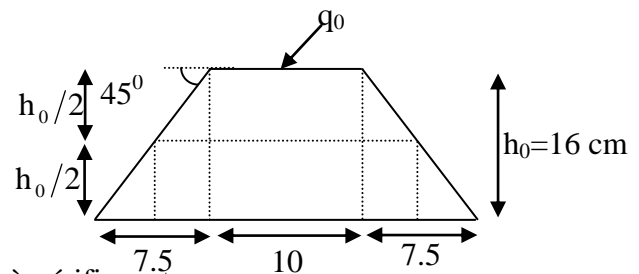
**Vérification de la dalle au poinçonnement :**

La dalle d'ascenseur risque le poinçonnement à cause de la force concentrée appliquée par l'un des quatre appuis du moteur.

Chaque appui prend  $\frac{1}{4}$  de la charge

$$\text{Donc : } q_u = \frac{Q_u}{4} = \frac{6350.60}{4} = 1587.65 \text{ Kg}$$

Selon le BAEL 91 la condition de non poinçonnement à vérifier est :





$$q_0 \leq 0.045 \mu_c \cdot h_0 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

$q_u$  : charge de calcul à l'E.L.U.

$h_0$  : Epaisseur totale de la dalle.

$u_c$  : Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

La charge concentrée  $q_0$  est appliquée sur un carré de (10 x10) cm<sup>2</sup>.

$$\mu_c = 2(U + V) ; h_0 = 16\text{cm}$$

$$\{ U = a + h_0 = 10 + 16 = 26\text{cm}$$

$$\{ V = b + h_0 = 10 + 16 = 26\text{cm}$$

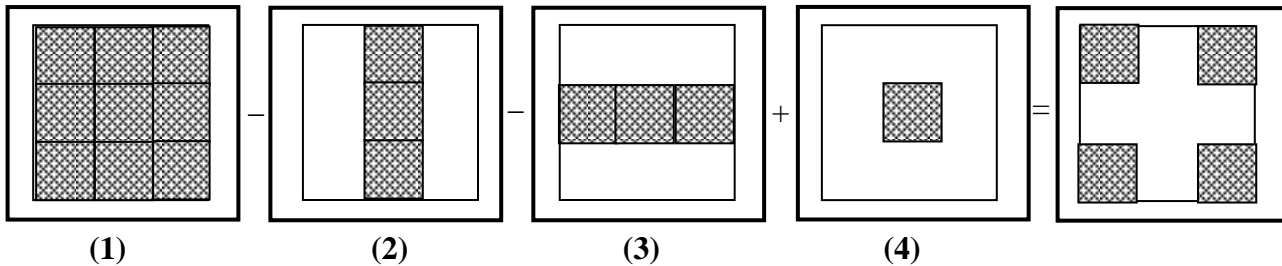
$$\mu_c = 2(26 + 26) = 104\text{cm}$$

$$\Rightarrow 0.045 \times 104 \times 16 \times \frac{25 \times 10}{1.5} = 12480\text{kg} > q_0 = 1587.65 \text{ kg}$$

Donc il n'ya pas de risque de poinçonnement.

### IV.4.3 Evaluation des moments :

▪ **Moments dus à la charge concentrée :**



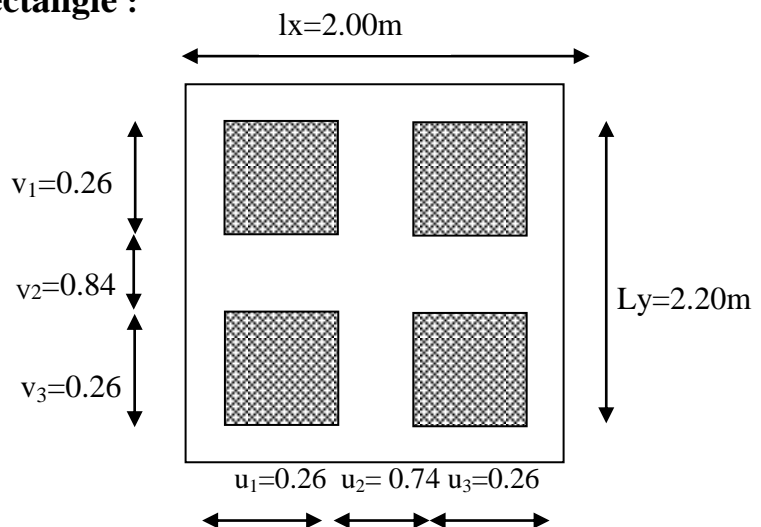
• **Dimensionnement de chaque rectangle :**

• Rectangle (1) :  $\begin{cases} U=1.26 \text{ m} \\ V=1.36\text{m} \end{cases}$

• Rectangle (2) :  $\begin{cases} U=0.74 \text{ m} \\ V=1.36\text{m} \end{cases}$

• Rectangle (3) :  $\begin{cases} U=1.26 \text{ m} \\ V=0.64\text{m} \end{cases}$

• Rectangle (4) :  $\begin{cases} U=0.74 \text{ m} \\ V=0.84\text{m} \end{cases}$



• **Les moments dans les deux directions :**

À L'E L S :

$$M_x = (M_1 + \nu M_2)P$$

$$M_y = (M_2 + \nu M_1)P$$

Avec  $\nu$  : coefficient de Poisson

À L'E L U ( $\nu = 0$ )

$$\left\{ \begin{array}{l} M_x = M_1 P \\ M_y = M_2 P \end{array} \right.$$

$$P = P' \cdot S$$

La charge surfacique appliquée sur le rectangle A (26x26)cm<sup>2</sup> est :

$$P' = \frac{q_u}{u \cdot v} = \frac{1587.65}{0.26 \cdot 0.26} = 23485.95 \text{ kg/m}^2$$

Les résultats des moments isostatiques des rectangles (1),(2),(3)et (4) sont résumés dans le tableau suivant: Lx=2.00m ; Ly=2.20m

Rectangle	$\frac{u}{L_x}$	$\frac{v}{L_y}$	M <sub>1</sub>	M <sub>2</sub>	Surface S (m <sup>2</sup> )	P' (Kg/m <sup>2</sup> )	P=P'.S (Kg)	M <sub>x</sub> (Kg.m)	M <sub>y</sub> (Kg.m)
1	0.63	0.62	0.078	0.062	1.71	23485.95	40160.96	3132.55	2489.97
2	0.37	0.62	0.106	0.079	1.006	23485.95	23626.86	2504.44	1866.52
3	0.63	0.38	0.093	0.081	1.06	23485.95	24895.10	2315.24	2016.50
4	0.37	0.38	0.129	0.110	0.62	23485.95	14561.28	1878.41	1601.74

**Tableau IV.7 :** Tableau récapitulatif des résultats obtenus

• **Les moments dues aux charges concentrées :**

$$M_{x1} = M_{x1} - M_{x2} - M_{x3} + M_{x4} = 192.28 \text{ Kg.m}$$

$$M_{y1} = M_{y1} - M_{y2} - M_{y3} + M_{y4} = 208.68 \text{ Kg.m}$$

• **Moments dues aux charges réparties (poids propre de la dalle):**

**Chargement :**

$$L_x = 2.00 \text{ m}$$

$$L_y = 2.20 \text{ m} \quad h_0 = 16 \text{ cm}$$

- poids propre :  $G = 0.16 \times 2500 = 400 \text{ kg/m}$

- charge d'exploitation :  $Q = 100 \text{ Kg /m}$

Charge ultime:  $qu=1.35G+1.5Q=690 \text{ kg/m}$

### Sollicitations :

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} = \frac{2}{2.2} = 0.9 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle travaille suivant les deux sens}$$

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x \cdot q_{\mu} \cdot l_x^2 \\ M_{y2} = \mu_y \cdot M_{x2} \end{cases}$$

$$\alpha = 0.9 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0456 \\ \mu_y = 0.7834 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{x2} = 125.86 \text{ kg.m/m} \\ M_{y2} = 98.60 \text{ kg.m/m} \end{cases}$$

### •Les moments appliqués à la dalle:

$$M_{0X} = M_{x1} + M_{x2} = 191.43 + 125.86 = 317.29 \text{ kg.m/m}$$

$$M_{0Y} = M_{y1} + M_{y2} = 208.88 + 98.60 = 307.48 \text{ kg.m/m}$$

### •Moments retenus :

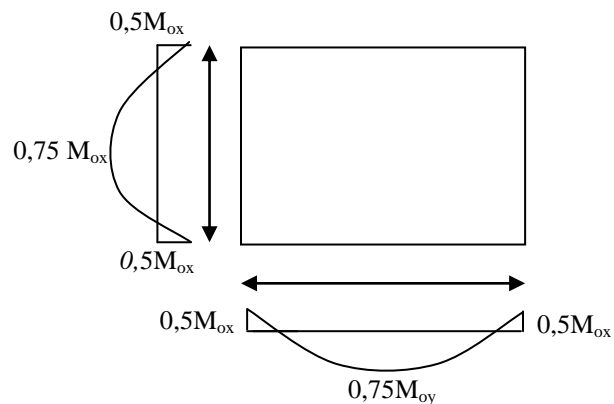
#### En travée:

$$M_{tx} = 0.75 \cdot M_{0X} = 237.97 \text{ kg.m/m.}$$

$$M_{ty} = 0.75 \cdot M_{0Y} = 230.61 \text{ kg.m/m.}$$

#### Sur appuis:

$$M_{ax} = M_{ay} = 0.5 \cdot M_{0X} = 158.645 \text{ kg.m/m.}$$



### IV.4.4 Calcul du ferrailage de la dalle:

Le ferrailage se fait sur une bande de (1m) de largeur

#### Données :

Largeur de la poutre  $b=100\text{cm}$ .

- Hauteur de la section  $h=16\text{cm}$
- Hauteur utile des aciers tendus  $d=0.9h=14.4 \text{ cm}$ . ou  $d= 16-2=14 \text{ cm}$  en prend  $d=14 \text{ cm}$
- Contrainte des aciers utilisés  $f_e=400 \text{ MPa}$ ,  $\sigma_s=348\text{MPa}$
- Contrainte du béton à 28 jours  $f_{c28}=25 \text{ MPa}$ ,  $f_{bc}=14.17\text{MPa}$ .
- Contrainte limite de traction du béton  $f_{t28}=2.1\text{MPa}$
- Fissuration peu préjudiciable

▪ **En travée :**

• **Sens  $L_x$  :**

Le moment ultime:  $M_{tx} = 237.97 \text{ kg.m} = 2379.7 \text{ N.m}$

Le moment réduit  $\mu_u$  :

$$\mu = \frac{M_{tx}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{2379.7}{100 \times (14.00)^2 \times 14.17} = 0.008 < \mu_1 = 0.392 \rightarrow A' = 0.$$

$$\mu = 0.008 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0.996$$

La section d'acier ( $A_{s_x}$ ):  $A_{s_x} = \frac{M_{tx}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{2379.7}{0.996 \times 14.4 \times 348} = 0.48 \text{ cm}^2/\text{ml}$

• **Sens  $L_y$  :**

Le moment ultime:  $M_{tx} = 230.61 \text{ kg.m} = 2306.1 \text{ N.m}$

Le moment réduit  $\mu_u$  :

$$\mu = \frac{M_{tx}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{2306.1}{100 \times (14.00)^2 \times 14.17} = 0.008 < \mu_1 = 0.392 \rightarrow A' = 0.$$

$$\mu = 0.008 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0.996$$

La section d'acier ( $A_{s_x}$ ):  $A_{s_x} = \frac{M_{tx}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{2306.1}{0.996 \times 14.00 \times 348} = 0.46 \text{ cm}^2/\text{ml}$

• **Sur appui:**

Le moment ultime:  $M_{ax} = M_{ay} = 158.645 \text{ kg.m} = 1586.45 \text{ N.m}$

Le moment réduit  $\mu_u$  :

$$\mu = \frac{M_{tx}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{1586.45}{100 \times (14.00)^2 \times 14.17} = 0.005 < \mu_1 = 0.392 \rightarrow A' = 0.$$

$$\mu = 0.005 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0.9975$$

La section d'acier ( $A_{s_x}$ ):  $A_{s_x} = \frac{M_{tx}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{1586.45}{0.9975 \times 14.00 \times 348} = 0.32 \text{ cm}^2/\text{ml}$

**Section minimale des armatures:**

Puisque  $h_0 = 16 \text{ cm}$  ( $12 \text{ cm} \leq h_0 \leq 30 \text{ cm}$ )

On peut appliquée la formule suivante:

• **Sens  $L_y$  :**

$$A_{y \text{ min}} = 8 \cdot h_0 \text{ (m)} = 8 \cdot 0.16 = 1.28 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

$$\begin{cases} A_{t_y} = 0.46 \text{ cm}^2/\text{ml} < A_{y_{\min}} = 1.28 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow \text{on prend } A_{t_y} = A_{y_{\min}} = \mathbf{1.28 \text{ cm}^2/\text{ml}} \\ A_{a_y} = 0.32 \text{ cm}^2/\text{ml} < A_{y_{\min}} = 1.28 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow \text{on prend } A_{a_y} = A_{y_{\min}} = \mathbf{1.28 \text{ cm}^2/\text{ml}} \end{cases}$$

- **Sens Lx:**

$$A_{x_{\min}} = A_{y_{\min}} \left( \frac{3 - \alpha}{2} \right) = 1,28 \left( \frac{3 - 0.9}{2} \right) = 1.34 \text{ cm}^2 / \text{mL}$$

$$\begin{cases} A_{t_x} = 0.48 \text{ cm}^2/\text{ml} < A_{x_{\min}} = 1.34 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow \text{on prend } A_{t_x} = A_{x_{\min}} = \mathbf{1.34 \text{ cm}^2/\text{ml}} \\ A_{a_x} = 0.32 \text{ cm}^2/\text{ml} < A_{x_{\min}} = 1.34 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow \text{on prend } A_{a_x} = A_{x_{\min}} = \mathbf{1.34 \text{ cm}^2/\text{ml}} \end{cases}$$

### Choix des aciers:

Le diamètre:  $h_0 = 16 \text{ cm} = 160 \text{ mm}$

On à :  $\phi \leq \frac{h_0}{10} \Leftrightarrow \phi \leq 16 \text{ mm}.$

- **En travée:**

- **Sens Lx:**

$$\begin{cases} A_{t_x} = 1.34 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ St_x \leq \min(3h_0, 33 \text{ cm}) \\ St_x \leq 33 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \mathbf{4T10 \text{ p.m} = 3.14 \text{ cm}^2/\text{ml}} \\ \mathbf{St_x = 25 \text{ cm}} \end{cases}$$

- **Sens Ly:**

$$\begin{cases} A_{t_y} = 1.28 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ St_y \leq \min(4h_0, 45 \text{ cm}) \\ St_y \leq 45 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \mathbf{4T8 \text{ p.m} = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}} \\ \mathbf{St_y = 25 \text{ cm}} \end{cases}$$

- **Sur appuis (chapeaux):**

$$\begin{cases} A_a = 1.34 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ St \leq 33 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \mathbf{4T10 = 3.14 \text{ cm}^2/\text{ml}} \\ \mathbf{St = 25 \text{ cm}} \end{cases}$$

### Nécessité de disposer des armatures transversales :

1) La dalle est bétonnée sans reprise

2)  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

avec :  $\tau_u = \frac{V_{u \text{ tot}}}{b.d}$ ; et  $\bar{\tau} = \frac{10.h_0}{3} \cdot \min(0.13f_{c28}; 5 \text{ Mpa})$

$V_{u \text{ tot}} = \begin{cases} V_x + V_v & \text{Sens Lx} \end{cases}$

$V_{u \text{ tot}} = \begin{cases} V_y + V_u & \text{Sens Ly} \end{cases}$

**On calcule  $V_x$  et  $V_y$ :( efforts tranchants dus aux charges réparties):**

$$\alpha > 0,4 \Rightarrow \begin{cases} V_x = q_u \frac{L_x}{2} \frac{1}{1 + \frac{\alpha}{2}} & ; V_x > V_y \\ V_y = q_u \frac{L_x}{3} \end{cases}$$

Charge ultime de la dalle:  $qu=1.35G+1.5Q=690 \text{ kg/m} = 6900 \text{ N/m}$

$$V_x = 6900 \frac{2}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{0,9}{2}} = 4761 \text{ N} + 4.76 \text{ KN}$$

Donc :

$$V_y = \frac{6900 \cdot 2}{3} = 4600 \text{ N} = 4.6 \text{ KN} < V_x$$

**On calcule  $V_v$  et  $V_u$  (efforts tranchants dus aux charges localisées):**

$$V_v = \frac{p_u}{2u + v} = \frac{1589.69}{2 \cdot 0.26 + 0.26} = 20.38 \text{ KN}$$

$$(V_v = \frac{p_u}{3 \cdot u} \leq V_u) \Leftrightarrow \frac{1589.69}{3 \cdot 0.26} = 20.38 \text{ KN}$$

Comme ( $u=v=26 \text{ cm}$ )  $\Rightarrow V_u=V_v=20.38 \text{ KN}$

**Donc l'effort total  $V_{\text{tot}}$  :**

- **Sens  $L_x$  :**  $V_{\text{tot}}=V_x+V_v = 4.761+20.38 = 25.14 \text{ KN}$
- **Sens  $L_y$  :**  $V_{\text{tot}}=V_y+V_u = 4.6 + 20.38 = 24.98 \text{ KN}$

D'où:  $V_{\text{tot}}=\max (V_{\text{tot}x}, V_{\text{tot}y})$

$$V_{\text{tot}}=25.14 \text{ KN}$$

Donc:

$$\tau_u = \frac{V_{\text{tot}}}{b \cdot d} = \frac{25.14 \cdot 10^3}{1000 \cdot 144} = 0.174 \text{ MPa.}$$

$15 \text{ cm} < h_0 = 16 \text{ cm} < 30 \text{ cm}$  on vérifiée que :

$$\tau_u < \bar{\tau}_{\text{ulim}} = \frac{10 \cdot h_0}{3} \cdot \min(0.13 f_{c28}; 5 \text{ MPa})$$

$$\tau_u = 0.174 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{\text{ulim}} = \frac{10 \cdot 0.16}{3} \cdot \min(0.13 \cdot 25; 5 \text{ MPa}) = 1.73 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

### IV.4.5 Les vérifications à L'E.L.S :

#### Calcul des sollicitations à L'E.L.S :

##### a) charge localisée:

$$M_{0x} = (M_1 + v M_2) p'_{ser}$$

$$M_{0y} = (M_2 + v M_1) p'_{ser} \text{ Avec: } v = 0.2(\text{E.L.S})$$

$$P'_{ser} = q_{ser} \cdot S' = \frac{P_{aser}}{u \cdot v} \cdot S'$$

$$q_{ser} = \frac{P_{aser}}{u \cdot v}; \quad P_{aser} = (G + Q) \cdot \frac{1}{4}$$

$$P_{aser} = (3960.18 + 675) \cdot 1/4 = 1158.80 \text{ kg}$$

$$\text{Donc: } q_{ser} = 1158.80 / (0.26)^2 = 17141.94 \text{ kg/m}^2$$

$$P'_{ser} = 17141.94 \cdot S'$$

Les résultats des moments isostatiques des rectangles (1),(2),(3)et (4) sont résumés dans le tableau suivant:

Rectangle	U/Lx	V/Ly	M <sub>1</sub>	M <sub>2</sub>	S'(m <sup>2</sup> )	P' <sub>ser</sub> =q <sub>ser</sub> ·S'	M <sub>0x</sub> (kg.m)	M <sub>0y</sub> (Kg.m)
1	0.63	0.62	0.078	0.062	1.71	29299.7	2648.7	2273.66
2	0.37	0.62	0.106	0.079	1.006	17237.12	2099.48	1727.16
3	0.63	0.38	0.093	0.081	1.06	18162.38	1983.33	1808.97
4	0.37	0.38	0.129	0.110	0.62	10623.3	1604.12	1442.64

**Tableau IV.8 :** Tableau récapitulatif des résultats obtenus

##### •Moment due aux charges localisées :

$$M_{0xc} = M_{0x1} - M_{0x2} - M_{0x3} + M_{0x4} = 170.01 \text{ kg.m/m}$$

$$M_{0yc} = M_{0y1} - M_{0y2} - M_{0y3} + M_{0y4} = 180.17 \text{ kg.m/m}$$

##### •Moment due aux charges réparties (E.L.S):

$$G = 0.16 \cdot 2500 = 400 \text{ Kg/m}^2; \quad ep = 16 \text{ cm}$$

$$Q = 100 \text{ kg/m}^2$$

$$Q_{ser} = 100 + 400 = 500 \text{ Kg/m}^2$$

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = 0.9 > 0.4 \rightarrow \text{la dalle travaille dans les deux sens}$$

$$\alpha = 0.9 \text{ (E.L.S)} \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0528 \\ \mu_y = 0.8502 \end{cases}$$

$$M_{oxr} = \mu_x \cdot q_{ser} \cdot L_x^2 = 0.0528 \cdot 500 \cdot 2^2 = 105.6 \text{ kg/m}$$

$$M_{oyr} = \mu_y \cdot M_{oxr} = 0.8502 \cdot 105.6 = 89.78 \text{ kg.m/m}$$

Les moments appliqués au centre de rectangle d'impact seront donc :

$$M_{0x} = M_{0xc} + M_{0xr} = 170.01 + 105.6 = 275.61 \text{ kg.m/m}$$

$$M_{0y} = M_{0yc} + M_{0yr} = 180.17 + 89.78 = 269.95 \text{ kg.m/m}$$

#### • Les moments en travées et en appuis :

$$M_{tx} = 0.75 M_{0x} = 206.71 \text{ kg.m}$$

$$M_{ty} = 0.75 M_{0y} = 202.46 \text{ kg.m}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = 0.50 M_{0x} = 137.81 \text{ kg.m}$$

### IV.4.6 vérification des contraintes dans le béton :

#### • Suivant $L_x$ :

##### ▪ En travée :

$$M_{tx} = 2067.1 \text{ N.m} ; A_t = 3.14 \text{ cm}^2/\text{mL} ; A' = 0$$

#### Position de l'axe neutre (y) :

$$Y = by^2/2 + nA_s'(y-d) - nA_s(d-y) = 0$$

On à :

$$A_s' = 0 ; \text{ et } n = 15$$

D'où :

$$50y^2 - 15 \cdot 3.14(14.4 - y) = 0$$

$$\text{Donc : } y = 3.24 \text{ cm}$$

#### Calcul du moment d'inertie:

$$I = by^3/3 + 15A_s(d-y)^2$$

$$I = 100 \cdot (3.24)^3/3 + 15 \cdot 3.14(14.4 - 3.24)^2$$

$$I = 6700 \text{ cm}^4$$



**La contrainte dans le béton  $\sigma_{bc}$  :**

$$\sigma_{bc} = K \cdot y = (M_{ser}/I) \cdot y$$

$$\sigma_{bc} = 2067.1 / 6700.3.24 = 0.999 = 1.00 \text{ MPa}$$

**La contrainte admissible du béton  $\bar{\sigma}_{bc}$  :**

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

Alors :

$$\sigma_{bc} = 1.00 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

Donc les armatures calculées à l'E.L.U conviennent.

- **sur appuis :**

$$M_{app} = 137.81 \text{ kg.m} \quad A_a = 3.14 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad , A' = 0.$$

**Position de l'axe neutre (y) :**

$$Y = 3.24 \text{ cm}$$

**Moment d'inertie (I):**

$$I = 6700 \text{ cm}^4$$

**La contrainte dans le béton  $\sigma_{bc}$  :**

$$\sigma_{bc} = K \cdot y = (M_{ser}/I) \cdot y$$

$$\sigma_{bc} = 1378.1 / 6700.3.24 = 0,67 \text{ MPa.}$$

**La contrainte admissible du béton  $\bar{\sigma}_{bc}$  :**

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

Alors :

$$\sigma_{bc} = 0.67 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

Donc les armatures calculées à l'E.L.U conviennent.

- **Suivant  $L_y$  :**

- **En travée :**

$$M_{t_y} = 202.46 \text{ kg.m} \quad ; A_t = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad ; A' = 0$$

**Position de l'axe neutre (y) :**

$$Y = by^2/2 + nA_s'(y-d) - nA_s(d-y) = 0$$

On à :

$$A_s' = 0 \quad ; \text{et } n = 15$$

D'où :

$$50y^2 - 15.2.01(14.4 - y) = 0$$

Donc :  $y = 2.66 \text{ cm}$

### Calcul du moment d'inertie:

$$I = by^3/3 + 15As (d-y)^2$$

$$I = 100. (2.66)^3/3 + 15.3.14 (14.4 - 2.66)^2$$

$I = 4782.87 \text{ cm}^4$

### La contrainte dans le béton $\sigma_{bc}$ :

$$\sigma_{bc} = K..y = (M_{ser}/I).y$$

$$\sigma_{bc} = 2024.6./4782.87.2.66 = 1.13 \text{ MPa}$$

### La contrainte admissible du béton $\bar{\sigma}_{bc}$ :

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

Alors :

$$\sigma_{bc} = 1.13 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

Donc les armatures calculées à l'E.L.U conviennent.

## IV.4.7 Disposition du ferrailage:

### Arrêt des barres :

C'est la longueur nécessaire pour assurer un ancrage total.

Fe400 ;  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ .

Donc :  $L_s = 40\Phi = 40.0.8 = 32 \text{ cm}$ .

\* Cas des charges uniformes.

Arrêt des armatures en travée et des chapeaux par moitié, les aciers traversant le contour et ancrés au de la de celui-ci.

### Arrêt des barres sur appuis :

$$L_1 = \max \left( L_s ; \frac{1}{4} \left( 0.3 + \frac{Ma}{M_{0x}} \right) L_x \right) = \max (32 \text{ cm} ; 40 \text{ cm}).$$

$L_1 = 40 \text{ cm}$ .

$$L_2 = \max (L_s, L_1/2) = \max (32 \text{ cm} ; 20 \text{ cm})$$

$L_2 = 32 \text{ cm}$ .

### Arrêt des barres en travée dans les deux sens :

Les aciers armant à la flexion la région centrale d'une dalle sont prolongés jusqu'aux appuis a raison d'un sur deux dans le cas contraire, les autres armatures sont arrêtées à une distance des appuis inférieurs au  $L_x / 10$  de la portée.

$$L_x / 10 = 200 / 10 = 20 \text{ cm}$$

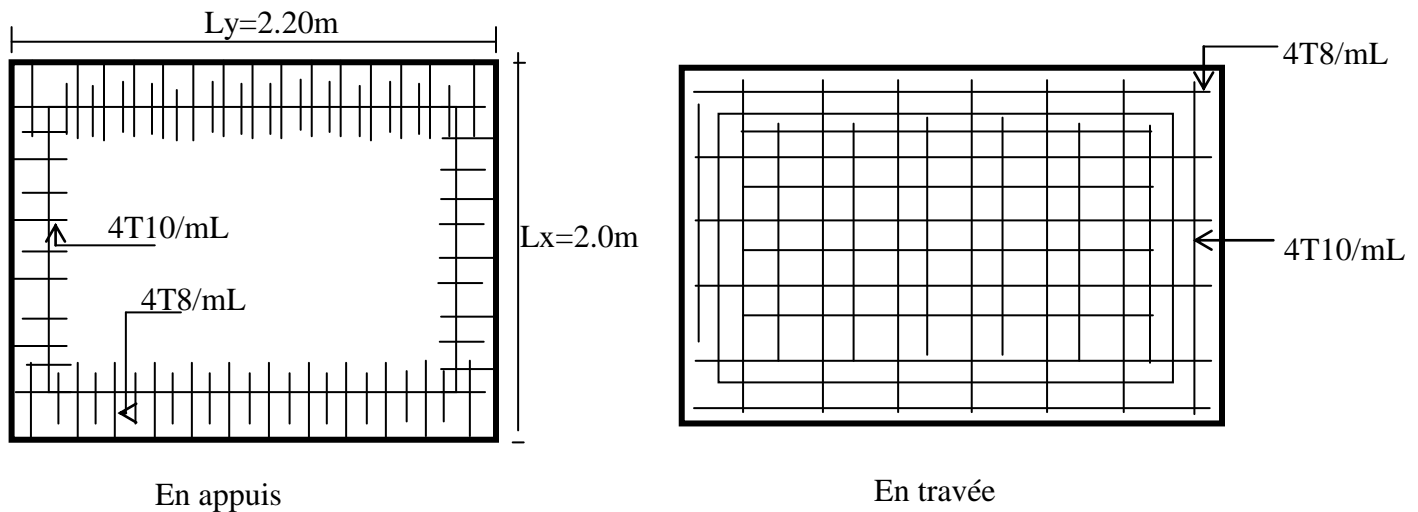
### Armatures finales :

Suivant  $L_x$  :  $A_t = 3.14 \text{ cm}^2 / \text{ml}$  soit 4T10 / mL avec  $S_t = 25 \text{ cm}$

$$A_a = 3.14 \text{ cm}^2 / \text{ml} \text{ soit } 4\text{T}10 / \text{mL} \text{ avec } S_t = 25 \text{ cm}$$

Suivant  $L_y$  :  $A_t = 2.01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$  soit 4T8 / mL avec  $S_t = 25 \text{ cm}$

$$A_a = 3.14 \text{ cm}^2 / \text{ml} \text{ soit } 4\text{T}10 / \text{mL} \text{ avec } S_t = 25 \text{ cm}$$



**Figure IV .18:** Ferrailage du panneau de dalle d'ascenseur

# *Chapitre V*

## **Etude sismique**

- Généralités et causes du séisme.
- Introduction.
- Calculs sismiques et méthodes de calcul.
- Evaluation des efforts sismiques.
- Calcul de la force sismique totale.

## V.1 Généralités :

Le mot séisme vient du grec seismos qui signifie "secousse" et parmi les catastrophes naturelles les plus fréquentes et les plus dévastatrices de la planète, Il provient de la fracturation des roches en profondeur. Cette fracturation est due à une grande accumulation d'énergie qui se libère, On parle également de tremblement de terre .Les séismes mettent en évidence l'activité interne de la planète terre. Souvent, un séisme se compose d'une ou de plusieurs secousses principales, brèves (quelques dizaines de secondes) suivies par d'autres secousses (répliques) au cours des heures et jours suivants.

La science qui étudie ces phénomènes est la sismologie (étudiée par des sismologues) et l'instrument d'étude principal est le sismographe.

Donc Il est nécessaire d'étudier le comportement ou bien la réponse de la structure sous l'action sismique pour garantir un degré de protection acceptable à la construction en cas de séisme et d'éviter au maximum les dégâts qui pourraient être provoqués par ce phénomène.

## V.2 Causes du séisme :

- Activités volcaniques (explosions, ascension des matières fondues).
- Actions de l'eau souterraine.
- Mouvements tectoniques (tension et rupture dans l'écorce causées par les mouvements des plaques).

## V.3 Introduction :

Il est nécessaire d'étudier le comportement ou bien la réponse de la structure sous l'action sismique pour garantir un degré de protection acceptable à la construction en cas de séisme ou tremblement de terre, et éviter au maximum les dégâts qui pourraient être provoqués par ce phénomène.

## V.4 Calculs sismiques et méthodes de calcul :

**C'est le calcul de la réponse sismique et la répartition des efforts dans les différents éléments de la structure.**

On distingue essentiellement deux méthodes d'analyse:

## V.5 Méthode statique équivalente :

### ▪Analyse statique équivalente :

Pour les bâtiments réguliers et moyennement réguliers, on peut simplifier les calculs en ne considérant que le premier mode de la structure (mode fondamental).

Le calcul statique a pour but de se substituer au calcul dynamique plus compliqué en ne s'intéressant qu'à produire des effets

Identiques.

### V.5.1 Condition d'application de la méthode statique équivalente :

Le bâtiment ou le bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation prescrites au chapitre III, paragraphe 3.5 (RPA99/Version 2003) avec une hauteur au plus égale à 65m en zones I et IIa et à 30m en zones IIb et III .

Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration régulière tout en respectant, outres les conditions de hauteur énoncées en a), les conditions complémentaires suivantes :

- Zone I : tous groupes
- Zone II a:
  - Groupe d'usage 3.
  - Groupes d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23 m.
  - Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.
  - Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.
- Zone IIb et III :
  - Groupes d'usage 3 et 2, si hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.
  - Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.
  - Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 08m.

### ▪Analyse modale spectrale :

La méthode modale spectrale est, sans doute, la méthode la plus utilisée pour l'analyse sismique des structures, Où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

Dans cette méthode, on recherche pour chaque mode de vibration le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul.

Ces effets vont être combinés par la suite suivant la combinaison la plus appropriée pour obtenir la réponse totale de la structure

Bien sûr, On utilise directement les spectres de dimensionnement puisque ce sont surtout les maximums des réponses qui intéressent le concepteur et non la variation temporelle. Elle permet de simplifier les calculs. On procède alors à une analyse modale en étudiant un certain nombre de modes propres de la structure.

### V.5.2 Evaluation des efforts sismiques :

Pour la détermination de la fonction du spectre de réponse, on utilise le programme «Spectre» qui permet de donner les valeurs du spectre de réponse en fonction des périodes.

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left[ 1 + \frac{T}{T_1} \left( 2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right] & \text{si } 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta(1.25A) \left( \frac{Q}{R} \right) & \text{si } T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(1.25A) \left( \frac{Q}{R} \right) \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & \text{si } T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ seconde} \\ 2.5\eta(1.25A) \left( \frac{T_2}{3.0} \right)^{2/3} \left( \frac{3}{T} \right)^{5/3} \left( \frac{Q}{R} \right) & \text{si } T > 3.0 \text{ seconde} \end{cases}$$

Avec:  $\frac{\delta_a}{g}$  : Spectre de réponse de calcul .

**A** : Coefficient d'accélération de zone.

**$\eta$**  : Facteur de correction d'amortissement (quand l'amortissement est différent de 5%)

$$\eta = \sqrt{7/2 + \xi} \geq 0.7$$

**$\xi$**  : Pourcentage d'amortissement critique.

**R** : Coefficient de comportement de la structure.

**T1, T2** : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site.

**T** : Période fondamentale de la structure.

**Q** : Facteur de qualité.

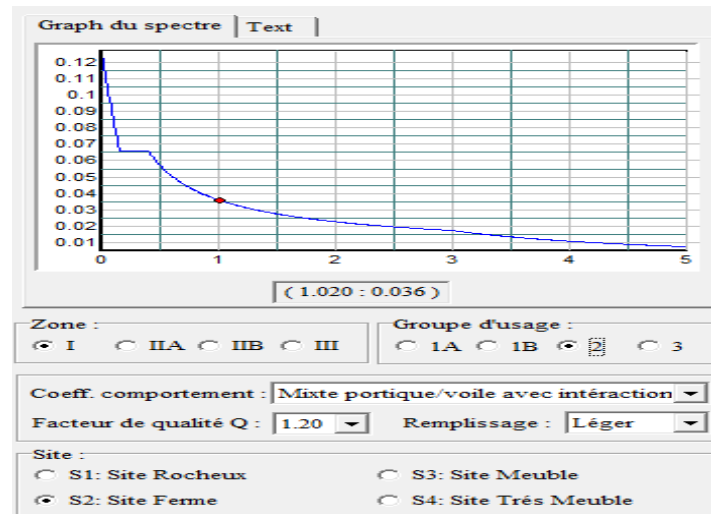


Figure V.1 : Spectre de réponse.

### V.5.3 Calcul de la force sismique totale :

D'après l'art 4.2.3 de RPA99/version 2003, la force sismique totale  $V$  qui s'applique à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} W .$$

$W$  : poids de la structure.

#### **A : coefficient d'accélération :**


Donné par le tableau des règles du R.P.A. en fonction de la zone sismique et du groupe d'usage.

	Zone			
Groupe	I	Ila	Ilb	III
1A	0.15	0.25	0.3	0.4
1B	0.12	0.2	0.25	0.3
2	0.10	0.15	0.2	0.25
3	0.07	0.1	0.14	0.18

Tableau V.1: Coefficient d'accélération de zone « A ».



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

- Zone sismique I  **A = 0.10** (coefficient d'accélération)
- Groupe d'usage 2
- **Le facteur d'amplification moyen D** : RPA99 (Formule 4-2).

$$D = \begin{cases} 2.5 \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \eta (T_2/T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3s. \\ 2.5 \eta (T_2/T)^{2/3} (3/T)^{5/3} & T \geq 3s. \end{cases}$$

$T_1$  et  $T_2$  : périodes caractéristiques, associée à la catégorie du site

Site	S <sub>1</sub>	S <sub>2</sub>	S <sub>3</sub>	S <sub>4</sub>
T <sub>1</sub>	0.15	0.15	0.15	0.15
T <sub>2</sub>	0.30	0.40	0.50	0.70

**Tableau V.2:** Valeurs de  $T_1$  et  $T_2$

On a Site 2 donc :

- $T_1 = 0.15$  sec.
- $T_2 = 0.4$  sec.

$\eta$ : Le facteur de correction d'amortissement «  $\eta$  » est donnée par la formule suivante :

$$\eta = \frac{\sqrt{7}}{2+\xi} \geq 0.7$$

$\xi$  : 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.3 :** Pourcentage d'amortissement critique.

- Portique en béton armé
  - Remplissage léger
- $$\left. \begin{array}{l} \bullet \text{Portique en béton armé} \\ \bullet \text{Remplissage léger} \end{array} \right\} \Rightarrow (\xi = 6\%)$$

Pour  $\xi = 6\%$   $\longrightarrow \eta = \sqrt{\frac{7}{2+6}} = 0.94 \geq 0.7.$

### **R : Coefficient de comportement de la structure :**

**R** : Coefficient de comportement global de la structure donnée par le tableau (4.3) dans le RPA99/V2003 est en fonction de type de contreventement utilisée, dans notre structure on a utilisé le contreventement mixte portiques/voiles avec interaction  $\Rightarrow \mathbf{R = 5}$ .

### **Q : Facteur de qualité :**

La valeur de Q est déterminée par la formule suivante :

$$Q = 1 + \sum_1^5 P_q$$

Pour avoir la valeur de  $P_q$  tout dépend des six critères de **Q** :

Critères de Q	$P_q$	
	observé	Non observé
1. Conditions minimales sur les files 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 qualité de matériaux	0	0.05
6. Contrôle de qualité de l'exécution	0	0.10

**Tableau V.4:** valeurs des pénalités  $P_q$ .

La valeur de Q est déterminée par la formule :

$$\mathbf{Q = 1 + \sum^5 P_q} \longrightarrow Q = 1 + (0 + 0 + 0.05 + 0.05 + 0 + 0.10) \longrightarrow \mathbf{Q = 1.20}$$

1

**T** : La période fondamentale est déterminée par la formule suivante:

$$T = C_T . h_N^{3/4} .$$

Avec :

**h<sub>N</sub>**: Hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

**C<sub>T</sub>** : Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage, et donné par le tableau suivant :

-Portiques auto stables en béton arme avec remplissage en maçonnerie : C<sub>T</sub>=0.005.

Cas n°	Système de contreventement	C <sub>T</sub>
1	Portiques auto stables en béton armé sans remplissage en maçonnerie	0.075
2	Portiques auto stables en acier sans remplissage en maçonnerie	0.085
3	Portiques auto stables en béton armé ou en acier avec remplissage en Maçonnerie	0.050
4	Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé, des palées triangulées et des murs en maçonnerie	0.050

**Tableau V.5** : Valeurs du coefficient C<sub>T</sub>

#### V.5.4 Calcul de poids total de la structure **W<sub>T</sub>**:

**W<sub>T</sub>** : est égal à la somme des poids W<sub>i</sub> calculés à chaque niveau (i)

$$W_T = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{Avec: } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi} .$$

Telque :

- **W<sub>Gi</sub>** : poids dû aux charges permanentes et à celles de la structure.
- **W<sub>Qi</sub>** : Poids du aux charges d'exploitation.

- $\beta$  : Coefficient de pondération, en fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné dans le tableau suivant :

Cas	Type d'ouvrage	$\beta$
1	Bâtiments d'habitation, bureaux ou assimilés	0,20
2	Bâtiments recevant du public temporairement : - Salles d'exposition, de sport, lieux de culte, salles de réunions avec places debout. - salles de classes, restaurants, dortoirs, salles de réunions avec places assises	0,30 0,40
3	Entrepôts, hangars	0,50
4	Archives, bibliothèques, réservoirs et ouvrages assimilés	1,00
5	Autres locaux non visés ci-dessus	0,60

**Tableau V.6 :** Valeurs du coefficient de pondération  $\beta$

### Détermination des poids ( $W_t$ ) de la structure :

#### Le niveau (01, 02, 03 et 4<sup>ème</sup> étage) :

La surface du plancher :  $S = 525.18m^2$ .

N°	Désignation de l'élément	Formule de calcul	Résultats
01	Plancher	$G \times S = 0.487 \times 525.18$	= 255.76 t
02	Poteaux	$N \times b \times h \times y_b \times h_t = 44 \times (0.45)^2 \times 2.5 \times (3.06)$	= 68.16t
03	Poutres principales	$b \times h \times y_b \times \sum L =$ $0.3 \times 0.45 \times 2.5 \times [(1.576 \times 16) + (4.85 \times 10) + (4.45 \times 10) + (0.975 \times 2) + (4.85 \times 6) + (5.35 \times 6)]$	= 61.21 t
04	Poutres secondaires	$b \times h \times y_b \times \sum L = 0.3 \times 0.35 \times 2.5 \times [(59.5) + (2.75 \times 3) + (3.25 \times 2) + (2.6 \times 3) + (3.6 \times 5) + (4.15 \times 2) + 1.7 + 1.1 + (3.05 \times 4)]$	= 45.94t
05	Les murs extérieurs	$0,7 \times G \times m \times h \times t \times \sum L = 0.7 \times 0.295 \times [(22.65 \times 2.61/2) + (27 \times 2.71/2) \times 2]$	= 54.64t
06	Les murs voiles	$e \times p \times L \times h \times y_b = 0.20 \times 26 \times 2.71 + 0.2 \times 2.5 \times 2.61 \times 26$	= 69.16t
07	Les escaliers	$V_v = [(0.12 \times 1.5 \times 2.4 \times 2.5) + 0,17 \times 0,3/2 \times 1.5 \times 2.5 \times 8] \times 2$ = 3.69	= 7.10t

		$V_{pr} = 0.14 \times 2.1 \times 3.05 \times 2.5 = 2.24$ $V_{pd} = 0.14 \times 1.10 \times 3.05 \times 2.5 = 1.17$	
08	Le pois G	$G = \sum G_i$	= 561.97 t
09	La surcharge P= Q x St	$(0.15 \times 617.51) + (0.25 \times 18.55)$	= 97.264t
10	Le poids Wt = G+βP	$561.97 + (0.2 \times 97.264)$	= 581.42t

$$W_1 = W_2 = W_3 = W_4 = W_5 = 581.42 \text{ t}$$

### Le niveau (05<sup>ème</sup> étage) :

La surface du plancher :  $S_{\text{étage}} = 395.80 \text{ m}^2$  ;  $S_{\text{terrasse}} = 129.38 \text{ m}^2$

N°	Désignation de l'élément	Formule de calcul	Résultats
01	Plancher	$G_E \times S_E + G_T \times S_T = 0.487 \times 395.80 \text{ m} + 0.533 \times 129.38$	= 261.71t
02	Poteaux	$N \times b \times h \times y_b \times h_t = 34 \times (0.4)^2 \times 2.5 \times 3.06 + (10 \times (0.45)^2 \times 2.5 \times 3.06 / 2)$	= 49.36t
03	Poutres principales	$b \times h \times y_b \times \sum L =$ $0.3 \times 0.45 \times 2.5 \times [(1.6 \times 12) + (4.9 \times 6) + (4.5 \times 7) + 1 + (4.90 \times 6) + (5.40 \times 6) + (1.575 \times 4) + (4.875 \times 4) + (4.45 \times 3) + 0.975]$	= 61.77t
04	Poutres secondaires	$b \times h \times y_b \times \sum L$ $= 0.3 \times 0.35 \times 2.5 \times [59.5 + (2.8 \times 3) + (3.3 \times 2) + (2.65 \times 3) + (3.65 \times 9) + (3.1 \times 4) + (4.2 \times 5) + 1.75 + 1.15 + 3.625 + (2.60 \times 3) + (3.25 \times 2) + (2.75 \times 3) + 1.725]$	= 47.12t
05	Les murs extérieurs	$0.7 \times G_m \times h \times t \times \sum L = 0.7 \times 0.295 \times [(22.77 \times 2.61) + (27.25 \times 2.71)] \times 2$	= 55.77t
06	Les murs voiles	$e_p \times L \times h \times y_b = (0.2 \times 23 \times 2.5 \times 2.71) + (0.2 \times 22 \times 2.5 \times 2.61)$	= 59.88 t
07	Les escaliers	$V_v = [(0.12 \times 1.5 \times 2.4 \times 2.5) + 0.17 \times 0.3 / 2 \times 1.2.5 \times 8] \times 2$ $= 3.69$ $V_{pr} = 0.14 \times 2.1 \times 3.05 \times 2.5 = 2.24$ $V_{pd} = 0.14 \times 1.10 \times 3.05 \times 2.5 = 1.17$	= 7.10 t
08	Acrotère	$G \times \sum L = 0.069 \times 34.35 \times 2.5$	= 5.92t
09	Le pois G	$G = \sum G_i$	= 548.63t
10	La surcharge P= Q x St	$(0.15 \times 462.94) + (0.25 \times 18.55) + (0.1 \times 154.58)$	= 68.50t
11	Le poids Wt = G+βP	$548.63 + (0.2 \times 68.50)$	= 562.33 t

$$W_5 = 562.33 \text{ t}$$

**Le niveau (06<sup>ème</sup> étage) :**La surface du plancher :  $S = 395.80 \text{ m}^2$ .

N°	Désignation de l'élément	Formule de calcul	Résultats
01	Plancher	$G \times S = 0.487 \times 395.80$	= 192.75t
02	Poteaux	$N \times b \times h \times y_b \times ht = 34 \times (0.4)^2 \times 2.5 \times (3.06)$	= 41.62t
03	Poutres principales	$b \times h \times y_b \times \sum L =$ $0.3 \times 0.45 \times 2.5 \times [(1.6 \times 11) + (4.9 \times 6) + (4.5 \times 7) + 1 + (4.6 \times 6) + (5.4 \times 6)]$	= 47.69t
04	Poutres secondaires	$b \times h \times y_b \times \sum L = 0.3 \times 0.35 \times 2.5 \times [(40.15) + (2.8 \times 3) + (3.3 \times 2) + (2.65 \times 3) + (3.6 \times 5 \times 9) + (3.1 \times 4) + (4.2 \times 5) + 1.75 + 1.15]$	= 34.72t
05	Les murs extérieurs	$0,7 \times G \times m \times h \times \sum L = 0.7 \times 0.295 \times [(45.80 \times 2.61) + (45.90 \times 2.71)]$	= 55.05t
06	Les murs voiles	$ep \times L \times h \times y_b = 0.20 \times 22 \times 2.5 \times 2.71 + 0.2 \times 2,5 \times 2,61 \times 21$	= 57.22t
07	Les escaliers	$V_v = [(0.12 \times 1.5 \times 2.4 \times 2.5) + 0,17 \times 0,3 / 2 \times 1.5 \times 2.5 \times 8] \times 2$ = 3.69 $V_{pr} = 0.14 \times 2.1 \times 3.05 \times 2.5 = 2.24$ $V_{pd} = 0.14 \times 1.10 \times 3.05 \times 2.5 = 1.17$	= 7.10t
08	Le poids G	$G = \sum G_i$	= 436.15t
09	La surcharge $P = Q \times S_t$	$(0.15 \times 492.94) + (0.25 \times 18.55)$	= 74.08t
10	Le poids $W_t = G + \beta P$	$436.15 + (0.2 \times 74.08)$	= 450.97t

$$W_6 = 450.97 \text{ t}$$

**Le niveau (7<sup>ème</sup> étage) :**La surface du plancher :  $S_{\text{étage}} = 297.26 \text{ m}^2$  ;  $S_{\text{terrasse}} = 94.94 \text{ m}^2$ 

N°	Désignation de l'élément	Formule de calcul	Résultats
01	Plancher	$G_E \times S_E + G_T \times S_T = 0.487 \times 297.26 \text{ m} + 0.533 \times 94.94$	= 195.37t
02	Poteaux	$N \times b \times h \times y_b \times ht = 28 \times (0.35)^2 \times 2.5 \times 3.06 + (5 \times (0.4)^2 \times 2.5 \times 3.06 / 2)$	= 29.30t
03	Poutres principales	$b \times h \times y_b \times \sum L =$ $0.3 \times 0.45 \times 2.5 \times [(1.625 \times 8) + (4.95 \times 6) + (4.55 \times 7) + (1.025 \times 2) + (4.95 \times 4) + (5.45 \times 3) + 5.1 + 4.925 + 5.425 + (1.6 \times 3) + (5.40 \times 2)]$	= 48.53t

04	Poutres secondaires	$b_x h x y_b \sum L$ $= 0.3 \times 0.35 \times 2.5 \times [29.35 + (2.8 \times 3) + (3.35 \times 3) + (3.70 \times 7) + (2.7 \times 3) + (3.15 \times 4) + (4.25 \times 3) + 8.65 + 3.675 + 3.65 + (4.20 \times 2)]$	= 34.56t
05	Les murs extérieurs	$0.7 \times G_{mxt} \sum L = 0.7 \times 0.295 \times [(46.3 \times 2.61) + (23.40 \times 2.71)] \times 2$	= 50.71t
06	Les murs voiles	$e_p \times L \times h \times y_b = (0.2 \times 22 \times 2.5 \times 2,71) + (0,2 \times 21 \times 2,5 \times 2,61)$	= 57.22t
07	Les escaliers	$V_v = [(0.12 \times 1.5 \times 2.4 \times 2.5) + 0,17 \times 0,3 / 2 \times 1.5 \times 2.5 \times 8] \times 2$ $= 3.69$ $V_{pr} = 0.14 \times 2.1 \times 3.05 \times 2.5 = 2.24$ $V_{pd} = 0.14 \times 1.10 \times 3.05 \times 2.5 = 1.17$	= 7.10t
08	Acrotère	$G_x \sum L = 0.069 \times 26.35 \times 2.5$	= 4.55t
09	Le poids G	$G = \sum G_i$	= 427.34t
10	La surcharge P= Q x St	$(0.15 \times 351.35) + (0.25 \times 18.55) + (0.1 \times 111.585)$	= 68.50t
11	Le poids $W_t = G + \beta P$	$427.34 + (0.2 \times 68.50)$	= 441.04t

$$W_7 = 441.04t$$

### Le niveau (08<sup>ème</sup> étage) :

La surface du plancher :  $S = 297.26m^2$

N°	Désignation de l'élément	Formule de calcul	Résultats
01	Plancher	$G \times S = 0.487 \times 297.26$	= 144.77t
02	Poteaux	$N \times b \times h \times y_b \times h_t = 28 \times (0.35)^2 \times 2.5 \times (3.06)$	= 26.24t
03	Poutres principales	$b_x h x y_b \sum L =$ $0.3 \times 0.45 \times 2.5 \times [(1.625 \times 8) + (4.95 \times 6) + (4.55 \times 7) + (1.025 \times 2) + (4.95 \times 4) + (5.45 \times 3) + 2.625]$	= 38.94t
04	Poutres secondaires	$b_x h x y_b \sum L = 0.3 \times 0.35 \times 2.5 \times [(29.35) + (2.85 \times 3) + (3.35 \times 3) + (2.7 \times 3) + (3.70 \times 7) + (3.15 \times 4) + (4.25 \times 3)]$	= 28.17t
05	Les murs extérieurs	$0,7 \times G_{mxt} \sum L = 0.7 \times 0.295 \times [(46.30 \times 2.61) + (46.70 \times 2.71)]$	= 51.09t
06	Les murs voiles	$e_p \times L \times h \times y_b = (0.2 \times 17 \times 2.5 \times 2,71) + (0,2 \times 16 \times 2,5 \times 2,61)$	= 43.92t
07	Les escaliers	$V_v = [(0.12 \times 1.5 \times 2.4 \times 2.5) + 0,17 \times 0,3 / 2 \times 1.5 \times 2.5 \times 8] \times 2$ $= 3.69$ $V_{pr} = 0.14 \times 2.1 \times 3.05 \times 2.5 = 2.24$	= 7.10t

		$V_{pd} = 0.14 \times 1.10 \times 3.05 \times 2.5 = 1.17$	
08	Le pois G	$G = \sum G_i$	= 340.24t
09	La surcharge $P = Q \times St$	$(0.15 \times 351.35) + (0.25 \times 18.55)$	= 57.34t
10	Le poids $W_t = G + \beta P$	$340.24 + (0.2 \times 57.34)$	= 351.70t

$$W_8 = 351.70t$$

### Le niveau (9<sup>ème</sup> étage) :

La surface du plancher :  $S_{\text{étage}} = 176.66m^2$  ;  $S_{\text{terrasse}} = 120.6 m^2$

N°	Désignation de l'élément	Formule de calcul	Résultats
01	Plancher	$G_E \times S_E + G_T \times S_T = 0.487 \times 176.66m + 0.533 \times 120.6$	= 150.31t
02	Poteaux	$N \times b \times h \times y_b \times ht = 20 \times (0.3)^2 \times 2.5 \times 3.06 + (8 \times (0.35)^2 \times 2.5 \times 3.06 / 2)$	= 17.52t
03	Poutres principales	$b \times h \times y_b \times \sum L =$ $0.3 \times 0.45 \times 2.5 \times [(1.65 \times 5) + (5 \times 6) + (4.6 \times 7) + (1.05 \times 2) + (4.95) + (4.975 \times 3) + (5.45 \times 3) + (1.625 \times 3) + 2.625]$	= 39.24t
04	Poutres secondaires	$b \times h \times y_b \times \sum L$ $= 0.3 \times 0.35 \times 2.5 \times [29.35 + (2.9 \times 3) + (3.40 \times 3) + (2.75 \times 3) + (3.75 \times 5) + (3.20 \times 3) + 3.15 + (3.7 \times 2) + 3.675 + (4.25 \times 3)]$	= 28.39t
05	Les murs extérieurs	$0.7 \times G_m \times ht \times \sum L = 0.7 \times 0.295 \times [(46.3 \times 2.61) + (23.40 \times 2.71)] \times 2$	= 52.77t
06	Les murs voiles	$ep \times L \times h \times y_b = (0.2 \times 16 \times 2.5 \times 2,71) + (0,2 \times 17 \times 2,5 \times 2,61)$	= 43.92t
07	Les escaliers	$V_v = [(0.12 \times 1.5 \times 2.4 \times 2.5) + 0.17 \times 0,3 / 2 \times 1.5 \times 2.5 \times 8] \times 2$ $= 3.69$ $V_{pr} = 0.14 \times 2.1 \times 3.05 \times 2.5 = 2.24$ $V_{pd} = 0.14 \times 1.10 \times 3.05 \times 2.5 = 1.17$ $V_{\text{escalier}} / 2$	= 3.55 t
08	Acrotère	$G_x \sum L = 0.069 \times 42.55 \times 2.5$	= 7.34t
09	Le pois G	$G = \sum G_i$	= 343.04t
10	La surcharge $P = Q \times St$	$(0.15 \times 351.35) + (0.25 \times 18.55) + (0.1 \times 111.585)$	= 68.50t
11	Le poids $W_t = G + \beta P$	$343.04 + (0.2 \times 68.50)$	= 356.74t

$$W_9 = 356.74t$$



**Le niveau (terrasse) :**

La surface du plancher :  $S_t = 176.66\text{m}^2$ .

N°	Désignation de l'élément	Formule de calcul	Résultats
01	Plancher	$G_T \times S_T = 0.533 \times 176.66$	= 94.16t
02	Poteaux	$N \times b \times h \times y_b \times h_t = 20 \times (0.3)^2 \times 2.5 \times 3.06$	= 13.77t
03	Poutres principales	$b \times h \times y_b \times \sum L =$ $0.3 \times 0.45 \times 2.5 \times [(1.65 \times 5) + (5 \times 6) + (4.6 \times 7) + (1.05 \times 2)]$	= 24.49t
04	Poutres secondaires	$b \times h \times y_b \times \sum L$ $= 0.3 \times 0.35 \times 2.5 \times [17.20 + (2.9 \times 3) + (3.40 \times 3) + (2.75 \times 3) + (3.75 \times 5) + (3.20 \times 3)]$	= 19.08t
05	Les murs extérieurs	$0.7 \times G_m \times h \times \sum L = 0.7 \times 0.295 \times [(2.61 \times 12.3) + (2.71 \times 19.45)]$	= 17.51t
06	Les murs voiles	$e_p \times L \times h \times y_b = (0.2 \times 10 \times 2.5 \times 2,71) + (0,2 \times 9 \times 2,5 \times 2,61)$	= 25.245t
07	Les escaliers	$V_v = [(0.12 \times 1.5 \times 2.4 \times 2.5) + 0,17 \times 0,3 / 2 \times 1.5 \times 2.5 \times 8] \times 2$ $= 3.69$ $V_{pr} = 0.14 \times 2.1 \times 3.05 \times 2.5 = 2.24$ $V_{pd} = 0.14 \times 1.10 \times 3.05 \times 2.5 = 1.17$ $V_{escalier} / 2$	= 3.55 t
08	Acrotère	$G \times \sum L = 0.069 \times 69.5 \times 2.5$	= 11.99t
09	Le poids G	$G = \sum G_i$	= 209.80t
10	La surcharge P = Q x St	$(0.1 \times 208.87)$	= 20.89t
11	Le poids $W_t = G + \beta P$	$209.80 + (0.2 \times 20.89)$	= 213.97 t

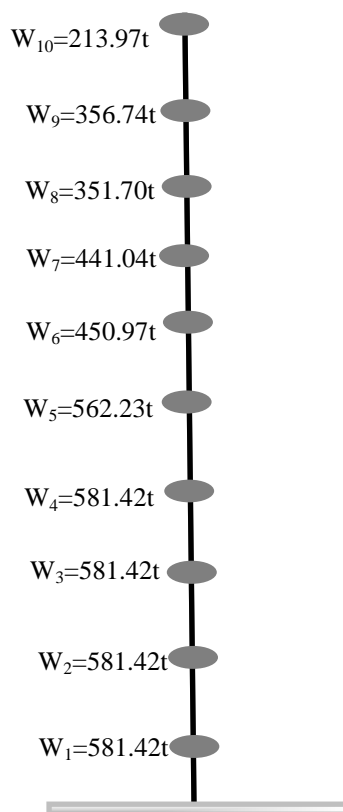
$$W_t = 213.97t$$

Le tableau suivant résume le poids en (t) aux différents niveaux

Elément	Poids	Niv (1,2,3,4 <sup>ème</sup> étage)	Niv 5 <sup>ème</sup> étage	Niv 6 <sup>ème</sup> étage	Niv 7 <sup>ème</sup> étage	Niv 8 <sup>ème</sup> étage	Niv 9 <sup>ème</sup> étage	Terrasse
Acrotère	$Q \times \sum L$	-----	5.92	-----	4.55	-----	7.34	11.99
Plancher	$G \times S$	255.76	261.71	192.75	195.37	144.77	150.31	94.16
Poteaux	$N \times b \times h \times y_b \times ht$	68.16	49.36	41.62	29.30	26.24	17.52	13.77
Poutres principales	$b \times h \times y_b \times \sum L$	61.21	61.77	47.69	48.53	38.94	39.24	24.49
Poutres secondaires	$b \times h \times y_b \times \sum L$	45.94	47.12	34.72	34.56	28.17	28.390	.0319.08
Murs extérieurs	$0,7 \times G \times m \times ht \times \sum L$	54.64	55.04	55.05	50.71	51.09	52.77	35.03
Escaliers	$\sum V$	7.10	7.10	7.10	7.10	7.10	3.55	----
Les murs voile	$ep \times L \times h \times y_b$	69.16	59.88	57.22	57.22	43.92	43.92	25.245
Charge permanente	$G = \sum G_i$	561.97	548.63	436.15	427.34	340.24	43.92	209.80
Charge d'exploitation	$P = Q \times St$	97.264	89.04	74.08	58.50	57.34	343.04	20.89
Poids total	$G + \beta \cdot P$	581.42	562.23	450.97	441.04	351.70	356.74	213.97

**Tableau V.7** : le poids en (t) aux différents niveaux

Donc le poids total de la structure est :  $W_t = 2958.04 \text{ t}$



**Figure V.2** poids de chaque niveau

Donc le poids de bloc  $W_A = 1774.842\text{t}$  et  $W_B = 1183.228\text{t}$

**Bloc A :**

**Première variante :**

**Détermination des poids ( $W_t$ ) de la structure :** pour système mixte (portique et voile)

NB : On calcule la 1ère variante sans des voiles

D'après le logicielle Etabs : le poids total est :2631.14t.

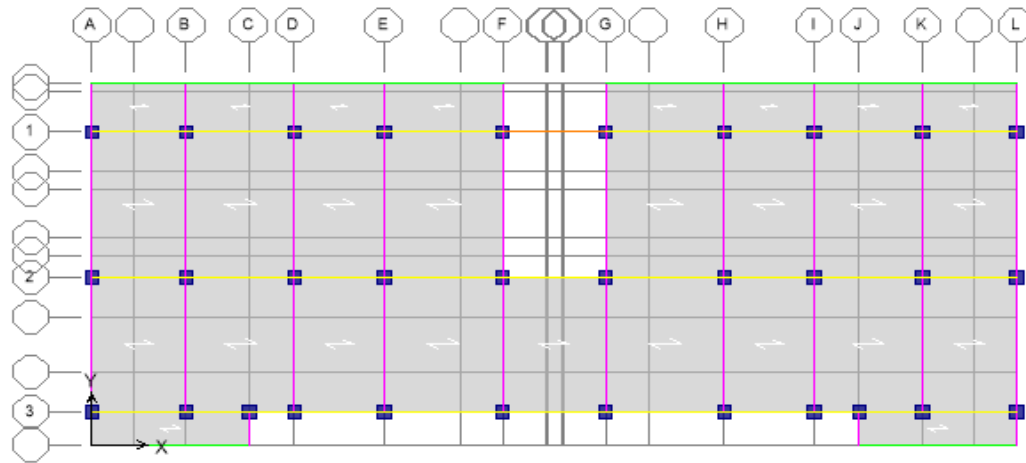


Figure V.3 : variante 1 bloc A

Story	Diaphragm	MassX	MassY	XCM	YCM	CumMassX	CumMassY
STORY1	D1	34.1316	34.1316	15.761	6.678	34.1316	34.1316
STORY2	D2	34.2117	34.2117	15.684	6.7	34.2117	34.2117
STORY3	D3	34.4473	34.4473	15.722	6.699	34.4473	34.4473
STORY4	D4	34.0866	34.0866	15.66	6.709	34.0866	34.0866
STORY5	D5	33.4716	33.4716	15.761	6.721	33.4716	33.4716
STORY6	D6	19.9608	19.9608	22.241	6.364	19.9608	19.9608
STORY7	D7	19.5041	19.5041	22.198	6.436	19.5041	19.5041
STORY8	D8	19.2604	19.2604	22.205	6.442	19.2604	19.2604
STORY9	D9	19.069	19.069	22.212	6.447	19.069	19.069
STORY10	D10	20.067	20.067	21.901	6.558	20.067	20.067

XCCM	YCCM	XCR	YCR
15.761	6.678	15.748	5.835
15.684	6.7	15.722	5.755
15.722	6.699	15.685	5.723
15.66	6.709	15.651	5.712
15.761	6.721	15.595	5.716
22.241	6.364	17.127	5.683
22.198	6.436	18.693	5.728
22.205	6.442	19.485	5.785
22.212	6.447	20.063	5.834
21.901	6.558	20.405	5.865

Tableau V.8 : Les masses et les centres de gravités et centre de torsion de la variante1 de bloc A

### Estimation de la période fondamentale de la structure :

**1er formule :**  $T = C_T \cdot h_N^{3/4}$  Ou :  $h_N = 30.60$  m.

$C_T = 0.05$  contreventement assuré partiellement par des voiles en béton armé.

Donc :  $T = 0.050 \cdot (30.60)^{3/4}$ .

$T_{x1} = 0.65$ sec et  $T_{y1} = 0.65$ sec.

$$T_{x2} = \frac{0.09 \times 30.60}{\sqrt{31.50}} = 0.49 \text{ sec.}$$

$$T_{y2} = \frac{0.09 \times 30.60}{\sqrt{13.20}} = 0.75 \text{ sec.}$$

Alors :  $T_x = \min(T_{x1}, T_{x2}) = \min(0.65 ; 0.49) = 0.49$  sec.

$T_y = \min(T_{y1}, T_{y2}) = \min(0.65 ; 0.75) = 0.65$  sec.

• **Facteur d'amplification moyen de sol :**

$$D_x = 2.5 (T_2/T_x)^{2/3} = 2.5 \times 0.94 \times (0.40/0.49)^{2/3} = 2.05.$$

$$D_y = 2.5 (T_2/T_y)^{2/3} = 2.5 \times 0.94 \times (0.40/0.65)^{2/3} = 1.70.$$

$$\text{Donc : } V_x = (A \cdot D_x \cdot Q / R)_{xw} = (0.1 \times 2.05 \times 1.20/5) \times 2631.14 = 129.45 \text{ t}$$

$$V_y = (A \cdot D_y \cdot Q / R) W = (0.1 \times 1.70 \times 1.20/5) \times 2631.15 = 107.35 \text{ t}$$

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 résultant des forces sismiques déterminées par la méthode statique équivalente.

Sens longitudinal :  $V_{dx} = 149.17 \text{ t} > 80\% V_{st} = 80\% \times 164.26 = 131.41 \text{ t}$ ...condition vérifiée.

Sens transversal :  $V_{dy} = 120.09 \text{ t} > 80\% V_{st} = 80\% \times 107.35 = 85.59 \text{ t}$ ....condition vérifiée

On doit vérifier aussi que la période dynamique  $T_{dyn}$  ne doit pas être supérieur à la majoration de 30% de période statique fondamentale «  $T$  »

### Sens longitudinal

$$T_{dyn} = 1.55 \text{ sec} < 1.3 T = 1.3 \times 0.48 = 0.624 \text{ sec} \dots\dots\dots \text{condition non vérifiée.}$$

### Sens transversal:

$$T_{dyn} = 1.55 \text{ sec} < 30\% \cdot T = 1.3 \times 0.54 = 0.8034 \text{ sec} \dots\dots\dots \text{condition non vérifiée.}$$

### 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 relatifs de la hauteur latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1,0% de l'étage.

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} \leq \delta_k \text{ avec } \delta_k = R \cdot \delta_{ek} ;$$

R : coefficient de comportement (R = 5 : coefficients de type de contreventement) .

$\delta_{ek}$  : Déplacement du aux forces sismiques  $F_i$  (y compris l'effort de torsion)

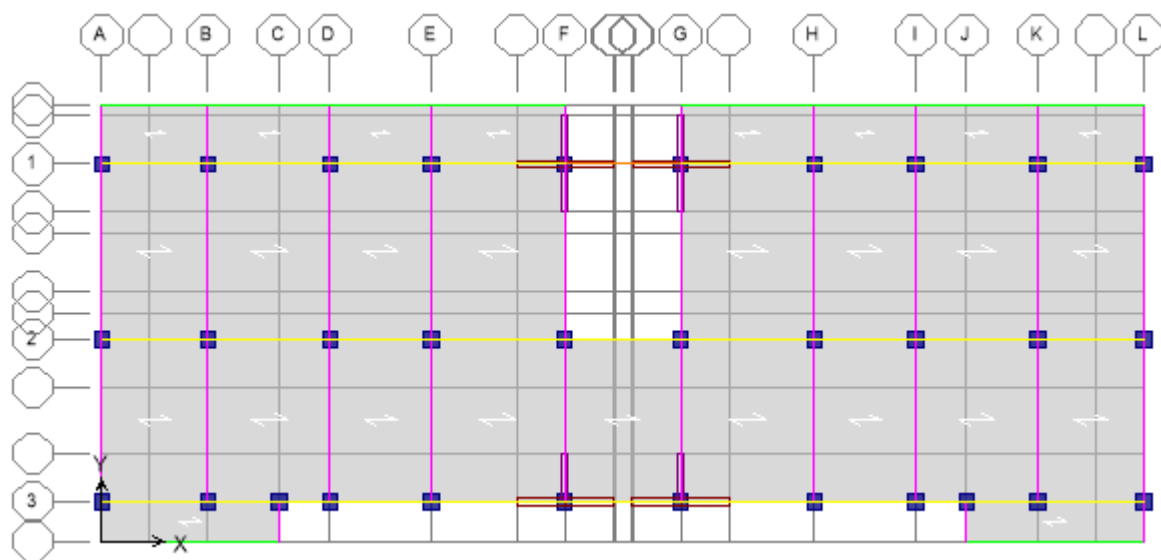
Les deux tableaux suivants résumant les déplacements relatifs aux différents niveaux dans les deux sens longitudinal et transversal.

niveau	Sens longitudinale			Sens transversale		
	$\delta_{ek}$	$\delta_k = R \cdot \delta_{ek}$	$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$	$\delta_{ek}$	$\delta_k = R \cdot \delta_{ek}$	$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$
<b>10</b>	0.25	1.25		0.25	1.25	
<b>09</b>	0.23	0.15	1.10	0.24	1.20	0.05
<b>08</b>	0.20	1.00	0.85	0.22	1.10	0.10
<b>07</b>	0.17	0.85	0.15	0.19	0.95	0.15
<b>06</b>	0.13	0.65	0.20	0.16	0.80	0.15
<b>05</b>	0.11	0.55	0.10	0.10	0.50	0.30
<b>04</b>	0.09	0.45	0.10	0.08	0.40	0.10
<b>03</b>	0.06	0.3	0.14	0.06	0.30	0.10
<b>02</b>	0.04	0.20	0.10	0.03	0.15	0.15
<b>01</b>	0.01	0.05	0.15	0.01	0.05	0.10

On remarque que tous les déplacements relatifs ne dépassent pas les 1.0% de la hauteur d'étage  $1.0\%h_e = 0.0306$  m sauf le 9ème niveau dans le sens longitudinale donc la condition n'est pas vérifiée

## Deuxième variante :

**Détermination des poids (Wt) de la structure** : pour système mixte (portique et voile)



**Figure V.4** : variante 2 bloc A

Story	Diaphragm	MassX	MassY	XCM	YCM	CumMassX	CumMassY
STORY1	D1	35.836	35.836	15.762	6.675	35.836	35.836
STORY2	D2	34.6838	34.6838	15.745	6.649	34.6838	34.6838
STORY3	D3	34.7984	34.7984	15.754	6.629	34.7984	34.7984
STORY4	D4	34.4493	34.4493	15.688	6.638	34.4493	34.4493
STORY5	D5	33.8339	33.8339	15.803	6.645	33.8339	33.8339
STORY6	D6	20.6584	20.6584	21.985	6.272	20.6584	20.6584
STORY7	D7	20.1935	20.1935	21.939	6.339	20.1935	20.1935
STORY8	D8	19.9504	19.9504	21.943	6.344	19.9504	19.9504
STORY9	D9	19.7531	19.7531	21.95	6.348	19.7531	19.7531
STORY10	D10	20.2422	20.2422	21.837	6.489	20.2422	20.2422

XCCM	YCCM	XCR	YCR
15.762	6.675	15.76	6.081
15.745	6.649	15.795	5.93
15.754	6.629	15.847	5.879
15.688	6.638	15.92	5.88
15.803	6.645	16.039	5.901
21.985	6.272	16.471	5.92
21.939	6.339	16.999	5.935
21.943	6.344	17.518	5.948
21.95	6.348	17.949	5.962
21.837	6.489	18.282	5.971

**Tableau V.9 :** Les masses et les centres de gravités et centre de torsion de la variante2 de bloc A

### Estimation de la période fondamentale de la structure :

**1er formule :**  $T = C_T \cdot h_N^{3/4}$  Ou :  $h_N = 30.60$  m.

$C_T = 0.05$  contreventement assuré partiellement par des voiles en béton armé.

Donc :  $T = 0.050 \cdot (30.60)^{3/4}$ .

$T_{x1} = 0.65$ sec et  $T_{y1} = 0.65$ sec.

$$T_{x2} = \frac{0.09 \times 30.60}{\sqrt{31.50}} = 0.49 \text{ sec.}$$

$$T_{y2} = \frac{0.09 \times 30.60}{\sqrt{13.20}} = 0.75 \text{ sec.}$$

Alors :  $T_x = \min(T_{x1}, T_{x2}) = \min(0.65 ; 0.49) = 0.49$  sec.

$T_y = \min(T_{y1}, T_{y2}) = \min(0.65 ; 0.75) = 0.65$  sec.

#### •Facteur d'amplification moyen de sol :

$$D_x = 2.5 (T_2/T_x)^{2/3} = 2.5 \times 0.94 \times (0.40/0.49)^{2/3} = 2.05.$$

$$D_y = 2.5 (T_2/T_y)^{2/3} = 2.5 \times 0.94 \times (0.40/0.65)^{2/3} = 1.70.$$

$$\text{Donc : } V_x = (A \cdot D_x \cdot Q / R)_{xw} = (0.1 \times 2.05 \times 1.20 / 5) \times 2691.85 = 132.44 \text{ t}$$

$$V_y = (A \cdot D_y \cdot Q / R) W = (0.1 \times 1.70 \times 1.20 / 5) \times 2691.85 = 109.83 \text{ t}$$

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 résultant des forces sismiques déterminées par la méthode statique équivalente.



Sens longitudinal :  $V_{dx} = 165.74 t > 80\% V_{st} = 80\% \times 132.44 = 105.95t$ ...condition vérifiée.

Sens transversal :  $V_{dy} = 132.25t > 80\% V_{st} = 80\% \times 109.83 = 87.86t$ ....condition vérifiée

On doit vérifier aussi que la période dynamique  $T_{dyn}$  ne doit pas être supérieur à la majoration de 30% de période statique fondamentale « T »

### Sens longitudinal

$T_{dyn} = 1.36 \text{ sec} < 1.3 T = 1.3 \times 0.48 = 0.624 \text{ sec}$  .....condition non vérifiée.

### Sens transversal:

$T_{dyn} = 1.36 \text{ sec} < 30\% \cdot T = 1.3 \times 0.54 = 0.8034 \text{ sec}$  .....condition non vérifiée.

### 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 relatifs de la hauteur latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1,0% de l'étage.

$\Delta k = \delta k - \delta k-1 \leq \delta k$  avec  $\delta k = R \cdot \delta_{ek}$  ;

R : coefficient de comportement (R = 5 : coefficients de type de contreventement) .

$\delta_{ek}$  : Déplacement du aux forces sismiques  $F_i$  (y compris l'effort de torsion)

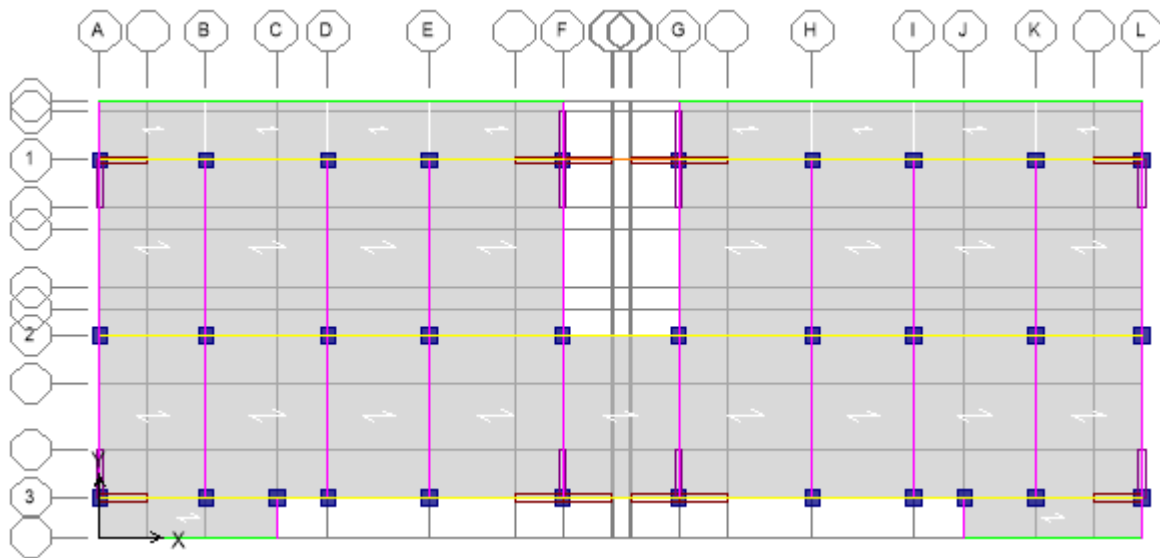
Les deux tableaux suivants résumant les déplacements relatifs aux différents niveaux dans les deux sens longitudinal et transversal.

niveau	Sens longitudinale			Sens transversale		
	$\delta_{ek}$	$\delta_k = R \cdot \delta_{ek}$	$\Delta k = \delta_k - \delta_{k-1}$	$\delta_{ek}$	$\delta_k = R \cdot \delta_{ek}$	$\Delta k = \delta_k - \delta_{k-1}$
<b>10</b>	0.117	0.585		0.18	0.90	
<b>09</b>	0.10	0.50	0.085	0.16	0.80	0.10
<b>08</b>	0.09	0.45	0.50	0.14	0.70	0.10
<b>07</b>	0.07	0.35	0.10	0.12	0.60	0.10
<b>06</b>	0.06	0.30	0.05	0.10	0.50	0.10
<b>05</b>	0.04	0.20	0.10	0.06	0.30	0.20
<b>04</b>	0.03	0.15	0.05	0.04	0.20	0.10
<b>03</b>	0.02	0.10	0.05	0.03	0.15	0.05
<b>02</b>	0.01	0.05	0.05	0.01	0.05	0.10
<b>01</b>	0.004	0.02	0.03	0.004	0.02	0.03

On remarque que tous les déplacements relatifs ne dépassent pas les 1.0% de la hauteur d'étage  
 $1.0\%h_e = 0.0306$  donc la condition est vérifiée.

### Troisième variante :

**Détermination des poids (Wt) de la structure :** pour système mixte (portique et voile)



**Figure V.5 :** variante 3 bloc A

Story	Diaphragm	MassX	MassY	XCM	YCM	CumMassX	CumMassY
STORY1	D1	38.4987	38.4987	15.76	6.637	38.4987	38.4987
STORY2	D2	38.4315	38.4315	15.752	6.668	38.4315	38.4315
STORY3	D3	38.8145	38.8145	15.725	6.655	38.8145	38.8145
STORY4	D4	38.4538	38.4538	15.67	6.664	38.4538	38.4538
STORY5	D5	37.2604	37.2604	15.935	6.663	37.2604	37.2604
STORY6	D6	23.273	23.273	21.83	6.305	23.273	23.273
STORY7	D7	22.8322	22.8322	21.789	6.361	22.8322	22.8322
STORY8	D8	21.6844	21.6844	22.043	6.478	21.6844	21.6844
STORY9	D9	22.3947	22.3947	21.793	6.368	22.3947	22.3947
STORY10	D10	20.6592	20.6592	22.007	6.385	20.6592	20.6592

XCCM	YCCM	XCR	YCR
15.76	6.637	15.757	6.175
15.752	6.668	15.774	6.074
15.725	6.655	15.825	6.032
15.67	6.664	15.949	6.017
15.935	6.663	16.215	6.011
21.83	6.305	16.662	6.018
21.789	6.361	17.276	6.021
22.043	6.478	17.857	6.016
21.793	6.368	18.339	6.001
22.007	6.385	18.724	5.974

**Tableau V.10** : Les masses et les centres de gravités et centre de torsion de la variante3 de bloc A

### Estimation de la période fondamentale de la structure :

**1er formule** :  $T = C_T \cdot h_N^{3/4}$  Ou :  $h_N = 30.60$  m.

$C_T = 0.05$  contreventement assuré partiellement par des voiles en béton armé.

Donc :  $T = 0.050 \cdot (30.60)^{3/4}$ .

$T_{x1} = 0.65$ sec et  $T_{y1} = 0.65$ sec.

$$T_{x2} = \frac{0.09 \times 30.60}{\sqrt{31.50}} = 0.49 \text{ sec.}$$

$$T_{y2} = \frac{0.09 \times 30.60}{\sqrt{13.20}} = 0.75 \text{ sec.}$$

Alors :  $T_x = \min(T_{x1}, T_{x2}) = \min(0.65 ; 0.49) = 0.49$  sec.

$T_y = \min(T_{y1}, T_{y2}) = \min(0.65 ; 0.75) = 0.65$  sec.

#### •Facteur d'amplification moyen de sol :

$$D_x = 2.5 (T_2/T_x)^{2/3} = 2.5 \times 0.94 \times (0.40/0.49)^{2/3} = 2.05.$$

$$D_y = 2.5 (T_2/T_y)^{2/3} = 2.5 \times 0.94 \times (0.40/0.65)^{2/3} = 1.70.$$

$$\text{Donc : } V_x = (A \cdot D_x \cdot Q / R)_{xw} = (0.1 \times 2.05 \times 1.20/5) \times 2965.58 = 145.91 \text{ t}$$

$$V_y = (A \cdot D_y \cdot Q / R) W = (0.1 \times 1.70 \times 1.20/5) \times 2965.58 = 121.00 \text{ t}$$

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 résultant des forces sismiques déterminées par la méthode statique équivalente.

Sens longitudinal :  $V_{dx} = 173.59 \text{ t} > 80\% V_{st} = 80\% \times 145.91 = 116.73 \text{ t}$ ...condition vérifiée.

Sens transversal :  $V_{dy} = 140.45 \text{ t} > 80\% V_{st} = 80\% \times 121.00 = 96.80 \text{ t}$ ....condition vérifiée

On doit vérifier aussi que la période dynamique  $T_{\text{dyn}}$  ne doit pas être supérieur à la majoration de 30% de période statique fondamentale « T »

### Sens longitudinal

$T_{\text{dyn}} = 1.09 \text{ sec} < 1.3 T = 1.3 \times 0.48 = 0.624 \text{ sec}$  .....condition non vérifiée.

### Sens transversal:

$T_{\text{dyn}} = 1.09 \text{ sec} < 30\% \cdot T = 1.3 \times 0.54 = 0.8034 \text{ sec}$  .....condition non vérifiée.

### 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 relatifs de la hauteur latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1,0% de l'étage.

$$\Delta k = \delta k - \delta k-1 \leq \delta k \text{ avec } \delta k = R \cdot \delta_{ek} ;$$

R : coefficient de comportement (R = 5 : coefficients de type de contreventement) .

$\delta_{ek}$  : Déplacement du aux forces sismiques  $F_i$  (y compris l'effort de torsion)

Les deux tableaux suivants résumant les déplacements relatifs aux différents niveaux dans les deux sens longitudinal et transversal.

Sens longitudinale				Sens transversale		
niveau	$\delta_{ek}$	$\delta_k = R \cdot \delta_{ek}$	$\Delta k = \delta k - \delta k-1$	$\delta_{ek}$	$\delta_k = R \cdot \delta_{ek}$	$\Delta k = \delta k - \delta k-1$
<b>10</b>	0.11	0.55		0.015	0.075	
<b>09</b>	0.10	0.50	0.05	0.014	0.07	0.005
<b>08</b>	0.09	0.40	0.10	0.012	0.06	0.010
<b>07</b>	0.07	0.35	0.05	0.011	0.055	0.005
<b>06</b>	0.06	0.30	0.05	0.009	0.045	0.005
<b>05</b>	0.04	0.20	0.10	0.009	0.045	0
<b>04</b>	0.03	0.15	0.05	0.007	0.035	0.010
<b>03</b>	0.02	0.10	0.05	0.004	0.02	0.015
<b>02</b>	0.01	0.05	0.05	0.002	0.01	0.01
<b>01</b>	0.004	0.02	0.03	0.0007	0.003	0.007

On remarque que tous les déplacements relatifs ne dépassent pas les 1.0% de la hauteur d'étage  
 $1.0\%h_e = 0.0306$  donc la condition est vérifiée.

### Quatrième variante :

**Détermination des poids (Wt) de la structure** : pour système mixte (portique et voile)

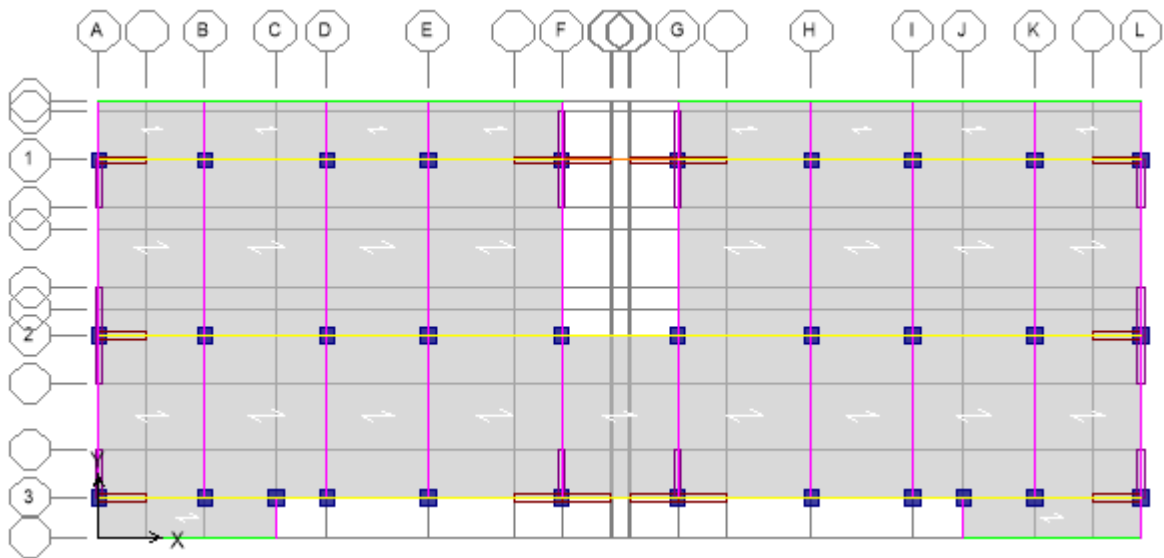


Figure V.6: variante 4 bloc A

Story	Diaphragm	MassX	MassY	XCM	YCM	CumMassX	CumMassY
STORY1	D1	40.9214	40.9214	15.759	6.676	40.9214	40.9214
STORY2	D2	41.0145	41.0145	15.694	6.695	41.0145	41.0145
STORY3	D3	41.2509	41.2509	15.726	6.693	41.2509	41.2509
STORY4	D4	40.8495	40.8495	15.662	6.706	40.8495	40.8495
STORY5	D5	39.1658	39.1658	16.1	6.699	39.1658	39.1658
STORY6	D6	24.5173	24.5173	22.135	6.354	24.5173	24.5173
STORY7	D7	24.048	24.048	22.098	6.413	24.048	24.048
STORY8	D8	23.7945	23.7945	22.103	6.418	23.7945	23.7945
STORY9	D9	23.5954	23.5954	22.108	6.423	23.5954	23.5954
STORY10	D10	22.416	22.416	21.878	6.534	22.416	22.416

XCCM	YCCM	XCR	YCR
15.759	6.676	15.753	6.17
15.694	6.695	15.761	6.08
15.726	6.693	15.797	6.039
15.662	6.706	15.914	6.021
16.1	6.699	16.24	6.006
22.135	6.354	17.537	6.008
22.098	6.413	19.367	6.019
22.103	6.418	20.938	6.025
22.108	6.423	22.194	6.026
21.878	6.534	23.213	6.019

**Tableau V.11** : Les masses et les centres de gravités et centre de torsion de la variante4 de bloc A

### Estimation de la période fondamentale de la structure :

**1er formule** :  $T = C_T \cdot h_N^{3/4}$  Ou :  $h_N = 30.60$  m.

$C_T = 0.05$  contreventement assuré partiellement par des voiles en béton armé.

Donc :  $T = 0.050 \cdot (30.60)^{3/4}$ .

$T_{x1} = 0.65$ sec et  $T_{y1} = 0.65$ sec.

$$T_{x2} = \frac{0.09 \times 30.60}{\sqrt{31.50}} = 0.49 \text{ sec.}$$

$$T_{y2} = \frac{0.09 \times 30.60}{\sqrt{13.20}} = 0.75 \text{ sec.}$$

Alors :  $T_x = \min(T_{x1}, T_{x2}) = \min(0.65 ; 0.49) = 0.49$  sec.

$T_y = \min(T_{y1}, T_{y2}) = \min(0.65 ; 0.75) = 0.65$  sec.

#### •Facteur d'amplification moyen de sol :

$$D_x = 2.5 (T_2/T_x)^{2/3} = 2.5 \times 0.94 \times (0.40/0.49)^{2/3} = 2.05.$$

$$D_y = 2.5 (T_2/T_y)^{2/3} = 2.5 \times 0.94 \times (0.40/0.65)^{2/3} = 1.70.$$

$$\text{Donc : } V_x = (A \cdot D_x \cdot Q / R)_{xw} = (0.1 \times 2.05 \times 1.20 / 5) \times 3154.63 = 155.21 \text{ t}$$

$$V_y = (A \cdot D_y \cdot Q / R) W = (0.1 \times 1.70 \times 1.20 / 5) \times 3154.63 = 128.71 \text{ t}$$

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 résultant des forces sismiques déterminées par la méthode statique équivalente.

Sens longitudinal :  $V_{dx} = 177.66 \text{ t} > 80\% V_{st} = 80\% \times 155.21 = 124.17 \text{ t}$ ...condition vérifiée.

Sens transversal :  $V_{dy} = 148.20 \text{ t} > 80\% V_{st} = 80\% \times 128.71 = 102.97 \text{ t}$ ....condition vérifiée

On doit vérifier aussi que la période dynamique  $T_{\text{dyn}}$  ne doit pas être supérieur à la majoration de 30% de période statique fondamentale « T »

### Sens longitudinal

$T_{\text{dyn}} = 0.68 \text{ sec} < 1.3 T = 1.3 \times 0.48 = 0.624 \text{ sec}$  .....condition non vérifiée.

### Sens transversal:

$T_{\text{dyn}} = 0.68 \text{ sec} < 30\% \cdot T = 1.3 \times 0.54 = 0.8034 \text{ sec}$  .....condition non vérifiée.

### 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 relatifs de la hauteur latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1,0% de l'étage.

$$\Delta k = \delta k - \delta k-1 \leq \delta k \text{ avec } \delta k = R \cdot \delta_{ek} ;$$

R : coefficient de comportement (R = 5 : coefficients de type de contreventement) .

$\delta_{ek}$  : Déplacement du aux forces sismiques  $F_i$  (y compris l'effort de torsion)

Les deux tableaux suivants résumant les déplacements relatifs aux différents niveaux dans les deux sens longitudinal et transversal.

niveau	Sens longitudinale			Sens transversale		
	$\delta_{ek}$	$\delta_k = R \cdot \delta_{ek}$	$\Delta k = \delta k - \delta k-1$	$\delta_{ek}$	$\delta_k = R \cdot \delta_{ek}$	$\Delta k = \delta k - \delta k-1$
10	0.0023	0.0115		0.0135	0.067	
09	0.0019	0.009	0.002	0.0115	0.075	0.008
08	0.0015	0.007	0.002	0.0096	0.048	0.027
07	0.0012	0.006	0.001	0.0077	0.039	0.009
06	0.0008	0.004	0.002	0.0060	0.03	0.009
05	0.0006	0.003	0.001	0.0045	0.023	0.007
04	0.0004	0.002	0.001	0.0030	0.015	0.008
03	0.0002	0.001	0.001	0.0018	0.009	0.006
02	0.0001	0.0005	0.0005	0.0008	0.004	0.005
01	0	0	0.0005	0.0002	0.001	0.003

On remarque que tous les déplacements relatifs ne dépassent pas les 1.0% de la hauteur d'étage  
 $1.0\%h_e = 0.0306$  donc la condition est vérifiée.

### Bloc B :

#### Première variante :

#### Détermination des poids (Wt) de la structure : pour système mixte (portique et voile)

NB : On calcule la 1ère variante sans des voiles

D'après le logicielle Etabs : le poids total est :1742.36t.

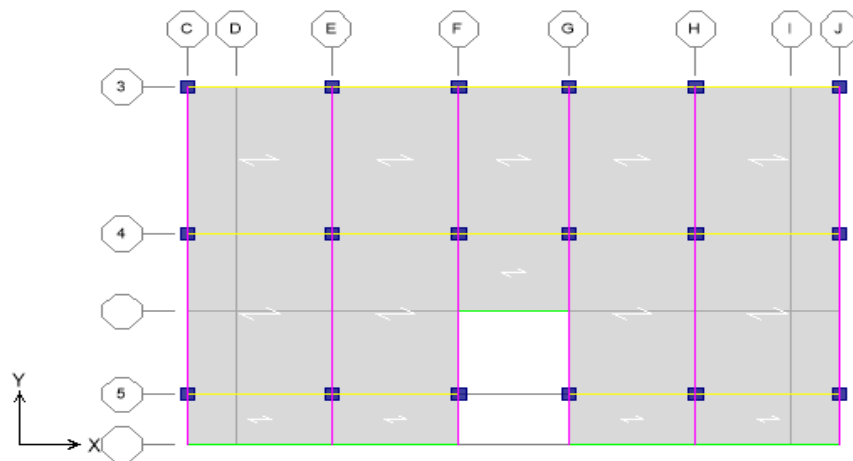


Figure V.7 : variante 1 bloc B

Story	Diaphragm	MassX	MassY	XCM	YCM	CumMassX	CumMassY
STORY1	D1	34.1316	34.1316	15.761	6.678	34.1316	34.1316
STORY2	D2	34.2117	34.2117	15.684	6.7	34.2117	34.2117
STORY3	D3	34.4473	34.4473	15.722	6.699	34.4473	34.4473
STORY4	D4	34.0866	34.0866	15.66	6.709	34.0866	34.0866
STORY5	D5	33.4716	33.4716	15.761	6.721	33.4716	33.4716
STORY6	D6	19.9608	19.9608	22.241	6.364	19.9608	19.9608
STORY7	D7	19.5041	19.5041	22.198	6.436	19.5041	19.5041
STORY8	D8	19.2604	19.2604	22.205	6.442	19.2604	19.2604
STORY9	D9	19.069	19.069	22.212	6.447	19.069	19.069
STORY10	D10	20.067	20.067	21.901	6.558	20.067	20.067



XCCM	YCCM	XCR	YCR
15.75	6.774	15.75	7.447
15.75	6.774	15.75	7.462
15.75	6.774	15.75	7.474
15.75	6.765	15.75	7.484
15.75	6.756	15.75	7.494
15.783	6.748	15.758	7.504
15.798	6.763	15.836	7.502
10.972	7.048	14.658	7.622
10.958	6.905	13.435	7.708

**Tableau V.12 :** Les masses et les centres de gravités et centre de torsion de la variante1 de bloc B

### Estimation de la période fondamentale de la structure :

**1er formule :**  $T = C_T \cdot h_N^{3/4}$  Ou :  $h_N = 30.60$  m

$C_T = 0.05$  contreventement assuré partiellement par des voiles en béton armé.

Donc :  $T = 0.050 \cdot (30.06)^{3/4}$

$T_{x1} = 0.65$ sec et  $T_{y1} = 0.65$ sec

$$T_{x2} = \frac{0.09 \times 30.60}{\sqrt{20.80}} = 0.60 \text{ sec}$$

$$T_{y2} = \frac{0.09 \times 30.60}{\sqrt{12.90}} = 0.76 \text{ sec.}$$

Alors :  $T_x = \min(T_{x1}, T_{x2}) = \min(0.65 ; 0.60) = 0.60$  sec

$T_y = \min(T_{y1}, T_{y2}) = \min(0.65 ; 0.76) = 0.65$  sec

#### •Facteur d'amplification moyen de sol :

$$D_x = 2.5 (T_2/T_x)^{2/3} = 2.5 \times 0.94 \times (0.40/0.60)^{2/3} = 1.79$$

$$D_y = 2.5 (T_2/T_y)^{2/3} = 2.5 \times 0.94 \times (0.40/0.65)^{2/3} = 1.70$$

$$\text{Donc : } V_x = (A \cdot D_x \cdot Q / R)_{xw} = (0.1 \times 1.79 \times 1.20 / 5) \times 1742.36 = 74.85 \text{ t}$$

$$V_y = (A \cdot D_y \cdot Q / R) W = (0.1 \times 1.70 \times 1.20 / 5) \times 1742.36 = 71.08 \text{ t}$$

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 résultant des forces sismiques déterminées par la méthode statique équivalente.

Sens longitudinal :  $V_{dx} = 37.16 \text{ t} > 80\% V_{st} = 80\% \times 74.85 = 59.88 \text{ t}$ ...condition non vérifiée.

Sens transversal :  $V_{dy} = 34.70t > 80\% V_{st} = 80\% \times 71.08 = 56.86t$ .....condition non vérifiée

On doit vérifier aussi que la période dynamique  $T_{dyn}$  ne doit pas être supérieur à la majoration de 30% de période statique fondamental « T »

### Sens longitudinal

$T_{dyn} = 1.53 \text{ sec} < 1.3 T = 1.3 \times 0.60 = 0.78 \text{sec}$  .....condition non vérifiée.

### Sens transversal:

$T_{dyn} = 1.53 \text{ sec} < 30\% \cdot T = 1.3 \times 0.65 = 0.84 \text{sec}$  .....condition non vérifiée.

### 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 relatifs de la hauteur latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1,0% de l'étage.

$$\Delta k = \delta k - \delta k-1 \leq \delta k \text{ avec } \delta k = R \cdot \delta_{ek} ;$$

R : coefficient de comportement (R = 5 : coefficients de type de contreventement) .

$\delta_{ek}$  : Déplacement du aux forces sismiques  $F_i$  (y compris l'effort de torsion)

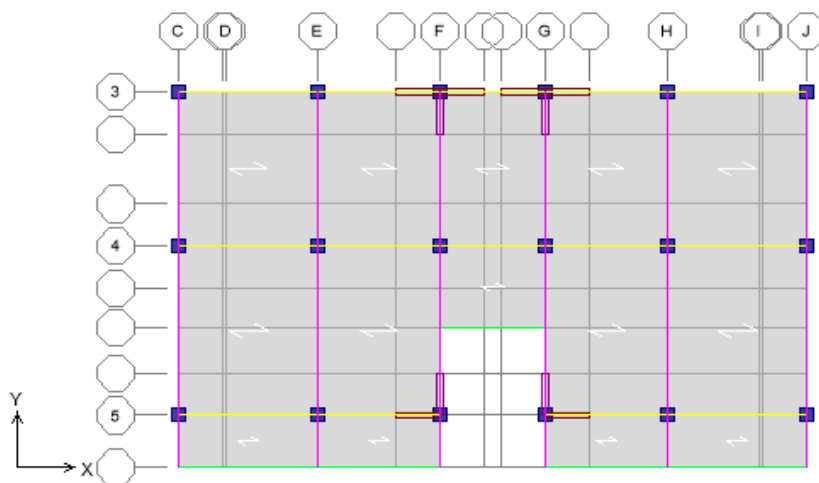
Les deux tableaux suivants résument les déplacements relatifs aux différents niveaux dans les deux sens longitudinal et transversal.

niveau	Sens longitudinale			Sens transversale		
	$\delta_{ek}$	$\delta_k = R \cdot \delta_{ek}$	$\Delta k = \delta k - \delta k-1$	$\delta_{ek}$	$\delta_k = R \cdot \delta_{ek}$	$\Delta k = \delta k - \delta k-1$
09	0.105	0.525		0.17	0.85	
08	0.09	0.45	0.75	0.15	0.75	0.10
07	0.08	0.40	0.50	0.12	0.60	0.15
06	0.06	0.30	0.10	0.10	0.50	0.10
05	0.05	0.25	0.05	0.08	0.40	0.10
04	0.04	0.20	0.05	0.06	0.30	0.10
03	0.02	0.10	0.10	0.04	0.20	0.10
02	0.01	0.05	0.05	0.02	0.10	0.10
01	0.004	0.002	0.048	0.0007	0.035	0.065

On remarque que tous les déplacements relatifs ne dépassent pas les 1.0% de la hauteur d'étage  
 $1.0\%h_e = 0.0306 \text{ m}$ .

### Deuxième variante :

Détermination des poids (Wt) de la structure : pour système mixte (portique et voile)



**Figure V.8 :** variante 2 bloc B

Story	Diaphragm	MassX	MassY	XCM	YCM	CumMassX	CumMassY
STORY1	D1	23.3875	23.3875	15.75	6.894	23.3875	23.3875
STORY2	D2	23.3875	23.3875	15.75	6.894	23.3875	23.3875
STORY3	D3	23.3875	23.3875	15.75	6.894	23.3875	23.3875
STORY4	D4	23.1007	23.1007	15.75	6.887	23.1007	23.1007
STORY5	D5	22.8568	22.8568	15.75	6.881	22.8568	22.8568
STORY6	D6	22.7021	22.7021	15.781	6.873	22.7021	22.7021
STORY7	D7	22.5535	22.5535	15.783	6.898	22.5535	22.5535
STORY8	D8	12.842	12.842	11.217	7.252	12.842	12.842
STORY9	D9	11.081	11.081	11.098	7.05	11.081	11.081

XCCM	YCCM	XCR	YCR
15.75	6.894	15.75	10.069
15.75	6.894	15.749	10.714
15.75	6.894	15.748	10.955
15.75	6.887	15.745	11.053
15.75	6.881	15.74	11.072
15.781	6.873	15.733	11.051
15.783	6.898	15.703	11.027
11.217	7.252	15.484	11.019
11.098	7.05	15.234	11.112

**Tableau V.13 :** Les masses et les centres de gravités et centre de torsion de la variante2 de bloc B

### Estimation de la période fondamentale de la structure :

**1er formule :**  $T = C_T \cdot h_N^{3/4}$  Ou :  $h_N = 30.60$  m

$C_T = 0.05$  contreventement assuré partiellement par des voiles en béton armé.

Donc :  $T = 0.050 \cdot (30.60)^{3/4}$

$T_{x1} = 0.65$ sec et  $T_{y1} = 0.65$ sec

$$T_{x2} = \frac{0.09 \times 30.60}{\sqrt{20.80}} = 0.60 \text{ sec}$$

$$T_{y2} = \frac{0.09 \times 30.60}{\sqrt{12.90}} = 0.76 \text{ sec.}$$

Alors :  $T_x = \min(T_{x1}, T_{x2}) = \min(0.65 ; 0.60) = 0.60$  sec

$T_y = \min(T_{y1}, T_{y2}) = \min(0.65 ; 0.76) = 0.65$  sec

#### •Facteur d'amplification moyen de sol :

$$D_x = 2.5 (T_2/T_x)^{2/3} = 2.5 \times 0.94 \times (0.40/0.60)^{2/3} = 1.79$$

$$D_y = 2.5 (T_2/T_y)^{2/3} = 2.5 \times 0.94 \times (0.40/0.65)^{2/3} = 1.70$$

$$\text{Donc : } V_x = (A \cdot D_x \cdot Q / R)_{xw} = (0.1 \times 1.79 \times 1.20 / 5) \times 1817.78 = 78.09 \text{ t}$$

$$V_y = (A \cdot D_y \cdot Q / R) W = (0.1 \times 1.70 \times 1.20 / 5) \times 1817.78 = 74.16 \text{ t}$$

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 résultant des forces sismiques déterminées par la méthode statique équivalente.

Sens longitudinal :  $V_{dx} = 49.89 \text{ t} > 80\% V_{st} = 80\% \times 78.09 = 62.47 \text{ t}$ ...condition non vérifiée.

Sens transversal :  $V_{dy} = 42.54 \text{ t} > 80\% V_{st} = 80\% \times 74.16 = 59.32 \text{ t}$ ....condition non vérifiée

On doit vérifier aussi que la période dynamique  $T_{\text{dyn}}$  ne doit pas être supérieur à la majoration de 30% de période statique fondamentale « T »

### Sens longitudinal

$T_{\text{dyn}} = 1.15 \text{ sec} < 1.3 T = 1.3 \times 0.60 = 0.78 \text{ sec}$  .....condition non vérifiée.

### Sens transversal:

$T_{\text{dyn}} = 1.15 \text{ sec} < 30\% \cdot T = 1.3 \times 0.65 = 0.85 \text{ sec}$  .....condition non vérifiée.

### 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 relatifs de la hauteur latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1,0% de l'étage.

$$\Delta k = \delta k - \delta k-1 \leq \delta k \text{ avec } \delta k = R \cdot \delta_{ek} ;$$

R : coefficient de comportement (R = 5 : coefficients de type de contreventement) .

$\delta_{ek}$  : Déplacement du aux forces sismiques  $F_i$  (y compris l'effort de torsion)

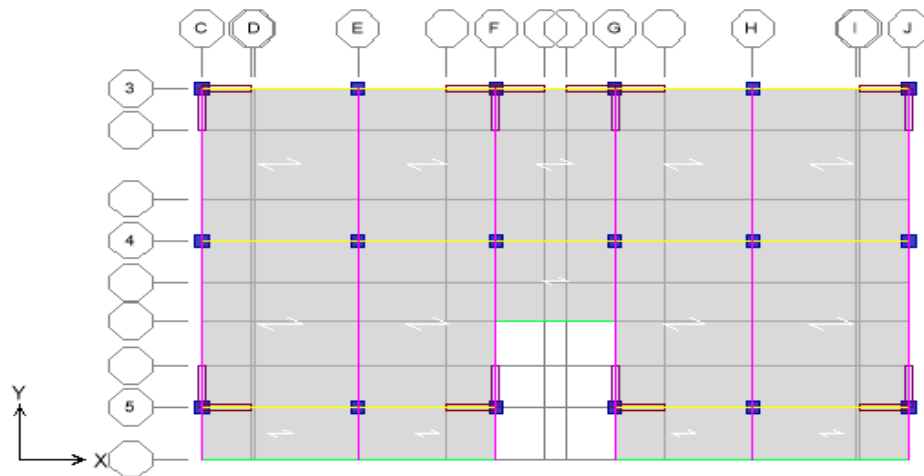
Les deux tableaux suivants résumant les déplacements relatifs aux différents niveaux dans les deux sens longitudinal et transversal.

niveau	Sens longitudinale			Sens transversale		
	$\delta_{ek}$	$\delta_k = R \cdot \delta_{ek}$	$\Delta k = \delta k - \delta k-1$	$\delta_{ek}$	$\delta_k = R \cdot \delta_{ek}$	$\Delta k = \delta k - \delta k-1$
<b>09</b>	0.09	0.45		0.16	0.80	
<b>08</b>	0.08	0.40	0.05	0.14	0.70	0.10
<b>07</b>	0.07	0.35	0.05	0.11	0.55	0.15
<b>06</b>	0.06	0.30	0.05	0.09	0.45	0.10
<b>05</b>	0.04	0.20	0.10	0.07	0.35	0.20
<b>04</b>	0.03	0.15	0.05	0.05	0.25	0.10
<b>03</b>	0.02	0.10	0.05	0.03	0.15	0.10
<b>02</b>	0.01	0.05	0.05	0.01	0.05	0.10
<b>01</b>	0.003	0.015	0.035	0.005	0.025	0.025

On remarque que tous les déplacements relatifs ne dépassent pas les 1.0% de la hauteur d'étage  
 $1.0\%h_e = 0.0306$  donc la condition est vérifiée.

### Troisième variante :

**Détermination des poids (Wt) de la structure** : pour système mixte (portique et voile)



**Figure V.9** : variante 3 bloc B

Story	Diaphragm	MassX	MassY	XCM	YCM	CumMassX	CumMassY
STORY1	D1	24.3399	24.3399	15.75	6.847	24.3399	24.3399
STORY2	D2	24.3399	24.3399	15.75	6.847	24.3399	24.3399
STORY3	D3	24.3399	24.3399	15.75	6.847	24.3399	24.3399
STORY4	D4	24.0532	24.0532	15.75	6.84	24.0532	24.0532
STORY5	D5	23.8092	23.8092	15.75	6.833	23.8092	23.8092
STORY6	D6	23.6546	23.6546	15.78	6.826	23.6546	23.6546
STORY7	D7	23.2798	23.2798	15.681	6.844	23.2798	23.2798
STORY8	D8	13.2784	13.2784	10.983	7.171	13.2784	13.2784
STORY9	D9	11.3966	11.3966	10.987	7.012	11.3966	11.3966

XCCM	YCCM	XCR	YCR
15.75	6.847	15.747	9.338
15.75	6.847	15.738	9.998
15.75	6.847	15.724	10.267
15.75	6.84	15.7	10.388
15.75	6.833	15.656	10.432
15.78	6.826	15.581	10.437
15.681	6.844	15.451	10.436
10.983	7.171	15.195	10.453
10.987	7.012	14.735	10.545

**Tableau V.14 :** Les masses et les centres de gravités et centre de torsion de la variante3 de bloc B

### Estimation de la période fondamentale de la structure :

**1er formule :**  $T = C_T \cdot h_N^{3/4}$  Ou :  $h_N = 30.60$  m

$C_T = 0.05$  contreventement assuré partiellement par des voiles en béton armé.

$$\text{Donc : } T = 0.050 \cdot (30.60)^{3/4}$$

$$T_{x1} = 0.65 \text{ sec et } T_{y1} = 0.65 \text{ sec}$$

$$T_{X2} = \frac{0.09 \times 30.60}{\sqrt{20.80}} = 0.60 \text{ sec}$$

$$T_{Y2} = \frac{0.09 \times 30.60}{\sqrt{12.90}} = 0.76 \text{ sec.}$$

$$\text{Alors : } T_x = \min(T_{x1}, T_{x2}) = \min(0.65 ; 0.60) = 0.60 \text{ sec}$$

$$T_y = \min(T_{y1}, T_{y2}) = \min(0.65 ; 0.76) = 0.65 \text{ sec}$$

#### •Facteur d'amplification moyen de sol :

$$D_x = 2.5 (T_2/T_x)^{2/3} = 2.5 \times 0.94 \times (0.40/0.60)^{2/3} = 1.79$$

$$D_y = 2.5 (T_2/T_y)^{2/3} = 2.5 \times 0.94 \times (0.40/0.65)^{2/3} = 1.70$$

$$\text{Donc : } V_x = (A \cdot D_x \cdot Q / R)_{xw} = (0.1 \times 1.79 \times 1.20/5) \times 1888.34 = 81.12 \text{ t}$$

$$V_y = (A \cdot D_y \cdot Q / R) W = (0.1 \times 1.70 \times 1.20/5) \times 1888.34 = 77.04 \text{ t}$$

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 résultant des forces sismiques déterminées par la méthode statique équivalente.

Sens longitudinal :  $V_{dx} = 57.26 \text{ t} > 80\% V_{st} = 80\% \times 81.12 = 64.90 \text{ t}$ ...condition non vérifiée.

Sens transversal :  $V_{dy} = 50.77 \text{ t} > 80\% V_{st} = 80\% \times 77.04 = 61.63 \text{ t}$ .....condition non vérifiée

On doit vérifier aussi que la période dynamique  $T_{\text{dyn}}$  ne doit pas être supérieur à la majoration de 30% de période statique fondamentale « T »

### Sens longitudinal

$T_{\text{dyn}} = 0.90 \text{ sec} < 1.3 T = 1.3 \times 0.60 = 0.78 \text{ sec}$  .....condition non vérifiée.

### Sens transversal:

$T_{\text{dyn}} = 0.90 \text{ sec} < 30\% \cdot T = 1.3 \times 0.65 = 0.85 \text{ sec}$  .....condition non vérifiée

### 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 relatifs de la hauteur latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1,0% de l'étage.

$$\Delta k = \delta k - \delta k-1 \leq \delta k \text{ avec } \delta k = R \cdot \delta_{ek} ;$$

R : coefficient de comportement (R = 5 : coefficients de type de contreventement) .

$\delta_{ek}$  : Déplacement du aux forces sismiques  $F_i$  (y compris l'effort de torsion)

Les deux tableaux suivants résumant les déplacements relatifs aux différents niveaux dans les deux sens longitudinal et transversal.

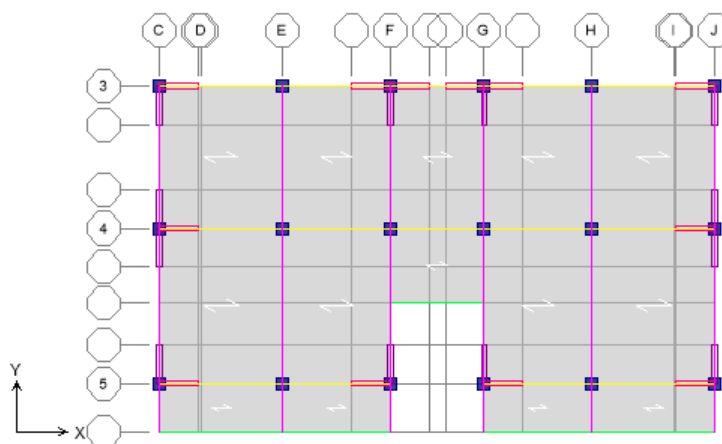
Sens longitudinale				Sens transversale		
niveau	$\delta_{ek}$	$\delta_k = R \cdot \delta_{ek}$	$\Delta k = \delta k - \delta k-1$	$\delta_{ek}$	$\delta_k = R \cdot \delta_{ek}$	$\Delta k = \delta k - \delta k-1$
09	0.026	0.13		0.03	0.15	
08	0.024	0.12	0.01	0.03	0.15	0
07	0.022	0.11	0.01	0.022	0.11	0.04
06	0.019	0.095	0.015	0.019	0.095	0.015
05	0.017	0.085	0.01	0.016	0.08	0.015
04	0.013	0.065	0.02	0.012	0.06	0.015
03	0.009	0.045	0.02	0.009	0.045	0.02
02	0.005	0.025	0.02	0.005	0.025	0.02
01	0.002	0.01	0.015	0.002	0.1	0.015

On remarque que tous les déplacements relatifs ne dépassent pas les 1.0% de la hauteur d'étage  
 $1.0\% h_e = 0.0306$  donc la condition est vérifiée.



**Quatrième variante :**

**Détermination des poids (Wt) de la structure :** pour système mixte (portique et voile)



**Figure V.10:** variante 4 bloc B

Story	Diaphragm	MassX	MassY	XCM	YCM	CumMassX	CumMassY
STORY1	D1	25.2909	25.2909	15.75	6.861	25.2909	25.2909
STORY2	D2	25.2909	25.2909	15.75	6.861	25.2909	25.2909
STORY3	D3	25.2909	25.2909	15.75	6.861	25.2909	25.2909
STORY4	D4	25.0041	25.0041	15.75	6.855	25.0041	25.0041
STORY5	D5	24.7602	24.7602	15.75	6.848	24.7602	24.7602
STORY6	D6	24.6056	24.6056	15.779	6.841	24.6056	24.6056
STORY7	D7	23.9976	23.9976	15.594	6.869	23.9976	23.9976
STORY8	D8	13.8265	13.8265	10.889	7.194	13.8265	13.8265
STORY9	D9	11.5662	11.5662	10.904	7.02	11.5662	11.5662

XCCM	YCCM	XCR	YCR
15.75	6.861	15.748	9.073
15.75	6.861	15.743	9.709
15.75	6.861	15.732	9.999
15.75	6.855	15.71	10.147
15.75	6.848	15.663	10.214
15.779	6.841	15.563	10.237
15.594	6.869	15.357	10.25
10.889	7.194	14.58	10.277
10.904	7.02	13.191	10.419

**Tableau V.15 :** Les masses et les centres de gravités et centre de torsion de la variante4 de bloc B

### Estimation de la période fondamentale de la structure :

**1er formule :**  $T = C_T \cdot h_N^{3/4}$  Ou :  $h_N = 30.60$  m

$C_T = 0.05$  contreventement assuré partiellement par des voiles en béton armé.

Donc :  $T = 0.050 \cdot (30.60)^{3/4}$

$T_{x1} = 0.65$ sec et  $T_{y1} = 0.65$ sec

$$T_{x2} = \frac{0.09 \times 30.60}{\sqrt{20.80}} = 0.60 \text{ sec}$$

$$T_{y2} = \frac{0.09 \times 30.60}{\sqrt{12.90}} = 0.76 \text{ sec.}$$

Alors :  $T_x = \min(T_{x1}, T_{x2}) = \min(0.65 ; 0.60) = 0.60$  sec

$T_y = \min(T_{y1}, T_{y2}) = \min(0.65 ; 0.76) = 0.65$  sec

#### •Facteur d'amplification moyen de sol :

$$D_x = 2.5 (T_2/T_x)^{2/3} = 2.5 \times 0.94 \times (0.40/0.60)^{2/3} = 1.79$$

$$D_y = 2.5 (T_2/T_y)^{2/3} = 2.5 \times 0.94 \times (0.40/0.65)^{2/3} = 1.70$$

$$\text{Donc : } V_x = (A \cdot D_x \cdot Q / R)_{xw} = (0.1 \times 1.79 \times 1.20/5) \times 1958.39 = 84.13 \text{ t}$$

$$V_y = (A \cdot D_y \cdot Q / R) W = (0.1 \times 1.70 \times 1.20/5) \times 1958.39 = 79.90 \text{ t}$$

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 résultant des forces sismiques déterminées par la méthode statique équivalente.

Sens longitudinal :  $V_{dx} = 61.78 \text{ t} > 80\% V_{st} = 80\% \times 84.13 = 67.30 \text{ t}$ ...condition non vérifiée.

Sens transversal :  $V_{dy} = 58.17 \text{ t} > 80\% V_{st} = 80\% \times 79.90 = 63.92 \text{ t}$ ....condition non vérifiée

On doit vérifier aussi que la période dynamique  $T_{\text{dyn}}$  ne doit pas être supérieur à la majoration de 30% de période statique fondamentale « T »

### Sens longitudinal

$T_{\text{dyn}} = 0.68 \text{ sec} < 1.3 T = 1.3 \times 0.60 = 0.78 \text{ sec}$  .....condition vérifiée.

### Sens transversal:

$T_{\text{dyn}} = 0.68 \text{ sec} < 30\% \cdot T = 1.3 \times 0.65 = 0.85 \text{ sec}$  .....condition vérifiée

### 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 relatifs de la hauteur latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1,0% de l'étage.

$$\Delta k = \delta k - \delta k-1 \leq \delta k \text{ avec } \delta k = R \cdot \delta_{ek} ;$$

R : coefficient de comportement (R = 5 : coefficients de type de contreventement) .

$\delta_{ek}$  : Déplacement du aux forces sismiques  $F_i$  (y compris l'effort de torsion)

Les deux tableaux suivants résumant les déplacements relatifs aux différents niveaux dans les deux sens longitudinal et transversal.

Sens longitudinale				Sens transversale		
niveau	$\delta_{ek}$	$\delta_k = R \cdot \delta_{ek}$	$\Delta k = \delta k - \delta k-1$	$\delta_{ek}$	$\delta_k = R \cdot \delta_{ek}$	$\Delta k = \delta k - \delta k-1$
<b>09</b>	0.008	0.04		0.01	0.05	
<b>08</b>	0.007	0.035	0.005	0.01	0.05	0
<b>07</b>	0.006	0.03	0.005	0.008	0.04	0.01
<b>06</b>	0.005	0.025	0.005	0.006	0.03	0.01
<b>05</b>	0.004	0.020	0.005	0.005	0.025	0.005
<b>04</b>	0.003	0.015	0.005	0.003	0.015	0.01
<b>03</b>	0.002	0.010	0.005	0.002	0.010	0.005
<b>02</b>	0.0011	0.005	0.005	0.001	0.005	0.005
<b>01</b>	0.0003	0.001	0.004	0.0004	0.002	0.003

On remarque que tous les déplacements relatifs ne dépassent pas les 1.0% de la hauteur d'étage  
 $1.0\% h_e = 0.0306$  donc la condition est vérifiée.

# *Chapitre VI*

## **Etude ses portiques**

- **Chargement des portiques.**
- **Etude sous charges verticales et horizontales.**
- **Introduction.**
- **Les combinaisons de calcul.**
- **Calcul des charges.**

## VI.1 Etude des portiques:

### VI.1.1 Chargement des portiques:

#### Etude sous charges verticales et horizontales :

##### 1 Introduction :

L'étude des portiques sous charges verticales et horizontales nous permet de déterminer tous les efforts sollicitant les éléments poteaux – poutres dans les différents nœuds et travées, le calcul se fait par le programme Etabs V9.7.4 qui est relatif aux calculs des portiques.

L'avantage de ce programme c'est qu'il nous donne toutes les différentes sollicitations sous les différentes combinaisons.

##### 2 Les combinaisons de calcul :

Les combinaisons des actions sismiques et les actions dues aux charges verticales sont données ci-dessus, les éléments de la structure doivent être dimensionnés par les combinaisons des charges sur la base des règlements [BAEL 91 et RPA99(version 2003)]

##### ▪ Poutres :

- sollicitation du 1<sup>er</sup> genre (BAEL 91)

$$1.35 G + 1.5 Q, G+Q$$

- sollicitation du 2<sup>ème</sup> genre [RPA 99 (révisées en 2003)]

$$\left\{ \begin{array}{l} 0.8G \pm E \\ G + Q \pm E \end{array} \right.$$

##### ▪ Poteaux :

- sollicitation du 1<sup>er</sup> genre (BAEL 91)

$$1.35 G + 1.5 Q$$

- sollicitation du 2<sup>ème</sup> genre [RPA 99 (version 2003)]

$$\left\{ \begin{array}{l} G + Q \pm 1.2 E \\ 0.8G \pm E \end{array} \right.$$

Avec :

G : Charges permanentes.

Q : Charges d'exploitation.

E : Effort sismique.

### 3 Calcul des charges :

Pour la détermination du chargement du portique, on calcule les charges supportées par la poutre de part et d'autre.

#### Les différentes charges :

##### Charge permanente :

- Poids du plancher :  $\left\{ \begin{array}{l} \text{Etage : } G_1=0.487 \text{ t/m}^2 \\ \text{Terrasse: } G_1=0.533 \text{ t/m}^2 \end{array} \right.$
- Poids de l'acrotère..... $G_3=0.6 \times 0.1 \times 2.5=0.069 \text{ t/m}^2$
- poids du mur extérieur..... $G_7=0.295 \times H \text{ t/ml.}$

##### Charge d'exploitation :

$$\left\{ \begin{array}{l} Q_1 = 0.1t / m^2 \\ Q_2 = 0.15t / m^2 \end{array} \right.$$

- **Sens longitudinal :** « poutre principale (30x45) cm<sup>2</sup> »

**Portique de rive (A):**  $L=L/2=3.20/2=1.60 \text{ m.}$

Niveaux	Désignation	Etage courant											
		Opérations					Charge $G_T(t)/m$	Surcharge $Q(t)/m$					
RDC - 04 <sup>eme</sup> File [1-3]	Plancher	1.6	x	0.487		=	0.78	1.01	1.60	x	0.15	=	0.24
	Mur extérieur	0.295	x	2.61	x	0.3	=		0.23				
05 <sup>eme</sup> File [1-3]	Désignation	Terrasse											
		Opérations					Charge $G_T(t)/m$	Surcharge $Q(t)/m$					
	Plancher	1.6	x	0.533		=	0.85	1.00	1.60	x	0.10	=	0.16
Acrotère	0.6	x	0.1	x	2.5	=	0.15						

**Portique intermédiaire (B) :**  $L=3.20/2 + 3.70/2=3.45m.$

Niveaux	Désignation	Etage courant											
		Opérations					Charge $G_T(t)/m$	Surcharge $Q(t)/m$					
RDC - 04 <sup>eme</sup> File [1-3]	Plancher	3.45	x	0.487		=	1.68	1.68	3.45	x	0.15	=	0.52
05 <sup>eme</sup>	Désignation												

File [1-3]		Terrasse											
		Opérations					Charge $G_T(t)/m$	Surcharge $Q(t)/m$					
Plancher		3.45	x	0.533		=	1.84	1.84	3.45	x	0.10	=	0.35

**Portique de rive (C):**  $L=L/2=4.60/2=2.30m$

Niveaux	Désignation	Etage courant											
		Opérations					Charge $G_T(t)/m$	Surcharge $Q(t)/m$					
RDC - 08 <sup>eme</sup> File [3-5]	Plancher	2.30	x	0.487		=	1.12	1.35	2.30	x	0.15	=	0.35
	Mur extérieur	0.295	x	2.61	x	0.3	=						
09 <sup>eme</sup> File [3-5]	Désignation	Terrasse											
		Opérations					Charge $G_T(t)/m$	Surcharge $Q(t)/m$					
	Plancher	2.30	x	0.533		=	1.23	1.38	2.30	x	0.10	=	0.23
Acrotère	0.6	x	0.1	x	2.5	=	0.15						

**Portique intermédiaire (D) :**  $L=3.70/2 + 3.05/2=3.38m$

Niveaux	Désignation	Etage courant											
		Opérations					Charge $G_T(t)/m$	Surcharge $Q(t)/m$					
RDC - 04 <sup>eme</sup> File [1-3]	Plancher	3.38	x	0.487		=	1.65	1.65	3.38	x	0.15	=	0.51
05 <sup>eme</sup> File [1-3]	Désignation	Terrasse											
		Opérations					Charge $G_T(t)/m$	Surcharge $Q(t)/m$					
Plancher		3.38	x	0.533		=	1.80	1.80	3.38	x	0.10	=	0.34

**Portique intermédiaire (E):**

RDC -04<sup>eme</sup> File [1-5]  $\longrightarrow L=4.60/2 + 4.05/2=4.33m.$

05<sup>eme</sup> - 08<sup>eme</sup> File [3-5]  $\longrightarrow L=4.60/2 + 4.05/2=4.33m.$

05<sup>eme</sup> File [1-2]  $\longrightarrow L=3.05/2 + 4.05/2=3.55m.$

09<sup>eme</sup> File [3-5]  $\longrightarrow L=4.60/2 + 4.05/2=4.33m.$

Niveaux	Désignation	Etage courant												
		Opérations					Charge $G_T(t)/m$	Surcharge $Q(t)/m$						
RDC -04 <sup>ème</sup> File [1-5]	Plancher	4.33	x	0.487	x		=	2.11	2.11	4.33	x	0.15	=	0.65
05 <sup>ème</sup> - 08 <sup>ème</sup> File [3-5]	Plancher	4.33	x	0.487	x		=	2.11	2.11	4.33	x	0.15	=	0.65
05 <sup>ème</sup> File [1-2]	Désignation	Terrasse												
		Opérations					Charge $G_T(t)/m$	Surcharge $Q(t)/m$						
	Plancher	3.55	x	0.533			=	1.89	1.89	3.55	x	0.10	=	0.36
09 <sup>ème</sup> File [3-5]	Plancher	4.33	x	0.533			=	2.31	2.31	4.33	x	0.10	=	0.43

**Portique de rive (E):**

05<sup>ème</sup> File [2-3]  $\longrightarrow$  Etage:  $L=4.05/2=2.03m$ .

Terrasse:  $L=3.05/2=1.53m$ .

06<sup>ème</sup> - 09<sup>ème</sup> File [2-3]  $\longrightarrow$   $L=4.05/2=2.03m$ .

Terrasse File [2-3]  $\longrightarrow$   $L=4.05/2=2.03m$ .

Niveaux	Désignation	Etage courant												
		Opérations					Charge $G_T(t)/m$	Surcharge $Q(t)/m$						
05 <sup>ème</sup> File [2-3]	Plancher	2.03	x	0.487			=	0.99	2.04	2.03	x	0.15	=	0.30
		1.53	x	0.533			=	0.82		1.53	x	0.10	=	0.15
	Mur extérieur	0.295	x	2.61	x	0.3	=	0.23						
06 <sup>ème</sup> - 09 <sup>ème</sup> File [2-3]	Plancher	2.03	x	0.487			=	0.99	1.22	2.03	x	0.15	=	0.30
	Mur extérieur	0.295	x	2.61	x	0.3	=	0.23						
Terrasse File [2-3]	Désignation	Terrasse												
		Opérations					Charge $G_T(t)/m$	Surcharge $Q(t)/m$						
	Plancher	2.03	x	0.533			=	1.08	1.23	2.03	x	0.10	=	0.20
	Acrotère	0.6	x	0.1	x	2.5	=	0.15						



**Portique intermédiaire (F):**RDC- 04<sup>ème</sup> File [1-4]  $\longrightarrow L=4.05/2 + 3.50/2=3.78m.$ 05<sup>ème</sup>-08<sup>ème</sup> File [2-4]  $\longrightarrow L=4.05/2 + 3.50/2=3.78m.$ 09<sup>ème</sup> File [2-3]  $\longrightarrow L=4.05/2 + 3.50/2=3.78m.$ 09<sup>ème</sup> File [3-4]  $\longrightarrow L=4.05/2 + 3.50/2=3.78m.$ Terrasse File [2-3]  $\longrightarrow L=4.05/2 + 3.50/2=3.78m$ 

Niveaux	Désignation	Etage courant											
		Opérations					Charge $G_T(t)/m$	Surcharge $Q(t)/m$					
RDC-04 <sup>ème</sup> File [1-4]	Plancher	3.78	x	0.487		=	1.84	<b>1.84</b>	3.78	x	0.15	=	<b>0.57</b>
05 <sup>ème</sup> -8 <sup>ème</sup> File [2-4]	Plancher	3.78	x	0.487		=	1.84	<b>1.84</b>	3.78	x	0.15	=	<b>0.57</b>
09 <sup>ème</sup> File [2-3]	Plancher	3.78	x	0.487		=	1.84	<b>1.84</b>	3.78	x	0.15	=	<b>0.57</b>
09 <sup>ème</sup> File [3-4]	Désignation	Terrasse											
		Opérations					Charge $G_T(t)/m$	Surcharge $Q(t)/m$					
	Plancher	3.78	x	0.533		=	2.00	<b>2.00</b>	3.78	x	0.10	=	<b>0.38</b>
Terrasse File [2-3]	Plancher	3.78	x	0.533		=	2.00	<b>2.00</b>	3.78	x	0.10	=	<b>0.38</b>

**Portique de rive (F):**RDC- 04<sup>ème</sup> File [4-5]  $\longrightarrow L=4.05/2 =2.03m.$ 05<sup>ème</sup> File [1-2]  $\longrightarrow$  Etage:  $L=3.50/2=1.75m.$ Terrasse:  $L=4.05/2=2.03m$ 05<sup>ème</sup>-09<sup>ème</sup> File [1-2]  $\longrightarrow L=3.50/2 =1.75m.$ 06<sup>ème</sup>-08<sup>ème</sup> File [4-5]  $\longrightarrow L=4.05/2 =2.03m.$ 09<sup>ème</sup> File [4-5]  $\longrightarrow L=4.05/2=2.03m.$ Terrasse File [1-2]  $\longrightarrow L=3.50/2=1.75m.$

Niveaux	Désignation	Etage courant												
		Opérations						Charge $G_T(t)/m$	Surcharge $Q(t)/m$					
RDC-04 <sup>eme</sup> File [4-5]	Plancher	2.03	x	0.487			=	0.99	1.22	2.03	x	0.15	=	0.30
	Mur extérieur	0.295	x	2.61	x	0.3	=	0.23						
05 <sup>eme</sup> File [1-2]	Plancher	1.75	x	0.487			=	0.85	2.16	1.75	x	0.15	=	0.47
		2.03	x	0.533			=	1.08						
	Mur extérieur	0.295	x	2.61	x	0.3	=	0.23						
06 <sup>eme</sup> -09 <sup>eme</sup> File [1-2]	Plancher	1.75	x	0.487			=	0.85	1.08	1.75	x	0.15	=	0.26
	Mur extérieur	0.295	x	2.61	x	0.3	=	0.23						
05 <sup>eme</sup> -08 <sup>eme</sup> File [4-5]	Plancher	2.03	x	0.487			=	0.99	1.22	2.03	x	0.15	=	0.30
	Mur extérieur	0.295	x	2.61	x	0.3	=	0.23						
09 <sup>eme</sup> File [4-5]	Désignation	Terrasse												
		Opérations						Charge $G_T(t)/m$	Surcharge $Q(t)/m$					
	Plancher	2.03	x	0.533			=	1.08	1.23	2.03	x	0.10	=	0.20
Acrotère	0.6	x	0.1	x	2.5	=	0.15							
Terrasse File [1-2]	Plancher	1.75	x	0.533			=	0.93	1.08	1.75	x	0.10	=	0.18
	Acrotère	0.6	x	0.1	x	2.5	=	0.15						

**Portique intermédiaire (G):**

RDC- 06<sup>eme</sup> File [1-4]  $\longrightarrow L=3.50/2+4.05/2 =3.78m.$

07<sup>eme</sup>-09<sup>eme</sup> File [1-3]  $\longrightarrow L=3.50/2+4.05/2 =3.78m.$

Terrasse File [1-3]  $\longrightarrow L=3.50/2+4.05/2 =3.78m.$

Niveaux	Désignation	Etage courant												
		Opérations						Charge $G_T(t)/m$	Surcharge $Q(t)/m$					
RDC-06 <sup>eme</sup> File [1-4]	Plancher	3.78	x	0.487			=	1.84	<b>1.84</b>	3.78	x	0.15	=	<b>0.57</b>
07 <sup>eme</sup> -09 <sup>eme</sup> File [1-3]	Plancher	3.78	x	0.487			=	1.84	<b>1.84</b>	3.78	x	0.15	=	<b>0.57</b>
Terrasse File [1-3]	Désignation	Terrasse												
		Opérations						Charge $G_T(t)/m$	Surcharge $Q(t)/m$					
	Plancher	3.78	x	0.533			=	2.00	<b>2.00</b>	3.78	x	0.10	=	<b>0.38</b>

**Portique de rive (G):**

RDC- 06<sup>eme</sup> File [4-5] →  $L=4.05/2 =2.03m$ .

07<sup>eme</sup> File [3-4] → Etage:  $L=3.50/2=1.75m$ .

Terrasse:  $L=4.05/2=2.03m$

08<sup>eme</sup> File [3-4] →  $L=3.50/2 =1.75m$ .

08<sup>eme</sup> File [3-4] →  $L=3.50/2 =1.75m$

07<sup>eme</sup> File [4-5] →  $L=4.05/2 =2.03m$ .

09<sup>eme</sup> File [3-4] →  $L=3.50/2=1.75m$ .

Terrasse File [1-2] →  $L=3.50/2=1.75m$ .

Niveaux	Désignation	Etage courant												
		Opérations						Charge $G_T(t)/m$	Surcharge $Q(t)/m$					
RDC-06 <sup>eme</sup> File [4-5]	Plancher	2.03	x	0.487			=	0.99	<b>1.22</b>	2.03	x	0.15	=	<b>0.30</b>
	Mur extérieur	0.295	x	2.61	x	0.3	=	0.23						
07 <sup>eme</sup> File [3-4]	Plancher	1.75	x	0.487			=	0.85	<b>2.16</b>	1.75	x	0.15	=	<b>0.47</b>
		2.03	x	0.533			=	1.08						
	Mur extérieur	0.295	x	2.61	x	0.3	=	0.23						
08 <sup>eme</sup> File [3-4]	Plancher	1.75	x	0.487			=	0.85	<b>1.08</b>	1.75	x	0.15	=	<b>0.26</b>
	Mur extérieur	0.295	x	2.61	x	0.3	=	0.23						

07 <sup>eme</sup> File [4-5]	Désignation	Terrasse												
		Opérations						Charge G <sub>T</sub> (t)/m	Surcharge Q(t)/m					
	Plancher	2.03	x	0.533			=	1.08	<b>1.08</b>	2.03	x	0.10	=	<b>0.20</b>
09 <sup>eme</sup> File [3-4]	Plancher	1.75	x	0.533			=	0.93	<b>1.08</b>	1.75	x	0.10	=	<b>0.18</b>
	Acrotère	0.6	x	0.1	x	2.5	=	0.15						

### Portique intermédiaire (H):

RDC- 06<sup>eme</sup> File [1-5]  $\longrightarrow L=4.05/2+4.60/2 =4.33m.$

07<sup>eme</sup>-09<sup>eme</sup> File [1-3]  $\longrightarrow L=4.05/2+3.05/2 =3.55m.$

07<sup>eme</sup> File [3-5]  $\longrightarrow L=4.05/2+3.05/2 =3.55m.$

Terrasse File [1-3]  $\longrightarrow L=4.05/2+3.05/2 =3.55m.$

Niveaux	Désignation	Etage courant												
		Opérations						Charge G <sub>T</sub> (t)/m	Surcharge Q(t)/m					
RDC -06 <sup>eme</sup> File [1-5]	Plancher	4.33	x	0.487			=	2.11	<b>2.11</b>	4.33	x	0.15	=	<b>0.65</b>
07 <sup>eme</sup> -09 <sup>eme</sup> File [1-3]	Plancher	3.55	x	0.487			=	1.73	<b>1.73</b>	3.55	x	0.15	=	<b>0.53</b>
07 <sup>eme</sup> File [3-5]	Désignation	Terrasse												
		Opérations						Charge G <sub>T</sub> (t)/m	Surcharge Q(t)/m					
	Plancher	3.55	x	0.533			=	2.00	<b>2.00</b>	3.55	x	0.10	=	<b>0.36</b>
Terrasse File [1-3]	Plancher	3.55	x	0.533			=	2.00	<b>2.00</b>	3.55	x	0.10	=	<b>0.36</b>

**Portique intermédiaire (I):**  $L=3.05/2 + 3.70/2=3.38m$

Niveaux	Désignation	Etage courant												
		Opérations					Charge $G_T(t)/m$	Surcharge $Q(t)/m$						
RDC - 09 <sup>eme</sup> File [1-3]	Plancher	3.38	x	0.487			=	1.65	1.65	3.38	x	0.15	=	0.51
Terrasse File [1-3]	Désignation	Terrasse												
		Opérations					Charge $G_T(t)/m$	Surcharge $Q(t)/m$						
	Plancher	3.38	x	0.533			=	1.80	1.80	3.38	x	0.10	=	0.34

**Portique de rive (J):**  $L=L /2=4.60 /2=2.30m$

Niveaux	Désignation	Etage courant												
		Opérations					Charge $G_T(t)/m$	Surcharge $Q(t)/m$						
RDC - 06 <sup>eme</sup> File [3-5]	Plancher	2.30	x	0.487			=	1.12	1.35	2.30	x	0.15	=	0.35
	Mur extérieur	0.295	x	2.61	x	0.3	=	0.23						
07 <sup>eme</sup> File [3-5]	Désignation	Terrasse												
		Opérations					Charge $G_T(t)/m$	Surcharge $Q(t)/m$						
	Plancher	2.30	x	0.533			=	1.23	1.38	2.30	x	0.10	=	0.23
Acrotère	0.6	x	0.1	x	2.5	=	0.15							

**Portique intermédiaire (K):**  $L=3.70/2 + 3.20/2=3.45m$ .

Niveaux	Désignation	Etage courant												
		Opérations					Charge $G_T(t)/m$	Surcharge $Q(t)/m$						
RDC - 09 <sup>eme</sup> File [1-3]	Plancher	3.45	x	0.487			=	1.68	1.68	3.45	x	0.15	=	0.52
Terrasse File [1-3]	Désignation	Terrasse												
		Opérations					Charge $G_T(t)/m$	Surcharge $Q(t)/m$						
	Plancher	3.45	x	0.533			=	1.84	1.00	3.45	x	0.10	=	0.35

**Portique de rive (L):**  $L=L /2=3,20 /2=1.60$  m

Niveaux	Désignation	Etage courant											
		Opérations					Charge $G_T(t)/m$	Surcharge $Q(t)/m$					
RDC - 09 <sup>eme</sup> File [1-3]	Plancher	1.6	x	0.487		=	0.78	1.01	1.60	x	0.15	=	0.24
	Mur extérieur	0.295	x	2.61	x	0.3	=						
Terrasse File [1-3]	Désignation	Terrasse											
		Opérations					Charge $G_T(t)/m$	Surcharge $Q(t)/m$					
	Plancher	1.6	x	0.533		=	0.85	1.00	1.60	x	0.10	=	0.16
	Acrotère	0.6	x	0.1	x	2.5	=						

- **Sens transversal:** « poutre secondaire (30x45) cm<sup>2</sup> »

**Portique de rive (1):**  $L=0.65m$ .

Niveaux	Désignation	Etage courant											
		Opérations					Charge $G_T(t)/m$	Surcharge $Q(t)/m$					
RDC - 04 <sup>eme</sup> Axe [A-L]	Plancher	0.65	x	0.487		=	0.32	0.56	0.65	x	0.15	=	0.10
	Mur extérieur	0.295	x	2.71	x	0.3	=						
05 <sup>eme</sup> -09 <sup>eme</sup> Axe [F-L]	Plancher	0.65	x	0.487		=	0.32	0.56	0.65	x	0.15	=	0.10
	Mur extérieur	0.295	x	2.71	x	0.3	=						
05 <sup>eme</sup> Axe [A-F]	Désignation	Terrasse											
		Opérations					Charge $G_T(t)/m$	Surcharge $Q(t)/m$					
	Plancher	0.65	x	0.533		=	0.35	0.50	0.65	x	0.10	=	0.07
	Acrotère	0.6	x	0.1	x	2.5	=						
Terrasse Axe [F-G]	Plancher	0.65	x	0.533		=	0.35	0.50	0.65	x	0.10	=	0.07
	Acrotère	0.6	x	0.1	x	2.5	=						
Terrasse Axe [G-L]	Plancher	0.65	x	0.533		=	0.35	0.35	0.65	x	0.10	=	0.07

**Portique intermédiaire (2):** L=0.65m.

Niveaux	Désignation	Etage courant												
		Opérations						Charge G <sub>T</sub> (t)/m	Surcharge Q(t)/m					
RDC - 04 <sup>eme</sup> Axe [A-L]	Plancher	0.65	x	0.487			=	0.32	<b>0.32</b>	0.65	x	0.15	=	<b>0.10</b>
05 <sup>eme</sup> 09 <sup>eme</sup> Axe [F-L]	Plancher	0.65	x	0.487			=	0.32	<b>0.32</b>	0.65	x	0.15	=	<b>0.10</b>
05 <sup>eme</sup> Axe [A-E]	Désignation	Terrasse												
		Opérations						Charge G <sub>T</sub> (t)/m	Surcharge Q(t)/m					
	Plancher	0.65	x	0.533			=	0.35	<b>0.35</b>	0.65	x	0.10	=	<b>0.07</b>
Terrasse Axe [F-L]	Plancher	0.65	x	0.533			=	0.35	<b>0.35</b>	0.65	x	0.10	=	<b>0.07</b>

**Portique de rive (2):** L=0.65m.

Niveaux	Désignation	Etage courant												
		Opérations						Charge G <sub>T</sub> (t)/m	Surcharge Q(t)/m					
05 <sup>eme</sup> Axe [E-F]	Plancher	0.65	x	0.487			=	0.32	<b>0.91</b>	0.65	x	0.15	=	<b>0.10</b>
		0.65	x	0.533			=	0.35						
06 <sup>eme</sup> -09 <sup>eme</sup> Axe [E-F]	Mur extérieur	0.295	x	2.71	x	0.3	=	0.24	<b>0.56</b>	0.65	x	0.15	=	<b>0.10</b>
		0.65	x	0.487			=	0.32						
Terrasse Axe [E-F]	Désignation	Terrasse												
		Opérations						Charge G <sub>T</sub> (t)/m	Surcharge Q(t)/m					
	Plancher	0.65	x	0.533			=	0.35	<b>0.50</b>	0.65	x	0.10	=	<b>0.07</b>
Acrotère	0.6	x	0.1	x	2.5	=	0.15							

**Portique intermédiaire (3): L=0.65m.**

Niveaux	Désignation	Etage courant												
		Opérations						Charge G <sub>T</sub> (t)/m	Surcharge Q(t)/m					
RDC - 04 <sup>eme</sup> Axe [C-J] Axe [C-J]	Plancher	0.65	x	0.487			=	0.32	0.32	0.65	x	0.15	=	0.10
05 <sup>eme</sup> -06 <sup>eme</sup> Axe [E-J]	Plancher	0.65	x	0.487			=	0.32	0.32	0.65	x	0.15	=	0.10
07 <sup>eme</sup> -08 <sup>eme</sup> Axe [E-G]	Plancher	0.65	x	0.487			=	0.32	0.32	0.65	x	0.15	=	0.10
Terrasse Axe [F-L]	Désignation	Terrasse												
		Opérations						Charge G <sub>T</sub> (t)/m	Surcharge Q(t)/m					
	Plancher	0.65	x	0.533			=	0.35	0.35	0.65	x	0.10	=	0.07

**Portique de rive (3): L=0.65m.**

Niveaux	Désignation	Etage courant												
		Opérations						Charge G <sub>T</sub> (t)/m	Surcharge Q(t)/m					
RDC - 04 <sup>eme</sup> Axe [A-C] Axe [J-L]	Plancher	0.65	x	0.487			=	0.32	0.56	0.65	x	0.15	=	0.10
	Mur extérieur	0.295	x	2.71	x	0.3	=	0.24						
05 <sup>eme</sup> Axe [C-E]	Plancher	0.65	x	0.487			=	0.32	0.91	0.65	x	0.15	=	0.10
	Mur extérieur	0.295	x	2.71	x	0.3	=	0.24						
05 <sup>eme</sup> -06 <sup>eme</sup> Axe [C-E] Axe [J-L]	Plancher	0.65	x	0.487			=	0.32	0.56	0.65	x	0.15	=	0.10
	Mur extérieur	0.295	x	2.71	x	0.3	=	0.24						
07 <sup>eme</sup> Axe [G-J]	Plancher	0.65	x	0.487			=	0.32	0.91	0.65	x	0.15	=	0.10
	Mur extérieur	0.295	x	2.71	x	0.3	=	0.24						
07 <sup>eme</sup>	Plancher	0.65	x	0.487			=	0.32	0.56	0.65	x	0.15	=	0.10



<b>-08<sup>eme</sup></b> Axe [C-E] Axe [G-L]	Mur extérieur	0.295	x	2.71	x	0.3	=	0.24	<b>0.91</b>	0.65	x	0.15	=	<b>0.10</b>
	Plancher	0.65	x	0.487			=	0.32						
<b>09<sup>eme</sup></b> Axe [E-G]	Plancher	0.65	x	0.533			=	0.35	<b>0.56</b>	0.65	x	0.10	=	<b>0.07</b>
	Mur extérieur	0.295	x	2.71	x	0.3	=	0.24						
<b>09<sup>eme</sup></b> Axe [E-L]	Plancher	0.65	x	0.487			=	0.32	<b>0.56</b>	0.65	x	0.15	=	<b>0.10</b>
	Mur extérieur	0.295	x	2.71	x	0.3	=	0.24						
<b>05<sup>eme</sup></b> Axe [A-C]	<b>Désignation</b>	<b>Terrasse</b>												
		<b>Opérations</b>							<b>Charge G<sub>T</sub>(t)/m</b>	<b>Surcharge Q(t)/m</b>				
	Plancher	0.65	x	0.533			=	0.35	<b>0.35</b>	0.65	x	0.10	=	<b>0.07</b>
<b>09<sup>eme</sup></b> Axe [C-E]	Plancher	0.65	x	0.533			=	0.35	<b>0.50</b>	0.65	x	0.10	=	<b>0.07</b>
	Acrotère	0.6	x	0.1	x	2.5	=	0.15						
<b>Terrasse</b> Axe [E-K]	Plancher	0.65	x	0.533			=	0.35	<b>0.50</b>	0.65	x	0.10	=	<b>0.07</b>
	Acrotère	0.6	x	0.1	x	2.5	=	0.15						

**Portique intermédiaire (4): L=0.65m.**

<b>Niveaux</b>	<b>Désignation</b>	<b>Etage courant</b>												
		<b>Opérations</b>							<b>Charge G<sub>T</sub>(t)/m</b>	<b>Surcharge Q(t)/m</b>				
<b>RDC - 08<sup>eme</sup></b> Axe [C-F] Axe [G-J]	Plancher	0.65	x	0.487			=	0.32	<b>0.32</b>	0.65	x	0.15	=	<b>0.10</b>
<b>07<sup>eme</sup></b> Axe [G-J]	<b>Désignation</b>	<b>Terrasse</b>												
		<b>Opérations</b>							<b>Charge G<sub>T</sub>(t)/m</b>	<b>Surcharge Q(t)/m</b>				
	Plancher	0.65	x	0.533			=	0.35	<b>0.35</b>	0.65	x	0.10	=	<b>0.07</b>

**Portique de rive (4):** L=0.65m.

Niveaux	Désignation	Etage courant												
		Opérations					Charge $G_T(t)/m$	Surcharge Q(t)/m						
RDC - 08 <sup>eme</sup> Axe [F-G]	Plancher	0.65	x	0.487			=	0.32	<b>0.32</b>	0.65	x	0.15	=	<b>0.10</b>

**Portique de rive (5):** L=0.65m.

Niveaux	Désignation	Etage courant												
		Opérations					Charge $G_T(t)/m$	Surcharge Q(t)/m						
RDC - 08 <sup>eme</sup> Axe [C-F] Axe [G-J]	Plancher	0.65	x	0.487			=	0.32	<b>0.56</b>	0.65	x	0.15	=	<b>0.10</b>
	Mur extérieur	0.295	x	2.71	x	0.3	=	0.24						
07 <sup>eme</sup> Axe [G-J]	Désignation	Terrasse												
		Opérations					Charge $G_T(t)/m$	Surcharge Q(t)/m						
	Plancher	0.65	x	0.533			=	0.35	<b>0.35</b>	0.65	x	0.10	=	<b>0.07</b>

# *Chapitre VII*

## **Ferraillage des portiques**

- **Ferraillage des poutres.**
- **Ferraillage des poteaux.**
- **Ferraillage des voiles.**

## VII. FERRAILAGE DES PORTIQUES

### VII.1 Ferrailage des poutres:

#### VII.1.1 Méthode de calcul :

En cas général, les poutres sont sollicitées par un moment de flexion et un effort normal et un effort tranchant. Par conséquent le calcul doit se faire en flexion composée, mais l'effort normal dans les poutres est très faible donc on fait le calcul en flexion simple.

Les sections des armatures seront déterminées sous les sollicitations du 1<sup>er</sup> et du 2<sup>ème</sup> genre

• Sollicitation du 1<sup>er</sup> genre  $S_{p1}=1.35G+1.5Q \Rightarrow$  Moment correspondant  $M_{sp1}$

• Sollicitation du 2<sup>ème</sup> genre  $\left\{ \begin{array}{l} S_{p2}=0.8G \pm E. \\ SP_2=G+Q \pm E. \end{array} \right. \Rightarrow$  Moment correspondant  $M_{sp2}$

- si  $M_{sp1}/M_{sp2} < 1.15$  on détermine les armatures sous  $S_{p2}$ .
- si  $M_{sp1}/M_{sp2} > 1.15$  on détermine les armatures sous  $S_{p1}$ .

Dans le calcul relatif au « ELU » on introduit des coefficients de sécurités ( $\gamma_s, \gamma_b$ )

- Pour situation accidentelle :  $\left\{ \begin{array}{l} \gamma_s=1 \Rightarrow \sigma_s=400\text{MPa}. \\ \gamma_b=1.15 \Rightarrow \sigma_b=18.48\text{MPa} \end{array} \right.$
- Pour les autres cas :  $\left\{ \begin{array}{l} \gamma_s=1.15 \Rightarrow \sigma_s=348\text{MPa}. \\ \gamma_b=1.5 \Rightarrow \sigma_b=14.17\text{MPa} \end{array} \right.$

#### Les armatures longitudinales :

D'après le R.P.A 99 (révisées en 2003) on a :

- Section d'armature minimale :  $A_{min}=0.5\% b ht.$
- Section d'armature maximale:  $A_{max1}=4\% b ht.$  (Zone courante)

$A_{max2}=6\% b ht.$  (Zone de recouvrement)

- **Sens longitudinal :** « poutre principale (30x45) cm<sup>2</sup> »

Calculons d'abord les sections minimales et maximales des aciers qui devraient conditionner la section adopté, on a :

$$A_{min} = 0.5\%b.ht = 0.5 \times 30 \times 45 / 100 = 6.75\text{cm}^2 \dots\dots \text{(Sur toute la section).}$$

$$A_{\max 1} = 4\%b.ht = 4 \times 30 \times 45 / 100 = 54 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots (\text{Zone courante}).$$

$$A_{\max 2} = 6\% b.ht = 6 \times 30 \times 45 / 100 = 81 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots (\text{Zone de recouvrement}).$$

▪ **Sens transversale :** « poutre secondaire (30x35) cm<sup>2</sup> »

Calculons d'abord les sections minimales et maximales des aciers qui devraient conditionner la section adoptée, on a :

$$A_{\min} = 0.5\%b.ht = 0.5 \times 30 \times 35 / 100 = 5.25 \text{ cm}^2 \dots\dots (\text{Sur toute la section}).$$

$$A_{\max 1} = 4\%b.ht = 4 \times 30 \times 35 / 100 = 42 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots (\text{Zone courante}).$$

$$A_{\max 2} = 6\% b.ht = 6 \times 30 \times 35 / 100 = 63 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots (\text{Zone de recouvrement}).$$

On présente un seul exemple de calcul pour un seul niveau et les résultats des autres niveaux seront donnés dans un tableau.

### VII.1.2 Exemple de calcul :

**Sens longitudinal :** « poutre principale (30x45) cm<sup>2</sup> »

▪ **Bloc A :**

**Données :**

- Largeur de la poutre  $b=30\text{cm}$ .
- Hauteur de la section  $h_t=45\text{cm}$ .
- utile des aciers tendus  $d=0.9 \times h_t=40.5\text{ cm}$
- Contrainte des aciers utilisés  $f_e=400\text{ MPa}$
- Contrainte du béton à 28 jours  $f_{c28}=25\text{ MPa}$
- Contrainte limite de traction du béton  $f_{t28}=2.1\text{MPa}$ .
- Fissuration peu préjudiciable

**Poutre principale rive :**

**-Etage courant :**

▪ **En travée :**

$$(Sp_1) \Rightarrow Mt_{sp1}=5.52\text{ t.m}$$

$$(Sp_2) \Rightarrow Mt_{sp2}=4.02\text{ t.m}$$

$$\frac{Mt_{sp1}}{Mt_{sp2}} = 1.38 > 1.15 \quad \text{donc le calcul se fait sous } (Sp_1)$$

<b>Moment ultime <math>M_u</math></b>	$M_u$	5.52	$\mu=0.0792 < \mu_l=0.392$ pas d'acier comprimé
<b>Moment réduit</b>	$\mu=M_u/(b \times d^2 \times f_{bc})$	0.0792	
<b>Etat limite de compression du béton</b>	$\mu_l=0.392$	$\mu < \mu_l$	
<b>Coefficient de la fibre neutre</b>	$\alpha=1.25(1-\sqrt{1-2\mu})$	0.1033	
<b>Coefficient <math>\beta</math></b>	$\beta=1-0.4 \alpha$	0.959	
<b>Section d'aciers <math>A_s</math></b>	$M_u / (\sigma_s \times \beta \times d)$	<b>4.08 cm<sup>2</sup></b>	
<b>Section d'aciers <math>A_{min}</math></b>	0.5% $b \times h$	<b>6.75 cm<sup>2</sup></b>	
<b>Section d'aciers adoptée</b>		<b>3T14 soit A=4.62 cm<sup>2</sup></b>	

▪ **En appuis :**

$$(Sp_1) \Rightarrow Ma_{sp1}=4.46 \text{ t.m.} \dots$$

$$(Sp_2) \Rightarrow Ma_{sp2}=3.25 \text{ t.m}$$

$$\frac{Ma_{sp1}}{Ma_{sp2}} = 1.37 > 1.15 \quad \text{donc le calcul se fait sous } (Sp_1)$$

<b>Moment ultime <math>M_u</math></b>	$M_u$	4.46	$\mu=0.064 < \mu_l=0.392$ acier comprimé
<b>Moment réduit</b>	$\mu=M_u/(b \times d^2 \times f_{bc})$	0.064	
<b>Etat limite de compression du béton</b>	$\mu_l=0.392$	$\mu < \mu_l$	
<b>Coefficient de la fibre neutre</b>	$\alpha=1.25(1-\sqrt{1-2\mu})$	0.0827	
<b>Coefficient <math>\beta</math></b>	$\beta=1-0.4 \alpha$	0.967	
<b>Section d'aciers <math>A_s</math></b>	$M_u / (\sigma_s \times \beta \times d)$	<b>2.63 cm<sup>2</sup></b>	
<b>Section d'aciers <math>A_{min}</math></b>	0.5% $b \times h$	<b>6.75 cm<sup>2</sup></b>	
<b>Section d'aciers adoptée</b>		<b>3T14 soit A=4.62 cm<sup>2</sup></b>	

**-Terrasse :**▪ **En travée :**

$$(Sp_1) \Rightarrow Mt_{sp1}=4.831 \text{ t.m}$$

$$(Sp_2) \Rightarrow Mt_{sp2}=3.538 \text{ t.m}$$

<b>Moment ultime <math>M_u</math></b>	$M_u$	4.831	$\mu=0.069 < \mu_1=0.392$ pas d'acier comprimé
<b>Moment réduit</b>	$\mu=M_u/(bxd^2xf_{bc})$	0.069	
<b>Etat limite de compression du béton</b>	$\mu_1=0.392$	$\mu < \mu_1$	
<b>Coefficient de la fibre neutre</b>	$\alpha=1.25(1-\sqrt{1-2\mu})$	0.0894	
<b>Coefficient <math>\beta</math></b>	$\beta=1-0.4 \alpha$	0.964	
<b>Section d'aciers <math>A_s</math></b>	$M_u / (\sigma_s \times \beta \times d)$	<b>2.85cm<sup>2</sup></b>	
<b>Section d'aciers <math>A_{min}</math></b>	0.5%bxh	<b>6.75 cm<sup>2</sup></b>	
<b>Section d'aciers adoptée</b>		<b>3T14 soit A=4.62 cm<sup>2</sup></b>	

$$\frac{Mt_{sp1}}{Mt_{sp2}} = 1.36 > 1.15 \quad \text{donc le calcul se fait sous } (Sp_1)$$

▪ **En appuis :**

$$(Sp_1) \Rightarrow Ma_{sp1}=5.074 \text{ t.m.}$$

$$(Sp_2) \Rightarrow Ma_{sp2}=3.708 \text{ t.m.}$$

$$\frac{Ma_{sp1}}{Ma_{sp2}} = 1.36 > 1.15 \quad \text{donc le calcul se fait sous } (Sp_1).$$

<b>Moment ultime <math>M_u</math></b>	$M_u$	5.074	$\mu=0.0727 < \mu_1=0.392$ pas d'acier comprimé
<b>Moment réduit</b>	$\mu=M_u/(bxd^2xf_{bc})$	0.0727	
<b>Etat limite de compression du béton</b>	$\mu_1=0.392$	$\mu < \mu_1$	
<b>Coefficient de la fibre neutre</b>	$\alpha=1.25(1-\sqrt{1-2\mu})$	0.0944	
<b>Coefficient <math>\beta</math></b>	$\beta=1-0.4 \alpha$	0.962	
<b>Section d'aciers <math>A_s</math></b>	$M_u / (\sigma_s \times \beta \times d)$	<b>3cm<sup>2</sup></b>	
<b>Section d'aciers <math>A_{min}</math></b>	0.5%bxh	<b>6.75 cm<sup>2</sup></b>	
<b>Section d'aciers adoptée</b>		<b>3T14 soit A=4.62 cm<sup>2</sup></b>	

**Poutre principale intermédiaire :****-Etage courant :****▪ En travée :**

$$(Sp_1) \Rightarrow Mt_{sp1}=4.258 \text{ t.m}$$

$$(Sp_2) \Rightarrow Mt_{sp2}=3.082 \text{ t.m}$$

$$\frac{Mt_{sp1}}{Mt_{sp2}} = 1.38 > 1.15 \quad \text{donc le calcul se fait sous } (Sp_1)$$

<b>Moment ultime <math>M_u</math></b>	$M_u$	4.258	$\mu=0.0616 < \mu_1=0.392$ pas d'acier comprimé
<b>Moment réduit</b>	$\mu=M_u/(bxd^2xf_{bc})$	0.0616	
<b>Etat limite de compression du béton</b>	$\mu_1=0.392$	$\mu < \mu_1$	
<b>Coefficient de la fibre neutre</b>	$\alpha=1.25(1-\sqrt{1-2\mu})$	0.0795	
<b>Coefficient <math>\beta</math></b>	$\beta=1-0.4 \alpha$	0.958	
<b>Section d'aciers <math>A_s</math></b>	$M_u / (\sigma_s x \beta x d)$	<b>2.5 cm<sup>2</sup></b>	
<b>Section d'aciers <math>A_{min}</math></b>	0.5% $b x h$	<b>6.75 cm<sup>2</sup></b>	
<b>Section d'aciers adoptée</b>		<b>3T14 soit <math>A=4.62 \text{ cm}^2</math></b>	

**▪ En appuis :**

$$(Sp_1) \Rightarrow Ma_{sp1}=6.629 \text{ t.m...}$$

$$(Sp_2) \Rightarrow Ma_{sp2}=4.804 \text{ t.m}$$

$$\frac{Ma_{sp1}}{Ma_{sp2}} = 1.38 > 1.15 \quad \text{donc le calcul se fait sous } (Sp_1)$$

<b>Moment ultime <math>M_u</math></b>	$M_u$	6.629	$\mu=0.0957 < \mu_1=0.392$ pas d'acier comprimé
<b>Moment réduit</b>	$\mu=M_u/(bxd^2xf_{bc})$	0.0957	
<b>Etat limite de compression du béton</b>	$\mu_1=0.392$	$\mu < \mu_1$	
<b>Coefficient de la fibre neutre</b>	$\alpha=1.25(1-\sqrt{1-2\mu})$	0.1259	
<b>Coefficient <math>\beta</math></b>	$\beta=1-0.4 \alpha$	0.949	
<b>Section d'aciers <math>A_s</math></b>	$M_u / (\sigma_s x \beta x d)$	<b>3.97 cm<sup>2</sup></b>	
<b>Section d'aciers <math>A_{min}</math></b>	0.5% $b x h$	<b>6.75 cm<sup>2</sup></b>	
<b>Section d'aciers adoptée</b>		<b>3T14 soit <math>A=4.62 \text{ cm}^2</math></b>	



**-Terrasse :**▪ **En travée :**

$$(Sp_1) \Rightarrow Mt_{sp1}=5.708 \text{ t.m}$$

$$(Sp_2) \Rightarrow Mt_{sp2}=4.17 \text{ t.m}$$

$$\frac{Mt_{sp1}}{Mt_{sp2}} = 1.36 > 1.15 \quad \text{donc le calcul se fait sous } (Sp_1)$$

<b>Moment ultime <math>M_u</math></b>	$M_u$	5.708	$\mu = 0.0818 < \mu_1 = 0.392$ pas d'acier comprimé
<b>Moment réduit</b>	$\mu = M_u / (b x d^2 x f_{bc})$	0.0818	
<b>Etat limite de compression du béton</b>	$\mu_1 = 0.392$	$\mu < \mu_1$	
<b>Coefficient de la fibre neutre</b>	$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$	0.1068	
<b>Coefficient <math>\beta</math></b>	$\beta = 1 - 0.4 \alpha$	0.957	
<b>Section d'aciers <math>A_s</math></b>	$M_u / (\sigma_s x \beta x d)$	<b>3.39 cm<sup>2</sup></b>	
<b>Section d'aciers <math>A_{min}</math></b>	0.5% b x h	<b>6.75 cm<sup>2</sup></b>	
<b>Section d'aciers adoptée</b>		<b>3T14 soit A=4.62 cm<sup>2</sup></b>	

▪ **En appuis :**

$$(Sp_1) \Rightarrow Ma_{sp1} = 9.308 \text{ t.m...}$$

$$(Sp_2) \Rightarrow Ma_{sp2} = 6.79 \text{ t.m}$$

$$\frac{Ma_{sp1}}{Ma_{sp2}} = 1.36 > 1.15 \quad \text{donc le calcul se fait sous } (Sp_1)$$

<b>Moment ultime <math>M_u</math></b>	$M_u$	9.308	$\mu=0.1335 < \mu_1=0.392$ pas d'acier comprimé
<b>Moment réduit</b>	$\mu = M_u / (b \times d^2 \times f_{bc})$	0.1335	
<b>Etat limite de compression du béton</b>	$\mu_1 = 0.392$	$\mu < \mu_1$	
<b>Coefficient de la fibre neutre</b>	$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$	0.1798	
<b>Coefficient <math>\beta</math></b>	$\beta = 1 - 0.4 \alpha$	0.928	
<b>Section d'aciers <math>A_s</math></b>	$M_u / (\sigma_s \times \beta \times d)$	<b>5.71 cm<sup>2</sup></b>	
<b>Section d'aciers <math>A_{min}</math></b>	0.5% b x h	<b>6.75 cm<sup>2</sup></b>	
<b>Section d'aciers adoptée</b>		<b>3T14+2T12 soit A=6.88 cm<sup>2</sup></b>	

▪ **Bloc B :**  
**Données :**

- Largeur de la poutre  $b=30\text{cm}$ .
- Hauteur de la section  $h_t=45\text{cm}$ .
- utile des aciers tendus  $d=0.9 \times h_t=40.5\text{ cm}$
- Contrainte des aciers utilisés  $f_e=400\text{ MPa}$
- Contrainte du béton à 28 jours  $f_{c28}=25\text{ MPa}$
- Contrainte limite de traction du béton  $f_{t28}=2.1\text{MPa}$ .
- Fissuration peu préjudiciable

**Poutre principale rive :**

**-Etage courant :**

▪ **En travée :**

$$(Sp_1) \Rightarrow Mt_{sp1} = 1.023 \text{ t.m}$$

$$(Sp_2) \Rightarrow Mt_{sp2} = 0.744 \text{ t.m}$$

$$\frac{Mt_{sp1}}{Mt_{sp2}} = 1.38 > 1.15 \quad \text{donc le calcul se fait sous } (Sp_1)$$

<b>Moment ultime <math>M_u</math></b>	$M_u$	1.023	$\mu=0.0146 < \mu_1=0.392$ pas d'acier comprimé
<b>Moment réduit</b>	$\mu=M_u/(bxd^2xf_{bc})$	0.0146	
<b>Etat limite de compression du béton</b>	$\mu_1=0.392$	$\mu < \mu_1$	
<b>Coefficient de la fibre neutre</b>	$\alpha=1.25(1-\sqrt{1-2\mu})$	0.0183	
<b>Coefficient <math>\beta</math></b>	$\beta=1-0.4 \alpha$	0.993	
<b>Section d'aciers <math>A_s</math></b>	$M_u / (\sigma_s \times \beta \times d)$	<b>0.59 cm<sup>2</sup></b>	
<b>Section d'aciers <math>A_{min}</math></b>	0.5%bxh	<b>6.75 cm<sup>2</sup></b>	
<b>Section d'aciers adoptée</b>		<b>3T14 soit A=4.62 cm<sup>2</sup></b>	

▪ **En appuis :**

$$(Sp_1) \Rightarrow Ma_{sp1}=4.275 \text{ t.m...}$$

$$(Sp_2) \Rightarrow Ma_{sp2}=3.0177 \text{ t.m}$$

$$\frac{Ma_{sp1}}{Ma_{sp2}} = 1.35 > 1.15 \quad \text{donc le calcul se fait sous } (Sp_1)$$

<b>Moment ultime <math>M_u</math></b>	$M_u$	4.725	$\mu=0.0613 < \mu_1=0.392$ pas d'acier comprimé
<b>Moment réduit</b>	$\mu=M_u/(bxd^2xf_{bc})$	0.0613	
<b>Etat limite de compression du béton</b>	$\mu_1=0.392$	$\mu < \mu_1$	
<b>Coefficient de la fibre neutre</b>	$\alpha=1.25(1-\sqrt{1-2\mu})$	0.0791	
<b>Coefficient <math>\beta</math></b>	$\beta=1-0.4 \alpha$	0.968	
<b>Section d'aciers <math>A_s</math></b>	$M_u / (\sigma_s \times \beta \times d)$	<b>2.51 cm<sup>2</sup></b>	
<b>Section d'aciers <math>A_{min}</math></b>	0.5%bxh	<b>6.75 cm<sup>2</sup></b>	
<b>Section d'aciers adoptée</b>		<b>3T14 soit A=4.62 cm<sup>2</sup></b>	

**Terrasse :**

▪ **En travée :**

$$(Sp_1) \Rightarrow Mt_{sp1}=1.57 \text{ t.m}$$

$$(Sp_2) \Rightarrow Mt_{sp2}=1.145 \text{ t.m}$$

$$\frac{Mt_{sp1}}{Mt_{sp2}} = 1.37 > 1.15 \quad \text{donc le calcul se fait sous } (Sp_1)$$

<b>Moment ultime <math>M_u</math></b>	$M_u$	1.57	$\mu=0.0251 < \mu_1=0.392$ pas d'acier comprimé
<b>Moment réduit</b>	$\mu=M_u/(bxd^2xf_{bc})$	0.0251	
<b>Etat limite de compression du béton</b>	$\mu_1=0.392$	$\mu < \mu_1$	
<b>Coefficient de la fibre neutre</b>	$\alpha=1.25(1-\sqrt{1-2\mu})$	0.0317	
<b>Coefficient <math>\beta</math></b>	$\beta=1-0.4 \alpha$	0.987	
<b>Section d'aciers <math>A_s</math></b>	$M_u / (\sigma_s x \beta x d)$	<b>0.9cm<sup>2</sup></b>	
<b>Section d'aciers <math>A_{min}</math></b>	0.5%b x h	<b>6.75 cm<sup>2</sup></b>	
<b>Section d'aciers adoptée</b>		<b>3T14 soit A=4.62 cm<sup>2</sup></b>	

**En appuis :**

$$(Sp_1) \Rightarrow Ma_{sp1}=4.781 \text{ t.m...}$$

$$(Sp_2) \Rightarrow Ma_{sp2}=3.503 \text{ t.m}$$

$$\frac{Ma_{sp1}}{Ma_{sp2}} = 1.36 > 1.15 \quad \text{donc le calcul se fait sous } (Sp_1)$$

<b>Moment ultime <math>M_u</math></b>	$M_u$	4.781	$\mu=0.0685 < \mu_1=0.392$ pas d'acier comprimé
<b>Moment réduit</b>	$\mu=M_u/(bxd^2xf_{bc})$	0.0685	
<b>Etat limite de compression du béton</b>	$\mu_1=0.392$	$\mu < \mu_1$	
<b>Coefficient de la fibre neutre</b>	$\alpha=1.25(1-\sqrt{1-2\mu})$	0.0887	
<b>Coefficient <math>\beta</math></b>	$\beta=1-0.4 \alpha$	0.964	
<b>Section d'aciers <math>A_s</math></b>	$M_u / (\sigma_s x \beta x d)$	<b>2.82cm<sup>2</sup></b>	
<b>Section d'aciers <math>A_{min}</math></b>	0.5%b x h	<b>6.75 cm<sup>2</sup></b>	
<b>Section d'aciers adoptée</b>		<b>3T14 soit A=4.62 cm<sup>2</sup></b>	

**Poutre principale intermédiaire :****Données :**

- Largeur de la poutre  $b=30\text{cm}$ .
- Hauteur de la section  $h_t=35\text{cm}$ .
- utile des aciers tendus  $d=0.9 \times h_t=40.5\text{ cm}$
- Contrainte des aciers utilisés  $f_e=400\text{ MPa}$
- Contrainte du béton à 28 jours  $f_{c28}=25\text{ MPa}$
- Contrainte limite de traction du béton  $f_{t28}=2.1\text{MPa}$ .
- Fissuration peu préjudiciable

**-Etage courant :**▪ **En travée :**

$$(Sp_1) \Rightarrow Mt_{sp1}=6.016\text{ t.m}$$

$$(Sp_2) \Rightarrow Mt_{sp2}=4.353\text{ t.m}$$

$$\frac{Mt_{sp1}}{Mt_{sp2}} = 1.38 > 1.15 \quad \text{donc le calcul se fait sous } (Sp_1)$$

<b>Moment ultime <math>M_u</math></b>	$M_u$	6.016	$\mu=0.0862 < \mu_1=0.392$ pas d'acier comprimé
<b>Moment réduit</b>	$\mu=M_u/(b \times d^2 \times f_{bc})$	0.0792	
<b>Etat limite de compression du béton</b>	$\mu_1=0.392$	$\mu < \mu_1$	
<b>Coefficient de la fibre neutre</b>	$\alpha=1.25(1-\sqrt{1-2\mu})$	0.1125	
<b>Coefficient <math>\beta</math></b>	$\beta=1-0.4 \alpha$	0.954	
<b>Section d'aciers <math>A_s</math></b>	$M_u / (\sigma_s \times \beta \times d)$	<b><math>3.58\text{cm}^2</math></b>	
<b>Section d'aciers <math>A_{min}</math></b>	$0.5\% \times b \times h$	<b><math>6.75\text{ cm}^2</math></b>	
<b>Section d'aciers adoptée</b>		<b>3T14 soit <math>A=4.62\text{ cm}^2</math></b>	

▪ **En appuis :**

$(Sp_1) \Rightarrow Ma_{sp1}=9.33t.m...$

$(Sp_2) \Rightarrow Ma_{sp2}=6.757 t.m$

$\frac{Ma_{sp1}}{Ma_{sp2}}=1.38>1.15$  donc le calcul se fait sous  $(Sp_1)$

<b>Moment ultime <math>M_u</math></b>	$M_u$	9.33	$\mu=0.1338 < \mu_l=0.392$ pas d'acier comprimé
<b>Moment réduit</b>	$\mu=M_u/(bxd^2xf_{bc})$	0.1338	
<b>Etat limite de compression du béton</b>	$\mu_l=0.392$	$\mu < \mu_l$	
<b>Coefficient de la fibre neutre</b>	$\alpha=1.25(1-\sqrt{1-2\mu})$	0.1802	
<b>Coefficient <math>\beta</math></b>	$\beta=1-0.4 \alpha$	0.928	
<b>Section d'aciers <math>A_s</math></b>	$M_u / (\sigma_s \times \beta \times d)$	<b>5.72cm<sup>2</sup></b>	
<b>Section d'aciers <math>A_{min}</math></b>	0.5%bxh	<b>6.75 cm<sup>2</sup></b>	
<b>Section d'aciers adoptée</b>		<b>3T14+2T12 soit A=6.88cm<sup>2</sup></b>	

**-Terrasse :**

▪ **En travée :**

$(Sp_1) \Rightarrow Mt_{sp1}=6.616 t.m$

$(Sp_2) \Rightarrow Mt_{sp2}=4.825t.m$

$\frac{Mt_{sp1}}{Mt_{sp2}}=1.37>1.15$  donc le calcul se fait sous  $(Sp_1)$

<b>Moment ultime <math>M_u</math></b>	$M_u$	6.616	$\mu=0.0948 < \mu_1=0.392$ pas d'acier comprimé
<b>Moment réduit</b>	$\mu=M_u/(bxd^2xf_{bc})$	0.0948	
<b>Etat limite de compression du béton</b>	$\mu_1=0.392$	$\mu < \mu_1$	
<b>Coefficient de la fibre neutre</b>	$\alpha=1.25(1-\sqrt{1-2\mu})$	0.1247	
<b>Coefficient <math>\beta</math></b>	$\beta=1-0.4 \alpha$	0.950	
<b>Section d'aciers <math>A_s</math></b>	$M_u / (\sigma_s \times \beta \times d)$	<b>3.65cm<sup>2</sup></b>	
<b>Section d'aciers <math>A_{min}</math></b>	0.5% $b \times h$	<b>6.75 cm<sup>2</sup></b>	
<b>Section d'aciers adoptée</b>		<b>3T14 soit A=4.62 cm<sup>2</sup></b>	

▪ **En appuis :**

$$(Sp_1) \Rightarrow Ma_{sp1}=12.487t.m\dots$$

$$(Sp_2) \Rightarrow Ma_{sp2}=9.101t.m$$

$$\frac{Ma_{sp1}}{Ma_{sp2}} = 1.37 > 1.15 \quad \text{donc le calcul se fait sous } (Sp_1)$$

<b>Moment ultime <math>M_u</math></b>	$M_u$	12.487	$\mu=0.1791 < \mu_1=0.392$ pas d'acier comprimé
<b>Moment réduit</b>	$\mu=M_u/(bxd^2xf_{bc})$	0.1791	
<b>Etat limite de compression du béton</b>	$\mu_1=0.392$	$\mu < \mu_1$	
<b>Coefficient de la fibre neutre</b>	$\alpha=1.25(1-\sqrt{1-2\mu})$	0.2485	
<b>Coefficient <math>\beta</math></b>	$\beta=1-0.4 \alpha$	0.900	
<b>Section d'aciers <math>A_s</math></b>	$M_u / (\sigma_s \times \beta \times d)$	<b>7.91cm<sup>2</sup></b>	
<b>Section d'aciers <math>A_{min}</math></b>	0.5% $b \times h$	<b>6.75 cm<sup>2</sup></b>	
<b>Section d'aciers adoptée</b>		<b>3T14+3T12 soit A=8.01 cm<sup>2</sup></b>	

**Tableau VII.1 :** Des tableaux de ferrailage des poutres principales

**Sens transversale :** « poutre principale (30x35) cm<sup>2</sup> »

▪ **Bloc A :**

**Données :**

- Largeur de la poutre  $b=30\text{cm}$ .
- Hauteur de la section  $h_t=35\text{cm}$ .
- utile des aciers tendus  $d=0.9 \times h_t=31.5\text{ cm}$
- Contrainte des aciers utilisés  $f_e=400\text{ MPa}$
- Contrainte du béton à 28 jours  $f_{c28}=25\text{ MPa}$
- Contrainte limite de traction du béton  $f_{t28}=2.1\text{MPa}$ .
- Fissuration peu préjudiciable

**Poutre secondaire rive :**

**-Etage courant :**

▪ **En travée :**

$$(Sp_1) \Rightarrow Mt_{sp1}=0.475\text{ t.m}$$

$$(Sp_2) \Rightarrow Mt_{sp2}=0.344\text{ t.m}$$

$$\frac{Mt_{sp1}}{Mt_{sp2}} = 1.39 > 1.15 \quad \text{donc le calcul se fait sous } (Sp_1)$$

<b>Moment ultime <math>M_u</math></b>	$M_u$	0.475	$\mu=0.0112 < \mu_l=0.392$ pas d'acier comprimé
<b>Moment réduit</b>	$\mu=M_u/(b \times d^2 \times f_{bc})$	0.0112	
<b>Etat limite de compression du béton</b>	$\mu_l=0.392$	$\mu < \mu_l$	
<b>Coefficient de la fibre neutre</b>	$\alpha=1.25(1-\sqrt{1-2\mu})$	0.0141	
<b>Coefficient <math>\beta</math></b>	$\beta=1-0.4 \alpha$	0.994	
<b>Section d'aciers <math>A_s</math></b>	$M_u / (\sigma_s \times \beta \times d)$	<b>0.36cm<sup>2</sup></b>	
<b>Section d'aciers <math>A_{min}</math></b>	0.5% $b \times h$	<b>5.25 cm<sup>2</sup></b>	
<b>Section d'aciers adoptée</b>		<b>3T12 soit <math>A=3.39\text{ cm}^2</math></b>	



▪ **En appuis :**

$$(Sp_1) \Rightarrow Ma_{sp1}=1.273t.m\dots$$

$$(Sp_2) \Rightarrow Ma_{sp2}=0.932t.m$$

$$\frac{Ma_{sp1}}{Ma_{sp2}}=1.37>1.15 \quad \text{donc le calcul se fait sous } (Sp_1)$$

<b>Moment ultime <math>M_u</math></b>	$M_u$	1.273	$\mu=0.0301 < \mu_l=0.392$ pas d'acier comprimé
<b>Moment réduit</b>	$\mu=M_u/(bxd^2xf_{bc})$	0.0301	
<b>Etat limite de compression du béton</b>	$\mu_l=0.392$	$\mu < \mu_l$	
<b>Coefficient de la fibre neutre</b>	$\alpha=1.25(1-\sqrt{1-2\mu})$	0.0383	
<b>Coefficient <math>\beta</math></b>	$\beta=1-0.4 \alpha$	0.984	
<b>Section d'aciers <math>A_s</math></b>	$M_u / (\sigma_s \alpha \beta x d)$	<b>0.98cm<sup>2</sup></b>	
<b>Section d'aciers <math>A_{min}</math></b>	0.5% $b x h$	<b>5.25 cm<sup>2</sup></b>	
<b>Section d'aciers adoptée</b>		<b>3T12 soit <math>A=3.39 \text{ cm}^2</math></b>	

**Terrasse :**

▪ **En travée :**

$$(Sp_1) \Rightarrow Mt_{sp1}=2.861 \text{ t.m}$$

$$(Sp_2) \Rightarrow Mt_{sp2}=2.082 \text{ t.m}$$

$$\frac{Mt_{sp1}}{Mt_{sp2}}=1.37>1.15 \quad \text{donc le calcul se fait sous } (Sp_1)$$

<b>Moment ultime <math>M_u</math></b>	$M_u$	2.861	$\mu=0.0678 < \mu_l=0.392$ pas d'acier comprimé
<b>Moment réduit</b>	$\mu=M_u/(bxd^2xf_{bc})$	0.0678	
<b>Etat limite de compression du béton</b>	$\mu_l=0.392$	$\mu < \mu_l$	
<b>Coefficient de la fibre neutre</b>	$\alpha=1.25(1-\sqrt{1-2\mu})$	0.0878	
<b>Coefficient <math>\beta</math></b>	$\beta=1-0.4 \alpha$	0.964	
<b>Section d'aciers <math>A_s</math></b>	$M_u / (\sigma_s \alpha \beta x d)$	<b>2.24cm<sup>2</sup></b>	
<b>Section d'aciers <math>A_{min}</math></b>	0.5% $b x h$	<b>5.25 cm<sup>2</sup></b>	
<b>Section d'aciers adoptée</b>		<b>3T12 soit <math>A=3.39 \text{ cm}^2</math></b>	

▪ **En appuis :**

$$(Sp_1) \Rightarrow Ma_{sp1}=5.457 \text{ t.m...}$$

$$(Sp_2) \Rightarrow Ma_{sp2}=3.981 \text{ t.m}$$

$$\frac{Ma_{sp1}}{Ma_{sp2}} = 1.37 > 1.15 \quad \text{donc le calcul se fait sous } (Sp_1)$$

<b>Moment ultime <math>M_u</math></b>	$M_u$	5.457	$\mu=0.1293 < \mu_l=0.392$ pas d'acier comprimé
<b>Moment réduit</b>	$\mu = M_u / (b x d^2 x f_{bc})$	0.1293	
<b>Etat limite de compression du béton</b>	$\mu_l = 0.392$	$\mu < \mu_l$	
<b>Coefficient de la fibre neutre</b>	$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$	0.1737	
<b>Coefficient <math>\beta</math></b>	$\beta = 1 - 0.4 \alpha$	0.930	
<b>Section d'aciers <math>A_s</math></b>	$M_u / (\sigma_s x \beta x d)$	<b>4.46 cm<sup>2</sup></b>	
<b>Section d'aciers <math>A_{min}</math></b>	0.5% b x h	<b>5.25 cm<sup>2</sup></b>	
<b>Section d'aciers adoptée</b>		<b>3T12+1T12 soit A=4.52 cm<sup>2</sup></b>	

**Poutre secondaire intermédiaire :**

**-Etage courant :**

▪ **En travée :**

$$(Sp_1) \Rightarrow Mt_{sp1}=1.377 \text{ t.m}$$

$$(Sp_2) \Rightarrow Mt_{sp2}=0.997 \text{ t.m}$$

$$\frac{Mt_{sp1}}{Mt_{sp2}} = 1.38 > 1.15 \quad \text{donc le calcul se fait sous } (Sp_1)$$

<b>Moment ultime <math>M_u</math></b>	$M_u$	1.377	$\mu=0.0326 < \mu_l=0.392$ pas d'acier comprimé
<b>Moment réduit</b>	$\mu = M_u / (b x d^2 x f_{bc})$	0.0326	
<b>Etat limite de compression du béton</b>	$\mu_l = 0.392$	$\mu < \mu_l$	
<b>Coefficient de la fibre neutre</b>	$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$	0.0414	
<b>Coefficient <math>\beta</math></b>	$\beta = 1 - 0.4 \alpha$	0.983	
<b>Section d'aciers <math>A_s</math></b>	$M_u / (\sigma_s x \beta x d)$	<b>1.06 cm<sup>2</sup></b>	
<b>Section d'aciers <math>A_{min}</math></b>	0.5% b x h	<b>5.25 cm<sup>2</sup></b>	
<b>Section d'aciers adoptée</b>		<b>3T12 soit A=3.39 cm<sup>2</sup></b>	

▪ **En appuis :**

$$(Sp_1) \Rightarrow Ma_{sp1}=2.25t.m\dots$$

$$(Sp_2) \Rightarrow Ma_{sp2}=1.632 t.m$$

$$\frac{Ma_{sp1}}{Ma_{sp2}}=1.38>1.15 \quad \text{donc le calcul se fait sous } (Sp_1)$$

<b>Moment ultime <math>M_u</math></b>	$M_u$	2.25	$\mu=0.0533<\mu_l=0.392$ pas d'acier comprimé
<b>Moment réduit</b>	$\mu=M_u/(bxd^2xf_{bc})$	0.0533	
<b>Etat limite de compression du béton</b>	$\mu_l=0.392$	$\mu<\mu_l$	
<b>Coefficient de la fibre neutre</b>	$\alpha=1.25(1-\sqrt{1-2\mu})$	0.0685	
<b>Coefficient <math>\beta</math></b>	$\beta=1-0.4 \alpha$	0.972	
<b>Section d'aciers <math>A_s</math></b>	$M_u / (\sigma_s \times \beta \times d)$	<b>1.75cm<sup>2</sup></b>	
<b>Section d'aciers <math>A_{min}</math></b>	0.5% $b \times h$	<b>5.25 cm<sup>2</sup></b>	
<b>Section d'aciers adoptée</b>		<b>3T12 soit <math>A=3.39 \text{ cm}^2</math></b>	

**-Terrasse :**

▪ **En travée :**

$$(Sp_1) \Rightarrow Mt_{sp1}=4.002 t.m$$

$$(Sp_2) \Rightarrow Mt_{sp2}=9.641t.m$$

$$\frac{Mt_{sp1}}{Mt_{sp2}}=0.41>1.15 \quad \text{donc le calcul se fait sous } (Sp_1)$$

<b>Moment ultime <math>M_u</math></b>	$M_u$	9.641	$\mu=0.2290<\mu_l=0.392$ pas d'acier comprimé
<b>Moment réduit</b>	$\mu=M_u/(bxd^2xf_{bc})$	0.2290	
<b>Etat limite de compression du béton</b>	$\mu_l=0.392$	$\mu<\mu_l$	
<b>Coefficient de la fibre neutre</b>	$\alpha=1.25(1-\sqrt{1-2\mu})$	0.3298	
<b>Coefficient <math>\beta</math></b>	$\beta=1-0.4 \alpha$	0.868	
<b>Section d'aciers <math>A_s</math></b>	$M_u / (\sigma_s \times \beta \times d)$	<b>8.52cm<sup>2</sup></b>	
<b>Section d'aciers <math>A_{min}</math></b>	0.5% $b \times h$	<b>5.25 cm<sup>2</sup></b>	
<b>Section d'aciers adoptée</b>		<b>3T14+3T14 soit <math>A=9.24 \text{ cm}^2</math></b>	

▪ **En appuis :**

$$(Sp_1) \Rightarrow Ma_{sp1}=2.903\text{t.m...}$$

$$(Sp_2) \Rightarrow Ma_{sp2}=7.001\text{t.m}$$

$$\frac{Ma_{sp1}}{Ma_{sp2}}=0.41 > 1.15 \quad \text{donc le calcul se fait sous } (Sp_1)$$

<b>Moment ultime <math>M_u</math></b>	$M_u$	7.001	$\mu=0.1659 < \mu_l=0.392$ pas d'acier comprimé
<b>Moment réduit</b>	$\mu=M_u/(bxd^2xf_{bc})$	0.1659	
<b>Etat limite de compression du béton</b>	$\mu_l=0.392$	$\mu < \mu_l$	
<b>Coefficient de la fibre neutre</b>	$\alpha=1.25(1-\sqrt{1-2\mu})$	0.2283	
<b>Coefficient <math>\beta</math></b>	$\beta=1-0.4 \alpha$	0.908	
<b>Section d'aciers <math>A_s</math></b>	$M_u / (\sigma_s \times \beta \times d)$	<b>5.87cm<sup>2</sup></b>	
<b>Section d'aciers <math>A_{min}</math></b>	0.5% $b \times h$	<b>5.25 cm<sup>2</sup></b>	
<b>Section d'aciers adoptée</b>		<b>3T12+3T12 soit A=6.79 cm<sup>2</sup></b>	

▪ **Bloc B :**

**Données :**

- Largeur de la poutre  $b=30\text{cm}$ .
- Hauteur de la section  $h_t=35\text{cm}$ .
- utile des aciers tendus  $d=0.9 \times h_t=31.5 \text{ cm}$
- Contrainte des aciers utilisés  $f_e=400 \text{ MPa}$
- Contrainte du béton à 28 jours  $f_{c28}=25 \text{ MPa}$
- Contrainte limite de traction du béton  $f_{t28}=2.1 \text{ MPa}$ .
- Fissuration peu préjudiciable

**Poutre secondaire rive :****-Etage courant :**▪ **En travée :**

$$(Sp_1) \Rightarrow Mt_{sp1}=0.475 \text{ t.m}$$

$$(Sp_2) \Rightarrow Mt_{sp2}=0.344 \text{ t.m}$$

$$\frac{Mt_{sp1}}{Mt_{sp2}} = 1.39 > 1.15 \quad \text{donc le calcul se fait sous } (Sp_1)$$

<b>Moment ultime <math>M_u</math></b>	$M_u$	0.475	$\mu=0.0112 < \mu_l=0.392$ pas d'acier comprimé
<b>Moment réduit</b>	$\mu = M_u / (b x d^2 x f_{bc})$	0.0112	
<b>Etat limite de compression du béton</b>	$\mu_l = 0.392$	$\mu < \mu_l$	
<b>Coefficient de la fibre neutre</b>	$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$	0.0141	
<b>Coefficient <math>\beta</math></b>	$\beta = 1 - 0.4 \alpha$	0.994	
<b>Section d'aciers <math>A_s</math></b>	$M_u / (\sigma_s x \beta x d)$	<b>0.36 cm<sup>2</sup></b>	
<b>Section d'aciers <math>A_{min}</math></b>	0.5% b x h	<b>5.25 cm<sup>2</sup></b>	
<b>Section d'aciers adoptée</b>		<b>3T12 soit A=3.39 cm<sup>2</sup></b>	

▪ **En appuis :**

$$(Sp_1) \Rightarrow Ma_{sp1}=1.273 \text{ t.m...}$$

$$(Sp_2) \Rightarrow Ma_{sp2}=0.932 \text{ t.m}$$

$$\frac{Ma_{sp1}}{Ma_{sp2}} = 1.37 > 1.15 \quad \text{donc le calcul se fait sous } (Sp_1)$$

<b>Moment ultime <math>M_u</math></b>	$M_u$	1.273	$\mu=0.0301 < \mu_1=0.392$ pas d'acier comprimé
<b>Moment réduit</b>	$\mu=M_u/(b \times d^2 \times f_{bc})$	0.0301	
<b>Etat limite de compression du béton</b>	$\mu_1=0.392$	$\mu < \mu_1$	
<b>Coefficient de la fibre neutre</b>	$\alpha=1.25(1-\sqrt{1-2\mu})$	0.0383	
<b>Coefficient <math>\beta</math></b>	$\beta=1-0.4 \alpha$	0.984	
<b>Section d'aciers <math>A_s</math></b>	$M_u / (\sigma_s \times \beta \times d)$	<b>0.98cm<sup>2</sup></b>	
<b>Section d'aciers <math>A_{min}</math></b>	0.5% $b \times h$	<b>5.25 cm<sup>2</sup></b>	
<b>Section d'aciers adoptée</b>		<b>3T12 soit A=3.39 cm<sup>2</sup></b>	

**-Terrasse :**▪ **En travée :**

$$(Sp_1) \Rightarrow Mt_{sp1}=2.861 \text{ t.m}$$

$$(Sp_2) \Rightarrow Mt_{sp2}=2.082 \text{ t.m}$$

$$\frac{Mt_{sp1}}{Mt_{sp2}}=1.37 > 1.15 \quad \text{donc le calcul se fait sous } (Sp_1)$$

<b>Moment ultime <math>M_u</math></b>	$M_u$	2.861	$\mu=0.0678 < \mu_1=0.392$ pas d'acier comprimé
<b>Moment réduit</b>	$\mu=M_u/(b \times d^2 \times f_{bc})$	0.0678	
<b>Etat limite de compression du béton</b>	$\mu_1=0.392$	$\mu < \mu_1$	
<b>Coefficient de la fibre neutre</b>	$\alpha=1.25(1-\sqrt{1-2\mu})$	0.0878	
<b>Coefficient <math>\beta</math></b>	$\beta=1-0.4 \alpha$	0.964	
<b>Section d'aciers <math>A_s</math></b>	$M_u / (\sigma_s \times \beta \times d)$	<b>2.24cm<sup>2</sup></b>	
<b>Section d'aciers <math>A_{min}</math></b>	0.5% $b \times h$	<b>5.25 cm<sup>2</sup></b>	
<b>Section d'aciers adoptée</b>		<b>3T12 soit A=3.39 cm<sup>2</sup></b>	

▪ **En appuis :**

$$(Sp_1) \Rightarrow Ma_{sp1}=5.457 \text{ t.m...}$$

$$(Sp_2) \Rightarrow Ma_{sp2}=3.981 \text{ t.m}$$

$$\frac{Ma_{sp1}}{Ma_{sp2}} = 1.37 > 1.15 \quad \text{donc le calcul se fait sous } (Sp_1)$$

<b>Moment ultime <math>M_u</math></b>	$M_u$	5.457	$\mu = 0.1293 < \mu_l = 0.392$ pas d'acier comprimé
<b>Moment réduit</b>	$\mu = M_u / (b x d^2 x f_{bc})$	0.1293	
<b>Etat limite de compression du béton</b>	$\mu_l = 0.392$	$\mu < \mu_l$	
<b>Coefficient de la fibre neutre</b>	$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$	0.1737	
<b>Coefficient <math>\beta</math></b>	$\beta = 1 - 0.4 \alpha$	0.930	
<b>Section d'aciers <math>A_s</math></b>	$M_u / (\sigma_s x \beta x d)$	<b>4.46 cm<sup>2</sup></b>	
<b>Section d'aciers <math>A_{min}</math></b>	0.5% b x h	<b>5.25 cm<sup>2</sup></b>	
<b>Section d'aciers adoptée</b>		<b>3T12 + 1T12 soit A=4.52 cm<sup>2</sup></b>	

**Poutre secondaire intermédiaire :**

**-Etage courant :**

▪ **En travée :**

$$(Sp_1) \Rightarrow Mt_{sp1}=1.377 \text{ t.m}$$

$$(Sp_2) \Rightarrow Mt_{sp2}=0.997 \text{ t.m}$$

$$\frac{Mt_{sp1}}{Mt_{sp2}} = 1.38 > 1.15 \quad \text{donc le calcul se fait sous } (Sp_1)$$

<b>Moment ultime <math>M_u</math></b>	$M_u$	1.377	$\mu=0.0326 < \mu_1=0.392$ pas d'acier comprimé
<b>Moment réduit</b>	$\mu=M_u/(bxd^2xf_{bc})$	0.0326	
<b>Etat limite de compression du béton</b>	$\mu_1=0.392$	$\mu < \mu_1$	
<b>Coefficient de la fibre neutre</b>	$\alpha=1.25(1-\sqrt{1-2\mu})$	0.0414	
<b>Coefficient <math>\beta</math></b>	$\beta=1-0.4\alpha$	0.983	
<b>Section d'aciers <math>A_s</math></b>	$M_u / (\sigma_s \times \beta \times d)$	<b>1.06cm<sup>2</sup></b>	
<b>Section d'aciers <math>A_{min}</math></b>	0.5%bxh	<b>5.25 cm<sup>2</sup></b>	
<b>Section d'aciers adoptée</b>		<b>3T12 soit A=3.39 cm<sup>2</sup></b>	

▪ **En appuis :**

$$(Sp_1) \Rightarrow Ma_{sp1}=2.25t.m\dots$$

$$(Sp_2) \Rightarrow Ma_{sp2}=1.632 t.m$$

$$\frac{Ma_{sp1}}{Ma_{sp2}}=1.38 > 1.15 \quad \text{donc le calcul se fait sous } (Sp_1)$$

<b>Moment ultime <math>M_u</math></b>	$M_u$	2.25	$\mu=0.0533 < \mu_1=0.392$ pas d'acier comprimé
<b>Moment réduit</b>	$\mu=M_u/(bxd^2xf_{bc})$	0.0533	
<b>Etat limite de compression du béton</b>	$\mu_1=0.392$	$\mu < \mu_1$	
<b>Coefficient de la fibre neutre</b>	$\alpha=1.25(1-\sqrt{1-2\mu})$	0.0685	
<b>Coefficient <math>\beta</math></b>	$\beta=1-0.4\alpha$	0.972	
<b>Section d'aciers <math>A_s</math></b>	$M_u / (\sigma_s \times \beta \times d)$	<b>1.75cm<sup>2</sup></b>	
<b>Section d'aciers <math>A_{min}</math></b>	0.5%bxh	<b>5.25 cm<sup>2</sup></b>	
<b>Section d'aciers adoptée</b>		<b>3T12 soit A=3.39 cm<sup>2</sup></b>	

**-Terrasse :**

▪ **En travée :**

$$(Sp_1) \Rightarrow Mt_{sp1}=4.002 t.m$$

$$(Sp_2) \Rightarrow Mt_{sp2}=9.641t.m$$

$$\frac{Mt_{sp1}}{Mt_{sp2}}=0.41 > 1.15 \quad \text{donc le calcul se fait sous } (Sp_1)$$



<b>Moment ultime <math>M_u</math></b>	$M_u$	9.641	$\mu=0.2285 < \mu_1=0.392$ pas d'acier comprimé
<b>Moment réduit</b>	$\mu=M_u/(bxd^2xf_{bc})$	0.2285	
<b>Etat limite de compression du béton</b>	$\mu_1=0.392$	$\mu < \mu_1$	
<b>Coefficient de la fibre neutre</b>	$\alpha=1.25(1-\sqrt{1-2\mu})$	0.3290	
<b>Coefficient <math>\beta</math></b>	$\beta=1-0.4 \alpha$	0.868	
<b>Section d'aciers <math>A_s</math></b>	$M_u / (\sigma_s \times \beta \times d)$	<b>8.73 cm<sup>2</sup></b>	
<b>Section d'aciers <math>A_{min}</math></b>	0.5% $b \times h$	<b>5.25 cm<sup>2</sup></b>	
<b>Section d'aciers adoptée</b>		<b>3T14+3T14 soit A=9.24 cm<sup>2</sup></b>	

▪ **En appuis :**

$$(Sp_1) \Rightarrow Ma_{sp1}=2.903t.m\dots$$

$$(Sp_2) \Rightarrow Ma_{sp2}=7.001t.m$$

$$\frac{Ma_{sp1}}{Ma_{sp2}}=0.41 > 1.15 \quad \text{donc le calcul se fait sous } (Sp_1)$$

<b>Moment ultime <math>M_u</math></b>	$M_u$	7.001	$\mu=0.1659 < \mu_1=0.392$ pas d'acier comprimé
<b>Moment réduit</b>	$\mu=M_u/(bxd^2xf_{bc})$	0.1659	
<b>Etat limite de compression du béton</b>	$\mu_1=0.392$	$\mu < \mu_1$	
<b>Coefficient de la fibre neutre</b>	$\alpha=1.25(1-\sqrt{1-2\mu})$	0.2283	
<b>Coefficient <math>\beta</math></b>	$\beta=1-0.4 \alpha$	0.908	
<b>Section d'aciers <math>A_s</math></b>	$M_u / (\sigma_s \times \beta \times d)$	<b>6 cm<sup>2</sup></b>	
<b>Section d'aciers <math>A_{min}</math></b>	0.5% $b \times h$	<b>5.25 cm<sup>2</sup></b>	
<b>Section d'aciers adoptée</b>		<b>3T12+3T12 soit A=6.79 cm<sup>2</sup></b>	

**Tableau VII.2 :** Des tableaux de ferrailage des poutres secondaires

### VII.1.3 Les vérifications :

- **Sens longitudinale :** « poutre principale (30x45) cm<sup>2</sup>».

#### a) Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0.23bxdxft_{28}/f_e = 0.23 \times 30 \times 40.5 \times 2.1/400 = 1.46\text{cm}^2.$$

$A_{\text{adopté}} > A_{\min}$ .....condition vérifiée.

#### b) Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Contrainte tangente : } \tau_u = T/(bxd) = 4.75 \times 10^4 / (300 \times 405) = 0.39 \text{ MPa.} \\ \text{Contrainte angente admissible : } \bar{\tau}_u = \min\left(0.2 \frac{f_{c258}}{\gamma_b} ; 5\text{MPa}\right) = 3.33\text{MPa.} \end{array} \right.$$

$\tau_u = 0.39 < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$ .....condition vérifiée.

Pas de risque de cisaillement (les cadres seront perpendiculaires à la ligne moyenne de la poutre).

#### c) Calcul les armatures transversales :

##### •Diamètre des armatures transversales :

$$\Phi_t \leq \min (h/35 ; b/10 ; \Phi 1).$$

$$\Phi_t \leq \min (12.85 ; 30 ; 14).$$

On adopte :  $\Phi_t = 8 \text{ mm}$ .

##### • L'espacement :

$$\left\{ \begin{array}{l} St \leq \min(0.9d ; 40\text{cm}) \\ \\ St \leq \min (36.45; 40\text{cm}) \end{array} \right. \Rightarrow St \leq 30\text{cm}$$

- Zone nodale :  $S_t \leq \min (h/4 ; 12\Phi 1 ; 30\text{cm})$   
 $S_t \leq \min (11.25; 16.8; 30\text{cm})$ ; on prend:  $S_t = 10 \text{ cm}$ .
- Zone courante:  $S_t \leq h/2$   
 $S_t \leq 22.5\text{cm}$ ; on prend:  $S_t = 15 \text{ cm}$ .

### La section des armatures transversales :

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

Avec : **K** : Coefficient en fonction du : type de sollicitation, type de fissuration et existence ou non de reprise du bétonnage, **K = 1**.

$$f_{ij}^* = \min(2.1; 3.3 \text{ MPa}) = 2.1 \text{ MPa.}$$

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

$$f_e = 235 \text{ MPa} ; \delta_s = 1.15.$$

$$D'où: \left( \frac{At}{S_t} \right)_{cal} \geq \frac{(0.39 - 0.3 \times 2.1 \times 1) \cdot 30}{0.9 \cdot 1.15 \cdot \frac{235}{1.15}} = 0.0391 \text{ cm.}$$

#### •Section minimale des armatures transversales:

$$\left( \frac{A_t}{S_t} \right)_{min} \geq \min \{ 0.5 \tau_u(h/2), 0.4 \text{ MPa} \} \frac{b}{f_e} ;$$

$$\left( \frac{A_t}{S_t} \right)_{min} \geq 0.024 \text{ cm.}$$

$$\left( \frac{A_t}{S_t} \right)_{adop} = \max \left\{ \left( \frac{A_t}{S_t} \right)_{cal}, \left( \frac{A_t}{S_t} \right)_{min} \right\} = 0.024 \text{ cm.}$$

On prend:  $S_t = 15 \text{ cm} \Rightarrow A_t = 0.885 \text{ cm}^2$ , on choisi:  $A_t = 2.01 \text{ cm}^2$ , soit: **4Ø8**.

### e) Ancrage des armatures tendues :

$$\tau_s = 0,6 \psi s^2 f_{t28} = 0.6(1.5)^2 \cdot 2.1 = 2.835 \text{ MPa.}$$

La longueur de scellement droit  $l_s = \Phi f_e / 4 \tau_s$ .

Avec  $\Phi$  : diamètre d'une barre

$$L_s = 1.4 \times 400 / (4 \times 2.835) = 49.38 \text{ cm.}$$

$$L_s = 50 \Phi l.$$

$$L_s = 50 \Phi l = 50 \times 1.4 = 70 \text{ cm.}$$

$$L_s = 50 \Phi l = 50 \times 1.2 = 60 \text{ cm.}$$

Cette longueur dépassée la largeur de la poutre « 30 cm » donc il faut courber les barres avec un rayon :

$$r = 5,5 \Phi l = 5.5 \times 1.4 = 7.7 \text{ cm.}$$

$$r = 5,5 \Phi l = 5.5 \times 1.2 = 6.6 \text{ cm.}$$

**f) Calcul des crochets :**

Crochets courants angle de 90°

$$L_2 = d - (c + \phi/2 + r) ; \quad \text{Profondeur utile } d = 90\text{cm.}$$

$$L_1 \geq \frac{L_s - 2,19r - L_2}{1,87}$$

$$\phi_L = 1.4\text{cm} \quad ; \quad L_2 = 30\text{cm} \quad ; \quad L_1 = 1.68 \text{ cm.}$$

$$\phi_L = 1.2\text{cm} \quad ; \quad L_2 = 31.3\text{cm} \quad ; \quad L_1 = 2.31\text{cm.}$$

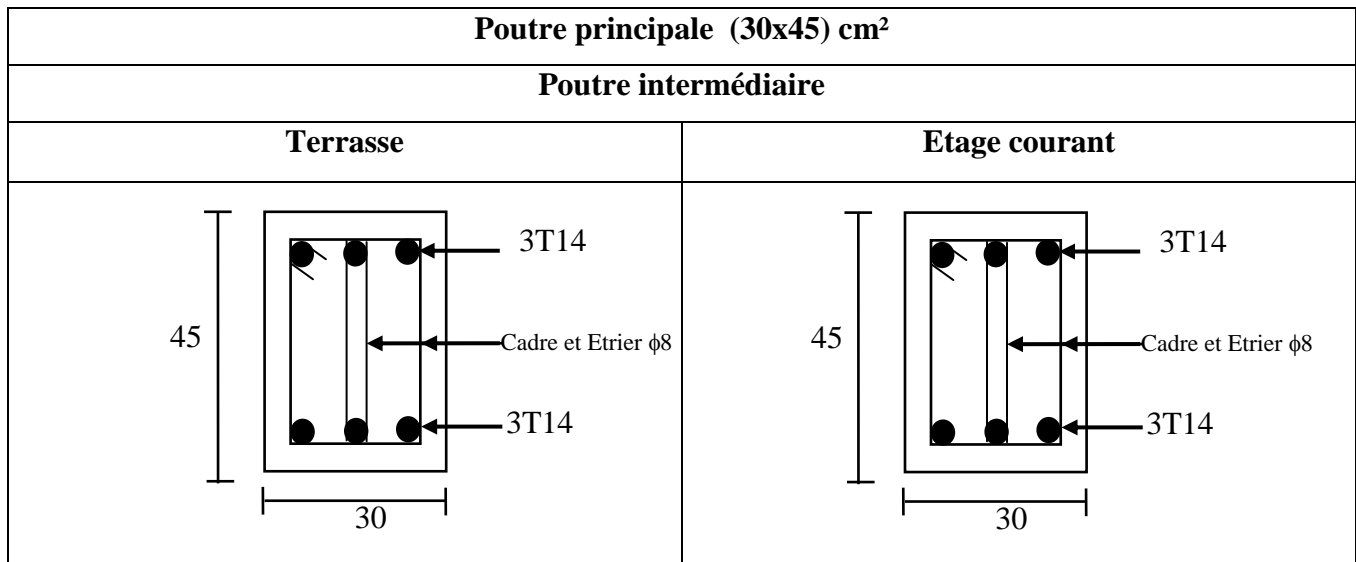
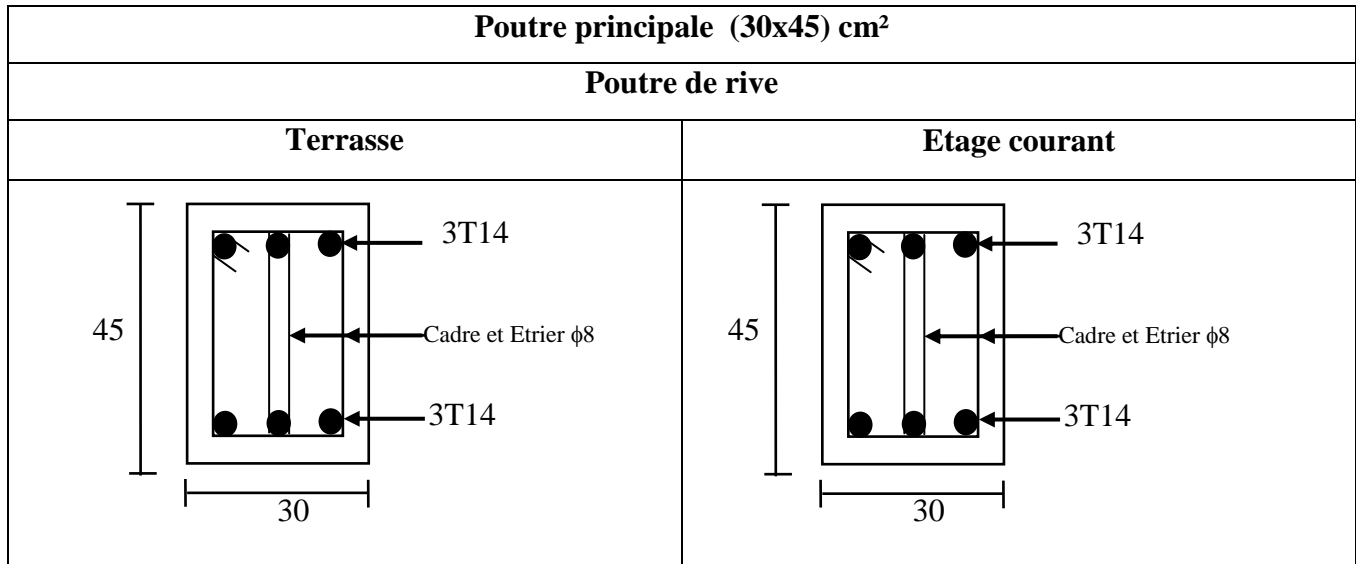
**g) La longueur de recouvrement :**

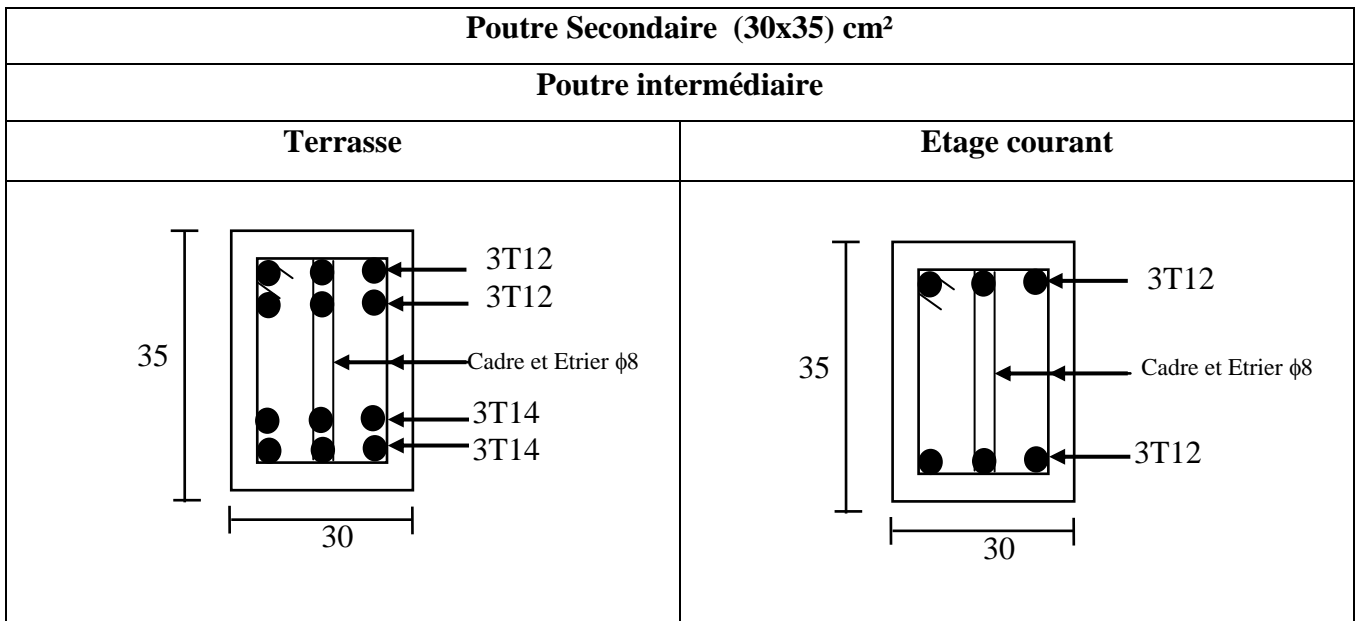
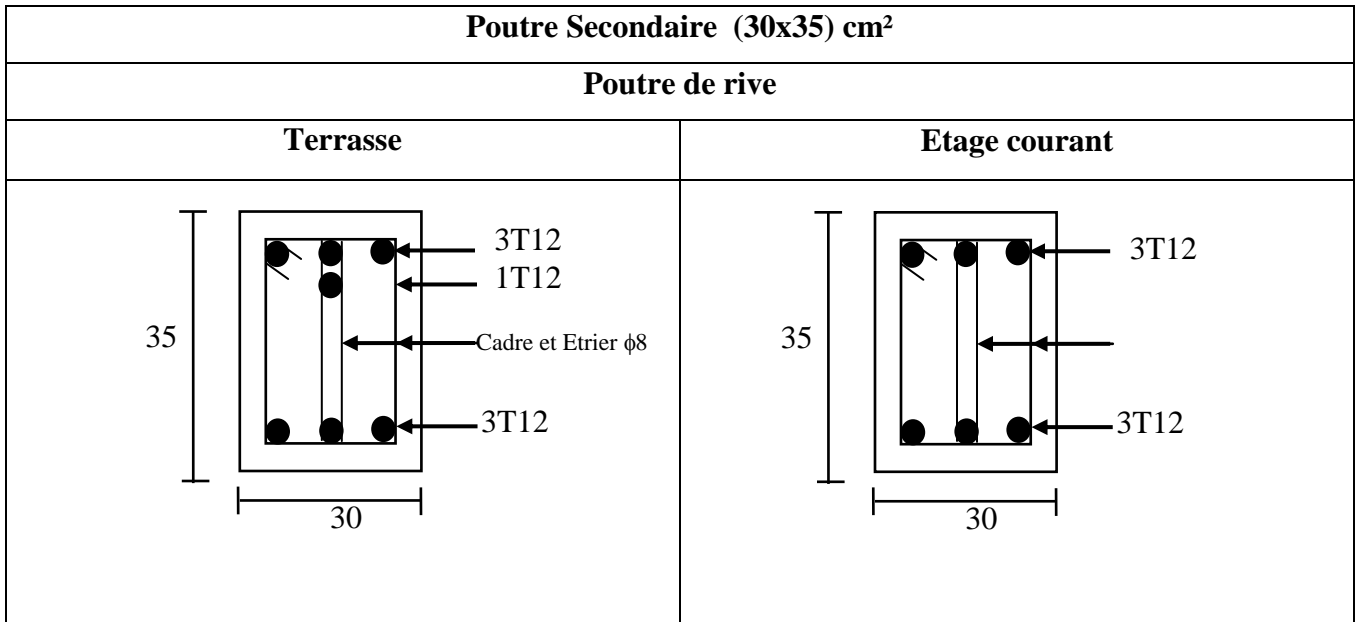
D'après le R.P.A 99 (version 2003), la longueur minimale de recouvrement est de 40 Φ en zone I

$$\Phi = 1.4 \text{ cm} \rightarrow l = 56\text{cm.}$$

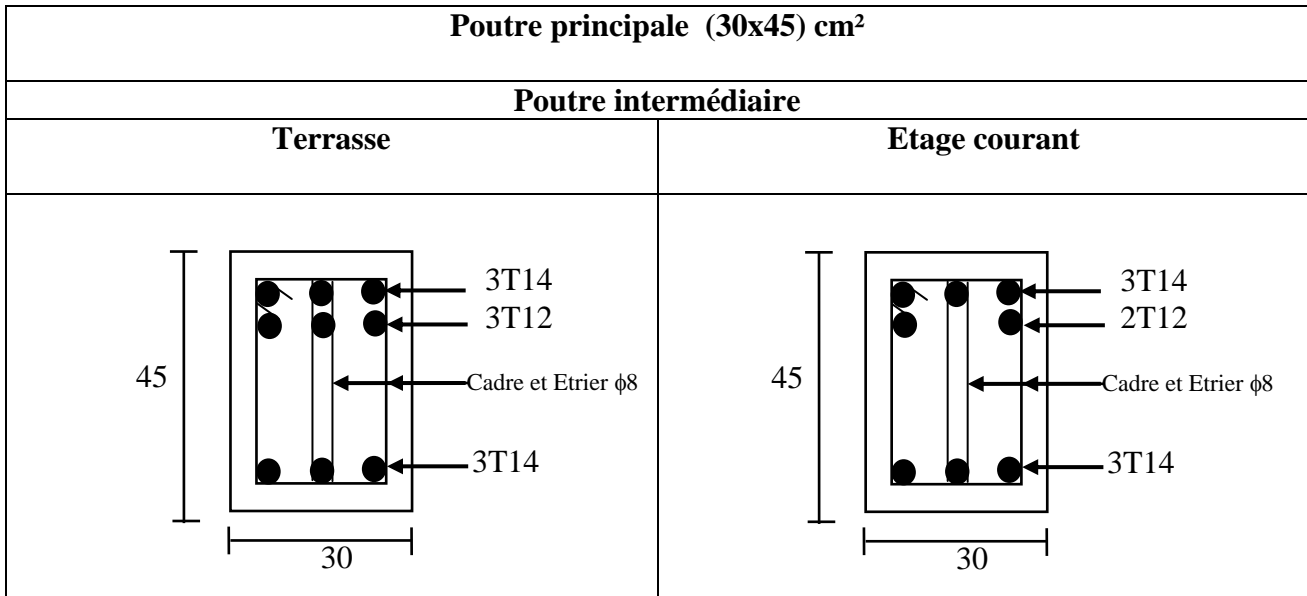
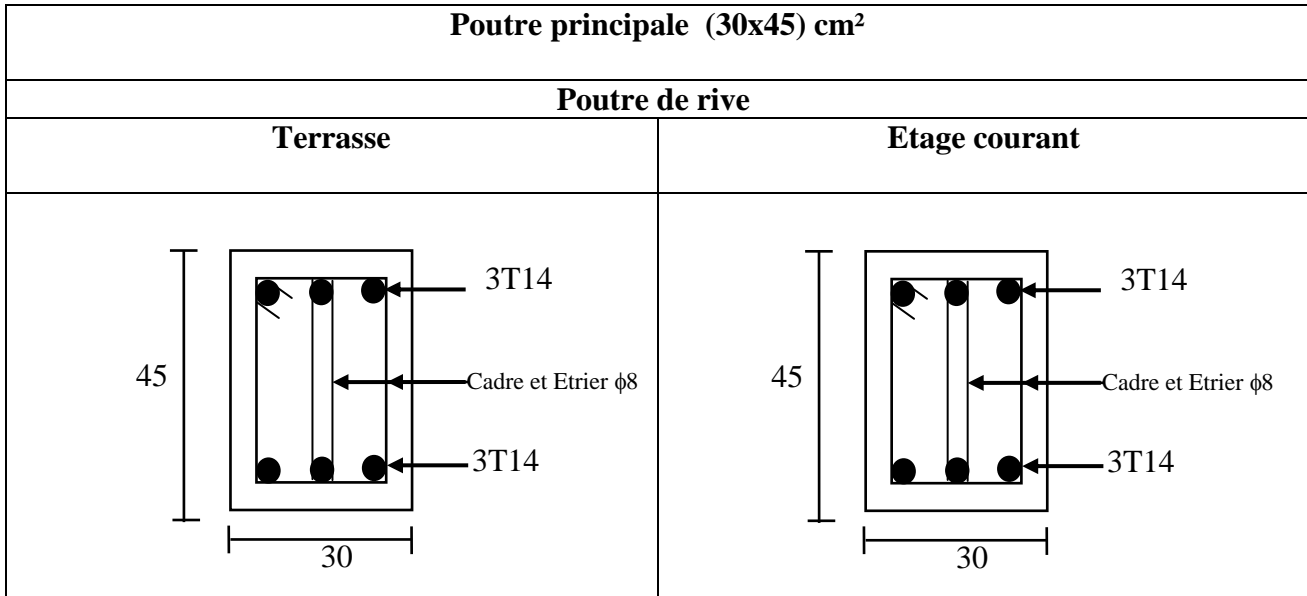
$$\Phi = 1.2 \text{ cm} \rightarrow l = 48\text{cm.}$$

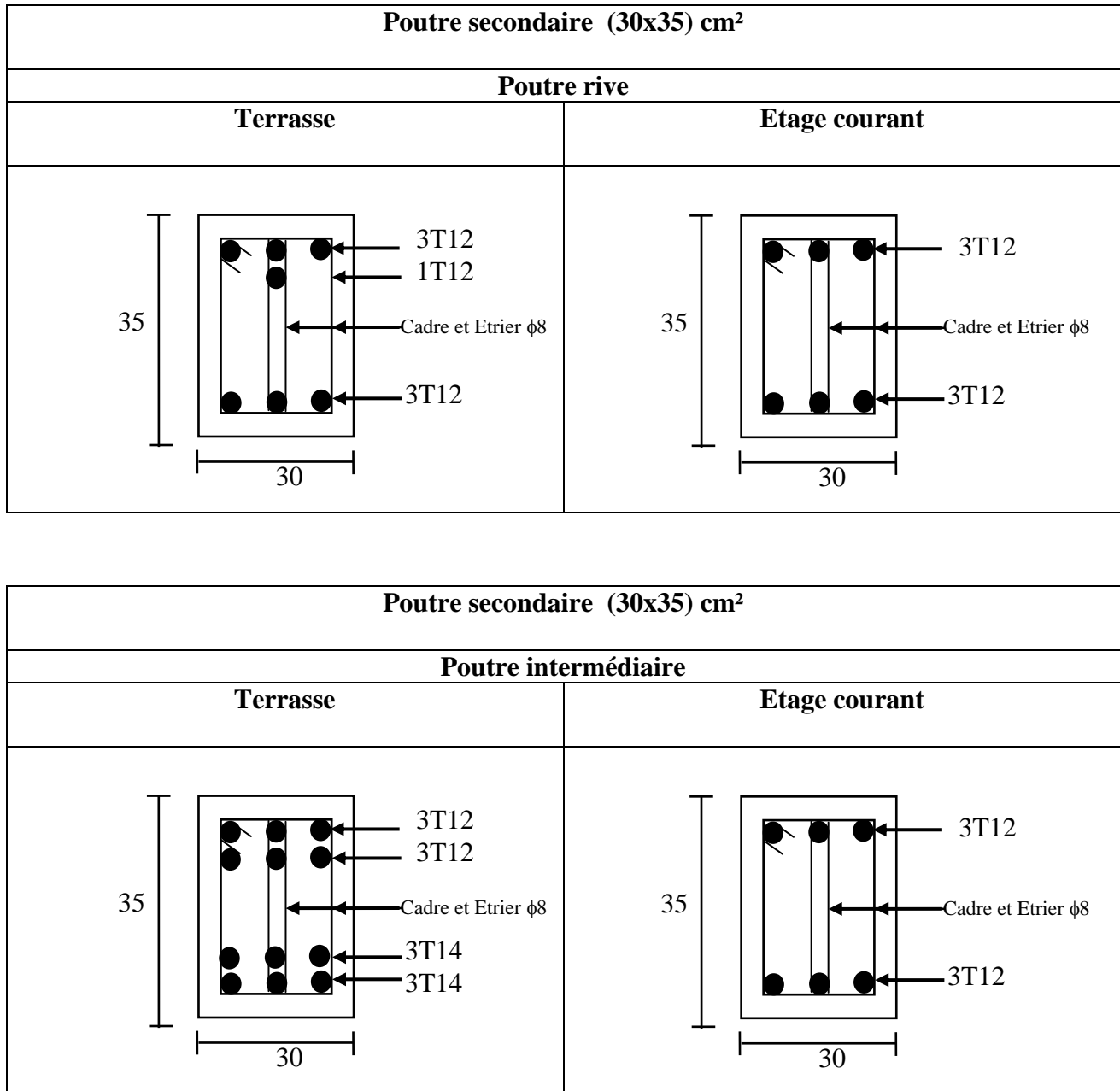
▪ **Bloc A :**





▪ **Bloc B :**





**Figure VII.1:** Schéma de ferrailage des poutres

## VII.2 Ferrailage des poteaux :

### VII.2.1 Méthode de calcul :

En général, les poteaux sont sollicités par un moment de flexion et un effort normal et un effort tranchant, le calcul doit se faire en flexion composée

La section des armatures doit être égale au maximum des sections données par les 5 Combinaisons suivante :

$$\begin{array}{l}
 - 1^{\text{er}} \text{Genre : } 1.35G+1.5Q \Rightarrow \begin{array}{l} [N_{\text{max}}; M_{\text{coresp}}] \rightarrow A_1 \\ [N_{\text{min}}; M_{\text{coresp}}] \rightarrow A_2 \\ [M_{\text{max}}; N_{\text{coresp}}] \rightarrow A_3 \end{array} \\
 - 2^{\text{eme}} \text{ Genre : } 0.8G \pm E. \Rightarrow \begin{array}{l} [N_{\text{max}}; M_{\text{coresp}}] \rightarrow A_4 \\ G+Q \pm 1.2E \quad [N_{\text{min}}; M_{\text{coresp}}] \rightarrow A_5 \\ [M_{\text{max}}; N_{\text{coresp}}] \rightarrow A_6 \end{array}
 \end{array}$$

Dans le calcul relatif aux « ELU », on introduit des coefficients de sécurité ( $\gamma_s, \gamma_b$ )

Pour situation accidentelle :  $\gamma_s=1 \Rightarrow \sigma_s = 400 \text{ MPa}$ .

$$\gamma_b=1.15 \Rightarrow \sigma_b = 18.48 \text{ MPa}$$

Pour les autres cas :  $\gamma_s=1.15 \Rightarrow \sigma_s = 348 \text{ MPa}$ .

$$\gamma_b=1.5 \Rightarrow \sigma_b = 14.17 \text{ MPa}.$$

### VII.2.2 Ferrailage exigé par R.P.A 99(révisées en 2003) :

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sans crochet.
- Le pourcentage minimal des aciers sur toute la longueur sera de 0.7% (zone I).
- Le pourcentage maximal des aciers sur toute la longueur sera de 04% en zone courante, 06% en zone de recouvrement.
- Le diamètre minimum est de 12mm.
- La longueur minimale de recouvrement est de  $40 \varnothing$  (zone I).
- La distance dans les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25cm en zone I.
- 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 seront donnés dans des tableaux.



Le tableau suivant donne les sections min. et max. imposée par le R.P.A 99(révisées en 2003) :

Famille de poteaux	$A_{min}=0.7 \%bht$	$A_{max1}=4\%bht$	$A_{max2}=6\%bht$
1 <sup>ère</sup> famille (45x45)cm <sup>2</sup>	14.18 cm <sup>2</sup>	81.00 cm <sup>2</sup>	121.50 cm <sup>2</sup>
2 <sup>ème</sup> famille (40x40)cm <sup>2</sup>	11.20cm <sup>2</sup>	64.00cm <sup>2</sup>	96cm <sup>2</sup>
3 <sup>ème</sup> famille (35x35)cm <sup>2</sup>	8.58cm <sup>2</sup>	49cm <sup>2</sup>	73.50cm <sup>2</sup>
2 <sup>ème</sup> famille (30x30)cm <sup>2</sup>	6.30cm <sup>2</sup>	36.00cm <sup>2</sup>	54.00cm <sup>2</sup>

### VII.2.3 Exemple de calcul :

#### Bloc A :

Le tableau suivant donne les sollicitations défavorables du 1<sup>ème</sup> genre : unités principale (t.m).

c		RDC.....4eme	5eme.....6eme	7eme,.....8eme,	9eme,.....Terrasse	
poteaux	Combinaison - 1.35G+1.5Q	Sens long	Sens long	Sens long	Sens long	
<b>Poteau De rive</b>	(a)	$N_{max}$	192.91	95.11	57.25	38.30
		$M_{corr}$	0.032	1.065	1.079	0.745
	(b)	$N_{min}$	6.93	14.05	6.64	0.69
		$M_{corr}$	0.337	1.148	0.062	0.052
	(c)	$M_{max}$	4.56	4.775	4.586	4.104
		$N_{corr}$	72.79	48.95	27.53	8.49
<b>Poteau central</b>	(a)	$N_{max}$	223.87	108.75	108.75	43.25
		$M_{corr}$	0.069	1.033	1.033	0.572
	(b)	$N_{min}$	7.31	18.64	18.64	1.13
		$M_{corr}$	0.044	0.1	0.1	0.053
	(c)	$M_{max}$	3.286	4.129	4.129	3.824
		$N_{corr}$	82.26	55.51	55.51	11.41

Le tableau suivant donne les sollicitations défavorables du 2<sup>ème</sup> genre : unités principale (t.m).

c		RDC.....4eme	5eme.....6eme	7eme,.....8eme,	9eme,.....Terrasse	
poteaux	Combinaison - 1.35G+1.5Q	Sens long	Sens long	Sens long	Sens long	
Poteau De rive	(a)	N <sub>max</sub>	140.53	69.3	41.74	27.95
		M <sub>corr</sub>	0.24	0.73	0.771	0.533
	(b)	N <sub>min</sub>	3.67	7.03	3.58	0.37
		M <sub>corr</sub>	0.016	0.584	0.029	0.038
	(c)	M <sub>max</sub>	3.31	3.466	3.329	2.984
		N <sub>corr</sub>	53.17	35.76	20.13	6.23
Poteau central	(a)	N <sub>max</sub>	162.91	79.16	79.16	31.55
		M <sub>corr</sub>	0.052	0.744	0.744	0.411
	(b)	N <sub>min</sub>	3.83	9.69	9.69	0.59
		M <sub>corr</sub>	0.022	0.048	0.048	0.025
	(c)	M <sub>max</sub>	2.385	2.997	2.997	2.778
		N <sub>corr</sub>	59.88	40.43	40.43	8.38

**Bloc B :**

Le tableau suivant donne les sollicitations défavorables du 1<sup>ème</sup> genre : unités principale (t.m).

c		RDC.....4eme	5eme.....6eme	7eme,.....8eme,	9eme,.....Terrasse	
poteaux	Combinaison - 1.35G+1.5Q	Sens long	Sens long	Sens long	Sens long	
Poteau De rive	(a)	N <sub>max</sub>	167.8	81.38	29.31	13.55
		M <sub>corr</sub>	0.747	1.916	2.392	1.83
	(b)	N <sub>min</sub>	11.93	4.08	2.89	0.37
		M <sub>corr</sub>	0.069	0.027	0.022	0.31
	(c)	M <sub>max</sub>	4.963	5.00	4.485	3.488
		N <sub>corr</sub>	60.47	36.88	16.28	6.86
Poteau central	(a)	N <sub>max</sub>	201.2	103.97	40.68	20.69
		M <sub>corr</sub>	0.196	1.443	2.16	1.692
	(b)	N <sub>min</sub>	17.56	6.61	5.49	1.22
		M <sub>corr</sub>	0.037	0.024	0.012	0.013
	(c)	M <sub>max</sub>	1.537	2.034	2.16	1.978
		N <sub>corr</sub>	126.89	82.24	40.68	10.07

Le tableau suivant donne les sollicitations défavorables du 2<sup>ème</sup> genre : unités principale (t.m).

c		RDC.....4eme	5eme.....6eme	7eme,.....8eme,	9eme,.....Terrasse	
poteaux	Combinaison - 1.35G+1.5Q	Sens long	Sens long	Sens long	Sens long	
<b>Poteau De rive</b>	(a)	<b>N<sub>max</sub></b>	122.17	59.28	21.40	9.94
		<b>M<sub>corr</sub></b>	0.534	1.373	1.718	1.318
	(b)	<b>N<sub>min</sub></b>	6.59	2.26	1.56	0.19
		<b>M<sub>corr</sub></b>	0.033	0.012	0.012	0.015
	(c)	<b>M<sub>max</sub></b>	3.591	3.618	3.245	2.531
		<b>N<sub>corr</sub></b>	44.09	26.90	11.89	5.03
<b>Poteau central</b>	(a)	<b>N<sub>max</sub></b>	146.16	75.57	29.64	15.14
		<b>M<sub>corr</sub></b>	0.143	1.048	1.569	1.23
	(b)	<b>N<sub>min</sub></b>	9.21	3.46	2.83	0.63
		<b>M<sub>corr</sub></b>	0.019	0.012	0.006	0.014
	(c)	<b>M<sub>max</sub></b>	1.116	1.477	1.569	1.443
		<b>N<sub>corr</sub></b>	92.21	59.80	29.64	7.39

### VII.2.4 Exemple de calcul :

**Poteau de rive (RDC...4<sup>ème</sup> étage):** section (45x45) cm<sup>2</sup>

▪ **Sens longitudinale :**

**Données :**

- Largeur du poteau  $b = 45\text{cm}$ .
- hauteur de la section  $ht = 45\text{cm}$ .
- Enrobage  $c = 5/2 = 2.5\text{cm}$ .
- Hauteur utile des aciers tendus  $d = ht - c = 42.5\text{cm}$
- Contrainte des aciers utilisés  $f_e = 400\text{MPa}$
- Contrainte du béton à 28 jours  $f_{c28} = 25\text{MPa}$
- Contrainte limite de traction du béton  $f_{t28} = 2.1\text{MPa}$ .
- Fissuration peu préjudiciable

❖ **combinaison de 2<sup>ème</sup> genre :**

- **Combinaison « a »**  $\begin{cases} N_{\max} = 192.91t \\ M_{cor} = 0.032t.m \end{cases}$
- **Combinaison « b »**  $\begin{cases} N_{\min} = 6.93t \\ M_{cor} = 0.337t.m \end{cases}$
- **Combinaison « c »**  $\begin{cases} M_{\max} = 4.56t.m \\ N_{cor} = 72.79t \end{cases}$

**Combinaison « a » :**

$$N_{\max}=192.91 \text{ t} \quad M_{\text{corresp}} = 0.032t.m$$

**Détermination le centre de pression :**

$$e=M/N=0.032/192.91=0.00016m$$

$$M_u=Nu(d-\frac{ht}{2}+e)=192.91(0.425-0.45/2+0.00016)= 38.61 \text{ t.m}$$

**Vérification si la section est surabondante:**

$$\begin{cases} N_u \leq 0.81.fbc.b.h \\ M_u \leq Nu.d (1-0.514Nu/ fbc.b.d.) \end{cases}$$

$$\begin{cases} N_u < 0.81 \times 0.45 \times 0.45 \times 14.17 \times 10^2 \\ M_u < 192.91 \times 0.425 \times (1-0.514 \frac{192.91}{0.45 \times 0.45 \times 14.17 \times 10^2}) \end{cases}$$

$$\begin{cases} N_u = 192.91 \text{ t} < 232.42 \text{ t} \dots\dots\dots(\text{condition vérifier}). \\ M_u = 38.61 \text{ t.m} < 53.66 \text{ t.m} \dots\dots\dots(\text{condition vérifier}). \end{cases}$$

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas

Nécessaires ( $A_1=A'_1=0$ )

**Combinaison « b » :**

$$N_{\min}=6.93 \text{ t} \quad M_{\text{corresp}} = 0.337t.m$$

**Détermination le centre de pression :**

$$e=M/N=0.337/6.93=0.0486m$$

$$M_u=Nu(d-\frac{ht}{2}+e)=6.93(0.425-0.45/2+0.0486)= 1.723 \text{ t.m}$$

**Vérification si la section est surabondante:**

$$\begin{cases} N_u \leq 0,81.fbc.b.h \\ M_u \leq Nu.d (1-0,514Nu/ fbc.b.d.) \end{cases}$$

$$\begin{cases} N_u < 0.81 \times 0.45 \times 0.45 \times 14.17 \times 10^2 \\ M_u < 6.93 \times 0.425 \times \left(1 - 0.514 \frac{6.93}{0.45 \times 0.45 \times 14.17 \times 10^2}\right) \end{cases}$$

$$\begin{cases} N_u = 6.93 < 232.42 \text{ t} \dots\dots\dots(\text{condition vérifier}). \\ M_u = 1.723 \text{ t.m} < 2.92 \text{ t.m.} \dots\dots\dots(\text{condition vérifier}). \end{cases}$$

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas

Nécessaires ( $A_2 = A'_2 = 0$ ).

**Combinaison « c » :**

$$M_{\max} = 4.56 \text{ t.m.} \quad N_{\text{corresp}} = 72.79 \text{ t.}$$

**Détermination le centre de pression :**

$$e = M/N = 4.56/72.79 = 0.0626 \text{ m.}$$

$$M_u = Nu \left( d - \frac{ht}{2} + e \right) = 72.79 (0.425 - 0.45/2 + 0.0626) = 19.11 \text{ t.m.}$$

**Vérification si la section est surabondante:**

$$\begin{cases} N_u \leq 0,81.fbc.b.h \\ M_u \leq Nu.d (1-0.514Nu/ fbc.b.d.) \end{cases}$$

$$\begin{cases} N_u < 0.81 \times 0.45 \times 0.45 \times 14.17 \times 10^2 \\ M_u < 72.79 \times 0.425 \times \left(1 - 0.514 \frac{72.79}{0.45 \times 0.45 \times 14.17 \times 10^2}\right) \end{cases}$$

$$\begin{cases} N_u = 72.79 < 232.42 \text{ t} \dots\dots\dots(\text{condition vérifier}). \\ M_u = 19.11 \text{ t.m} < 26.90 \text{ t.m.} \dots\dots\dots(\text{condition vérifier}). \end{cases}$$

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>eme</sup> genre :**

- **Combinaison « a »**  $\begin{cases} N_{\max} = 140.53t \\ M_{cor} = 0.24t.m \end{cases}$
- **Combinaison « b »**  $\begin{cases} N_{\min} = 3.67t \\ M_{cor} = 0.016t.m \end{cases}$
- **Combinaison « c »**  $\begin{cases} M_{\max} = 3.31t.m \\ N_{cor} = 53.17t \end{cases}$

**Combinaison « a » :**

$$N_{\max}=140.53 \text{ t.} \quad M_{\text{corresp}} = 0.24 \text{ t.m.}$$

**Détermination le centre de pression :**

$$e=M/N=0.24/140.53=0.0017\text{m}$$

$$M_u=N_u(d-\frac{ht}{2}+e)=140.53(0.425-0.45/2+0.0017)= 28.34 \text{ t.m.}$$

**Vérification si la section est surabondante:**

$$\begin{cases} N_u \leq 0.81.fbc.b.h \\ M_u \leq N_u.d (1-0.514N_u/ fbc.b.d.) \end{cases}$$

$$\begin{cases} N_u < 0.81 \times 0.45 \times 0.45 \times 14.17 \times 10^2 \\ M_u < 140.53 \times 0.425 \times (1-0.514 \frac{140.53}{0.45 \times 0.45 \times 14.17 \times 10^2}) \end{cases}$$

$$\begin{cases} N_u = 140.53 \text{ t} < 232.42 \text{ t} \dots\dots\dots(\text{condition vérifier}). \\ M_u = 28.34 \text{ t.m} < 44.69 \text{ t.m} \dots\dots\dots(\text{condition vérifier}). \end{cases}$$

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armature ne sont pas Nécessaires ( $A_4=A'_4=0$ ).

**Combinaison « b » :**

$$N_{\min}=3.67 \text{ t} \quad M_{\text{corresp}} = 0.016 \text{ t.m}$$

**Détermination le centre de pression :**

$$e=M/N=0.016/3.67=0.0044 \text{ m.}$$

$$M_u = N_u \left( d - \frac{ht}{2} + e \right) = 3.67 \left( 0.425 - 0.45/2 + 0.0044 \right) = 0.75 \text{ t.m.}$$

### Vérification si la section est surabondante:

$$\begin{cases} N_u \leq 0.81 \cdot f_{bc} \cdot b \cdot h \\ M_u \leq N_u \cdot d \left( 1 - 0.514 \frac{N_u}{f_{bc} \cdot b \cdot d} \right) \end{cases}$$

$$\begin{cases} N_u < 0.81 \times 0.45 \times 0.45 \times 14.17 \times 10^2 \\ M_u < 3.67 \times 0.425 \times \left( 1 - 0.514 \frac{3.67}{0.45 \times 0.45 \times 14.17 \times 10^2} \right) \end{cases}$$

$$\begin{cases} N_u = 3.67 \text{ t} < 232.42 \text{ t} \dots\dots\dots(\text{condition vérifier}). \\ M_u = 0.75 \text{ t.m} < 1.55 \text{ t.m.} \dots\dots\dots(\text{condition vérifier}). \end{cases}$$

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires ( $A_s = A'_s = 0$ )

### Combinaison « c » :

$$M_{\max} = 3.31 \text{ t.m.} \quad N_{\text{corresp}} = 53.17 \text{ t.}$$

### Détermination le centre de pression :

$$e = M/N = 3.31/53.17 = 0.0623 \text{ m.}$$

$$M_u = N_u \left( d - \frac{ht}{2} + e \right) = 53.17 \left( 0.425 - 0.45/2 + 0.0623 \right) = 13.95 \text{ t.m.}$$

### Vérification si la section est surabondante:

$$\begin{cases} N_u \leq 0.81 \cdot f_{bc} \cdot b \cdot h \\ M_u \leq N_u \cdot d \left( 1 - 0.514 \frac{N_u}{f_{bc} \cdot b \cdot d} \right) \end{cases}$$

$$\begin{cases} N_u < 0.81 \times 0.45 \times 0.45 \times 14.17 \times 10^2 \\ M_u < 53.17 \times 0.425 \times \left( 1 - 0.514 \frac{53.17}{0.45 \times 0.45 \times 14.17 \times 10^2} \right) \end{cases}$$

$$\begin{cases} N_u = 53.17 \text{ t} < 232.42 \text{ t} \dots\dots\dots(\text{condition vérifier}). \\ M_u = 13.95 \text{ t.m} < 20.45 \text{ t.m.} \dots\dots\dots(\text{condition vérifier}). \end{cases}$$

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas Nécessaires ( $A_6=A'_6=0$ ).

**Section adoptée :**

$A_{min}=0.007 \times 45 \times 45=14.18 \text{ cm}^2$

$A_{adopté}=\max(A_1,A_2,A_3,A_4,A_5,A_6)=\max(0 ;0 ;0 ;0 ;0 ;0)=0.00 \text{ cm}$ .

**Tableau récapitulatif de calcul de ferraillage des poteaux de rive bloc A :**

Niveau	Sens	combinai	1 <sup>er</sup> genre			2 <sup>eme</sup> genre			A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adp</sub> (cm <sup>2</sup> )		
			N <sub>U</sub> (t)	M	e	A <sub>cal</sub>	N <sub>U</sub> (t)	M			e	A <sub>cal</sub>
			(t.m)	(m)	(cm <sup>2</sup> )	(t.m)	(m)	(cm <sup>2</sup> )				
RDC...4 <sup>eme</sup>	Longitudinal	(a)	192.91	0.032	0.00016	0.00	140.53	0.24	0.0017	0.00	14.18	4 T16 + 4 T14=14.20
		(b)	6.93	0.337	0.0048	0.00	3.67	0.016	0.0044	0.00		
		(c)	72.79	4.56	0.0626	0.00	53.17	3.31	0.0623	0.00		
5 <sup>eme</sup> .....6 <sup>eme</sup>	Longitudinal	(a)	95.11	1.065	0.0112	0.00	69.3	0.73	0.0105	0.00	11.20	8T14=12.32
		(b)	14.05	1.148	0.0817	0.00	7.03	0.584	0.0830	0.00		
		(c)	48.95	4.775	0.0975	0.00	35.76	3.466	0.0969	0.00		
7 <sup>eme</sup> .....8 <sup>eme</sup>	Longitudinal	(a)	57.25	1.079	0.0188	0.00	41.74	0.771	0.0184	0.00	8.58	4 T14+4T12 = 10.68
		(b)	6.64	0.062	0.0093	0.00	3.58	0.029	0.0081	0.00		
		(c)	27.53	4.586	0.1666	0.00	20.13	3.329	0.1653	0.00		
9 <sup>eme</sup>	Longitudinal	(a)	38.30	0.745	0.0194	0.00	27.95	0.533	0.0190	0.00	6.30	4 T14 + 2 T12=8.42
		(b)	0.69	0.052	0.0753	0.00	0.37	0.038	0.1027	0.00		
		(c)	8.49	4.104	0.4833	0.00	6.23	2.984	0.4789	0.00		



**Tableau récapitulatif de calcul de ferraillage des poteaux central bloc A :**

Niveau	Sens	combinai	1 <sup>er</sup> genre				2 <sup>eme</sup> genre				A <sub>min</sub>	A <sub>adp</sub>
			N <sub>U</sub> (t)	M	e	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	N <sub>U</sub> (t)	M	e	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )		
				(t.m)	(m)			(t.m)	(m)			
RDC...4 <sup>eme</sup>	Longitudin	(a)	223.87	0.069	0.0003	0.00	162.91	0.016	0.0001	0.00	14.18	4 T16 + 4 T14=14.20
		(b)	7.31	0.044	0.0006	0.00	3.83	0.022	0.0057	0.00		
		(c)	82.26	3.286	0.0399	0.00	59.88	2.385	0.0398	0.00		
5 <sup>eme</sup> .....6 <sup>eme</sup>	Longitudin	(a)	108.75	1.033	0.0095	0.00	79.16	0.744	0.0093	0.00	11.20	8T14=12.32
		(b)	18.64	0.1	0.0053	0.00	9.69	0.048	0.0049	0.00		
		(c)	55.51	4.129	0.0743	0.00	40.43	2.997	0.0746	0.00		
7 <sup>eme</sup> .....8 <sup>eme</sup>	Longitudin	(a)	108.75	1.033	0.0095	0.00	79.16	0.744	0.0093	0.00	8.58	4 T14+4T12 = 10.68
		(b)	18.64	0.1	0.0053	0.00	9.69	0.048	0.0049	0.00		
		(c)	55.51	4.129	0.0743	0.00	40.43	2.997	0.0746	0.00		
9 <sup>eme</sup>	Longitudin	(a)	43.25	1.572	0.0363	0.00	31.55	0.411	0.0130	0.00	6.30	4 T14 + 2 T12=8.42
		(b)	1.13	0.053	0.0469	2.00	0.59	0.025	0.0423	1.35		
		(c)	11.41	3.824	0.3351	0.00	8.38	2.778	0.3315	2.13		

**Tableau récapitulatif de calcul de ferraillage des poteaux rive bloc B :**

Niveau	Sens	combinai	1 <sup>er</sup> genre				2 <sup>eme</sup> genre				A <sub>min</sub>	A <sub>adp</sub>
			N <sub>U</sub> (t)	M	e	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	N <sub>U</sub> (t)	M	e	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )		
				(t.m)	(m)			(t.m)	(m)			
RDC...4 <sup>eme</sup>	Longitudinal	(a)	167.8	0.747	0.0044	0.00	122.17	0.534	0.0043	0.00	14.18	4 T16 + 4 T14=14.20
		(b)	11.93	0.069	0.0057	0.00	6.59	0.033	0,0050	0.00		
		(c)	60.47	4.963	0.0820	0.00	44.09	3.591	0.0814	0.00		
..... 5 <sup>eme</sup>	Longitudinal	(a)	81.38	1.916	0.0235	0.72	59.28	1.373	0.0231	0.00	11.20	8T14= 12.32

		(b)	4.08	0.027	0.0006	0.00	2.26	0.012	0.0053	0.00		
		(c)	36.88	5.00	0.1355	0.00	26.90	3.618	0.1344	0.00		
7 <sup>eme</sup> ..... 8 <sup>eme</sup>	Longitudinal	(a)	29.31	2.392	0.0816	0.00	21.40	1.718	0.0802	0.59	8.58	4 T14+4T12 = 10.68
		(b)	2.89	0.022	0.0076	0.00	1.56	0.012	0.0076	0.00		
		(c)	16.28	4.485	0.2754	0.00	11.89	3.245	0.2729	0.00		
9 <sup>eme</sup>	Longitudinal	(a)	13.55	1,83	0.1350	0.00	9.94	1,318	0.1325	0.00	6.30	4 T14 + 2 T12=8.42
		(b)	0.37	0.31	0.8378	0.00	0.19	0.015	0.0789	0.00		
		(c)	6.86	3.488	0.5084	0.00	5.03	2.531	0.5031	0.00		

**Tableau récapitulatif de calcul de ferrailage des poteaux central bloc B :**

Niveau	Sens	combinai	1 <sup>er</sup> genre				2 <sup>eme</sup> genre				A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adp</sub> (cm <sup>2</sup> )
			N <sub>U</sub> (t)	M (t.m)	e (m)	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	N <sub>U</sub> (t)	M (t.m)	e (m)	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )		
RDC...4 <sup>eme</sup>	Longitudinal	(a)	201.20	0.196	0.0009	0.00	146.16	0.143	0.0009	0.00	14.18	4 T16 + 4 T14=14.20
		(b)	17.56	0.037	0.0021	0.00	9.21	0.019	0.0020	0.00		
		(c)	126.89	1.537	0.0121	0.00	92.21	1.116	0.0121	0.64		
5 <sup>eme</sup> ..... 6 <sup>eme</sup>	Longitudinal	(a)	103.97	1.443	0.0138	0.00	75.57	1.048	0.0138	0.00	11.20	8T14=12.32
		(b)	6.61	0.024	0.0036	0.00	3.46	0.012	0.0034	0.00		
		(c)	82.24	2.034	0.0247	0.83	59.80	1.477	0.0246	0.31		
7 <sup>eme</sup> ..... 8 <sup>eme</sup>	Longitudinal	(a)	40.68	2.16	0.0530	0.00	29.64	1.569	0.0529	0.00	8.58	4 T14+4T12 = 10.68
		(b)	5.49	0.012	0.0021	0.07	2,83	0.006	0.0021	0.00		
		(c)	40.68	2.16	0.0530	0.00	29.64	1.569	0.0529	0.00		
9 <sup>eme</sup>	Longitudinal	(a)	20.69	1.692	0.0817	0.00	15.14	1,23	0.0812	0,00	6.30	4 T14 + 2 T12=8.42
		(b)	1.22	0.013	0.0106	0.00	0.63	0.014	0.0222	0.00		
		(c)	10.07	1.978	0.1964	0.00	7.39	1.443	0.1952	0.00		

## VII.2.5 Les vérifications :

### a. Vérification de la contrainte de cisaillement : « le poteau le plus sollicité (45x45) cm<sup>2</sup> »

$$T_{\max} = 0.75 t.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Contrainte tangente : } \tau_u = T / (b \times d) = 0.75 \times 100 / (45 \times 40.5) = 0.0411 \text{ MPa.} \\ \text{Contrainte tangente admissible : } \bar{\tau}_u = \min (0.13 f_{c28} ; 5 \text{ MPa}) = 3.25 \text{ MPa.} \end{array} \right.$$

$$\tau_u = 0.041 < \bar{\tau}_u = 3.25 \text{ MPa.} \dots \dots \dots \text{condition Vérifiée.}$$

Pas de risque de cisaillement.

### b. Calcul des armatures transversales :

#### -Diamètre des armatures transversales :

$$\Phi_t = \Phi / 3.$$

$$\Phi_t = 14 / 3.$$

$$\Phi_t = 4.67 \text{ mm.}$$

On prend  $\Phi 8$ .

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule:

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h_1 \cdot f_e}$$

$V_u$  : Effort tranchant de calcul.

$h_1$  : Hauteur totale de la section brute.

$f_e$  : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

$\rho_a$  : Coefficient correcteur égale à 2.5 si l'élançement géométrique  $\lambda_g \geq 5$  et à 3.5 dans le cas contraire.

$S_t$  : Espacement des armatures transversales.

#### - Calcul de l'espacement :

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

$$\text{En zone nodale : } S_t \leq \min (10 \varnothing_L ; 15 \text{ cm}) = 15 \text{ cm} \quad (\text{Zone I}).$$

$$\text{En zone courante : } S_t \leq 15 \varnothing_L = 21 \text{ cm} \quad (\text{Zone I}).$$

$$\text{On prend : } \left\{ \begin{array}{ll} S_t = 10 \text{ cm} & \text{Zone nodale.} \\ S_t = 15 \text{ cm} & \text{Zone courante.} \end{array} \right.$$

#### - Calcul de l'élançement géométrique $\lambda_g$ :

$$\lambda_g = L_f / a \text{ ou } L_f / b.$$

Avec:  $L_f$  : Longueur de flambement du poteau.

$b$  : Dimension de la section droite du poteau.

$$L_f = 0.7 L_0.$$

$$\lambda_g = 0.7 \cdot L_0 / a = 0.7 \times 3.06 / 0.45 = 4.76.$$

$$\lambda_g = 4.76 < 5 \Rightarrow \rho_0 = 5 \text{ (d'après le RPA.99 (version 2003))}$$

$$\text{donc : } A_t = \frac{S_t \cdot \rho_a \cdot V_u}{h_1 \cdot f_e} = \frac{15 \times 5 \times 0.75 \times 10}{45 \cdot 235} = 0.053 \text{ cm}^2.$$

### Quantité d'armatures transversales minimales :

$A_t / t \cdot b$  % est donnée comme suit :

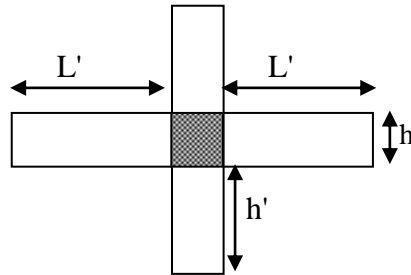
$$\lambda_g > 5 \Rightarrow A_t / t \cdot b = 0.3\% \Rightarrow \begin{cases} \text{Zone nodale : } A_t = 0.3\% \times 15 \times 45 = 2.025 \text{ cm}^2 \\ \text{Zone courante : } A_t = 0.3\% \times 10 \times 45 = 1.35 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

$$\text{On prend : } 8 \Phi 8 \quad A_t = 4.02 \text{ cm}^2 \quad S_t = 13 \text{ cm}$$

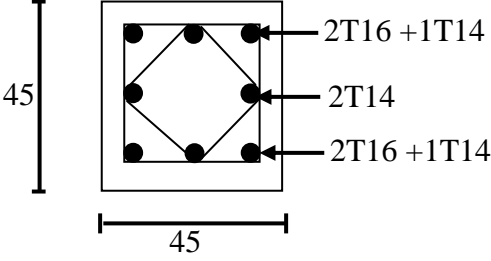
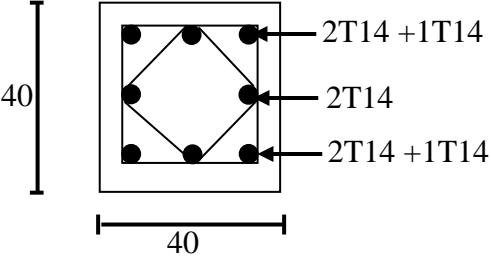
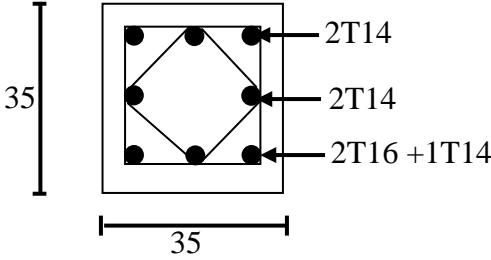
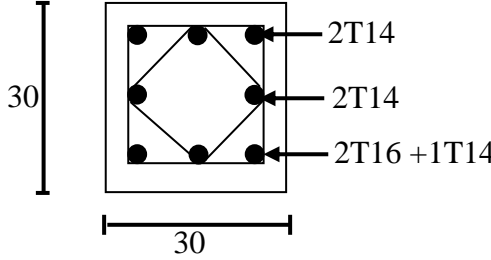
### Détermination de la zone nodale:

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:

$$\left\{ \begin{array}{l} h' = \text{Max}(h_e/6; b; h; 60\text{cm}) = \text{Max}(306/6; 45; 45; 60) = 60\text{cm} \\ L' = 2 \cdot h = 2 \times 45 = 90 \text{ cm} \end{array} \right.$$



**Figure VII.2:** Schéma représentatif des armatures transversales

Niveau	Poteaux
<p><b>Famille 01 :</b> <b>(45x45)cm<sup>2</sup></b></p>	
<p><b>Famille 02 :</b> <b>(40x40)cm<sup>2</sup></b></p>	
<p><b>Famille 03 :</b> <b>(35x35)cm<sup>2</sup></b></p>	
<p><b>Famille 04 :</b> <b>(30x30)cm<sup>2</sup></b></p>	

**Figure VII.3:** Schéma de ferrailage des poteaux

## VII.3 Etude des voiles

### VII.3.1 Introduction:

Le voile ou le mur en béton armé est un élément de construction vertical surfacique couler 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,...)

#### ▪ **Conception :**

- Il faut que les voiles soient placés de telle sorte qu'il n'y ait pas d'excentricité (TORSION)
- Les voiles ne doivent pas être trop éloignés (flexibilité du plancher)
- L'emplacement des voiles ne doit pas déséquilibrer la structure (il faut que les rigidités dans les deux directions soient très proches).

#### ▪ **Calcul :**

Dans les calculs, on doit considérer un modèle comprenant l'ensemble des éléments structuraux (portique-voiles) afin de prendre en considération conformément aux lois de comportement de chaque type de structure.

### VII.3.2 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 :

- $G + Q \pm E$  (vérification du béton)
- $0.8G + E$  (calcul des aciers de flexion)

Le calcul des armatures sera fait à la flexion composée, par la méthode des contraintes et vérifier selon le règlement R.P.A 99(version 2003).

Les murs en béton armé comportent trois catégories d'armature :

- Armatures verticales
- Armatures horizontales (parallèles aux faces des murs)
- Armatures transversales

### ▪ La méthode de calcul :

On utilise la méthode des contraintes (la formule classique de la R.D.M) :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{A} \pm \frac{M.V}{I} \leq \frac{\sigma}{1.15} = \frac{0.85.f_{c28}}{1.15} = 18.48 \text{ MPa}$$

Avec: N : effort normal appliqué.

M : moment fléchissant appliqué.

A : section du voile.

V : distance entre le centre de gravité du voile et la fibre la plus éloignée.

I : moment d'inertie.

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)

$$A_{\min} = 0,15.a.L$$

- **2<sup>eme</sup> cas :**

**Si :  $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) < 0 \Rightarrow$**  la section du voile est entièrement tendue " pas de zone comprimée

- **3<sup>eme</sup> cas:**

**Si :  $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2)$  sont de signe différent,** la section du voile est partiellement comprimée, donc on calcul le volume des contraintes pour la zone tendue.

### **Armatures verticales :**

Il sont disposées on deux nappes parallèles servant à répondre les contraintes de flexion composée, le R.P.A 99 (version 2003) exige un pourcentage minimal égale 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.

### **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 disposé vers l'extérieure.

Le pourcentage minimum d'armatures horizontales donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile 0.15%

- En zone courante 0.10 %

### 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 inférieure ou égal à 12mm. 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 6mm lorsque les barres longitudinales ont un diamètre inférieure ou égal à 20mm, et de 8 mm dans le cas contraire.

### VII.3.3 Ferrailage des voiles :

#### Exemple de calcul :

#### Voile axe (J-5) sens Y :

$$A = (0.45)^2 + 0.20 \times 1 = 0.4025 \text{ m}^2$$

$$I = 0.02 \text{ m}^4$$

$$V = L/2 + a = 0.5 \text{ m}$$

$$N = 48.72 \text{ t}$$

$$M = 4.953 \text{ t.m}$$

$$T = 3.06 \text{ t}$$

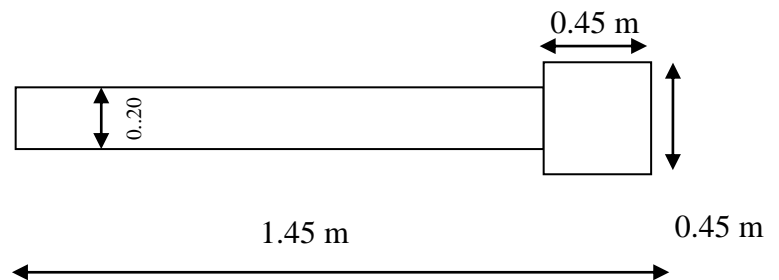


Figure VII.4: Schéma de voile

#### ▪ Détermination des contraintes :

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M.V}{I}$$

$$\sigma_1 = \frac{48.72 \cdot 10^{-2}}{0.4025} + \frac{4.953 \times 0.5 \cdot 10^{-2}}{0.02} = 2.45 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{48.72 \cdot 10^{-2}}{1.385} - \frac{4.953 \times 2.45 \cdot 10^{-2}}{1.07} = -0.027 \text{ MPa}$$

On a ( $\sigma_1$  et  $\sigma_2$ ) de signe différents, la section du voile est partiellement comprimée donc on calcule le volume des contraintes pour la zone tendue

#### ▪ Position de l'axe neutre :

$$X = \frac{|\sigma_2|}{|\sigma_2| + |\sigma_1|} \times L = \frac{0.027}{0.027 + 2.45} \times 1.45 = 0.016 \text{ m}$$

#### ▪ Ferrailage :

$$F = |\sigma_2| \cdot \frac{a}{2} \cdot X = 0.027 \cdot \frac{200}{2} \times 0.16 = 0.432 \text{ KN}$$



$$S_{\text{tendue}} = X.e = 0.016 \times 0.2 = 0.003 \text{ m}^2.$$

$$A_v = \frac{F}{\sigma_s} = \frac{0.432 \times 100}{400} = 0.108 \text{ m}^2.$$

Pour toute la façade du mur :

$$A_v \times \frac{S_{\text{mur}}}{S_{\text{tendue}}} = 0.108 \times \frac{4575}{0.3} = 1.64 \text{ m}^2.$$

Selon le R.P.A 99/versin2003 :

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers d'armature.

$$A_{vj} = 1.1 \frac{V}{f_e}$$

Dont la section doit être calculée avec la formule :

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction due aux moments de renversement.

$$A_{vj} = 1.1 \frac{1.4 \times V}{f_e} = 1.1 \times \frac{1.4 \times 3060}{400} = 0.11 \text{ cm}^2.$$

La section d'armature verticale totale :

$$A_{vt} = A_v + A_{vj} = 1.64 + 0.11 = \frac{1.75 \text{ cm}^2}{\text{ml}}$$

#### ▪ Calcul des armatures verticales :

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

$$A_{\min} = 0.15\% . a . L$$

On calcule le ferrailage pour une bande de 1 mètre (L = 1 m)

$$A_{\min} = 0.15\% \times a \times 1 \text{ m} = 0.0015 \times 20 \times 100 = 3 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

#### ❖ Le diamètre : $D \leq 1/10 \times a$ (mm)

$$D \leq (1/10) . 200$$

$$D \leq 20 \text{ mm}$$

On adopte :  $D = 20 \text{ mm}$

#### ❖ L'espacement:

Selon le BAEL 91, on a :

$$S_t \leq \min\{2.a, 33 \text{ cm}\}$$

$$S_t \leq \min\{50, 33 \text{ cm}\} \Rightarrow S_t \leq 33 \text{ cm} \dots\dots\dots(1)$$

Selon le R.P.A 99 (version 2003) on a :

$$S_t \leq \min\{1.5 \times a; 30 \text{ cm}\}$$

$$St \leq \min\{37,50; 30 \text{ cm}\} \Rightarrow St \leq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots(2)$$

$$\text{Donc : } St \leq \min\{St_{BAEL}; St_{R.P.A 99}\}$$

$$St \leq 30 \text{ cm}$$

On adopte un espacement de 25 cm

Le choix de la section des armatures verticales est  $2(5 \text{ T } 10) = 7.86 \text{ cm}^2/\text{ml}$ .

▪ **Calcul des armatures horizontales :**

D'après le R.P.A 99 (version 2003), on adopte le même ferrailage que les armatures verticales soit  $2(5 \text{ T } 10) = 7.86 \text{ cm}^2/\text{ml}$  avec un espacement de 20 cm

▪ **Calcul des armatures transversales :**

D'après le BAEL 91, dans le cas où le diamètre des aciers verticaux est inférieur ou égal à 12 mm, les armatures transversales sont à prévoir à raison d'une densité de  $4/\text{m}^2$  au moins; on prend donc  $5\phi 8$  par  $\text{m}^2$ .

**VII.3.4 Vérification de la contrainte de cisaillement  $\tau_b$  :**

On calcul la contrainte de cisaillement  $\tau_b = \frac{\overline{T}}{a.L}$

Avec :  $\overline{T} = 1,4 T_{cal}$  l'effort tranchant de calcul majoré de 40%

a : Epaisseur du voile

L : longueur du voile

Cette contrainte est limitée par:  $\overline{\tau} = 0,05.f_{c28} = 1,25 \text{ MPa}$

$$\tau_b = \frac{\overline{T}}{a.l} = \frac{30.6 \times 1.4 \times 10^3}{200 \times 4000} = 0.05355 \text{ MPa}$$

$\tau_b = 0.05355 \text{ MPa} < 0.05 f_{c28} = 1.25 \text{ MPa}$  .....condition vérifiée.

**VI.3.5 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 33cm. Selon le BAEL 91, et ne doit pas dépasser 1,5 de l'épaisseur du mur ni 30 cm selon le R.P.A 99 (version 2003).

- A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la largeur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm.

On a :  $St=20\text{ cm} \rightarrow St/2 = 10\text{ cm} < 15\text{ cm}$  ..... Condition vérifiée.

$L=395\text{ cm} \rightarrow L/10 = 39,50\text{ cm}$

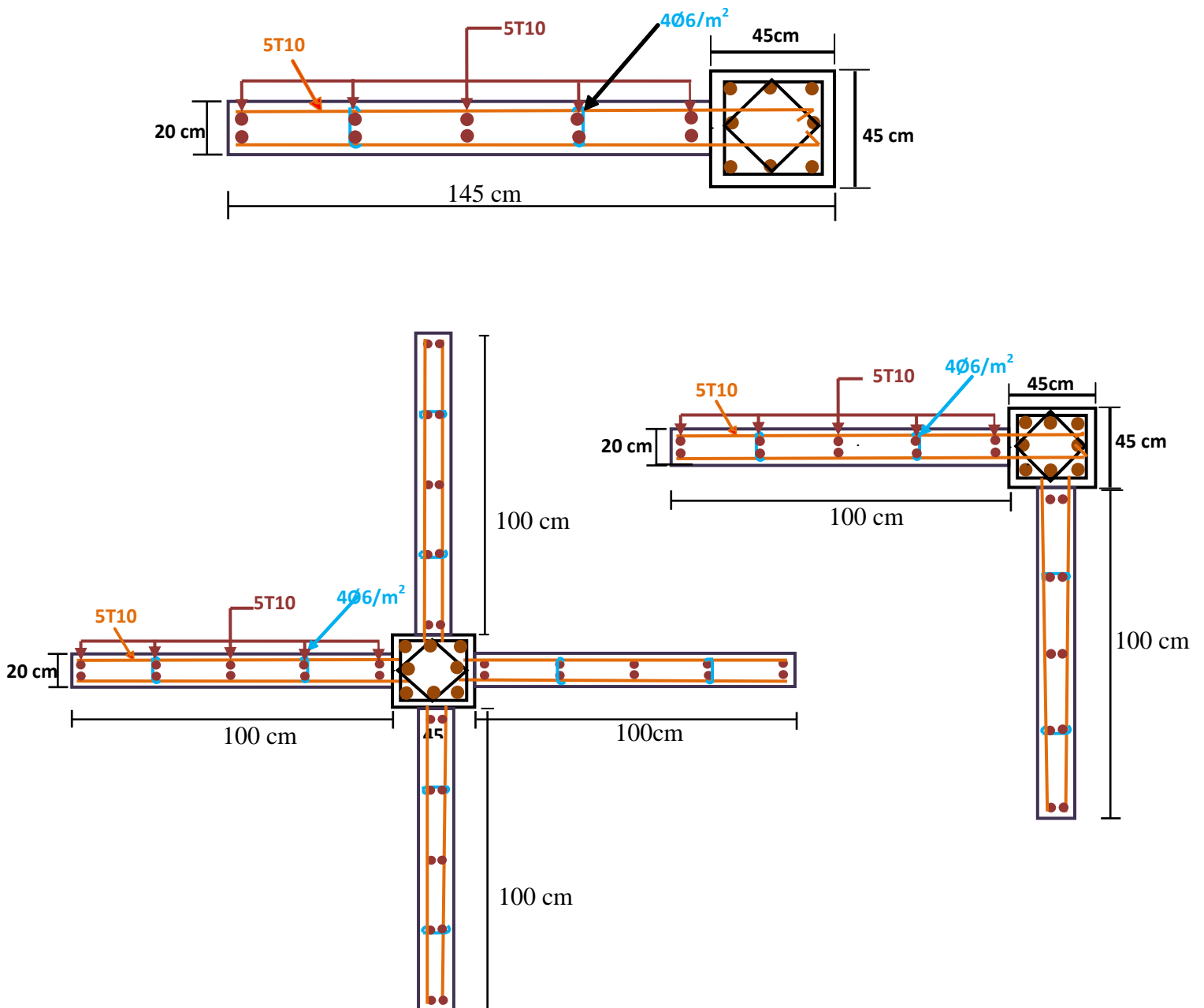


Figure VII.5: Schéma de ferrailage des voiles

# *Chapitre VIII*

## **Etude de l'infrastructure**

- **Calcul des fondations.**
- **Introduction.**
- **Choix de type de fondation.**
- **Etude du Radier.**
- **Calcul du ferrailage de radie.**
- **Calcul du ferrailage de poutre libage.**
- **Longrine.**
- **Etude du voile périphérique.**

## VIII Calcul des fondations:

### VIII.1 Introduction:

Les fondations sont des éléments essentiels de toute structure de construction. Elles sont conçues pour transférer la charge de la structure vers le sol de manière uniforme, afin de garantir la stabilité et la durabilité de la structure. Les fondations sont généralement construites sous le niveau du sol et doivent être suffisamment solides et profondes pour résister aux forces environnementales telles que les vents, les tremblements de terre et les variations de température.

Vu la hauteur de la construction et les charges apportées par la superstructure, ainsi que l'existence de plusieurs voiles dans cette construction, le dimensionnement des fondation 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.
- Limite les tassements différentiels à une valeur acceptable.

### VIII.2 Choix de type de fondation :

Le choix de type de fondation dépend de :

- Type d'ouvrage à construire.
- La nature et l'homogénéité du bon sol.
- La capacité portante du terrain de fondation.
- La raison économique.
- La facilité de réalisation.

### VIII.3 Etude du Radier:

#### VIII.3.1 Définition:

Un radier est une dalle pleine, éventuellement nervurée, constituant l'ensemble des fondations d'un bâtiment. Il s'étend sur toute la surface de l'ouvrage.

Ce mode de fondation est utilisé dans deux cas :

- lorsque la capacité portante du sol est faible
- lorsque le sous-sol d'un bâtiment est inondable

#### VIII.3.2 Méthode du calcul:

On admet les hypothèses suivantes :

- Répartition uniforme des charges, avec concentration des charges au voisinage des poteaux.
- La pression sous le radier est prise égale à :  $q = [\sigma_{\text{moy}} - \frac{N}{S}]$ .
- Le radier est divisé en plusieurs panneaux selon la position des poteaux.
- Chaque panneau est considéré comme une dalle appuyée sur quatre cotés.
- Les moments isostatiques dans les deux directions :  $M_{0x} = \mu_x \cdot q \cdot L_x$ ,  $M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x}$ .
- $\alpha = \frac{L_x}{L_y}$ , avec :  $L_x$  : longueur du panneau suivant X.

$L_y$  : longueur du panneau suivant Y.

##### ▪ Pour un panneau de rive :

- Les moments en travées :  $M_t = 0.85 M_0$  ;
- Les moments sur appuis de rive :  $M_a = 0.3 M_0$  ;
- Les moments sur appuis intermédiaires :  $M_a = 0.5 M_0$  ;

##### ▪ Pour un panneau intermédiaire:

- Les moments en travées :  $M_t = 0.75 M_0$  ;
- Le moment sur appuis intermédiaires :  $M_a = 0.5 M_0$  ;

### VIII.3.3 Evaluation des charges:

Poids supporté par le radier.

Superstructure  $G_T$ : la charge permanente totale.

$Q_T$ : la charge d'exploitation totale.

#### Bloc A:

La charge permanente totale :  $G_T = \sum_{i=1}^9 G_i = 3003.58 \text{ t.}$

La charge d'exploitation totale :  $Q_T = \sum_{i=1}^9 Q_i = 414.76 \text{ t.}$

#### Bloc B:

La charge permanente totale :  $G_T = \sum_{i=1}^9 G_i = 1887.82 \text{ t.}$

La charge d'exploitation totale :  $Q_T = \sum_{i=1}^9 Q_i = 293.60 \text{ t.}$

#### Bloc A+B:

La charge permanente totale :  $G_T = \sum_{i=1}^9 G_i = 4891.40 \text{ t.}$

La charge d'exploitation totale :  $Q_T = \sum_{i=1}^9 Q_i = 708.36 \text{ t.}$

- **E.L.U:**  $N_u = 1.35G_t + 1.5Q_t = 7665.93 \text{ t.}$
- **E.L.S:**  $N_{ser} = G_t + Q_t = 5599.76 \text{ t.}$

### VIII.3.4 Vérification de la surface du radier:

$S_{rad} = N_{ser} / \sigma_{sol} < S_{Bat}$ , avec :  $\begin{cases} S_{rad} : \text{Surface du radier.} \\ S_{Bat} : \text{Surface du bâtiment.} \end{cases}$

D'où :  $S_{rad} = \frac{5599.76}{25} = 223.99 \text{ m}^2 < S_{Bat} = 636.06 \text{ m}^2 \dots \dots \dots$  (Condition vérifiée).

On prend un débord de 50 cm de chaque coté dans les deux directions, ce qui nous donne une surface d'assise :  $S_s = 689.86 \text{ m}^2$

### VIII.3.5 Détermination de l'épaisseur du radier :

L'épaisseur du radier sera déterminée à partir des 2 conditions suivantes :

- **1<sup>ère</sup> condition :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \leq 0.07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow d \geq \frac{V_u}{0.06b \frac{f_{c28}}{\gamma_b}} .$$

Avec :  $V_u$  : Effort tranchant à l'ELU,  $V_u = Q_u.L/2$ , avec :  $Q_u = \frac{Nu}{S_s} = 11.11 \text{ t/m}^2$ .

$L$  : Portée maximale ;  $L = 5.80 \text{ m}$  ;

$\gamma = 1.15$  (cas accidentel) ;

Le calcul se fait pour une bande de 1m de largeur : ( $Q_u = 11.11 \text{ t/ml}$ ) ;

$$D'où : V_u = \frac{11.11 \times 5.80}{2} = 32.219 \text{ t} \Rightarrow d \geq \frac{32.219 \times 10^{-2}}{0.06 \times 25 \times 1} = 0.21 \text{ m} \quad d \geq 0.21 \text{ m} .$$

- **2<sup>ème</sup> condition :**

$$\frac{L}{25} \leq d \leq \frac{L}{20} \quad L = 5.80 \text{ m}$$

$$23.2 \text{ cm} \leq d \leq 29 \text{ cm}$$

on prend :  $d = 25 \text{ cm}$

On a :  $h = c + d = 5 + 25 \Rightarrow h = 30 \text{ cm}$  ;

### VIII.3.6 Détermination de la hauteur de la poutre de libage :

La hauteur de la poutre de libage, doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{L}{9} \leq h_p \leq \frac{L}{6} \Rightarrow 64.44 \leq h_p \leq 96.67 \text{ cm} ;$$

On prend :  $h = 80 \text{ cm}$  et  $d = 72 \text{ cm}$ ,  $b = 45 \text{ cm}$  ;



### VIII.3.7 Vérification des contraintes :

On tenant compte du poids propre du radier et de la poutre de libage :

$$G_{\text{radier}} = \gamma_b [h_r \times S_r + h_p \times b_p \times \sum L_i] + [\gamma_r \times S_r \times h_p]$$

$$G_{\text{radier}} = 2,5[0,30 \times 689,86 + 0,80 \times 0,45 \times 109,1] + [1,4 \times 689,86 \times 1,5] = 2064,291 \text{ t}$$

$$\text{E.L.S : } N_{\text{ser}} = 2064,291 + 5599,76 = 7664,05 \text{ t.}$$

$$\frac{N_{\text{ser}}}{S_{\text{radier}}} = \frac{7664,05}{689,86} = 11,096 \text{ t/m}^2 = 1,109 \text{ bar} < 2,5 \text{ bar} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

$$G_{\text{dallage}} + \text{revetement} = [2,5 \times 0,1] + 0,116$$

- **Longueur élastique :**

La longueur élastique est donnée par :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{Kb}} ; \text{ avec : } I : \text{Inertie de la poutre, } I = bh^3/12 = 0,45 \times (0,80)^3/12 = 0,0192 \text{ cm}^4.$$

E : Module d'élasticité du béton,  $E = 3216420 \text{ t/m}^2$ .

b : Largeur de la poutre de libage,  $b = 0,40 \text{ m}$ .

K : Coefficient du raideur du sol,  $K = 400 \text{ t/m}^3$ .

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times 3216420 \times 0,0192}{400 \times 0,45}} = 6,087 \text{ m}$$

D'où :  $L_e = 6,087 \text{ m}$ .

Donc :  $L_{\text{max}} = 5,35 \text{ m} < \frac{\pi}{2} \times 6,087 = 9,561 \text{ m} \dots\dots\dots \text{(Condition vérifiée)}$ .

Avec :  $L_{\text{max}}$  : Longueur maximale entre nus des poteaux.

- **Evaluation des charges pour le calcul du radier :**

$$\sigma_{\text{max}} = \frac{N_{\text{ser}}}{S_s} , \text{ avec : } N_{\text{ser}} = G_T + Q_T + G_{\text{rad}} = 25449,216 \text{ t ;}$$

$$\sigma_{\text{max}} = \frac{25449,216}{4613,4124} = 5,516 \text{ t/m}^2 < \sigma_{\text{sol}} = 8 \text{ t/m}^2 \dots\dots\dots \text{(condition vérifiée)}$$

- **Poids unitaire du radier :**

$$\sigma_{\text{rad}} = \gamma_b \cdot h_r = 2,5 \times 0,30 = 0,75 \text{ t/m}^2.$$

$$G_{\text{dallage}} = 2,5 \times 0,1 = 0,25 \text{ t/m}^2.$$

$$G_{\text{revetement}} = 0,116 \text{ t/m}^2.$$

$$G_{\text{remblais}} = 1,4 \times 1,5 = 2,1 \text{ t/m}^2.$$

$$\sigma_{\text{radier}} = 0,75 + 0,25 + 0,116 + 2,1 = 3,22 \text{ t/m}^2 ; \sigma_{\text{max}} = 11,11 \text{ t/m}^2.$$

$$Q_{\text{max}} = \sigma_{\text{max}} - \sigma_{\text{radier}} = 11,11 - 3,22 = 7,89 \text{ t/m}^2.$$

La charge à prendre en compte dans le calcul du ferrailage du radier est :  $Q = 7,89 \text{ t/m}$ .

### VIII.3.8 Calcul du ferrailage :

#### ▪ Le radier :

Le radier est ferrailé par deux nappes : la partie inférieure armée par les armatures calculées (les armatures principales), et la partie supérieure armée par des armatures constructives. On choisit le panneau le plus sollicité, pour le ferrailer (panneau de rive).

#### Exemple de calcul

$$\begin{cases} L_x = 4,15 \text{ m} \\ L_y = 5,35 \text{ m} \end{cases}$$

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = 0,78 > 0.$$

⇒ Le panneau travaille dans les deux sens

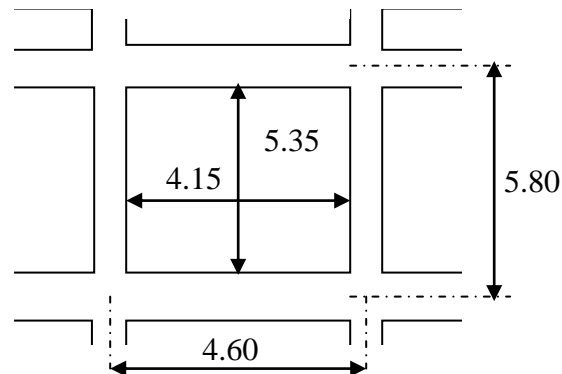


Figure VIII.1 : panneau le plus sollicité

#### Les sollicitations :

##### • Les moments isostatiques :

$$\alpha = 0,78 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0584 \\ \mu_y = 0,5608 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{ox} = \mu_x \cdot q \cdot L_x^2 = 7,93 \text{ t.m.} \\ M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox} = 4,44 \text{ t.m.} \end{cases}$$

##### ▪ En travée :

#### Suivant $L_x$ :

$$M_{tx} = 0,85 M_{ox} = 0,85 \times 7,93 = 6,74 \text{ t.m}$$

$$\mu = \frac{M_{tx}}{bd^2 \cdot f_{bc}} = \frac{6,74 \times 10^4}{100(25)^2 \times 14,17} = 0,076 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 0,099 ; \beta = 0,960$$

$$A = \frac{M}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{6,74 \times 10^4}{0,960 \times 25 \times 348} = 8,07 \text{ cm}^2.$$

On adopte : **6T14 / ml** , **A = 9.24 cm<sup>2</sup>/ml**, **S<sub>t</sub> = 20 cm.**

**Suivant L<sub>y</sub>:**

$$M_{ty} = 0,85 \times 4.73 = 3.77 \text{ t.m}$$

$$\mu = 0,043; \alpha = 0,054 ; \beta = 0,978$$

$$A = 4.43 \text{ cm}^2 .$$

On adopte : **6T10 / ml** , **A = 4.71 cm<sup>2</sup>/ml**, **S<sub>t</sub> = 20 cm.**

▪ **Sur appuis :**

**Suivant L<sub>x</sub> :**

$$M_{ax} = 0,5 M_{ox} = 0,5 \times 7.93 = 3.97 \text{ t.m.}$$

$$\mu = 0,045; \alpha = 0,057 ; \beta = 0,977$$

$$A = 4.67 \text{ cm}^2$$

On adopte **6T12 / ml**, **A = 6.79 cm<sup>2</sup>/ml**, **St = 20 cm.**

**Suivant L<sub>y</sub>:**

$$M_{ay} = 0,5 M_{oy} = 0,5 \times 4.44 = 2.22 \text{ t.m}$$

$$\mu = 0,025; \alpha = 0,032; \beta = 0,987$$

$$A = 2.59 \text{ cm}^2$$

On adopte **6T10 / ml**, **A = 4,71cm<sup>2</sup>/ml**, **St = 20 cm.**

On adopte le même ferrailage pour tous les panneaux du radier

▪ **Les poutres de libage :**

Si  $\alpha > 0.4$ , la répartition des charges supportées par la poutre de libage est subdivisée en deux, charge trapézoïdale suivant la grande portée et charge triangulaire suivant la petite portée.

Pour le calcul du ferrailage on prend le cas le plus défavorable dans chaque sens et on considère des travées isostatiques.

• **Calcul de la charge Q :**

$$\sigma_{rad} = \gamma_b \cdot h_r = 2.5 \times 0.80 = 2.00 \text{ t/m}^2.$$

$$G_{dallage} = 2,5 \times 0,1 = 0,25 \text{ t/m}^2.$$

$$G_{revetement} = 0,116 \text{ t/m}^2.$$

$$G_{remblais} = 1.4 \times 1.5 = 2.1 \text{ t/m}^2.$$

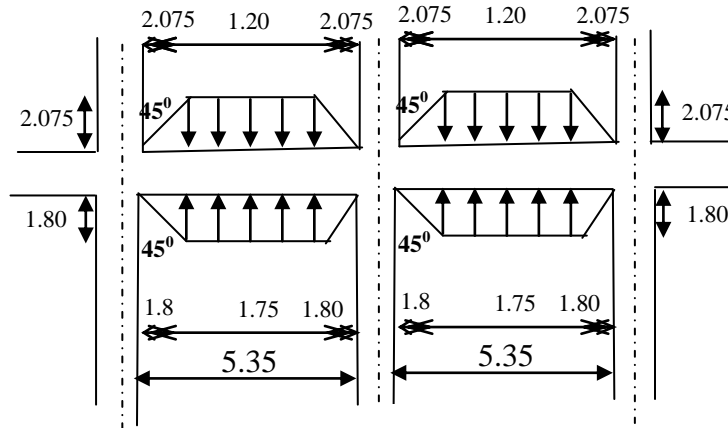
$$\sigma_{\text{radier}} = 2.00 + 0,25 + 0,116 + 2.1 = 4.47 \text{ t/m}^2 ; \sigma_{\text{rmax}} = 11.11 \text{ t/m}^2.$$

$$Q_{\text{max}} = \sigma_{\text{rmax}} - \sigma_{\text{radier}} = 11.11 - 4.47 = 6.64 \text{ t/m}^2.$$

La charge à prendre en compte dans le calcul du ferrailage du libage est :  $Q = 6.64 \text{ t/m}$ .

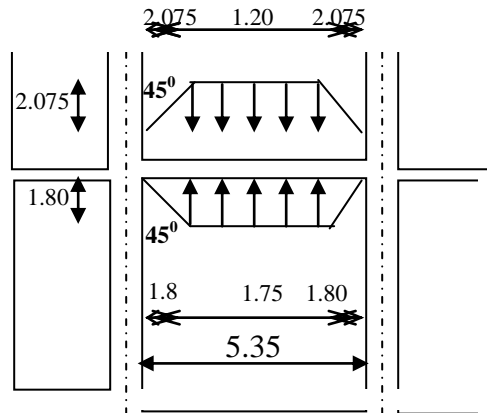
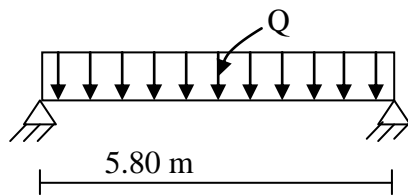
**•Exemple de calcul :**

**a-Sens longitudinale:**



**Figure VIII.2 :** poutre de libage sens longitudinale

$$L_{\text{max}} = 5.35$$



**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.

$$Q' = \frac{Q}{2} \left[ \left( 1 - \frac{Lx_1^2}{3.Ly_1^2} \right) .Lx_1 + \left( 1 - \frac{Lx_2^2}{3.Ly_1^2} \right) .Lx_2 \right]$$

Avec :  $Lx_1 = 4.15\text{m}$

$Ly_1 = 5.35\text{m}$

$Lx_2 = 3.60\text{m}$

$$Q = 6.64 \text{ t/m}^2$$

$$\text{Donc : } Q' = \frac{6.64}{2} \left[ \left( 1 - \frac{4.15^2}{3 \times 5.35^2} \right) \times 4.15 + \left( 1 - \frac{3.60^2}{3 \times 5.35^2} \right) \times 3.60 \right] = 21.16 \text{ t/m}$$

$$M_0 = \frac{Q' \cdot L^2}{8} = \frac{21.16 \times 5.35^2}{8} = 75.71 \text{ t.m}$$

### Calcul du ferrailage :

#### ▪ En travée :

$$M_t = 0,85M_0 = 0,85 \times 75.71 = 64.35 \text{ t.m}, \quad b = 45 \text{ cm}, \quad h = 80 \text{ cm}, \quad d = 0,9 \cdot h = 72 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{64.35 \times 10^4}{45 \times (72)^2 \times 14,17} = 0.195 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 0.274; \beta = 0,891$$

$$A = \frac{M}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{64.35 \times 10^4}{0,891 \times 72 \times 348} = 28.82 \text{ cm}^2.$$

$$\text{On adopte comme ferrailage en travée } A = 29.37 \text{ cm}^2 \begin{cases} 1^{\text{ere}} \text{ lit } 4\text{T}20 & \longrightarrow \text{fil} \\ 2^{\text{eme}} \text{ lit } 4\text{T}16 & \longrightarrow \text{trav} \\ 3^{\text{eme}} \text{ lit } 4\text{T}20 & \longrightarrow \text{trav} \end{cases}$$

#### ▪ En appuis :

##### • Appuis intermédiaires:

$$M_a = 0,5M_0 = 0,5 \times 75.71 = 37.86 \text{ t.m}$$

$$\mu = 0,115 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow (A' = 0); \quad \alpha = 0,152, \quad \beta = 0,939, \quad \Rightarrow A_s = 16.09 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte comme ferrailage en appuis } A = 18.34 \text{ cm}^2 \begin{cases} 1^{\text{ere}} \text{ lit } 4\text{T}16 & \longrightarrow \text{fil} \\ 2^{\text{eme}} \text{ lit } 2\text{T}16 + 2\text{T}20 & \longrightarrow \text{trav} \end{cases}$$

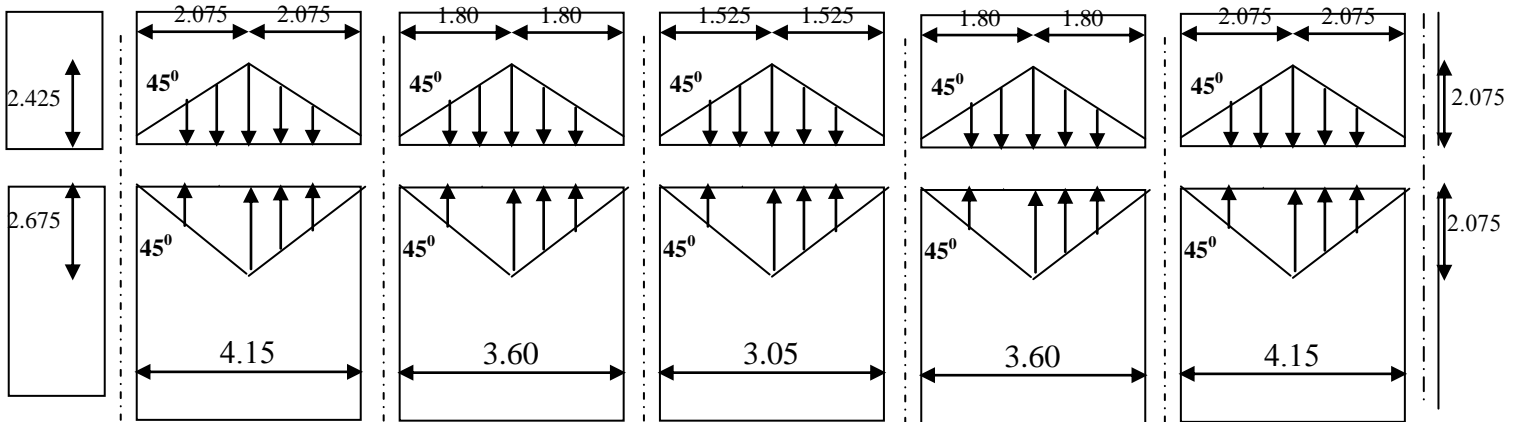
##### • Appuis de rive:

$$M_a = 0,2 \cdot M_0 = 0,2 \times 75.71 = 15.142 \text{ t.m}$$

$$\mu = 0,046 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow (A' = 0); \quad \alpha = 0,059; \quad \beta = 0,977; \quad A_s = 6.19 \text{ cm}^2$$

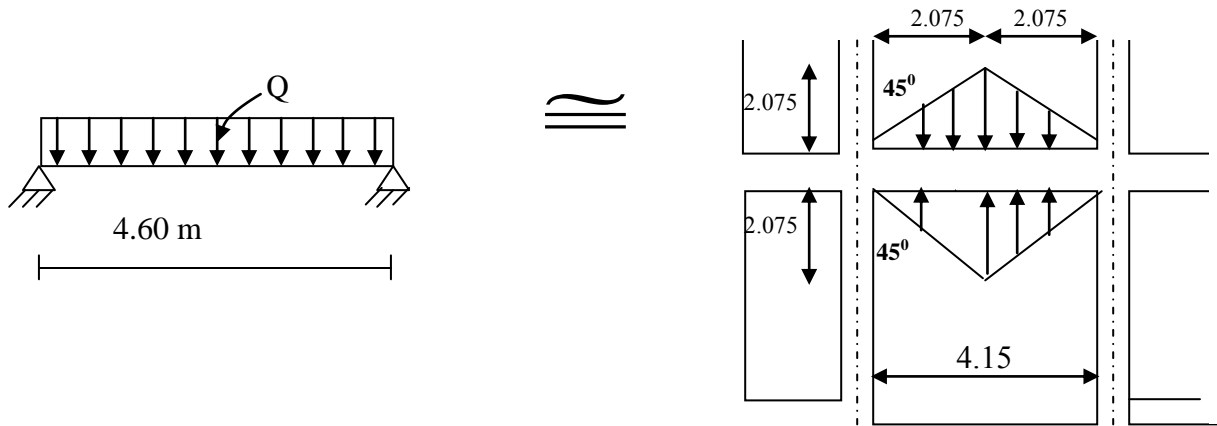
$$\text{On adopte comme ferrailage en appuis } A = 8.04 \text{ cm}^2 \quad 4\text{T}16 \longrightarrow \text{fil}$$

**b- Sens transversale:**



**Figure VIII.3 :** poutre de libage sens transversale

$L_{max} = 4.15 \text{ m.}$



**Calcul de Q':**

C'est la charge uniforme équivalente pour le calcul des moments.

$$Q' = \frac{2}{3} \cdot Q \cdot Lx_1$$

Tel que :  $Q = 6.64 \text{ t/m}^2$

$$Lx_1 = 4.15 \text{ m}$$

$$Q' = \frac{2}{3} \times 6.64 \times 4.15 = 18.37 \text{ t/m}$$

$$M_o = \frac{Q \cdot L^2}{8} = \frac{18,37 \times 4,15^2}{8} = 39,56 \text{ t.m}$$

### Calcul du ferrailage :

#### ▪ En travée :

$$M_t = 0,85M_o = 0,85 \times 39,56 = 33,63 \text{ t.m}, \quad b = 50 \text{ cm}, \quad h = 85 \text{ cm}, \quad d = 0,9 \cdot h = 76,5 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{33,63 \times 10^4}{45 \times (72)^2 \times 14,17} = 0,102 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 0,134; \beta = 0,946$$

$$A = \frac{M}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{33,63 \times 10^4}{0,946 \times 72 \times 348} = 14,18 \text{ cm}^2.$$

$$\text{On adopte comme ferrailage en travée } A = 16,84 \text{ cm}^2 \left\{ \begin{array}{l} 1^{\text{ere}} \text{ lit } 4\text{T}14 \longrightarrow \text{fil} \\ 2^{\text{eme}} \text{ lit } 4\text{T}14 \longrightarrow \text{trav} \\ 3^{\text{eme}} \text{ lit } 4\text{T}12 \longrightarrow \text{trav} \end{array} \right.$$

#### ▪ En appuis :

#### • Appuis intermédiaires:

$$M_a = 0,5 \cdot M_o = 0,5 \times 39,56 = 19,78 \text{ t.m}$$

$$\mu = 0,060 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow (A' = 0); \quad \alpha = 0,077; \beta = 0,969; A_s = 8,15 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte comme ferrailage en appuis } A = 9,24 \text{ cm}^2 \left\{ \begin{array}{l} 1^{\text{ere}} \text{ lit } 4\text{T}14 \longrightarrow \text{fil} \\ 2^{\text{eme}} \text{ lit } 2\text{T}14 \longrightarrow \text{chap} \end{array} \right.$$

#### • Appuis de rive:

$$M_a = 0,2 \cdot M_o = 0,2 \times 39,56 = 7,91 \text{ t.m}$$

$$\mu = 0,024 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow (A' = 0); \alpha = 0,030; \beta = 0,988; A_s = 3,20 \text{ cm}^2$$

On adopte : **(3T14) Fil ; A = 4,62 cm<sup>2</sup>.**

$$\text{On adopte comme ferrailage en appuis } A = 6,16 \text{ cm}^2 \quad 4\text{T}14 \longrightarrow \text{fil}$$

### ▪ Armature de peau :

Selon le BAEL 91 la hauteur de l'âme de la poutre :  $h_a \geq 2 (80 - 0,1 f_e) = 80$  cm

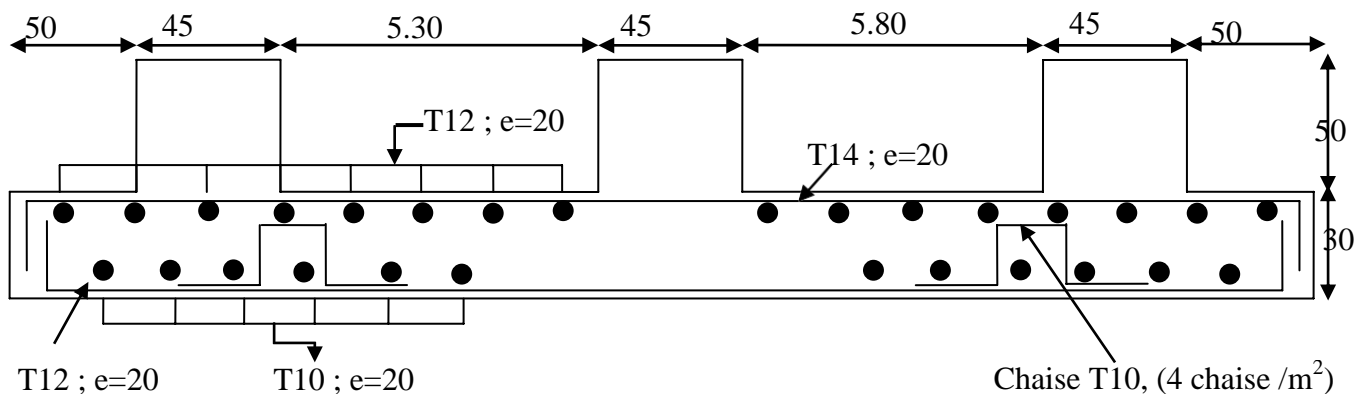
Dans notre cas  $h_a = 80$  cm (vérifiée), donc notre poutre est de grande hauteur, dans ce cas il devient nécessaire d'ajouter des armatures supplémentaires sur les parois de la poutre (armatures de peau). En effet, les armatures déterminées par le calcul et placées à la partie inférieure de la poutre n'empêchent pas la fissuration que dans leur voisinage et les fissures risquent d'apparaître dans la zone de béton tendue. Ces armatures, qui doivent être placées le long de la paroi de chaque côté de la nervure, elles sont obligatoire lorsque la fissuration est préjudiciable ou très préjudiciable, mais il semble très recommandable d'en prévoir également lorsque la fissuration peu préjudiciable; leur section est d'au moins  $3 \text{ cm}^2$  par mètre de longueur de paroi; pour ces armatures, les barres à haute adhérence sont plus efficaces que les ronds lisses.

Donc pour une poutre de section  $(h \times b_0) = (0,80 \times 0,45) \text{ m}^2$ , on a :

$$A_{sp} = 3 \times 2 (b_0 + h) [\text{cm}^2].$$

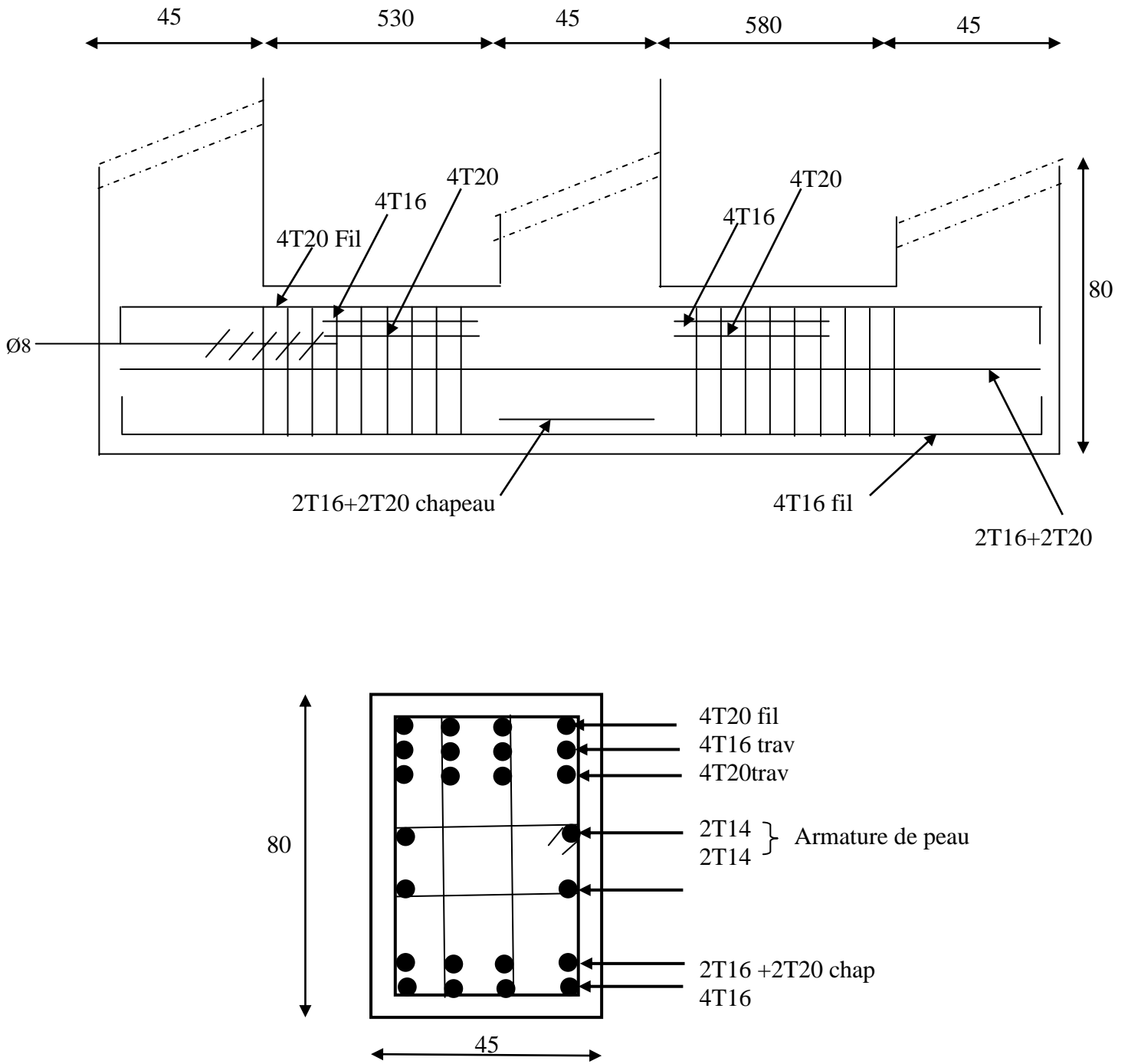
$$A_{sp} = 3 \times 2 (0,45 + 0,80) = 7,50 \text{ cm}^2.$$

On adopte **4T 14 Fil; A = 6.16cm<sup>2</sup>**.

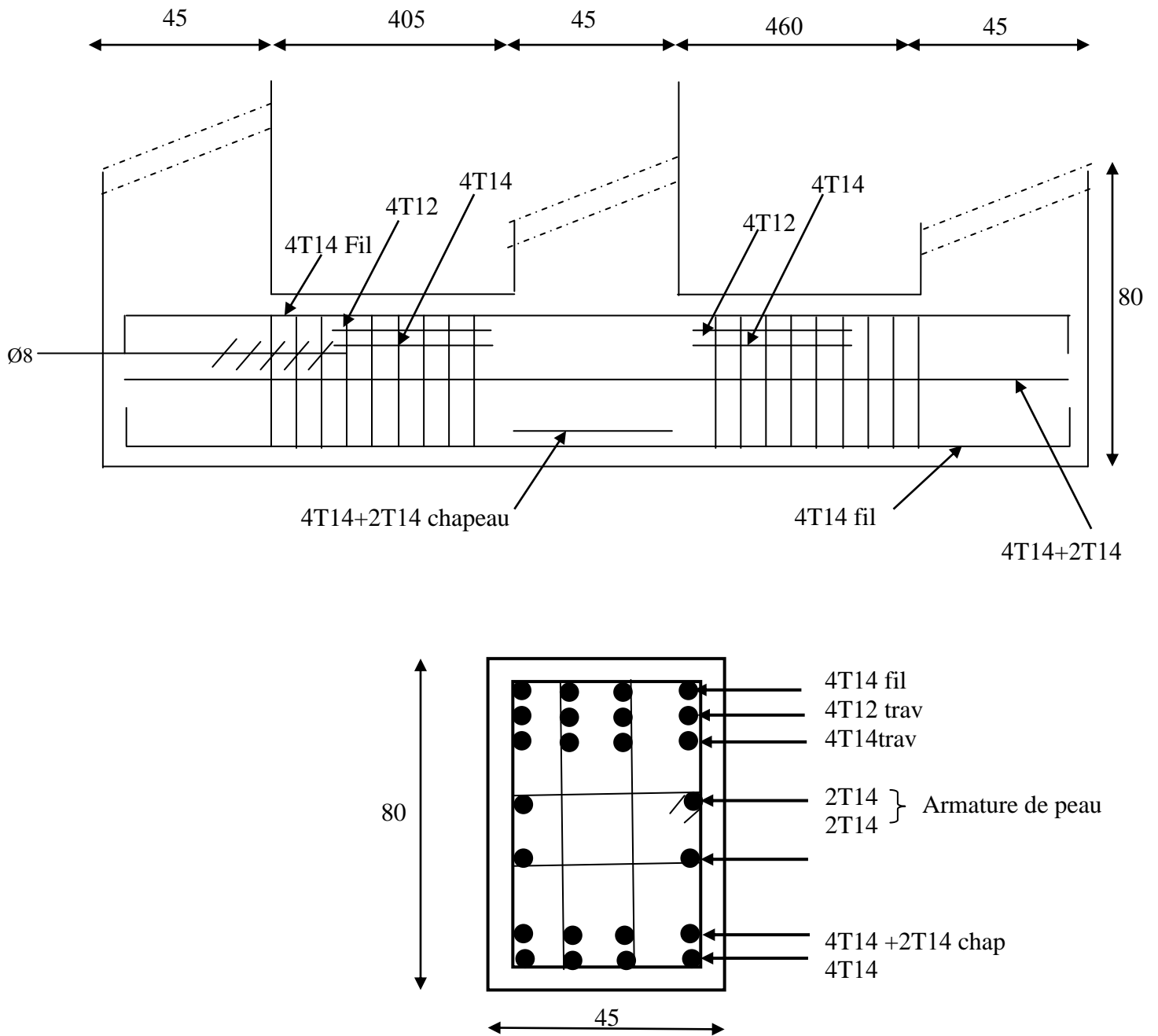


**Figure VIII.4 :** représente les armatures de radier





**Figure VIII.5 :** Ferrailage de poutre libage sens principale



**Figure VIII.6 :** Ferrailage de poutre libage sens secondaire

▪ **Longrine :**

D'après R.P.A la section minimale de longrine est de (25x30) cm<sup>2</sup> pour un solmeuble.

Avec :  $F = N_{max} / \alpha$ ;  $N_{max} = 1620,37\text{kN}$  et  $\alpha = 15$

Le ferrailage minimale est de 0,6% b<sub>x</sub>h, l'espacement ne doit pas dépasser de (20cm, 15Ø).

**Dimensionnement:** (30x30) cm<sup>2</sup>

avec :  $N_{max} = 2012,0\text{kN}$

$$A_s = N_{max} / 15\sigma_s = 2012 \times 10^3 / 15 \times 348 \times 10^2 = 3,85 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0,6\% b_x h = 0,006 \times 25 \times 30 = 4,5 \text{ cm}^2 = A_{min} > A_s$$

On adopte :  $3T12 + 3T12 = 6,78 \text{ cm}^2$

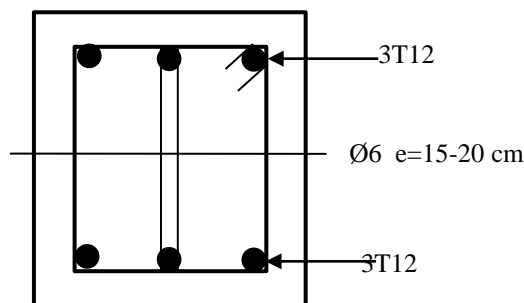
**Armatures transversale :**  $\varnothing_t \leq \min (\varnothing_t; h/35 ; b/10) \Rightarrow \varnothing_t \leq \min (12; 8,5 ; 25)$

$\varnothing_t \leq 8,5 \text{ mm}$  ; on prend  $\varnothing_t = 6\text{mm}$ ,  $A_{\varnothing 6} = 0,85\text{cm}^2$

**Condition de non fragilité :**

$$A_{min} \geq 0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28} / f_e = 0,23 \times 25 \times 27 \times 2,1 / 400 = 0,815 \text{ cm}^2$$

$A_{min} = 0,815 \text{ cm}^2 < A_s = 6,78 \text{ cm}^2$  ..... condition vérifiée.



**Figure VIII.7 :** coupe transversales de longrine

## VIII.4 Etude du voile périphérique :

### VIII.4.1 Introduction :

Le voile périphérique est une structure verticale en béton armé qui entoure le périmètre d'un bâtiment. Il est souvent utilisé en construction pour renforcer la stabilité et la résistance des murs extérieurs en fournissant une structure solide et continue autour du bâtiment.

Le voile périphérique est généralement construit en même temps que les fondations et les dalles de plancher à l'aide de coffrages en bois ou en métal. Le béton est ensuite coulé dans les coffrages pour former les murs du voile périphérique.

Le voile périphérique peut avoir plusieurs fonctions, notamment :

1. Renforcer la stabilité structurelle : Le voile périphérique peut aider à réduire les effets des forces horizontales, telles que les vents et les tremblements de terre, sur les murs extérieurs en transférant la charge sur les fondations.

2. Offrir une protection contre les intempéries : Le voile périphérique peut aider à protéger le bâtiment contre les intempéries, en agissant comme une barrière contre les vents forts, la pluie et la neige.

3. Améliorer l'isolation thermique et phonique : Le voile périphérique peut être conçu pour fournir une isolation thermique acoustique supplémentaire, en empêchant la perte de chaleur à travers les murs extérieurs et en réduisant le bruit extérieur.

4. Fournir une surface de finition : Le voile périphérique peut être conçu pour fournir une surface de finition lisse et uniforme, en utilisant différents types de béton, de textures et de couleurs.

Le voile doit avoir les caractéristiques minimales suivantes :

- Épaisseur :  $a \geq 15$  cm ;
- Les armatures sont constituées de deux nappes ;
- Le pourcentage minimal des armatures est de 0.1% dans les deux sens (horizontal et vertical).

Le voile est considéré comme une dalle, le calcul se fait pour une bande de 1m de largeur

### VIII.4.2 Pré dimensionnement :

Selon le R.P.A 99 (version 2003), on a:

$$\left(a \geq \frac{170}{20}\right) \Rightarrow (a \geq 8.50 \text{ cm})$$

On prend l'épaisseur : **a= 20cm** ;

On calcule le ferrailage pour une bande de 1 m donc:

$$L=1\text{m. } A_{\min}=0.1\% \times a \times L$$

$$A_{\min}=0.1\% \times 20 \times 100=0.001 \times 20 \times 100=2.00 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

#### Le diamètre:

$$D \leq 1/10 \times a \text{ (mm)} \leftrightarrow D \leq 1/10 \times 200 \leftrightarrow D \leq 20 \text{ mm} \Rightarrow \text{On adopte } D=15 \text{ mm.}$$

#### L'espacement:

$$\text{Selon le BAEL91, on a } St \leq \min \{2.a; 33\text{cm}\} \quad St \leq \min \{40; 33\} \leftrightarrow St=33\text{cm} \dots \dots (1)$$

Selon le RPA (version 2003)

$$\text{On a: } St \leq \min \{1.5 \times a ; 30\text{cm}\}$$

$$\text{Donc: de (1) et (2) } St \leq \min \{St \text{ BAEL}; St \text{ RPA}\} \quad St \leq 30\text{cm}$$

On adopte: un espacement de 25cm pour les Barres verticaux

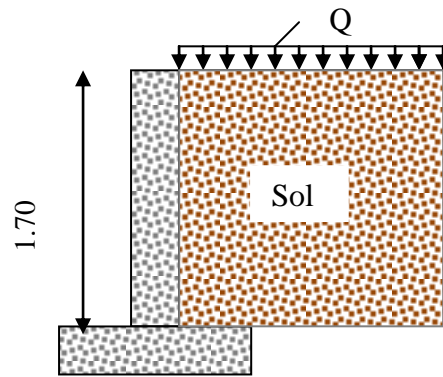
Choix : soit un ferrailage en double nappe 5T10 dans les deux directions avec un espacement  $e=25\text{cm}$  reparti 5T10.

### VIII.5 Joint sismique :

Un joint sismique est une zone de la structure d'un bâtiment ou d'un pont qui est conçue pour permettre des mouvements relatifs entre les parties de la structure en cas de tremblement de terre ou de secousse sismique. Les joints sismiques peuvent être utilisés pour réduire les contraintes et les charges sur la structure pendant un séisme, en permettant aux parties de la structure de se déplacer indépendamment les unes des autres, tout en maintenant l'intégrité générale de la structure.

Les joints sismiques peuvent être de différents types, tels que :

1. Les joints de dilatation : Ce sont des joints qui sont conçus pour permettre des mouvements linéaires entre les parties de la structure, en raison de la dilatation et la contraction thermique ou de



**Figure VIII.8 :** coupe transversales du voile

Périphérique

l'humidité. Les joints de dilatation peuvent être des joints de dilatation longitudinaux pour les ponts ou des joints de dilatation horizontaux pour les bâtiments.

2. Les joints de cisaillement : Ce sont des joints qui permettent des mouvements de cisaillement entre les parties de la structure en cas de tremblement de terre. Les joints de cisaillement peuvent être des joints de cisaillement en zigzag ou des joints de cisaillement en forme de T.

3. Les joints de glissement : Ce sont des joints qui permettent des mouvements de glissement entre les parties de la structure en cas de tremblement de terre. Les joints de glissement peuvent être des joints de glissement encastrés ou des joints de glissement décalés.

La conception et la mise en œuvre des joints sismiques sont des processus complexes qui nécessitent l'expertise de professionnels qualifiés, tels que des ingénieurs en structures, des architectes et des entrepreneurs. Les joints sismiques doivent être conçus et construits conformément aux normes de construction en vigueur pour garantir la sécurité et la stabilité de la structure en cas de tremblement de terre.

Il est important de noter que les joints sismiques ne sont pas infaillibles et peuvent être endommagés en cas de secousse sismique très forte. Il est donc important de prévoir des inspections régulières des joints sismiques pour s'assurer qu'ils sont en bon état et qu'ils peuvent remplir leur fonction en cas d'urgence.

### **Qu'est-ce qu'un joint parasismique ?**

Le joint parasismique est un élément clé en construction parasismique. Son implantation répond aux réglementations parasismiques Algérien RPA 99 version 2003 et il peut permettre d'éviter d'importants dégâts lors de séismes, dans le cas où un bâtiment s'entrechoque avec les bâtiments voisins sous l'effet des secousses. Si le joint parasismique peut être laissé nu, sans ajout d'un matériau quelconque, il est également possible de le couvrir à l'aide d'un couvre-joint parasismique, qui va accompagner les mouvements structurels des bâtiments.

### **Rôle du joint parasismique:**

En cas de séisme, les édifices subissent des forces oscillatoires de plus ou moins de forte amplitude et courent le risque de s'entrechoquer. Si aucun joint parasismique n'est prévu, c'est généralement ce qu'il se passe, avec d'importants dégâts matériels à la clé. Le bâtiment peut même s'effondrer. L'insertion d'un joint sismique, particulièrement en milieu urbain qui présente une forte

densité de construction, offre un espace de liberté dans lequel s'expriment les oscillations, cisaillements, torsions et autres déformations engendrées par les secousses sismiques. Ainsi, le risque est moindre pour les bâtiments de s'entrechoquer, ce qui réduit le risque de dommage pour l'ouvrage en lui-même ainsi que pour son voisinage direct.

### **Spécificités du joint parasismique:**

Le joint sismique vise à empêcher ou au moins à compenser les oscillations asynchrones provoquées par les tremblements de terre, qui peuvent causer d'importants dommages. Si ce type de joint offre la possibilité de scinder plusieurs éléments d'un même bâtiment, on l'emploie surtout dans des cas particuliers. Ainsi, le joint parasismique convient tout particulièrement dans le cas de constructions parasismiques nécessitant la mise en place de joints de dilatation ou de joints de structure. Ses dimensions sont calculées en fonction des déformations possibles des constructions, avec un minimum réglementaire pour les ouvrages à risque normal de façon à permettre le déplacement des blocs voisins sans aucun entrechoquement.

### **Dispositions minimales:**

Un joint sismique doit être dimensionné pour que l'espacement entre les deux structures limite le risque de ruine par entrechoquement. Il doit être libre de tout matériau et une distance minimale de 40 mm est recommandée par le RPA. Il n'est pas nécessaire de prolonger le joint sismique dans les fondations. Pour deux structures indépendantes séparées par un joint sismique et supportées par les mêmes fondations, le calcul de celles-ci doit tenir compte de la descente de charges simultanée des deux ouvrages lecas échéant.

### **Dimensionnement d'un joint sismique d'après réglementations parasismique Algérien RPA 99 version 2003:**

En situation sismique, il est nécessaire de prévoir un joint sismique avec une distance minimale entre deux bâtiments voisins, permettant d'éviter l'entrechoquement. Pour un bâtiment de forme complexe, il peut être intéressant de le découper par des joints sismiques afin de ne plus avoir que des parties structurelles de forme simple. Pour créer et dimensionner un joint sismique, des exigences minimales doivent être respectées.

Deux blocs voisins doivent être séparés par des joints sismiques dont la largeur minimale  $d_{\min}$  Satisfait la condition suivante :

$$d_{\min} = 15 \text{ mm} + (\delta_1 + \delta_2) \text{ mm} \geq 40 \text{ mm}$$

$\delta_1$  et  $\delta_2$  : déplacements maximaux des deux blocs, calculés calculé au niveau du sommet du bloc incluant les composantes dues à la torsion et éventuellement celles dues à la rotation des fondations.

Bloc A	Direction	Zone I
Le déplacement (cm)	x	0.95
	y	2
Bloc B	Direction	Zone I
Le déplacement (cm)	x	0.95
	y	1.8

**Tableau VIII.1** : Valeurs des déplacement en fonction de zone sismique pour les deux type de structures.

Type d'assemblage	Largeur minimale du joint sismique en fonction de la zone	
Assemblage Angle-Angle	Zone I	$d_{\min} = 15 \text{ mm} + (20 + 18) \text{ mm} = 53 \text{ mm}$

**Tableau VIII.2** Largeur minimale du joint sismique en fonction de la zone.

On prend l'épaisseur de joint sismique 80 mm (8 cm)  $\Rightarrow$  2Feuille de polystyrène.



# *Conclusion*

Ce projet de fin d'études nous a permis d'appliquer nos connaissances théoriques acquises pendant notre cursus universitaire et de prendre conscience des différents règlements en vigueur en procédant à leur application sur un cas réel.

Cette petite expérience acquise nous a incités non seulement à connaître toutes les étapes pour l'étude d'un bâtiment, mais aussi à utiliser de nouvelles méthodes conçues dans le domaine du Génie civil.

Ce mémoire nous a aussi permis de savoir que l'élaboration d'un projet ne doit pas être seulement basée sur le calcul théorique, mais aussi sur la concordance et la cohérence avec le côté pratique et de prendre conscience que l'ingénieur n'est pas le seul acteur d'un projet de construction.

Enfin, ce qu'il faut bien retenir, c'est de bien concevoir avant de passer aux calculs.

# *Bibliographie*

# Bibliographie

- D.T.R.B.C.2.48 Règles parasismiques algériennes (RPA 99 )
- D.T.R.B.C.2 Charges permanentes et charges d'exploitation
- Cours de béton armé BAEL 91 (JEAN PIERE )
- D.T.U règle BAEL 91
- D.T.R.B.C.2.41 Règles des structures en béton armé (CBA93).
- Cours et TD de Béton Armé M. Mimouni
- Outil d'informatique :**
- Logiciel ETABSB 9.7.4
- Logiciel EXEL
- Logiciel WORD
- Logiciel SOCOTEC