



Université Mohamed Khider de Biskra  
Faculté des Sciences et de la Technologie  
Département de Génie Civil et d'Hydraulique

# MÉMOIRE DE MASTER

Sciences et Technologies  
Génie civil  
Structure

Réf. : S35/2018

---

Présenté et soutenu par :  
**MEDJAOULA Karima**

Le : dimanche 24 juin 2018

## **Conception et modélisation d'un bâtiment en (R+15) à usage d'habitation implanté en Zone sismique « Alger » (contreventement Mixte)**

---

### **Jury :**

Mr. Meghezzi Larafi	MAA	Université de Biskra	Président
Mr. Yagoub Mohamed	MAA	Université de Biskra	Examineur
Mr. MECHKOURI Mohamed	MAA	Université de Biskra	Rapporteur

## Résumé

Ce projet présente une étude détaillée d'un bâtiment à usage d'habitation constitué de rez de chaussée + 15étages, implanté dans la wilaya de Alger.

Cette étude se compose de quatre parties :

-La première partie c'est la description générale du projet avec une présentation de l'aspect architectural des éléments du bâtiment, Ensuite le pré dimensionnement de la structure et enfin la descente des charges.

- La deuxième partie a été consacrée aux éléments secondaires (l'escalier ; poutrelles, et l'acrotère).

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

-La dernière partie comprend le ferrailage des différentes éléments résistants de la structure (fondation, poteaux, poutres, voils ).

Ceci, en tenant compte des recommandations du BAEL91, modifiée99 et des règlement parasismiques algériens RPA 99/2003.

## الملخص

هذا المشروع هو عبارة عن دراسة مفصلة لعمارة مكونة من طابق ارضي و خمسة عشر طابق علوي.

اشتملت الدراسة على اربع محاور

المحور الاول : تفصيل عام للمشروع يشمل على تعريف المشروع و البناية مع اعطاء الابعاد الاولية للعناصر و حمولة كل عنصر المكونة لها

المحور الثاني : دراسة الاجزاء الثانوية من البناية ( المدارج و البلاطات المفرغة...)

المحور الثالث الدراسة الديناميكية للبناية بواسطة برنامج ROBOT الذي يزودنا بالنتائج النهائية التي تسمح بتسليح مختلف العناصر المكونة للبناية مع الاخذ بعين الاعتبار كل توصيات القوانين الجزائرية المقاومة للزلازل RPA 99.

اما المحور الاخير يشمل على دراسة الاجزاء المقاومة للبناية ( الاعمدة , العارضات و الأساسات)

اعتمادا على BAEL91 و RPA 99

## **REMERCIEMENT**

TOUTE NOTRE PARFAITE GRATITUDE ET REMERCIEMENT A ALLAH LE PLUS PUISSANT QUI NOUS A DONNE LA FORCE, LE COURAGE ET LA VOLONTE POUR ELABORER CE TRAVAIL.

C'EST AVEC UNE PROFONDE RECONNAISSANCE ET CONSIDERATION PARTICULIERE QUE JE REMERCIE MON ENCADREUR M<sup>r</sup> **MECHKOURI. MED.**

LE PLUS GRAND MERCI A M<sup>me</sup> **FEMMAM. A** ET TOUS LES ENSEIGNANTS POUR LEURS SOUTIENS, LEURS CONSEILS JUDICIEUX ET LEURS GRANDES BIENVEILLANCES DURANT L'ELABORATION DE CE PROJET.

AINSI J'EXPRIME MA RECONNAISSANCE A TOUS LES MEMBRES DE JURY D'AVOIR ACCEPTE DE LIRE CE MANUSCRIT.

ENFIN, A TOUS CEUX QUI M'ONT AIDE DE PRES OU DE LOIN POUR LA REALISATION DE CE PROJET DE FIN D'ETUDE.

# DÉDICACES

JE DEDIE CE TRAVAIL A :

✚ MES CHERS PARENTS, QUI M'ONT TOUJOURS ENCOURAGE ET SOUTENU DANS MES ETUDES JUSQU'A ATTEINDRE CE STADE DE FORMATION.

✚ MES FRERES : HAMZA ; ABDSSAMED

✚ MES SCEURS : FATIMA ; ZOUBIDA ; HABIBA

✚ MES GRANDS-PARENTS : HERMES.MED ; MEDJAOULA.H

✚ MES GRANDS-MERES : FARIDA ; BOHRA

✚ TOUTE MA FAMILLE....

✚ MES AMIES : WAHIBA.M ; NEDJLA.M ; MALIKA.M ;

RAOUNEK.M ; AMINA.N ; RADIA.H ; MERIEME.H ; NASRO.D ; OMARA.A ;

ISMAIL.K....

✚ TOUTE LA PROMOTION 2018.

✚ TOUS LES ENSEIGNANTS QUI M'ONT DIRIGENT VERS LA PORTE DE LA REUSSITE.

# SOMMAIRE

	pages
<b>INTRODUCTION GENERALE.....</b>	<b>01</b>
 <b>CHAPITRE I : Présentation de l'ouvrage et caractéristique des matériaux</b>	
I.1. Introduction .....	03
I.2. Caractéristiques géométriques .....	03
I.3. Données du site d'implantation .....	03
I.4. Conception de la structure .....	03
I.5. Règle des calculs .....	04
I.6. Caractéristiques mécaniques des matériaux .....	04
I.7. Hypothèse de calcul .....	10
I.8. Les combinaisons d'action .....	10
 <b>CHAPITRE II : Pré-dimensionnement et descente des charges</b>	
II.1. Pré-dimensionnement des éléments .....	11
II.1.1. Introduction .....	11
II.1.2. Planchers à Corps Creux .....	11
II.1.3. L'escalier .....	12
II.1.4. Les poutres .....	14
II.1.5. Les poteaux.....	16
II.1.6. Les voiles.....	16
II.2. Descente des charges .....	17
II.2.1. Introduction .....	17
II.2.2. Détermination des charges applique.....	18
II.2.3. Descente des charges sur le poteau intermédiaire (H5).....	24
II.2.4. Descente des charges sur le poteau du rive (B7).....	28
II.2.5. Descente des charges sur le poteau circulaire (G4).....	31
 <b>CHAPITRE III : Etude des éléments secondaires</b>	
<b>III.1. L'acrotère .....</b>	<b>37</b>
III.1.1. Evaluation des charges .....	37
III.1.2. Vérification du ferrailage vis-à-vis au séisme .....	37

III.1.3. Calcul des sollicitations .....	38
III.1.4. Ferrailage de l'acrotère .....	39
III.1.5. Vérification .....	40
III.1.6. présentation du ferrailage.....	42
<b>III.2. Etudes des planchers.....</b>	<b>43</b>
III.2.1. Introduction .....	43
III.2.2. Méthode de calcul.....	43
III.2.3. Calcul des poutrelles .....	43
III.2.4. Calcul des moments.....	43
III.2.5. Les combinaison d'action .....	44
III.2.6. Calcul des planchers à corps creux .....	45
III.2.7. Valeur des efforts tranchants .....	45
III.2.8. Détermination des sollicitations .....	45
III.2.8.1. Plancher terrasse .....	45
III.2.8.2. Planchers étage courant .....	47
III.2.3. Calcul du Ferrailage .....	62
<b>III.3. Les balcons.....</b>	<b>68</b>
III.3.1. Étage courant type (1).....	68
III.3.2. Calcul des sollicitations .....	68
III.3.3. Calcul du ferrailage à l'E.L.U .....	68
III.3.3.1. Vérification .....	69
III.3.4. Calcul de la flèche.....	70
III.3.5. Etage terrasse Type (2) .....	70
III.3.5.1. Calcul des sollicitations.....	70
III.3.5.2. Calcul du ferrailage à l'E.L.U .....	71
III.3.6. Vérification .....	71
III.3.7. Calcul de la flèche.....	72
III.3.8. Ferrailage des balcons .....	73
<b>III.4. L'escalier.....</b>	<b>74</b>
III.4.1. Définition générale .....	74
III.4.2. Etude de l'escalier :	74
III.4.3. Combinaison des charges .....	75

III.4.4. DETERMINATION DES SOLLICITATIONS :	75
III.4.5 : Vérification de l'effort tranchant .....	78
III .4.6 : Vérification de la flèche	78
III.4.7. Evaluation des flèches .....	79
III.4.8 : ferrailage de l'escalier	82
<b>III.5.Poutre palière.....</b>	<b>83</b>
III.5.1Dimensionnement.....	83
III.5.2. Evaluations des charges .....	83
III.5.3. Combinaison d'action .....	83
III.5.4.Ferrailage.....	83
III.5.5 . VERIFICATION .....	85
III.5.6 . Ferrailage de la poutre palier .....	86

## **CHAPITER IV : Etude dynamique**

IV.1.Introduction.....	87
IV.2.Conception la structure du bâtiment .....	88
IV.3.Objectif de l'étude dynamique .....	88
IV.4.Méthode de calcul.....	89
IV.5.Analyse de la structure .....	91
IV.6. système de contreventement .....	101
IV.7. CALCUL DE L'ACTION SISMIQUE .....	102
IV.8. Vérification les déplacements.....	108
IV.9.Caractéristique géométrique et massique.....	109
IV.10. Excentricite .....	111
IV.11.L'excentricité accidentelle .....	112
IV.12.Justification de l'effort P- $\Delta$ .....	112
IV.13.Justification vis-à-vis de l'équilibre d'ensemble .....	114

## Chapitre V : Etude de vent

V.1 . Introduction.....	117
V.2 .Généralités et définitions .....	117
V.3 .Application de RNV 99 .....	117
V.4. Choix du sens du vent.....	118

## CHAPITRE VI : ferrailage des éléments porteurs

VI. Introduction .....	143
<b>les poteaux</b> .....	143
VI.1.1.Calcul ferrailage des poteaux .....	143
VI.1.2 .Poteaux rectangulaire .....	145
VI.1.3.Poteau circulaire D=60cm .....	155
<b>Les Poutres</b> .....	157
VI.2 .Ferrailage des poutres .....	157
VI.2.1 .Combinaisons d'actions .....	157
VI.2.2 . Recommandations du RPA 99/version 2003 .....	157
VI.2.3 . Vérification nécessaire pour la poutre principale .....	158
VI.2.4Vérification nécessaire pour la poutre secondaire.....	164
<b>Voiles</b> .....	148
VI.3.1 Voiles pleins .....	169
VI.3.2. Calcul de la section d'armature (Ferrailage vertical) .....	170
VI.3.3. Choix de combinaison d'action (pour les armatures verticales) .....	173
VI.3.4.Vérification de flambement.....	175
VI.3.5.Calcul de ferrailage .....	175

## VII. Infrastructure

VII.1.Introduction .....	180
VII.2.Présentation de rapport de sol .....	180
VII.3.Calcul des fondations .....	180
VII.4. Définition de type de semelle .....	181
VII.5.Radier général .....	181
VII.6. Caractéristiques géométriques du radier.....	185
VII.7.Vérification de stabilité .....	185
VII.8.Ferrailage du radier .....	187

VII.9.Calcul des armatures.....	189
VII.10. Etude du débord du radier .....	190
VII.11. Les sollicitations sur les nervures .....	191
VII.12.Calcul des sollicitations .....	191
VII.13. Calcul du ferrailage .....	195
VII.14.État Limite de déformation .....	196
<b>CONCLUSION GENERALE .....</b>	<b>199</b>

---

## LISTE DES FIGURES

Figure .I.1. Diagramme contrainte déformation de calcul à l'ELU.	07
Figure.I.2 Diagramme contrainte déformation de calcul à l'ELS.	07
Figure.I.3. Diagramme Déformation - Contrainte d'acier	08
Figure.II.1. Plancher à corps creux	11
Figure.II.2. Nervure	12
Figure .II.3. Schéma statique de l'escalier.	14
Figure.II.4. coupe verticale d'un voile.	17
Figure.II.5. Plancher terrasse	18
Figure.II.6. Plancher étage courant	19
Figure .II.7. Mur extérieurs en maçonnerie	19
Figure.II.8. Schéma statique de l'acrotère.	22
Figure.II.9. La surface afférente par poteau intermédiaire	24
Figure.II.10. La surface afférente par poteau de rive.	28
Figure.II.11. La surface afférente de poteau circulaire	31
Figure. III.1.1 : Vue en plan d'un acrotère.	37
Figure .III.1.2. Diagrammes des sollicitations M, N, V.	38
Figure.III.1.3 : ferrailage de l'acrotère	39
Figure.III.1.4 : Schéma de ferrailage de l'acrotère.	42
Figure .III.2.1 : Ferrailage des planchers.	67
Figure.III.3.1.Schéma statique des charges de balcon	68
Figure III.3.2: ferrailage du balcon	73
Figure.III.4.1 : Schéma statique d'escalier	74
Figure .III.4.2 : schéma de charges équivalentes	75
Figure.III.4.3.Diagramme des sollicitations	76
Figure. III.4.4 : Schéma de ferrailage de l'escalier	82
Figure III.5.1: poutre palière	83
Figure.III.5.2: Schéma statique de la poutre palière	86
Figure .IV.1. Disposition des portiques	91
Figure .IV.2.: Premier mode de vibration (vue en plan et Vue 3D)	92
Figure .IV.3. Deuxième mode de vibration (vue en plan et Vue 3D).	92
Figure .IV.4. Troisième mode de vibration (vue en plan et Vue 3D).	93

<b>Figure. IV.5. Disposition des voiles en RDC</b>	<b>94</b>
<b>Figure .IV.6: Premier mode de vibration (vue en plan et Vue 3D)</b>	<b>95</b>
<b>Figure .IV.7: Deuxième mode de vibration (vue en plan et Vue 3D)</b>	<b>95</b>
<b>Figure .IV.8: Troisième mode de vibration (vue en plan et Vue 3D).</b>	<b>96</b>
<b>Figure .IV.9. Disposition des voiles en RDC de la structure</b>	<b>97</b>
<b>Figure .IV.10. Premier mode de vibration. vue en plan et Vue 3d (translation selon l'axe X)</b>	<b>98</b>
<b>Figure .IV.11. Deuxième mode de vibration. vue en plan et Vue 3d (translation selon l'axe Y avec)</b>	<b>99</b>
<b>Figure .IV.12. Troisième mode de vibration. vue en plan et Vue 3d (torsion) .</b>	<b>99</b>
<b>Figure. V.1: Forme de structure à étudier</b>	<b>118</b>
<b>Figure.V2. Repartition des Zones de Pression extérieur sur les parois</b>	<b>120</b>
<b>Figure V.3: Répartition des zones de pression extérieur sur la toiture</b>	<b>121</b>
<b>FigureVI.1. Le ferrailage des poteaux</b>	<b>154</b>
<b>Figure. IV.2 : Schéma de ferrailage Poteau circulaire.</b>	<b>156</b>
<b>Figure VI.2.1. Ferrailage de la poutre principale</b>	<b>163</b>
<b>Figure VI.2.2. Ferrailage de la poutre secondaire</b>	<b>168</b>
<b>Figure .VI.3.1. Ferrailage voil</b>	<b>179</b>
<b>Figure .VII.1.Schéma statique de la nervure sens (x-x)</b>	<b>191</b>
<b>Figure .VII.2Schéma statique de la nervure sens (y-y)</b>	<b>192</b>
<b>Figure .VII.10 Diagramme des efforts tranchant (y</b>	<b>193</b>
<b>Figure .VII.4Diagramme des efforts tranchant(x</b>	<b>193</b>
<b>Figure .VII.5Diagramme des moments fléchissant (y</b>	<b>193</b>
<b>Figure .VII.6Diagramme des efforts tranchant (y</b>	<b>193</b>
<b>Figure .VII.7 Diagramme des moments fléchissant (x</b>	<b>194</b>
<b>Figure .VII.8 Diagramme des efforts tranchant(x</b>	<b>194</b>
<b>Figure .VII.9 Diagramme des moments fléchissant (y</b>	<b>194</b>
<b>Figure .VII.10 Diagramme des efforts tranchant (y-y)</b>	<b>194</b>
<b>Figure.VII.11: ferrailage de radier.</b>	<b>198</b>

## **LISTE DES TABLEAUX**

<b>Tableau I.1: Caractéristiques des Aciers</b>	<b>08</b>
<b>Tableau .II. 1: Charge permanente revenant aux Plancher étage terrasse</b>	<b>18</b>
<b>Tableau .II. 2: Charge permanente revenant aux Plancher étage courant</b>	<b>19</b>
<b>Tableau .II. 3: Charge permanente revenant aux murs extérieurs.</b>	<b>20</b>
<b>Tableau .II.4 : Charge permanente revenant aux balcons d'étage courant</b>	<b>20</b>
<b>Tableau .II.5 : Charge permanente revenant aux balcons terrasse</b>	<b>21</b>
<b>Tableau. II.6: Evaluation des charges sur la volée.</b>	<b>21</b>
<b>Tableau II.7 : Evaluation des charges sur le palier.</b>	<b>22</b>
<b>Tableau.III.4.1: Calcul des sollicitations d'escalier</b>	<b>75</b>
<b>Tableau.III.4.2: Calcul les moments et l'efforts tranchant</b>	<b>76</b>
<b>Tableau IV.1.résultat de la première variante.</b>	<b>91</b>
<b>Tableau IV.2. .résultat de la deuxième variante.</b>	<b>94</b>
<b>Tableau. IV.3. .résultat de la Troisième variante</b>	<b>98</b>
<b>Tableau VI.4 . les efforts réduits sur les poteaux et les voiles.</b>	<b>101</b>
<b>Tableau .IV.5. coefficient d'accélération des zones</b>	<b>102</b>
<b>Tableau VI.6 .Valeurs de <math>T_1</math> et <math>T_2</math></b>	<b>103</b>
<b>Tableau. IV.7 : Valeurs des pénalités <math>P_q</math></b>	<b>105</b>
<b>Tableau. IV.8: les résultats des forces sismiques</b>	<b>106</b>
<b>Tableau .IV.9 :Les résultats des différents centres de gravité et de rigidité.</b>	<b>111</b>
<b>Tableau .IV.10 :L'excentricité</b>	<b>111</b>
<b>Tableau. IV. 11: Vérification de l'effet P-<math>\Delta</math> pour le sens X</b>	<b>113</b>
<b>Tableau IV.12: Vérification de l'effet P-<math>\Delta</math> pour le sens Y</b>	<b>113</b>
<b>Tableau. IV.13: moment de renversement provoqué par les charges horizontales sens(X) .</b>	<b>114</b>
<b>Tableau. IV.14: moment de renversement provoqué par les charges horizontales sens (Y)</b>	<b>115</b>
<b>Tableau V.1: <math>C_{pe}</math> pour les parois verticales de bâtiment à bas</b>	<b>121</b>

**rectangulaire.**

<b>Tableau. VI.1. caractéristique de situation.</b>	<b>143</b>
<b>Tableau VI.2. Pourcentage minimale des armatures longitudinales</b>	<b>144</b>
<b>Tableau VI.3. Tableau résumé les résultats des efforts et moments pour chaque combinaison.</b>	<b>145</b>
<b>Tableau VI.4. Tableau récapitulatif des résultats.</b>	<b>149</b>
<b>Tableau VI.5. Tableau résumé les résultats de ferrailage</b>	<b>153</b>
<b>Tableau VI.6. Tableau résumé les résultats des efforts et moments pour chaque combinaison</b>	<b>155</b>
<b>Tableau VI.7. Tableau résumé les résultats de ferrailage</b>	<b>155</b>
<b>Tableau VI.2.1.les résultats de chaque combinaison.</b>	<b>158</b>

## **INTRODUCTION GÉNÉRAL**

Le développement économique dans les pays industrialisés privilégie la construction verticale dans un souci d'économie de l'espace. Tant que l'Algérie se situe dans une zone de convergence de plaques tectoniques, donc elle se représente comme étant une région à forte activité sismique, c'est pourquoi elle a de tout temps été soumise à une activité sismique intense.

Cependant, il existe un danger représenté par ce choix (construction vertical) à cause des dégâts comme le séisme qui peuvent lui occasionner. Après Chaque séisme important on observe un regain d'intérêt pour la construction parasismique.

Chaque étude de projet du bâtiment a des buts:

- La sécurité (le plus important): assurer la stabilité de l'ouvrage.
- Economie: sert à diminuer les coûts du projet (les dépenses).
- Confort
- Esthétique.

L'utilisation du béton armé (B.A) dans la réalisation c'est déjà un avantage d'économie, car il est moins chère par rapport aux autres matériaux (charpente en bois ou métallique) avec beaucoup d'autres avantages comme par exemples :

- Souplesse d'utilisation.
- Durabilité (duré de vie).
- Résistance au feu.

Notre travail consiste en l'étude et la conception d'une tour (R+15) avec un Contreventement (poteaux/voile) implanté dans la wilaya d'ALGER qui est une zone de forte sismicité (zone III).

Ce mémoire est constitué de sept chapitres:

- \* Le Premier chapitre consiste à la présentation complète de bâtiment, la définition des différents éléments et le choix des matériaux à utiliser.
- \* Le deuxième chapitre présente le pré dimensionnement des éléments structuraux.
- \* Le 3ème chapitre présente le calcul des éléments non structuraux (l'acrotère, les escaliers et les planchers et les balcons).
- \* Le 4ème chapitre portera sur l'étude dynamique du bâtiment, la détermination de l'action sismique et les caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de se vibrations. L'étude du bâtiment sera faite par l'analyse du modèle de la structure en 3D à l'aide du logiciel de calcul ROBOT 2016.
- \* Le 5ème chapitre Etude au vent.
- \* Le calcul des ferrailages des éléments structuraux, fondé sur les résultats du logiciel ROBOT 2016 est présenté dans le 6ème chapitre.
- \* Pour le dernier chapitre on présente l'étude des fondations suivie par une conclusion générale.

# **Chapitre I : Présentation de l'ouvrage et caractéristique des matériaux**

## **I. Présentation de l'ouvrage et caractéristique des matériaux**

### **I.1. Introduction :**

La stabilité de l'ouvrage est en fonction de la résistance des différents éléments structuraux (poteaux, poutres, voiles...) aux différentes sollicitations (compression, flexion...) dont la résistance de ces éléments est en fonction du type des matériaux utilisés et de leurs dimensions et caractéristiques.

L'ouvrage à étudier est un bâtiment habitation en béton armé (R+15), le bâtiment est implanté à Alger, C'est une zone classée par le RPA 99/version 2003 comme zone de forte sismicité (zone III).

### **I.2. Caractéristiques géométriques :**

Les caractéristiques géométriques du bâtiment sont :

Longueur en plan	.....19.80 m.
Largeur en plan	.....28.20 m.
Hauteur du RDC	..... 03.06 m.
Hauteur étage courant	..... 03.06 m.
Hauteur totale	..... 48.96 m.

### **I.3. Données du site d'implantation :**

- ✓ L'ouvrage appartient au groupe d'usage 2.
- ✓ Le site est considéré comme un site meuble (S3).
- ✓ La contrainte admissible du sol  $\bar{\sigma} = 1.70$  bars.

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

#### **I.4.1. Planchers corps creux :**

Ce type de planchers est généralement utilisé pour les raisons suivantes :

- Facilité de réalisation.
- Lorsque les portées de l'ouvrage ne sont pas importantes.
- Diminution du poids de la structure et par conséquent la résultante de la force sismique.
- Une économie du coût de coffrage (coffrage perdu constitué par le corps creux).

#### **I.4.2. Poutres :**

- Les poutres (principales).
- Les poutres (secondaires).

# **Chapitre I : Présentation de l'ouvrage et caractéristique des matériaux**

## **I.4.3. Poteaux :**

Les poteaux sont des éléments porteurs verticaux en béton armé, leur rôle est de reprendre les efforts dus aux surcharges et charges ramenées par les poutres, et ensuite les transmettre aux fondations.

## **I.4.4. Contreventement :**

Le contreventement est assuré par les éléments structuraux qui concourent à la résistance et la stabilité de construction contre les actions horizontales telle que le séisme et le vent transversal.

## **I.4.5. Escaliers :**

Sont des éléments en gradins, ils permettent la circulation verticale des personnes entre les étages. Ils sont construits en béton armé.

## **I.4.6. 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.4.7. Les balcons :**

Les balcons sont réalisés en dalle pleine.

## **I.4.8. Maçonnerie :**

Ils se composent d'une enveloppe extérieure isolant de l'humidité et du bruit.

- Les murs de façade sont constitués par double parois en briques creuses.
- Les murs intérieurs briques creuses.

## **I.5. Règle des calculs :**

On utilise pour le calcul de ce projet les règlements suivants :

- Règles Parasismique Algérienne (RPA99 version 2003 ; DTR-BC.2.48).
- Charges permanentes et charges d'exploitations (DTR-BC.2.2).
- Document techniques réglementaire (D.T.R. C 2-4.7)
- Règlement neige et vent (RNV 1999).
- Règles Techniques de Conception et de Calcul des Ouvrages et Constructions en béton Armé suivant la Méthode des États Limites (BAEL 91).

## **I.6. Caractéristiques mécaniques des matériaux :**

Les caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés dans le calcul du bâtiment doivent être conformes aux règles techniques de construction et de calcul des ouvrages en béton armé (BAEL) et à la réglementation en vigueur en Algérie.

# Chapitre I : Présentation de l'ouvrage et caractéristique des matériaux

## I.6.1. Béton :

On appelle béton, le matériau constitué par le mélange, dans les proportions convenables, de ciment, granulats et eau. Le béton armé est le matériau obtenu en enrobant dans le béton des aciers disposés de manière à équilibrer les efforts de traction.

### I.6.1.1. Béton Armé :

Le béton armé est le matériau principal utilisé pour la réalisation de la structure de notre ouvrage.

**I.6.1.2. Compositions :** Le béton qu'on va utiliser comprend pour  $1 \text{ m}^3$  :

- Ciment  $350 \text{ kg/m}^3$  (CPJ42.5) ; (HTS42.5 pour l'infrastructure).
- Gravier  $800 \text{ kg/m}^3$  ( $\Phi \leq 25 \text{ mm}$ ).
- Sable  $400 \text{ kg/m}^3$  ( $\Phi \leq 5 \text{ mm}$ ).
- Eau  $180 \text{ L/ m}^3$  .

### I.6.1.3. Résistance mécanique du béton :

**a) Résistance à la compression :** La résistance caractéristique à la compression du béton  $f_{cj}$  à  $j$  jours d'âge est déterminée à partir d'essais sur des éprouvettes (16cm x 32cm) . On utilise le plus souvent la valeur à 28 jours de maturité : **fc28**. Pour des calculs en phase de réalisation, on adoptera les valeurs à  $j$  jours, définies à partir de **fc28** par:

$$(1) : \begin{cases} f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} f_{c28} \rightarrow f_{c28} \leq 40 \text{MPa} \\ f_{cj} = \frac{j}{1,40 + 0,95j} f_{c28} \rightarrow f_{c28} > 40 \text{MPa} \end{cases} \quad \text{BAEL91 (Article A.2.1.1)}$$

- Lorsque  $28 < j < 60 \rightarrow$  on utilise la relation (1)

- Lorsque  $j \geq 60 \rightarrow$  on utilise la relation  $f_{cj} = 1.1 \times f_{c28}$

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

$$f_{tj} = 0.60 + 0.06 f_{cj} \text{ si } f_{cj} \leq 60 \text{MPa (A.2.1.12 BAEL91)}$$

## Chapitre I : Présentation de l'ouvrage et caractéristique des matériaux

$$f_{ij} = 0.275(f_{cj})^{2/3} \quad \text{Si } f_{c28} > 60\text{MPa}$$

Pour : j=28 jours et  $f_{c28} = 25\text{MPa}$      $f_{t28} = 2.1\text{MPa}$ .

### c) Module de déformation longitudinale du béton :

➤ **Instantané  $E_{ij}$**  : il est utilisé pour les calculs sous chargement instantané de durée inférieure à 24 heures. (A.2.1.21 BAEL91)

$$E_{ij} = 11000(f_{cj})^{1/3} \text{ (MPa)} \quad \text{on a : } f_{c28} = 25\text{MPa}$$

$$\text{donc } E_{ij} = 32164.2 \text{ MPa.}$$

➤ **Différé  $E_{vj}$**  : il est utilisé pour les chargements de longue durée (cas courant).

$$\text{(A.2.1.22 BAEL91) : } E_{vj} = 3700 \times f_{cj}^{1/3}$$

$$\text{on a : } f_{c28} = 25\text{MPa} \quad \text{Donc : } E_{vj} = 10818.86 \text{ MPa.}$$

### d) Coefficients de poisson : BAEL91 ( ART.A.2.1,3 )

Le coefficient de poisson sera pris égal à  $\nu = 0$  pour un calcul de sollicitations à l'ELU et à  $\nu = 0.2$  pour un calcul de déformations à l'ELS.

### e) Contrainte de calcul du béton comprimé :

➤ **Etat Limite Ultime de Résistance (E.L.U.R) : BAEL91 ( ART. A.4.3,41 )**

Pour les calculs à l'ELU, le comportement réel du béton est modélisé par la loi parabole rectangle. sur un diagramme contraintes déformations donné sur la Figure ci-après, avec sur cette figure.

$$\varepsilon_{bc1} = 2\%$$

$$\varepsilon_{bc1} = \begin{cases} 3.5 \% & \text{Si } f_{cj} \leq 40\text{MPa.} \\ (4.5 ; 0.025f_{cj}) \% & \text{Si } f_{cj} > 40\text{MPa.} \end{cases}$$

- la valeur de calcul de la résistance en compression du béton  $f_{bu}$  est donnée par:

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{cj}}{\theta \gamma_b}$$

**Ou** : le coefficient de sécurité partiel  $\gamma_b$  égale 1.5 pour les combinaisons fondamentales et 1,15 pour les combinaisons accidentelles.

## Chapitre I : Présentation de l'ouvrage et caractéristique des matériaux

✓  $\theta$  est un coefficient qui tient compte de la durée d'application des charges :

$\theta = 1$  si la durée est supérieure à 24h.

$\theta = 0,9$  si la durée est comprise entre 1h et 24h.

$\theta = 0,85$  si la durée est inférieure à 1 h.

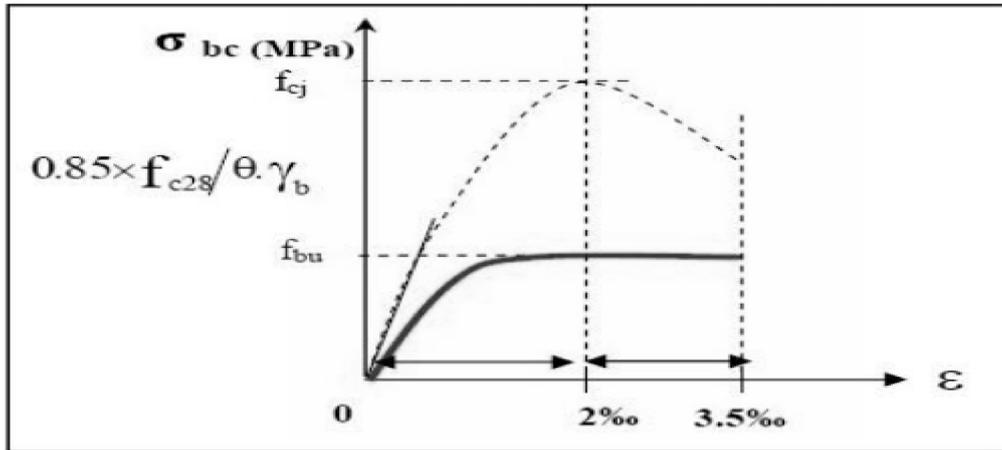


Figure .I.1: Diagramme contrainte déformation de calcul à l'ELU.

### ➤ Etat Limite de Service( ELS) :

Les déformations nécessaires pour atteindre l'ELS sont relativement faibles et on suppose donc que le béton reste dans le domaine élastique. On adopte donc la loi de Hooke de l'élasticité pour d'écrire le comportement du béton à l'ELS, avec pour des charges de longue durée  $E_b = E_{vj}$  et  $\nu = 0,2$ . La résistance mécanique du béton tendu est négligée. De plus, on adopte en général une valeur forfaitaire pour le module de Young du béton égale à 1/15 de celle de l'acier.

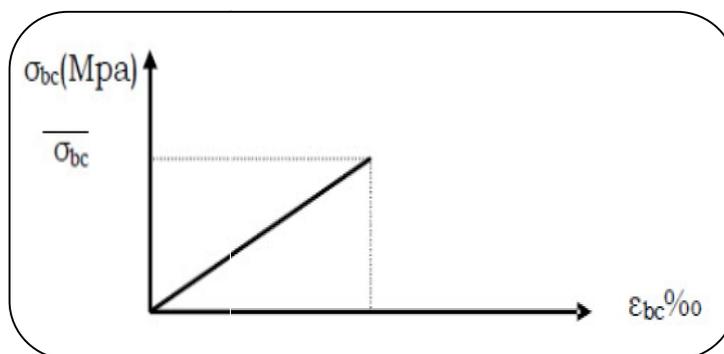


Figure. I.2 Diagramme contrainte déformation de calcul à l'ELS.

## Chapitre I : Présentation de l'ouvrage et caractéristique des matériaux

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

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \text{ avec } \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28}$$

### I.6.2. Acier :

L'acier est un alliage du fer et du carbone en faible pourcentage, leur rôle est de résister les efforts de traction, de cisaillement et de torsion.

#### I.6.2.1. Limite d'élasticité :

La caractéristique la plus importante des aciers est la limite d'élasticité ( $f_e$ ) cette valeur est donnée selon le BAEL99 dans le tableau suivant :

Type	Désignation	Limite élastique (Mpa)	Allongement (%)	Contrainte de Rupture (Mpa)
Rond Lisse	FeE215	215	22	380 – 390
	FeE235	235	25	410 – 490
Barre à haute adhérence	FeE400	400	14	490
Fils très filés lisse	Ø>6mm	500	14	580

Tableau I.1: Caractéristiques des Aciers.

A) Etat limite ultime : Diagramme déformation-Contrainte :

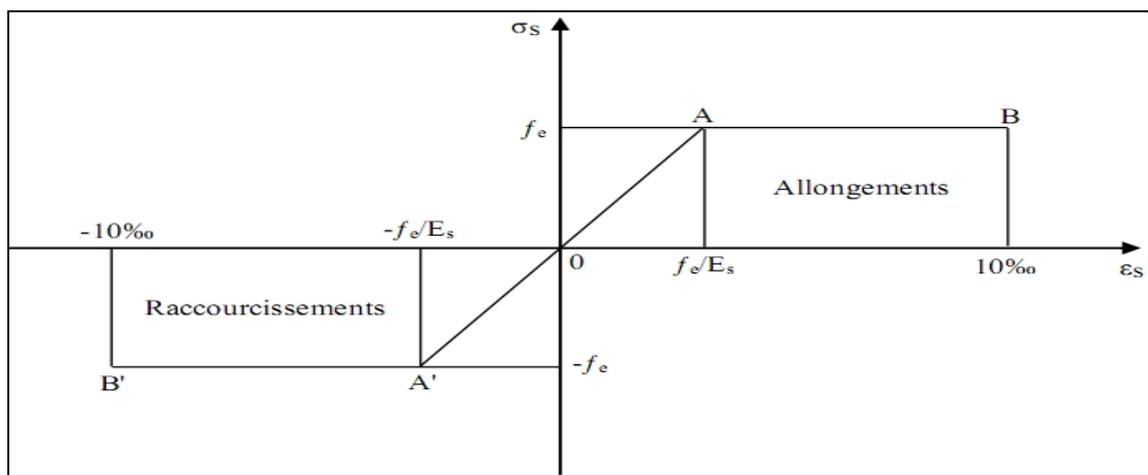


Figure. I. 3 : Diagramme Déformation - Contrainte d'acier

## Chapitre I : Présentation de l'ouvrage et caractéristique des matériaux

$f_e$  : limite d'élasticité de l'acier.

$\gamma_s$  : coefficient de sécurité ayant pour valeur:

$$\left\{ \begin{array}{ll} \gamma_s=1 & \text{situation accidentelle (choc et séisme).} \\ \gamma_s=1.15 & \text{situation durable ou transitoire.} \end{array} \right.$$

- la contrainte de l'acier est  $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

**B) Etat limite de service:** on distingue les cas suivants:

✓ **Cas où la fissuration est préjudiciable** : la vérification à l'état limite est suffisante. La contrainte est limitée à:

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[ \frac{2}{3} \times f_e; 110 \times \sqrt{(\eta \times f_{tj})} \right] [MPa] \quad \text{BAEL91 (Article A.4.5.3.2)}$$

$f_{tj}$  : résistance à la traction du béton à l'âge de j jours.

✓ **Cas où fissuration très préjudiciable:**

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[ \frac{1}{2} \times f_e; 90 \times \sqrt{(\eta \times f_{tj})} \right] [MPa] \quad \text{BAEL91 (Article.4.5.3.2)}$$

$\eta$  : Coefficient de fissuration avec:

$\eta=1$  : pour les ronds lisses, treilles soudés.

$\eta=1.6$  : pour les hautes adhérences  $\phi \geq 6mm$ .

$\eta=1.3$  : pour les hautes adhérences  $\phi < 6mm$ .

**Les aciers utilisés dans notre bâtiment sont des FeE400 de type 1 caractérisés par:**

- Limite élastique:  $f_e=400Mpa$ .

- Contrainte admissible:  $\sigma_s=348Mpa$ .

- Coefficient de fissuration:  $\eta=1.6$

## **Chapitre I : Présentation de l'ouvrage et caractéristique des matériaux**

- Coefficient de sécurité:  $\gamma_s=1.15$
- Module d'élasticité:  $E_s = 2.10^5$  Mpa.

### **I.7.Hypothèse de calcul :**

Dans notre étude les hypothèses de calcul adoptées sont :

- La résistance à la compression du béton à 28 jours :  $f_{c28} = 25$  MPa.
- La résistance à la traction du béton :  $f_{t28} = 2.1$  MPa.
- Module d'élasticité longitudinal différé :  $E_{vj} = 10818.865$  Mpa.
- Module d'élasticité longitudinal instantané :  $E_{ij} = 32164,195$  Mpa.
- Limite élastique de l'acier :  $FE_e = 400$  MPa.

### **I.8. Les combinaisons d'action : RPA99 (Article V.5.2)**

Les combinaisons d'action à considérer sont :

$$\text{Situations durables : } \begin{cases} ELU : 1.35 \times G + 1.5 \times Q \\ ELS : G + Q \end{cases}$$

$$\text{Situations accidentelles : } \begin{cases} G + Q \pm E \\ G + Q \pm 1.2 \times E \\ 0.8 \times G \pm E \end{cases}$$

#### **Actions permanentes (G) :**

Ce sont des actions dont l'intensité est constante ou peu variable dans le temps.

#### **Actions variables (Q) :**

Ce sont celles dont l'intensité varie fréquemment de façon importante dans le temps, elles correspondent aux charges d'exploitation, les charges appliquées durant l'exécution, les charges climatiques et les effets dus à la température.

#### **Actions accidentelles (E) :**

Elles se produisent rarement et leurs durées sont très courtes, (Séismes, incendies, chocs,.....etc.

### II.1. Pré dimensionnement des éléments

#### II.1.1. Introduction :

Le pré dimensionnement a pour but le pré calcul des différents éléments résistants la structure. Il sera fait selon les règles **BAEL 91** et le **RPA 99 version 2003**.

#### II.1.2. Planchers à corps creux :

Les hourdis doivent avoir une épaisseur minimale de 4cm selon le **BAEL91 (art. B.6.8.4.23 hourdis)**.

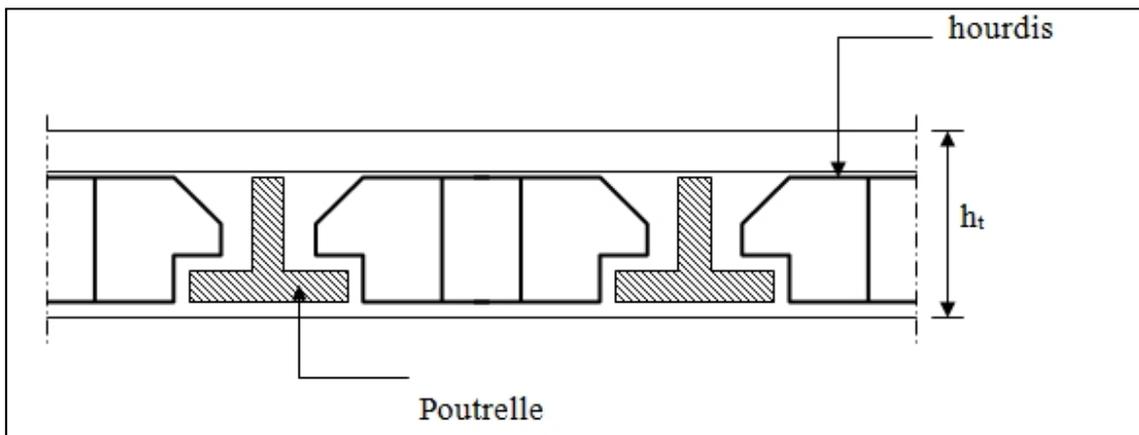


Figure. II.1 : Plancher à corps creux

#### ➤ Condition de flèche : B.6.8.24 déformations BAEL 91

La rigidité n'est valable que pour des poutrelles pour lesquelles le rapport  $h/L$  est au moins égal à  $1/22.5$ .

$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22.5} \Rightarrow h_t \geq \frac{L}{22.5}$$

$L$  : est la plus grande portée parallèle à la poutrelle (nervure)

$$L_{\text{MAX}} = 3.60 - 0.30 = 3.30 \text{ m}$$

$h_t$ : Hauteur totale du plancher.

$$h_t > \frac{330}{22.5} \quad \text{D'où : } h_t = 14.66 \text{ cm}$$

On adopte un plancher d'une épaisseur de :

$$h_t = 20 \text{ cm} : \begin{cases} 16 \text{ cm} : \text{l'épaisseur de corps creux} \\ 4 \text{ cm} : \text{ dalle de compression} \end{cases}$$

### ➤ Les caractéristiques géométriques des poutrelles :

Soit  $b_0 = 10$  cm.

- Le hourdis choisis est normalisé de hauteur 16 cm et de longueur 55 cm.

- La section en travée à considérer est une section en T.

- Tel que la largeur de la table est donnée par les conditions suivantes :

$$b_1 = \min \frac{L_n}{2} ; \frac{L}{10}$$

$L_n$  : la distance entre nus de deux nervures consécutives.

$L_n = 65 - 10 = 55$  cm

$$b_1 = \min \frac{L_n}{2} = \frac{55}{2} = 27.5 \text{ cm} ; \frac{330}{10} = 33 \text{ cm}$$

$L$  : la longueur de la nervure.

Donc on prend  $b_1 = 27.5$  cm.

$$b = 2 \cdot b_1 + b_0 = 2 \times 27.5 + 10 \Rightarrow b = 65 \text{ cm.}$$

Soit  $b = 65$  cm.

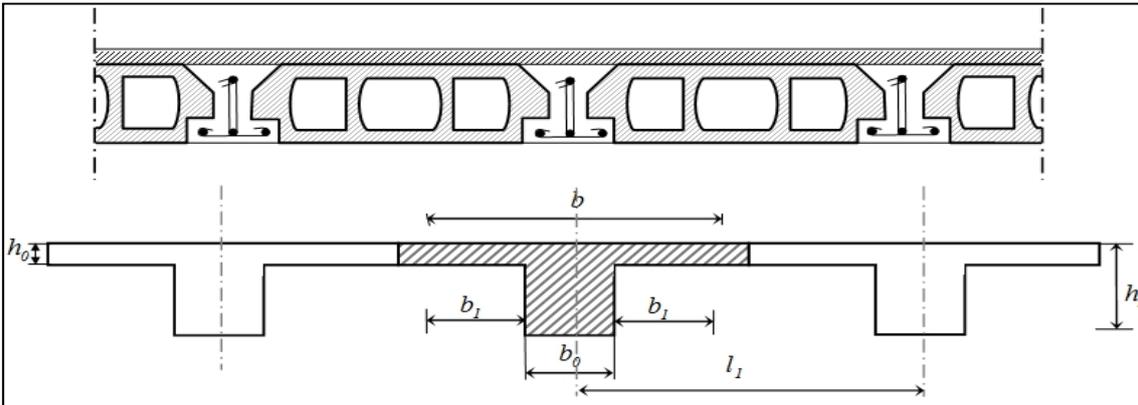


Figure. II.2 : Nervure

### II.1.3. Les escaliers :

Les escaliers sont des éléments constitués d'une succession de gradins. Ils permettent le passage à pied entre les différents niveaux d'un bâtiment. Pour qu'un escalier garantie sa fonction dans les meilleures conditions de confort, on doit vérifier les conditions suivantes :

- la contre marche :  $14 < h < 18$  ; On choisit :  $h = 17$  cm
- la marche :  $24 < g < 32$  ; On choisit :  $g = 30$  cm

## Chapitre II: Pré dimensionnement et descente de charge

---

**On a :** Formule de BLONDEL :  $59 < 2h + g < 66$  donc :  $59 < 2 \times 17 + 30 = 64 < 66$

- Hauteur :  $H = 3.06 \text{ m}$ .

- Nombre de contre marche :  $H/h \Rightarrow 306/17 = 18$

- On aura 18 contre marche distribué sur deux volés entre chaque étage.

{ 9 contre marches (08 marches) volé I.  
9 contre marche (08 marches) volé II.

- **Nombre de contre marche :**  $n = \frac{H}{h}$

{ n : nombre de contre marche.  
H : hauteur d'étage.  
h : hauteur de la contre marche.

$$n = \frac{306}{17} = 18 \text{ Contre marche.}$$

- **Longueur de la volée :**

$$L = (n-1) g = (9-1) \times 30 = 8 \times 30 = 240 \text{ cm.}$$

- Inclinaison de la pailleasse :

$$\tan \alpha = \frac{H/2}{L} = \frac{153}{240} = 0.6375 \quad \alpha = 32.52$$

**L:**Longueur de la volée = 2.40 m.

$$\cos \alpha = \frac{L}{l} \quad l = \frac{L}{\cos \alpha} = \frac{2.40}{\cos 32.5} = 2.85 \text{ m}$$

- **Epaisseur de la pailleasse :**

En assimilant la pailleasse à une dalle appuyée sur deux cotés.

$$D'où : e = \frac{1}{30} \div \frac{1}{20} L_{max} \quad e = 10.66 \div 16 \text{ cm}$$

**Soit : e = 14 cm.**

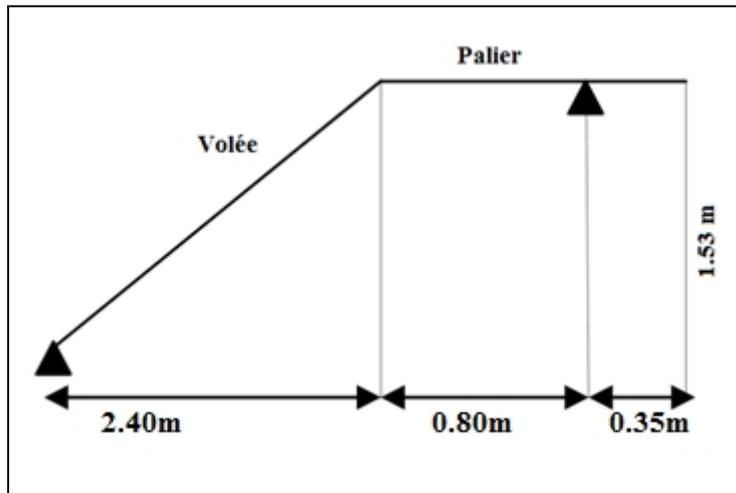


Figure .II.3 . Schéma statique de l'escalier.

### II.1.4. Pré dimensionnement des poutres :

#### II.1.4.1. Les poutres principales :

##### ➤ Condition de la portée :

Selon le **BAEL91 (article B.6.5.1)** le pré dimensionnement des poutres se fait en utilisant la condition suivante :  $b_0$  étant la largeur de la nervure,  $d$  la hauteur utile de la poutre et  $f_e$  la limite d'élasticité de l'acier exprimée en Mpa (ou N/mm<sup>2</sup>) .La tolérance visée ci-dessus n'est applicable qu'à des poutres, associées à un hourdis pour les quelles le rapport  $h$  est au moins égal à  $1/16$  quelle que soit la valeur relative de  $M_t$ .

$$h = \left( \frac{1}{16} \div \frac{1}{10} \right) L_{\max}$$

Avec :

- $h$  : hauteur de la poutre

- $L_{\max}$  : distance maximale entre axe  $L_{\max} = 4.20$  m

##### ➤ Condition de la portée :

$$L_{\max} = 420 - 30 = 390 \text{ cm}$$

$$h = (24.38 \div 39) \text{ cm}$$

On prend :  $h = 35$ cm.

$$b = (0.3; 0.4) h = (10.5; 14).$$

On prend :  $b = 30$  cm.

## Chapitre II: Pré dimensionnement et descente de charge

---

### ➤ Condition de RPA 99 :

Maintenant on vérifie les dimensions adoptées vis-à-vis des exigences du RPA99/2003 (article 7.5.1) qui sont les suivantes :

$$\left. \begin{array}{l} - b \geq 20cm \\ - h \geq 30cm \\ - \frac{h}{b} < 4 \Rightarrow 40/30 = 1.33 < 4,0 \end{array} \right\} \text{Conditions vérifiées}$$

✓ Donc les conditions de BAEL et RPA sont vérifiées, on prend une section de poutre transversale égale à **(30×35) cm<sup>2</sup>**.

### II.1.4.2. Les poutres secondaires :

#### ➤ Condition de la portée :

$$h = \left( \frac{1}{16} \div \frac{1}{10} \right) L_{\max}$$

$$L_{\max} = 360 - 30 = 330 \text{ cm}$$

$$h = (20.63 \div 33) \text{ cm}$$

On prend : **h = 30cm.**

$$b = (0.3; 0.4) h = (9; 12).$$

On prend : **b = 30 cm.**

#### ➤ Condition de RPA 99 :

Maintenant on vérifie les dimensions adoptées vis-à-vis des exigences du RPA99/2003 (article 7.5.1) qui sont les suivantes :

$$\left. \begin{array}{l} - b \geq 20cm \\ - h \geq 30cm \\ - \frac{h}{b} < 4 \Rightarrow 30/30 = 1 < 4,0 \end{array} \right\} \text{Conditions vérifiées}$$

✓ Les conditions de BAEL et RPA sont vérifiées, on prend une poutre longitudinale de section **(30×30) cm<sup>2</sup>**.

### II.1.5. Les poteaux :

#### II.1.5.1. Les poteaux rectangulaires :

Nous avons proposée une section rectangulaire des poteaux (40×60) Selon les règles (RPA99/v.2003) : Selon les règles (RPA99/v.2003) art (7.4.1) dans la zone III

$$\text{Min} (b_i; h_i) \geq 30\text{cm} \rightarrow 40\text{ cm} > 25\text{ cm}.$$

$$\text{Min} (b_i; h_i) \geq \frac{h_e}{20} = \frac{276}{20} = 13.8\text{ cm} \leq 40\text{ cm}.$$

$$\frac{1}{4} < \frac{b_i}{h_i} < 4 \Rightarrow 0.25 < 0.8 < 4.$$

- ✓ Les conditions de BAEL et RPA sont vérifiées, on prend un poteau de section (40× 60) cm<sup>2</sup>.

#### II.1.5.2. Les poteaux circulaires : Selon les règles (RPA99/v.2003) art (7.4.1)

$$D \geq 35\text{cm} \quad \text{en zone III}$$

$$D \geq \frac{h_e}{15} \Rightarrow \frac{306}{15} = 20,4\text{ cm}.$$

On prend  $D = 60\text{ cm}$ .

- ✓ **Remarque:** Les sections seront adoptées après la descente de charge.

### II.1.6. Les voile :

Selon le RPA99 V2003 (Art 7.7.1) l'épaisseur minimale d'un voile est de 15 cm.

L'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage  $h_e$  et des conditions de rigidité aux extrémités.  $a \geq h_e/20$

$$e = 306 - 30 = 276\text{cm}$$

$$a \quad \max \left( \frac{e}{20}; 15\text{cm} \right)$$

$$a \quad \max (13.8; 15\text{cm} )$$

- ✓ Soit : **a = 15cm** pour le RDC et l'étage courant.

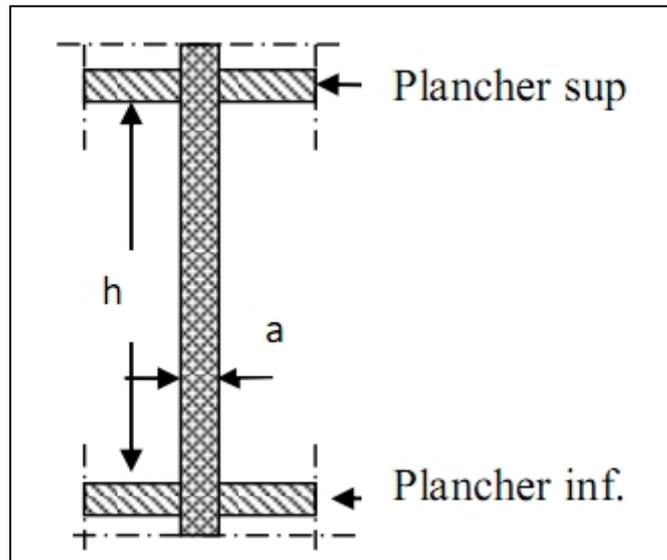


Figure .II.4 : coupe verticale d'un voile.

### II.2.LA DESCENTE DES CHARGES

#### II.2.1. Introduction :

La descente de charge est l'opération qui consiste à calculer toutes les charges qui viennent à un élément porteur depuis le dernier niveau jusqu'à la fondation. Les charges considérées concernent les charges permanentes (le poids propre de l'élément, le poids des planchers, des murs de façades ..... Etc.) et les charges d'exploitations.

Rôle de descente des charges :

- Evaluation des charges (G et Q) revenant aux fondations.
- Vérification de la section des éléments porteurs (poteaux, voiles).

### II.2.2. Détermination des charges appliquées :

#### II.2.2.1. Plancher terrasse non accessible :

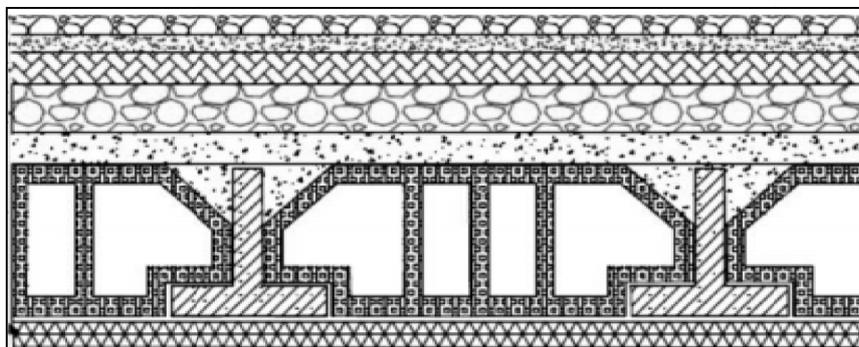


Figure .II.5: Plancher terrasse

N°	désignation	e (m)	γ ( $\frac{\text{DaN}}{\text{m}^3}$ )	Poids ( DaN/m <sup>2</sup> )
01	gravier	0.05	2000	100
02	Etanchéité multicouche	0.02	600	12
03	Forme de pente	0.1	2000	200
04	Isolation thermique	0.04	400	16
05	Dalle en corps creux	16+4	-	275
06	Enduit en plâtre	0.02	1000	20
				<b>623 DaN /m<sup>2</sup></b>

Tableau .II. 1: Charge permanente revenant aux Plancher étage terrasse

**Surcharge d'exploitation : (DTR .BC2-2)**

$$Q_t = 100 \text{ DaN /m}^2 = 100 \times 1 \text{ m} = 100 \text{ DaN/ml}$$

### II.2.2.2. Plancher étage courant :

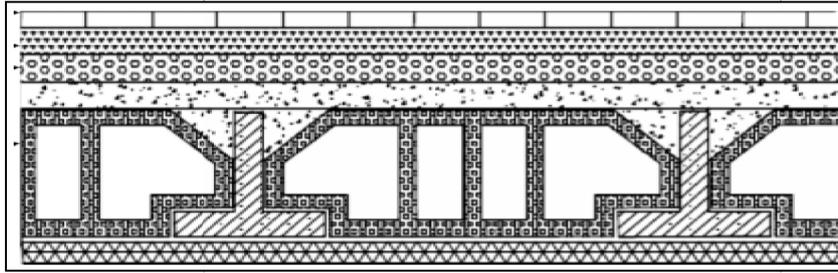


Figure .II.6 : Plancher étage courant.

N°	Désignations	e (m)	γ (DaN/m <sup>3</sup> )	Charges (DaN/m <sup>2</sup> )
01	Carrelage	0.02	2200	44
02	mortier de pose	0.02	2000	40
03	Lit de sable	0.02	1800	36
04	Dalle en corps creux	16+4	-	275
05	enduit de plâtre	0.02	1000	20
06	Cloisons	-	-	100
				<b>515DaN/m<sup>2</sup></b>

Tableau .II. 2: Charge permanente revenant aux Plancher étage courant.

Surcharge d'exploitation : DTR .BC2-2 : Q = 150 DaN/m<sup>2</sup>

### II.2.2.3. Mur extérieurs :

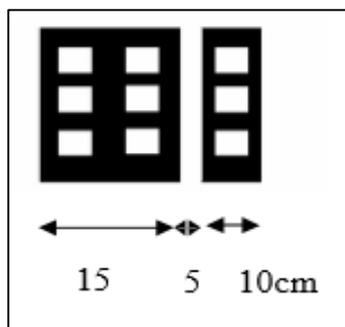


Figure. II.7: Mur extérieurs en maçonnerie

## Chapitre II: Pré dimensionnement et descente de charge

N° des parois	Description	Epaisseur "e" (m)	Poids volumique "γ" (DaN/m <sup>3</sup> )	Poids "G" (DaN/m <sup>2</sup> )
01	Enduit ciment extérieur	0.015	1800	27
02	Brique creuse de 15 cm	0.15	/	130
03	Lame d'air	0.05	/	/
04	Brique creuse de 10cm	0.1	/	90
05	Enduit plâtre intérieur	0.020	1000	20
				<b>267 DaN/m<sup>2</sup></b>

**Tableau .II. 3:** Charge permanente revenant aux murs extérieurs.

### II.2.2.5. Balcon :

Le balcon est constitué d'une dalle pleine encastré dans les poutres, l'épaisseur est conditionnée par :  $L/15 < e < L/20 + 7 \Rightarrow$  on a :  $L = 1.5 \text{ m} \rightarrow 10 < e < 14.5$

on prend :  $e = 14 \text{ cm}$

#### ➤ Etage courant Type (1) :

N°	Designations	e (m)	γ (DaN/m <sup>3</sup> )	Charges (DaN/m <sup>2</sup> )
01	Carrelage	0.02	2200	44
02	mortier de pose	0.02	2000	40
03	Dalle pleine	0.14	2500	350
04	Enduit en plâtre	0.02	1000	20
				<b>454 DaN/m<sup>2</sup></b>

**Tableau .II.4 :** Charge permanente revenant aux balcons d'étage courant

**Surcharge d'exploitation :**  $Q = 350 \text{ DaN/m}^2$

## Chapitre II: Pré dimensionnement et descente de charge

### ➤ Etage terrasse Type (2) :

N°	Désignations	e (m)	$\gamma$ (DaN/m <sup>3</sup> )	Charges (DaN/m <sup>2</sup> )
1	Gravillon de protection	0,05	2000	100
2	Etanchéité multicouches	0,02	600	12
3	Isolation thermique	0,04	400	16
4	Béton de pente	0,1	2000	200
5	Plancher dalle pleine	0,14	2500	350
6	Enduit en plâtre	0,02	1000	20
				<b>698 DaN/m<sup>2</sup></b>

**Tableau .II.5 :** Charge permanente revenant aux balcons terrasse

**Surcharge d'exploitation:**  $Q = 100 \text{ DaN/m}^2$ .

### II.2.2.6.Les escaliers :

**Evaluation des charges et sur charges sur la volée :**

Désignation des éléments	$\gamma$ (DaN/m <sup>3</sup> )	e (m)	Poids (DaN/m <sup>2</sup> )
<b>Revêtement du sol en carrelage horizontal</b>	2200	0.02	44
<b>Mortier de pose</b>	2000	0.020	40
<b>Dalle pleine</b>	2500	0.14/0.85	412
<b>Enduit de plâtre</b>	1000	0.015/0.85	18
<b>Marche</b>	2200	0.17/2	184
<b>698 DaN/ m<sup>2</sup></b>			

**Tableau. II.6:** Evaluation des charges sur la volée.

**Surcharge d'exploitation :**  $Q = 250 \text{ DaN /m}^2$

**Evaluation des charges sur le palier :**

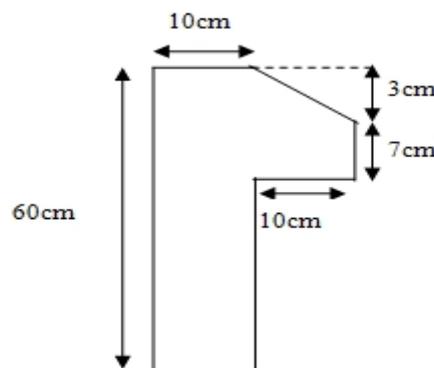
Désignation des éléments	$\gamma$ (DaN/m <sup>3</sup> )	e (m)	Poids (DaN/m <sup>2</sup> )
Revêtement de sol en carrelage	2200	0.02	44
Mortier de pose	2000	0.02	40
Lit de sable	1800	0.02	36
Dalle pleine	2500	0.14	350
Enduit de plâtre	1000	0.020	20
			<b>490 DaN/m<sup>2</sup></b>

**Tableau II.7 :** Evaluation des charges sur le palier.

**Surcharge d'exploitation :**  $Q = 250 \text{ DaN} / \text{m}^2$

### II.2.2.7. L'acrotère :

C'est un élément en béton armé, encastré au niveau du plancher terrasse et ayant pour rôle d'empêcher l'infiltration des eaux pluviales entre la forme de pente et le plancher terrasse, ses dimensions sont mentionnées dans les plans d'architecture. Pour la terrasse inaccessible on prend  $H = 60 \text{ cm}$ .



**Figure .II.8 :** Schéma statique de l'acrotère.

**Surface :**  $S_1 + S_2 + S_3 = (0.1 \times 0.6 + 0.07 \times 0.1 + 0.1 \times 0.03 \times 0.5) = 0.0685 \text{ m}^2$

➤ **Charge :**

**G :** poids de l'acrotère par mètre linéaire.

## Chapitre II: Pré dimensionnement et descente de charge

---

$$G = 0.0685 \times 2500 \times 1 = 171.25 \text{ DaN}$$

**Surcharge** : D'après D.T.R.BC.22

**Q** : force horizontale sollicité l'acrotère due à la main courante et 1000 N/m

$$Q \times 1\text{m} = 1000 \text{ N}$$

### **II.2.2.8.Loi de dégression :**

Les charges d'exploitation de chaque étage sont réduites dans les proportions indiquées ci-dessous :

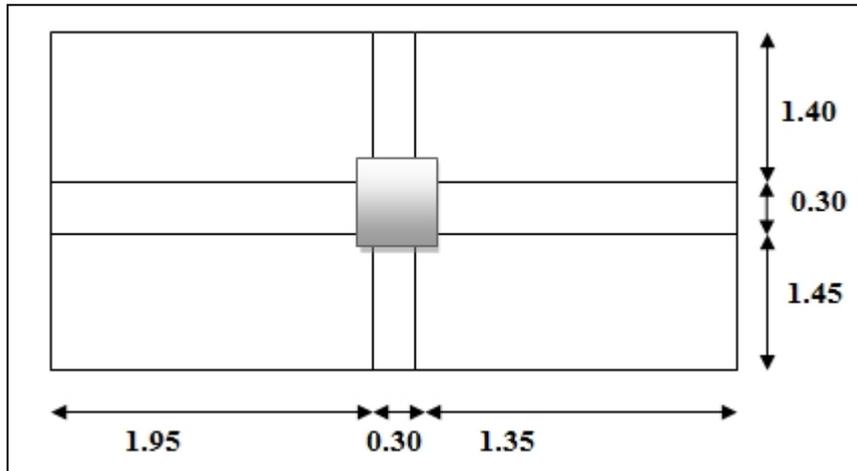
- Pour la toiture ou terrasse :  $Q_0$
- Pour le dernier étage :  $Q$
- Pour l'étage immédiatement inférieur :  $0.9Q$
- Pour l'étage immédiatement inférieur :  $0.8Q$

et ainsi de suite réduisant de 10% par étage jusqu'à  $0.5Q$  (valeur conservée pour les étages inférieurs suivants).

### **Conclusion :**

	<b>G(DaN/m<sup>2</sup>)</b>	<b>Q(DaN/m<sup>2</sup>)</b>
<b>Plancher terrasse non accessible</b>	623	100
<b>Plancher étage courant</b>	515	150
<b>Mur extérieurs</b>	267	-
<b>Balcon</b>	454	350
<b>Les escaliers</b>		
Volée	698	250
palier	490	250
<b>L'acrotère</b>	171.25	100

### II.2.3.Descente des charges sur le poteau intermédiaire (H5)



**Figure. II.9 :** La surface afférente par poteau intermédiaire

✓ **Surface afférentes :**

$$S_G = (1.95+1.35) \times (1.40+1.45) = 9.41 \text{ m}^2$$

$$S_{QT} = ((1.95+1.35)+0.3) \times ((1.40+1.45)+0.3) = 11.34 \text{ m}^2$$

$$S_{Q. \text{étage}} = 11.34 - (0.4 \times 0.6) = 11.10 \text{ m}^2$$

Niveaux	Eléments		G(DaN)	Q(DaN)	
1_1		Surface		1134	
	plancher terrasse :	9.405	623		5862.43
	poutre p :	(0.3*0.35*3.3)	2500		866.3
	poutre s :	(0,3*0.3*2.85)	2500		641.3
	poteaux :	(0,40*0,60*3,06)	2500		1836
	surcharge : (*1)	11.34	100		
	<b>Total</b>				<b>9206.03</b>
2_2	Venant 1-1		<b>9206.03</b>	<b>1722</b>	
	Plancher étage :	9.41	515	4846.15	
	poutre p:	(0.3*0.35*3.3)	2500	866.25	
	poutre s :	(0.3*0.3*2.85)	2500	641.25	
	poteaux :	(0,40*0.60*3.06)	2500	1836	
	surcharge : (*1)	11.10	150		

## Chapitre II: Pré dimensionnement et descente de charge

	<b>Total</b>			<b>17395.68</b>	<b>3387</b>
3_3	Venant 2-2			<b>17395.68</b>	<b>3387</b>
	Plancher étage :	9.41	515	4846.15	1498.5
	poutre p:	(0.3*0.35*3.3)	2500	866.25	
	poutre s :	(0.3*0.3*2.85)	2500	641.25	
	poteaux :	(0.40*0.60*3.06)	2500	1836	
	surcharge : (*0,9)	11.10	150		
	<b>Total</b>			<b>25585.33</b>	<b>4885.5</b>
4_4	Venant 3-3			<b>25585.33</b>	<b>4885.5</b>
	Plancher étage :	9.41	515	4846.15	1332
	poutre p :	(0,3*0.35*3,3)	2500	866.25	
	poutre s :	(0,3*0.3*2.85)	2500	641.25	
	poteaux :	(0,40*0.60*3,06)	2500	1836	
	surcharge : (*0,8)	11.10	150		
		<b>Total</b>			
5_5	Venant 4-4			<b>33774.98</b>	<b>6217.5</b>
	Plancher étage :	9.41	515	4846.15	1165.5
	poutre p :	(0,3*0.35*3,3)	2500	866.25	
	poutre s:	(0,3*0.3*2.85)	2500	641.25	
	poteaux :	(0,40*0.60*3,06)	2500	1836	
	surcharge : (*0,7)	11.10	150		
		<b>Total</b>			
6_6	Venant 5-5			<b>41964.6</b>	<b>7383</b>
	Plancher étage :	9.41	515	4846.15	999
	poutre p :	(0,3*0.35*3,3)	2500	866.25	
	poutre s :	(0,3*0.3*2.85)	2500	641.25	
	poteaux :	(0,40*0.60*3,06)	2500	1836	
	surcharge : (*0,6)	11.10	150		
		<b>Total</b>			
7-7	Venant 6-6			<b>50154.25</b>	<b>8382</b>
	Plancher étage :	9.41	515	4846.15	832.5
	poutre p:	(0,3*0.35*3,3)	2500	866.25	

## Chapitre II: Pré dimensionnement et descente de charge

	poutre s :	(0,3*0.3*2.85)	2500	641.25	
	poteaux :	(0,40*0.60*3,06)	2500	1836	
	surcharge : (*0,5)	11.10	150		
	<b>Total</b>			<b>58343.9</b>	<b>9214.5</b>
8-8	Venant 7-7			<b>58343.9</b>	<b>9214.5</b>
jusqu'à 16-16	(plancher étage courant ;poutre P ;poutre S ;poteau ) de les 9 niveaux surcharge (150×0.5×11.10) de les 9 niveaux			9×8189.65	9×832.5
	<b>Total</b>			<b>132050.75</b>	<b>16707</b>
$N_u = 1.35G + 1.50Q = (1.35 \times 132050.75) + (1.5 \times 16707) = 203329.012 \text{ DaN}$ $N_{ser} = G + Q = 132050.75 + 16707 = 148757.75 \text{ DaN}$					

### ➤ Vérification de la section de poteau : BAEL91 (B.8.4.1)

L'effort normal agissant ultime  $N_u$  d'un poteau doit être au plus égale à la valeur

$$\text{suivante : } N_u \leq \bar{N} = \alpha \left[ \frac{B_r \cdot f_{c28}}{0.9 \cdot \gamma_b} + A \frac{f_e}{\gamma_s} \right]$$

$$- N_u = 1,35G + 1,5Q$$

$\alpha$  : est un coefficient fonction de l'élanement mécanique  $\lambda$ , qui prend les valeurs :

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \frac{50}{35}^2} \text{ pour } 50$$

$$= 0.60 \frac{50}{70}^2 \text{ pour } 50 \quad 70$$

$$\lambda = \max(\lambda_x, \lambda_y)$$

$$\lambda_x = \sqrt{12} \times \frac{Lf}{b} \quad ; \quad \lambda_y = \sqrt{12} \times \frac{Lf}{h}$$

## Chapitre II: Pré dimensionnement et descente de charge

---

$$L_f = 0.7L_0$$

➤ **Poteau (40×60) :**

$$x = \sqrt[12]{\frac{0.7 \times 2.66}{0.4}} = 16.12 \quad ; \quad \lambda_y = \sqrt[12]{\frac{0.7 \times 2.66}{0.6}} = 10.75$$

$$\lambda = 16.12 < 50 \text{ donc } \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \frac{\lambda}{35}^2} = 0.82$$

✓ **Pas de risque de flambement.**

**-B<sub>r</sub>** : est la section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle 1 cm d'épaisseur sur tout son périphérique.

$$B_r = (h-2)(b-2) = (40-2) \times (60-2) = 2204 \text{ cm}^2.$$

$$\gamma_b = 1.50 \quad ; \quad \gamma_s = 1.15 \quad .$$

$$F_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

**-A** : est la section d'acier comprimé prise en compte dans le calcul.

$$A = \max (A_{\min}^{\text{BAEL}}, A_{\min}^{\text{RPA}})$$

$$A_{\min}^{\text{BAEL}} = \max (4 \text{ cm}^2/\text{m de périmètre}, 0,2\%B)$$

$$A_{\min}^{\text{BAEL}} = \max \frac{0.2bh}{100} = \frac{0.2 \times 400 \times 600}{100} = 480 \text{ mm}^2$$

$$A_{\min}^{\text{RPA}} = 0.9 \%B \text{ (zone III)}$$

$$A_{\min}^{\text{RPA}} = \frac{0.9}{100} \times B = \frac{0.9}{100} \times 600 \times 400 = 2160 \text{ mm}^2$$

**Alors :**  $A = \max (480, 2160) = 2160 \text{ mm}^2$

➤ **Tableau Récapitulatif :**

Niveau	N <sub>u</sub> (N)	A <sub>min</sub> <sup>BAEL</sup> (mm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> <sup>RPA</sup> (mm <sup>2</sup> )	A (mm <sup>2</sup> )	B <sub>r</sub> (mm <sup>2</sup> )	$\bar{N}$ (N)	condition
<b>RDC+15</b>	203329.012	<b>480</b>	<b>2160</b>	<b>2160</b>	<b>220400</b>	<b>3962884.38</b>	<b>vérifiée</b>

✓ Donc les sections choisies sont suffisantes dans tous les étages (40×60) cm<sup>2</sup>

✓ Vérification vis-à-vis du RPA 99 (ART 7.4.3.1) :

$$\nu = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0.3$$

Où:

$N_d$ : désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

$B_c$ : est l'aire (section brute) de cette dernière

$F_{cj}$ : est la résistance caractéristique du béton

Donc on calcule la section qu'est assurée la stabilité du poteau selon la condition de l'RPA99 :

$$\vartheta = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0.30$$

$$\vartheta = \frac{1.4875775}{0.4 \times 0.6 \times 25} = 0.25 \dots\dots\dots \text{(condition vérifiée)}$$

✓ Donc on garde les dimensions des poteaux rectangulaire (40 × 60) cm<sup>2</sup>

### II.2.4.Descente des charges sur le poteau du rive (B7)

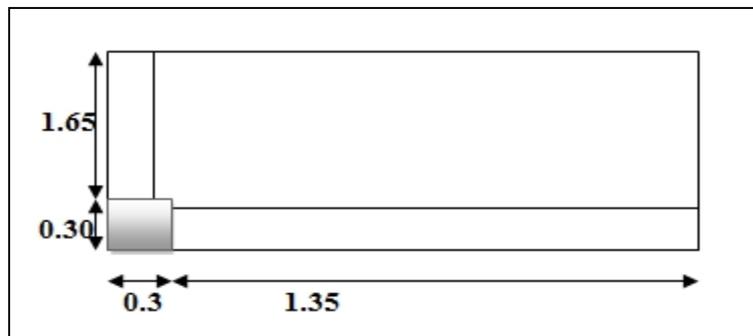


Figure.II.10 :La surface afférente par poteau de rive.

✓ Surface afférentes :

$$S_G = 1.35 \times 1.65 = 2.23 \text{ m}^2$$

$$S_{QT} = (1.35 + 0.3) \times (1.65 + 0.30) = 3.22 \text{ m}^2$$

$$S_{QET} = 3.22 - (0.4 \times 0.6) = 2.98 \text{ m}^2$$

## Chapitre II: Pré dimensionnement et descente de charge

Niveaux	Eléments			G(DaN)	Q(DaN)
1-1		Surface			
	Acrotère	0.0685×3.6	2500	616.5	322
	plancher terrasse :	2.23	623	1389.29	
	poutre p :	(0,3*0.35*1.35)	2500	354.4	
	poutre secondaire :	(0,3*0,3*1.65)	2500	371.25	
	poteaux :	(0,40*0,60*3,06)	2500	1836	
	surcharge : (*1)	3.22	100		
	<b>Total</b>			<b>4567.44</b>	
2-2	Venant 1-1			4567.44	322
	Plancher étage :	2.23	515	1148.45	447
	poutre principale :	(0,3*0,35*1,35)	2500	354.38	
	poutre secondaire :	(0,3*0,3*1.65)	2500	371.25	
	poteaux :	(0,40*0,60*3,06)	2500	1836	
	Murs extérieurs	8.21	267	2151.02	
	surcharge : (*1)	2.98	150		
	<b>Total</b>			<b>10428.54</b>	
3-3	Venant 2-2			<b>10428.54</b>	<b>769</b>
	Plancher étage :	2.23	515	1148.45	402.3
	poutre principale :	(0,3*0,35*1,35)	2500	354.38	
	poutre secondaire :	(0,3*0,3*1.65)	2500	371.25	
	poteaux :	(0,40*0,60*3,06)	2500	1836	
	Murs extérieurs	8.21	267	2151.02	
	surcharge : (*0,9)	2.98	150		
	<b>Total</b>			<b>16289.64</b>	
4-4	Venant 3-3			<b>16289.64</b>	<b>1171.3</b>
	Plancher étage :	2.23	515	1148.45	357.6
	poutre principale :	(0,3*0,35*1,35)	2500	354.38	
	poutre secondaire :	(0,3*0,3*1.65)	2500	371.25	
	poteaux :	(0,40*0,60*3,06)	2500	1836	
	Murs extérieurs	8.21	267	2151.02	
	surcharge : (*0,8)	2.98	150		
	<b>Total</b>			<b>16289.64</b>	

## Chapitre II: Pré dimensionnement et descente de charge

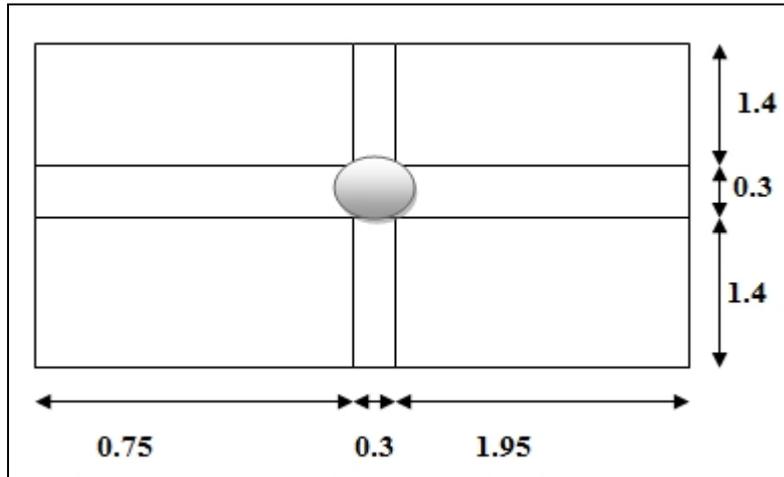
	<b>Total</b>			<b>22149.74</b>	<b>1528.9</b>
5-5	Venant 4-4			<b>22149.74</b>	<b>1528.9</b>
	Plancher étage :	2.23	515	1148.45	312.9
	poutre principale :	(0,3*0,35*1,35)	2500	354.38	
	poutre secondaire :	(0,3*0,3*1.65)	2500	371.25	
	poteaux :	(0,40*0,60*3,06)	2500	1836	
	Murs extérieurs	8.21	267	2151.02	
	surcharge : (*0,7)	2.98	150		
	<b>Total</b>			<b>28010.84</b>	<b>1841.8</b>
6-6	Venant 5-5			<b>28010.84</b>	<b>1841.8</b>
	Plancher étage :	2.23	515	1148.45	2110
	poutre principale :	(0,3*0,35*1,35)	2500	354.38	
	poutre secondaire :	(0,3*0,3*1.65)	2500	371.25	
	poteaux :	(0,40*0,60*3,06)	2500	1836	
	Murs extérieurs	8.21	267	2151.02	
	surcharge : (*0,6)	2.98	150		
	<b>Total</b>			<b>33871.94</b>	<b>3951.8</b>
7-7	Venant 6-6			<b>33871.94</b>	<b>3951.8</b>
	Plancher étage :	2.23	515	1148.45	223.5
	poutre principale :	(0,3*0,35*1,35)	2500	354.38	
	poutre secondaire :	(0,3*0,3*1.65)	2500	371.25	
	poteaux :	(0,40*0,60*3,06)	2500	1836	
	Murs extérieurs	8.21	267	2151.02	
	surcharge : (*0,5)	2.98	150		
	<b>Total</b>			<b>39733.04</b>	<b>4175.3</b>
8-8	Venant 7-7			<b>39733.04</b>	<b>4175.3</b>
jusqu'a 16-16	(plancher étage courant ;poutre P ;poutre S ;poteau ) de les 9 niveaux surcharge (150×0.5×2.98) de les 9 niveaux			52749.9	2011.5
	<b>Total</b>			<b>92482.94</b>	<b>6186.8</b>

## Chapitre II: Pré dimensionnement et descente de charge

$$N_u = 1.35G + 1.50Q = (1.35 \times 92482.94) + (1.5 \times 6186.8) = 134132.169 \text{ DaN}$$

$$N_{ser} = G + Q = 92482.94 + 6186.8 = 98669.74 \text{ DaN}$$

### II.2.5. Descente des charges sur le poteau circulaire (G4) :



**Figure. II.11 :** La surface afférente de poteau circulaire

✓ **La surface afférente :**

$$S_g = (0.75 + 1.95) \times (1.4 + 1.4) = 7.56 \text{ m}^2$$

$$S_{q0} = (0.75 + 1.95 + 0.3) \times (1.4 + 1.4 + 0.3) = 9.30 \text{ m}^2$$

$$S_{q1} = 9.30 - (3.14 \times 0.6^2) = 8.17 \text{ m}^2$$

Niveaux	Eléments			G(DaN)	Q(DaN)
1_1		Surface			
	plancher terrasse :	7.56	623	4709.88	930
	poutre p :	$(0.3 \times 0.35 \times 2.7)$	2500	708.75	
	poutre s :	$(0.3 \times 0.3 \times 2.80)$	2500	630	
	poteaux :	$(3.14 \times 0.3^2 \times 3.06)$	2500	2161.89	
	surcharge : (*1)	9.30	100	-	
	<b>Total</b>			<b>8210.52</b>	
2_2	Venant 1-1			<b>8210.52</b>	<b>930</b>
	Plancher étage :	7.56	515	3893.4	1225.5

## Chapitre II: Pré dimensionnement et descente de charge

	poutre p:	(0.3*0.35*2.7)	2500	708.75	
	poutre s :	(0.3*0.3*2.80)	2500	630	
	poteaux :	(3.14*0.3 <sup>2</sup> *3.06)	2500	2161.89	
	surcharge : (*1)	8.17	150		
	<b>Total</b>			<b>15604.55</b>	<b>2155.5</b>
3_3	Venant 2-2			<b>15604.55</b>	<b>2155.5</b>
	Plancher étage :	7.56	515	3893.4	1102.95
	poutre p:	(0.3*0.35*2.7)	2500	708.75	
	poutre s :	(0.3*0.3*2.8)	2500	630	
	poteaux :	(3.14*0.3 <sup>2</sup> *3.06)	2500	2161.89	
	surcharge : (*0.9)	8.17	150		
	<b>Total</b>			<b>22998.59</b>	<b>3258.45</b>
4_4	Venant 3-3			<b>22998.59</b>	<b>3258.45</b>
	Plancher étage :	7.56	515	3893.4	980.4
	poutre p :	(0,3*0.35*2.7)	2500	708.75	
	poutre s :	(0,3*0.3*2.8)	2500	630	
	poteaux :	(3.14*0.3 <sup>2</sup> *3.06)	2500	2161.89	
	surcharge : (*0.8)	8.17	150		
	<b>Total</b>			<b>30392.63</b>	<b>4238.85</b>
5_5	Venant 4-4			<b>30392.63</b>	<b>4238.85</b>
	Plancher étage :	7.56	515	3893.4	857.85
	poutre p :	(0,3*0.35*2.7)	2500	708.75	
	poutre s:	(0,3*0.3*2.80)	2500	630	
	poteaux :	(3.14*0.3 <sup>2</sup> *3.06)	2500	2161.89	
	surcharge : (*0.7)	8.17	150		
	<b>Total</b>			<b>37786.67</b>	<b>5096.7</b>
6_6	Venant 5-5			<b>37786.67</b>	<b>5096.7</b>
	Plancher étage :	7.56	515	3893.4	735.5
	poutre p :	(0,3*0.35*2.7)	2500	708.75	
	poutre s :	(0,3*0.3*2.85)	2500	630	
	poteaux :	(3.14*0.3 <sup>2</sup> *3.06)	2500	2161.89	
	surcharge : (*0.6)	8.17	150		

## Chapitre II: Pré dimensionnement et descente de charge

	<b>Total</b>			<b>45180.71</b>	<b>5832</b>
7-7	Venant 6-6			<b>45180.71</b>	<b>5832</b>
	Plancher étage :	7.56	515	3893.4	612.75
	poutre p:	(0,3*0.35*2.7)	2500	708.75	
	poutre s :	(0,3*0.3*2.85)	2500	630	
	poteaux :	(3.14*0.3 <sup>2</sup> *3.06)	2500	2161.89	
	surcharge : (*0,5)	8.17	150		
	<b>Total</b>			<b>52574.75</b>	
8-8	Venant 7-7			<b>52574.75</b>	<b>6444.75</b>
jusqu'à 16-16	(plancher étage courant ;poutre P ;poutre S ;poteau ) de les 9 niveaux surcharge (150×0.5×8.17) de les 9 niveaux			9×7394.04	9×612.75
	<b>Total</b>			<b>119121.11</b>	<b>11959.95</b>
$N_u = 1.35G + 1.50Q = (1.35 \times 119121.11) + (1.5 \times 11959.95) = 178753.42 \text{ DaN}$ $N_{ser} = G + Q = 119121.11 + 11959.95 = 131081.06 \text{ DaN}$					

### ➤ Dimensionnement des poteaux :

Le pré dimensionnement est déterminé en supposant que les poteaux sont soumis à la compression simple par la formule suivante :

$$N = \frac{B_r \cdot f_{c28}}{0.9\gamma_b} + \frac{A_s f_e}{\gamma_s} \dots \dots \dots (1)$$

**Avec :**

$N_u$  : Effort normal ultime (compression) = 1,35G+1,5Q.

$\alpha$  : Coefficient réducteur tenant compte de la stabilité ( $\alpha = f(\lambda)$ )

$\lambda$ : Elancement d'EULER  $\left( \lambda = \frac{l_f}{i} \right)$

## Chapitre II: Pré dimensionnement et descente de charge

---

$l_f$ : Longueur de flambement.

$i$ : Rayon de giration  $\left( i = \sqrt{\frac{I}{B}} \right)$ .

$I$ : Moment d'inertie de la section par rapport à l'axe passant par son centre de gravité et perpendiculaire au plan de flambement).  $(I = \frac{\pi D^4}{64})$ .

$B$ : Surface de la section du béton ( $B=a \times b$ ).

\*  $\gamma_b$ : Coefficient de sécurité pour le béton ( $\gamma_b=1,50$ ).

\*  $\gamma_s$ : Coefficient de sécurité pour l'acier ( $\gamma_s=1,15$ ).

\*  $f_e$ : Limite élastique de l'acier ( $f_e=400\text{MPa}$ ).

\*  $f_{c28}$ : Contrainte caractéristique du béton à 28 jours ( $f_{c28}=25\text{MPa}$ ).

\*  $A_s$ : Section d'acier comprimée.

\*  $Br$ : Section réduite d'un poteau, obtenue en réduisant de sa section réelle 1cm d'épaisseur sur toute sa périphérie

➤ Selon le (**BAEL 91**)  $0,2\% \leq \frac{A_s}{B} \leq 5\%$

On cherche à dimensionner le poteau de telle sorte que :  $\frac{A_s}{B} = 1\%$

$$\left. \begin{aligned} \bullet \alpha &= \frac{0,85}{1 + 0,2 \left( \frac{\lambda}{35} \right)^2} & \text{si } \lambda &= 50 \\ \bullet \alpha &= 0,6 \left( \frac{50}{\lambda} \right)^2 & \text{si } 50 \pi \lambda \pi 100 \end{aligned} \right\}$$

$$\lambda = \max(\lambda_x; \lambda_y)$$

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

$$L_f = 0.7 \cdot 2.66 = 1.862$$

$$i = \frac{\bar{I}}{B} = \frac{R}{2} = 0.15 \Rightarrow I = \frac{1.862}{0.15} = 12.41$$

$$50 \pi I \text{ donc } \alpha = \frac{0.85}{1+0.2 \frac{\lambda}{35}} = 0.830$$

✓ **Pas de risque de flambement.**

-B<sub>r</sub>: est la section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle 1 cm d'épaisseur .

$$B_r = (3.14 \times (30-1)^2) = 2640.74 \text{ cm}^2.$$

A : est la section d'acier comprimé prise en compte dans le calcul.

$$A = \max (A_{\min}^{BAEL}, A_{\min}^{RPA})$$

$$A_{\min}^{BAEL} = \max (4 \text{ cm}^2/\text{m de périmètre}, 0,2\%B)$$

$$A_{\min}^{BAEL} = \max \frac{0.2\pi R^2}{100} = \frac{0.2 \times 3.14 \times 300^2}{100} = 565.2 \text{ mm}^2$$

$$A_{\min}^{RPA} = 0.9\%B \text{ zone III}$$

$$A_{\min}^{RPA} = \frac{0.9}{100} B = \frac{0.9}{100} 3.14 \times 300^2 = 2543.4 \text{ mm}^2$$

$$\text{Alors : } A = \max 2543.4 ; 565.2 = 2543.4 \text{ mm}^2$$

$$N = 0.85 \frac{2640.74 \times 25}{0.9 \times 1.5} + 2543.4 \frac{400}{1.15}$$

$$N = 926228.07 \text{ DaN}$$

$$N_u = 1.35G + 1.50Q = (1.35 \times 119121.11) + (1.5 \times 11959.95) = 178753.42 \text{ DaN}$$

$$N < N_u \dots\dots\dots \text{ (Condition vérifiée).}$$

## Chapitre II: Pré dimensionnement et descente de charge

---

➤ Vérification vis-à-vis du RPA 99 (ART 7.4.3.1) :

Pour le but d'éviter ou limité le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivant :

$$\nu = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0.3$$

$$N_{ser} = G+Q = 119121.11 + 11959.95 = 131081.06 \text{ DaN}$$

Alors :

- Donc on calcule la section qu'est assurée la stabilité du poteau selon la condition de l'RPA99 :

$$\vartheta = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0.30$$

$$\vartheta = \frac{1.31}{3.14 \times 0.3 \times 0.3 \times 25} \leq 0.18 \leq 0.3 \dots\dots\dots \text{(Condition vérifiée)}$$

**Donc on adopte :** R=30cm ; D=60cm.

### III. Etude des éléments secondaires

#### III.1. L'acrotère :

C'est un élément en béton armé encastré au niveau du plancher terrasse inaccessible, ses dimensions sont adoptées d'après les plans architecturaux.

- Largeur  $b=100\text{cm}$
- Hauteur  $H=60\text{cm}$
- Epaisseur  $e=10\text{cm}$
- $S=0.0685\text{ m}^2$

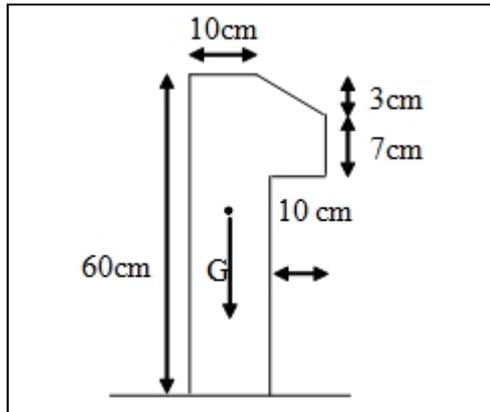


Figure. III.1.1 : Vue en plan d'un acrotère.

#### III.1.1. Evaluation des charges :

Poids propre :  $G=25 \times 0.0685 \times 1 = 1.713\text{ KN}$ .

Poids d'enduit extérieure ( $e=2\text{cm}$ ) :  $G_2=20 \times 0.01 \times 0.6 \times 1 = 0.12\text{ KN}$ .

Poids d'enduit intérieure ( $e=2\text{cm}$ ) :  $G_3=20 \times 0.01 \times 0.6 \times 1 = 0.12\text{ KN}$ .

$W_p=G_1+G_2+G_3=1.713+0.12+0.12=1.95\text{ KN}$

$Q=1\text{KN}$

#### III.1.2. Vérification du ferrailage vis-à-vis au séisme :

D'après **RPA 99/ V2003 (Art 6.2.3)** Les éléments non structuraux doivent être calculés sous l'action des forces horizontales suivant la formule :

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p$$

Avec :

$A$  : Coefficient d'accélération de zone (groupe d'usage 2 ; zone III,  $A= 0.25$ ). (Tableau 4.1 RPA 99/2003).

$C_p$  : Facteur de force horizontale ( $C_p = 0.8$ ). (Tableau 6.1 RPA 99/2003).

$W_p$  : Poids de l'acrotère.

$$F_p = 4 \times 0.25 \times 0.8 \times 1.95 = 1.56 \text{ KN/ml}$$

Soit  $Q = 1 \text{ KN}$  (surcharge due à la main courante)

$$F_p = 1560 \text{ N/ml}$$

$$Q = 1000 \text{ N/ml}$$

$$F = \max(F_p ; Q) \rightarrow F_p = 1560 \text{ N/ml}$$

$$M_Q = 1560 \times 1 = 1560 \text{ N.m}$$

$$T_\mu = F_p = 1560 \text{ N.}$$

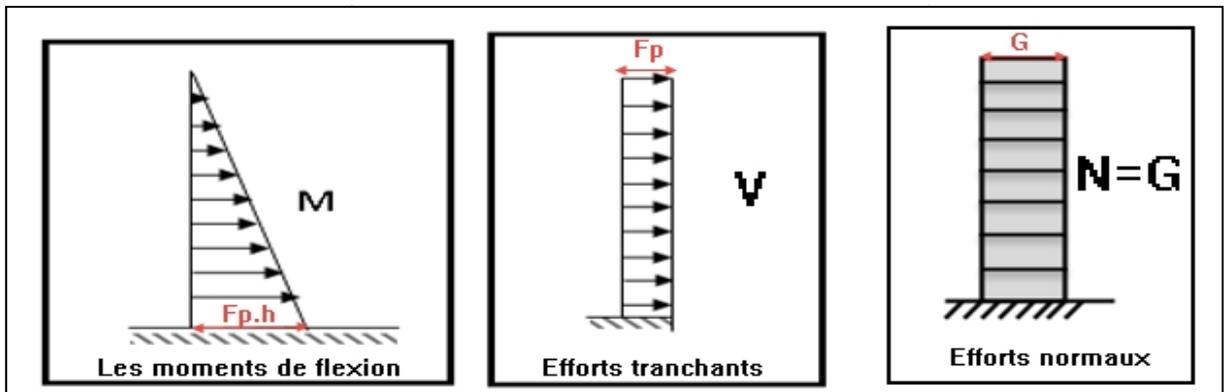


Figure .III.1.2. Diagrammes des sollicitations M, N, V.

### III.1.3. Calcul des sollicitations :

La section la plus dangereuse se trouve au niveau d'encastrement (à la base).

$$M_Q = F_p \times h = 156 \times 0.6 = 936 \text{ N.m}$$

$$N_u = G = 1.95 \text{ KN.}$$

### Combinaison d'action :

#### ➤ à l'état limite de résistance (ELU) :

$$\text{Effort normal de compression} \quad N_u = 1 \times G = 1.95 \text{ kN}$$

$$\text{Moment fléchissant} \quad M_u = 1.5 \times F_p \times h = 1.40 \text{ kN.m}$$

$$\text{Effort tranchant} \quad V_u = 1.5 \times F_p = 2.34 \text{ kN}$$

#### ➤ à l'état limite de service (ELS) :

$$\text{Effort normal de compression} \quad N_s = G = 1.95 \text{ kN}$$

$$\text{Moment fléchissant} \quad M_s = F_p \times h = 0.94 \text{ kN.m}$$

Effort tranchant  $V_s = F_p = 1.56 \text{ kN}$

**III.1.4. Ferrailage de l'acrotère :**

Le calcul se fait sur une section rectangulaire avec :

$h = 10\text{cm}$

$b = 100\text{cm}$

$d = 0.9.h = 9\text{cm}$  ; soit  $d = 7.5 \text{ cm}$ .

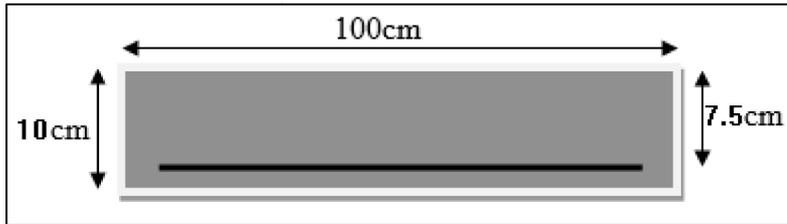


Figure.III.1.3 : ferrailage de l'acrotère

$c = 3 \text{ cm}$  Acier FeE400 (Fissuration préjudiciable)

➤ **Armature longitudinale :**

**a) Calcul à l'ELU :**

- Calcul l'excentricité :

$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{1.40}{1.95} = 0,71\text{m}$$

$$\frac{h}{2} = \frac{0.1}{2} = 0.05\text{m} \quad \rightarrow \quad e_G = 0.71\text{m} > \frac{h}{2} = 0.05 \text{ m}$$

Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section.

Donc la section est partiellement comprimée, et par conséquent sera calculée en flexion simple soumise à un moment  $M_1$  égale au moment par rapport aux armatures tendues

➤ **Détermination de la section des armatures à la flexion simple :**

$$M_1 = M_u + N_u \left| \left( \frac{h}{2} - c \right) \right| = 1400 + 1950 \left| \left( \frac{0.1}{2} - 0.030 \right) \right| = 1448.75 \text{ N.m}$$

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2}$$

$$\sigma_b = \frac{0.85 \times f_{c28}}{1.5} = 14.2\text{MPa}$$

$$\mu = \frac{1448.75}{14.2 \times 100 \times 7.5^2} = 0.018$$

$$\mu = 0.018 < \mu_1 = 0.392$$

➤ Donc les Armature comprimée ne sont pas nécessaires ( $A' = 0$ )

$$\mu = 0.18 \Rightarrow \alpha = 0.0139 \Rightarrow \beta = 0.994 ; \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_u = \frac{M_1}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{1448.75}{348 \times 0.994 \times 7.5} = 0.56 \text{ cm}^2$$

➤ **Détermination de la section des armatures à la flexion composée :**

N est un effort de compression  $A = A_u - \frac{N_u}{100 \times \sigma_s}$

$$\text{On a : } A' = A'_1 = 0 \Rightarrow A = 0.56 - \frac{1950}{100 \times 348} = 0.503 \text{ cm}^2$$

$M_1(\text{N.m})$	$\mu$	$\alpha$	$\beta$	$A^u(\text{cm}^2)$	$A(\text{cm}^2)$
1448.75	0.018	0.0139	0.994	0.56	0.503

### **III.1.5.Vérification :**

✓ **E.L.U :**

➤ **Condition De Non Fragilité :**

$$A^{\min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times \left[ \frac{e_G - 0.455 \times d}{e_G - 0.185 \times d} \right]$$

$$A^{\min} \geq 0.23 \times 100 \times 7.5 \times \frac{2.1}{400} \times \frac{52 - 0.455 \times 7.5}{52 - 0.185 \times 7.5} = 0.813 \text{ cm}^2$$

$$A^{\min} = 0.813 \text{ cm}^2$$

✓ **E.L.S :**

➤ **La contrainte de traction d'armature :** (BAEL91 A.4.5.33)

Fissurations Préjudiciables :  $\bar{\sigma}_s \leq \min\left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}}\right)$

$\eta$  : coeff.de fissuration = 1.6 pour les barres HA.

$$\bar{\sigma}_s \leq \min\left(\frac{2}{3} \times 400 ; 110 \times \sqrt{1.6 \times 2.1}\right) \Rightarrow \bar{\sigma}_s \leq \min(266.66 ; 201.63)$$

$$\Rightarrow \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ Mpa}$$

➤ **Détermination du centre de pression :**

$$G_{bc} = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{940}{1950} = 0.48 \text{ m}$$

✓ La section est partiellement comprimée.

➤ **Calcul de la section a la flexion simple:**

$$M_1 = M_{ser} + N_{ser} \frac{h}{2} - c = 940 + 1950 \frac{0.1}{2} - 0.25 = 550 \text{ N.m}$$

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{550}{15 \times 100 \times 7.5^2} = 0.0075 < \mu_l = 0.392$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ( $A' = 0$ ).

$$\alpha = 1.25 \left( 1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) = 0.097$$

$$\beta = (1 - 0.4\alpha) = 0.961$$

$$A_1^u = \frac{550}{201.63 \times 0.961 \times 7.5} = 0.405 \text{ cm}^2$$

➤ **Condition De Non Fragilité : BAEL (A.4.2.1)**

$$A^{\min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A^{\min} = 0.23 \times 100 \times 7.5 \times \frac{2.1}{400} = 0.845 \text{ cm}^2$$

➤ **Pourcentage minimal d'armature longitudinale : BAEL(B.5.3.1)**

$$A_L = 0.0025 \times b \times \ell = 0.0025 \times 100 \times 10 = 2.5 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } A = \max (A^{\text{cal}} ; A^{\min} ; A_l) \Rightarrow A = \max(0.503 ; 0.845 ; 2.5) \text{ cm}^2$$

$$A = A_L = 2.5 \text{ cm}^2$$

On adopte :  $A_l = 5 \text{ } \emptyset 8 = 2.51 \text{ cm}^2$ .

**III.2.5.Vérification de l'effort tranchant : BAEL (A.5.1,1)**

$$\tau_u = \frac{\vartheta_u}{b_0 \times d} \dots \dots \text{ou } b_0 = b$$

$$\vartheta_u = F \times 1.5 = 1560 \times 1.5 = 2340 \text{ N}$$

$$\tau_u = \frac{2340}{1000 \times 75} = 0.0334 \text{ Mpa}$$

La fissuration est préjudiciable, alors :

$$\bar{\tau}_u = \min \left( 0.15 \cdot \frac{f_{cj}}{\gamma_b} ; 4 \text{ Mpa} \right) \quad \bar{\tau}_u = 0.21 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u 0.0334 < \bar{\tau}_u 0.21 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{(Condition vérifiée)}$$

✓ Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires

➤ **Armatures de répartition : BAEL(A.8.2.41)**

$$A_r = \left( \frac{1}{4} \div \frac{1}{2} \right) \cdot A^1 = (0.625 \div 1.25)$$

On adopte ;  $A_r = 3 \text{ } \emptyset 6 = 0.85 \text{ cm}^2$

➤ **Espacement des armatures : BAEL(B.5.3.3)**

$$S_L \leq \min (3.h ; 33 \text{ cm}) = \min (30 ; 33) \text{ cm.}$$

$$A_l = 5 \quad 8 \quad \rightarrow S_t = \frac{100}{4} = 20 \text{ cm}$$

$$A_r = 3 \quad 6 \quad \rightarrow S_t = \frac{54}{3} = 18 \text{ cm}$$

**III.1.6.présentation du ferrailage :**

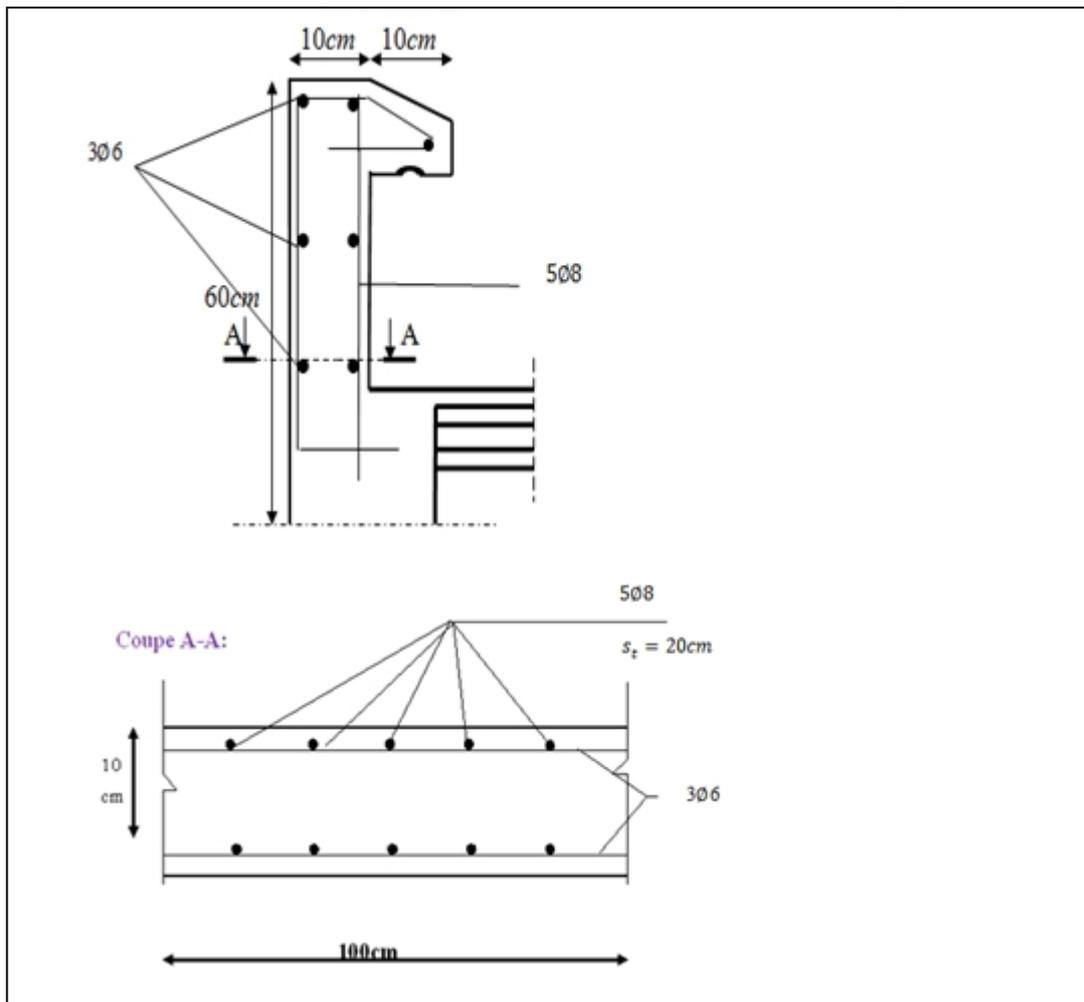


Figure.III.1.4 : Schéma de ferrailage de l'acrotère.

## III.2.ETUDES DES PLANCHERS

### III.2.1.Introduction :

Les planchers ont un rôle très important dans la structure. Ils supportent les charges verticales puis les transmettent aux éléments porteurs et aussi ils isolent les différents étages du point de vue thermique et acoustique, la structure étudiée comporte des planchers à **corps creux**. Ce type de plancher est constitué par des éléments porteurs (poutrelle), et par des éléments de remplissage (corps creux) de dimensions (16x20x65) cm<sup>3</sup>, avec une dalle de compression de 4 cm d'épaisseur.

### III.2.2.Méthode de calcul:

Plusieurs méthodes peuvent être utilisées dans le calcul des éléments secondaires d'un bâtiment, nous citerons comme exemple la méthode forfaitaire et la méthode exacte et de Caquot.

Le bon choix de la méthode de calcul permet d'aboutir de bon résultats c'est-à-dire la détermination de la section nécessaire d'armature pour chaque élément secondaire .

### III.2.3.Calcul des poutrelles :

#### A) méthode forfaitaire :

Pour la détermination des efforts (M) et (T) on utilise la méthode forfaitaire si :

- La fissuration n'est pas préjudiciable.
- Les charges d'exploitation sont modérées  $Q \leq 2G$  .
- Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées.
- Les portées successives sont comprises entre (0.8 et 1.25) :

$$0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25.$$

#### B) Méthode de Caquot : Condition d'application :

- $Q > 2G$  et  $Q > 500 \text{ Kg/m}^2$ .
- Les charges permanentes et d'exploitations sont élevées.
- Les moments d'inertie de la section des poutres ne sont pas constants .

### III.2.4.Calcul des moments:

#### ❖ Les moments en appui :

- $0.2M_0$  pour appui de rive.
- $0.6M_0$  pour poutre de deux travées.

- $0.5M_0$  pour appui voisins des appuis de rive pour poutre de plus deux travées.
- $0.4M_0$  pour les appuis intermédiaires (plus trois travées).

❖ **Les moments en travées :**

$$M_T \geq \max(1.05; (1 + 0.3\alpha))M_0 - \frac{M_w + M_e}{2}$$

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

✓  $M_T \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_0 \rightarrow$  travée de rive

✓  $M_T \geq \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_0 \rightarrow$  travée intermédiaire

**C) Dimensionnement des poutrelles :**

$h = 20 \text{ cm} ; h_0 = 4 \text{ cm}$

$b_0 = 10 \text{ cm} ; b = 65 \text{ cm}$

**III.2.5. Les combinaison d'action :**

a) **Plancher étage courant (habitation):** D'après le (DTR BC 2.2)

Charge permanente =  $G = 5150 \text{ N/m}^2$

Surcharge d'exploitation =  $Q = 1500 \text{ N/m}^2$

b) **Plancher terrasse (habitation) :** D'après le (DTR BC 2.2)

Charge permanente :  $G = 6230 \text{ N/m}^2$

Surcharge :  $Q = 1000 \text{ N/m}^2$

➤ **E.L.U**

$P_{u_{EC}} = (1,35 G + 1,5 Q) \cdot 0,65 = (1,35 \times 5150 + 1,5 \times 1500) \times 0,65$

$P_{u_{EC}} = 5981,63 \text{ N/ml}$

$P_{u_{terrace}} = (1,35 G + 1,5 Q) \cdot 0,65 = (1,35 \times 6230 + 1,5 \times 1000) \times 0,65$

$P_{u_{terrace}} = 6441,83 \text{ N/ml}$

➤ **E.L.S**

$P_{s_{EC}} = (G + Q) \cdot 0,65 = (5150 + 1500) \times 0,65$

$P_{s_{EC}} = 4322,4 \text{ N/ml}$

$P_{s_{terrace}} = (G + Q) \cdot 0,65 = (6230 + 1000) \times 0,65$

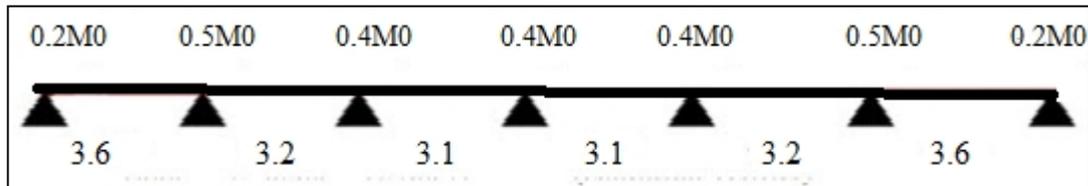
$P_{s_{terrace}} = 4699,5 \text{ N/ml}$

**Remarque** : la méthode de calcul que nous choisissons et (la méthode forfaitaire) parce que toutes les conditions sont vérifiées.

**III.2.6.Calcul des planchers à corps creux :**

Nous avons six types des poutrelles continues dans le plancher étage courant et le plancher terrasse.

➤ **poutre repose sur 7 appuis :**



c)  $1000 \leq 2 \times 6230 = 12460 \text{ N}$  (condition vérifiée)

- Inertie constante. (condition vérifiée)
- Le rapport de longueur entre deux portées successives doit vérifier :

$$0,85 \leq \frac{l_n}{l_{n+1}} \leq 1,24$$

- Fissuration non préjudiciable.

**III.2.7.Valeur des efforts tranchants :**

$$T_d = - \frac{pl}{2} + \frac{Md - Mg}{l} \quad T_g = \frac{pl}{2} + \frac{Md - Mg}{l}$$

$T_d$  = l'effort tranchant a droite de la travée

$T_g$  = l'effort tranchant a gauche de la travée

**III.2.8. Détermination des sollicitations :**

**III.2.8.1.Plancher terrasse :**

**-ELU:**

📊 Tableau récapitulatif pour Les moments' sur appuis:

Ma	1	2	3	4	5	6	7
Valeur	2087.15	4122.75	3095.28	3095.28	3095.28	4122.75	2087.15

🚧 Tableau récapitulatif pour Les moments en travées :

Travée	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	6-7
L(m)	3.6	3.2	3.1	3.1	3.2	3.6
Pu(N)	6441.83	6441.83	6441.83	6441.83	6441.83	6441.83
M0(N.M)	10435.76	8245.54	7738.25	7738.25	8245.54	10435.76
Mg(N.M)	2087.15	4122.75	3095.28	3095.28	3095.28	4122.75
Md(N.M)	4122.77	3095.28	3095.28	3095.28	4122.75	2087.15
Mt(N.M)	7852.6	5048.8	5029.9	5029.9	5048.8	7852.6
Tg(N)	12160.74	9985.75	9984.83	9984.83	10628.01	11029.84
Td(N)	-11029.84	-10628	-9984.83	-9984.83	-9985.84	-12160.73

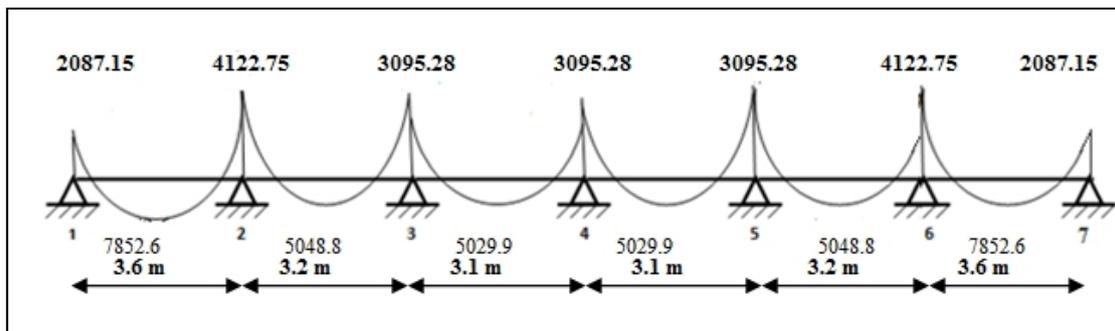


Diagramme de moment

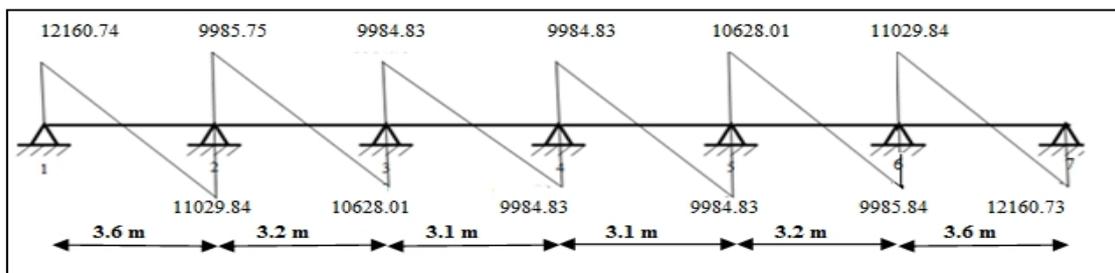


Diagramme de l'effort tranchant

-ELS:

🚧 Tableau récapitulatif pour Les moments' sur appuis:

Ma	1	2	3	4	5	6	7
Valeur	1522.63	3007.68	2258.1	2258.1	2258.1	3007.68	1522.63

🚧 Tableau récapitulatif pour Les moments en travées :

Travée	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	6-7
L(m)	3.6	3.2	3.1	3.1	3.2	3.6
Ps(N)	4699.5	4699.5	4699.5	4699.5	4699.5	4699.5
M0(N.M)	10529.19	6015.36	5645.27	5645.27	6015.36	10529.19
Mg(N.M)	1522.63	3007.68	2258.1	2258.1	2258.1	3007.68
Md(N.M)	3007.68	2258.1	2258.1	2258.1	3007.68	1522.63
Mt(N.M)	8790.49	3683.24	3669.4	3669.4	3683.24	8790.49
Tg(N)	8871.61	7284.96	7284.23	7284.23	7753.44	8046.59
Td(N)	-8046.59	-7753.44	-7284.23	-7284.23	-7284.96	-8871.61

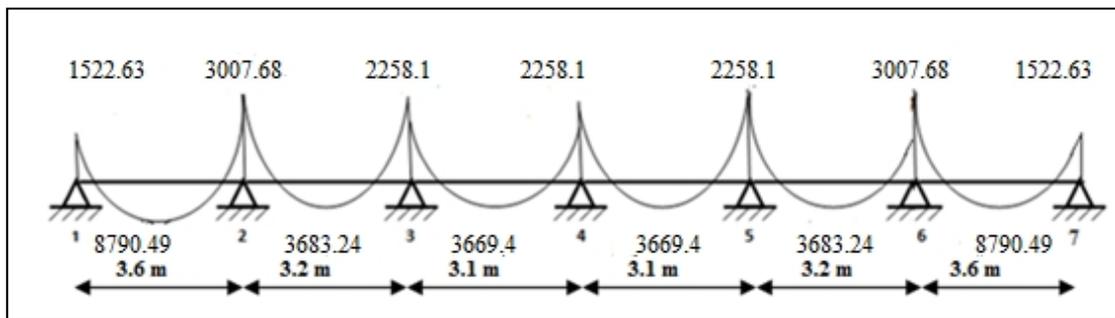


Diagramme de moment

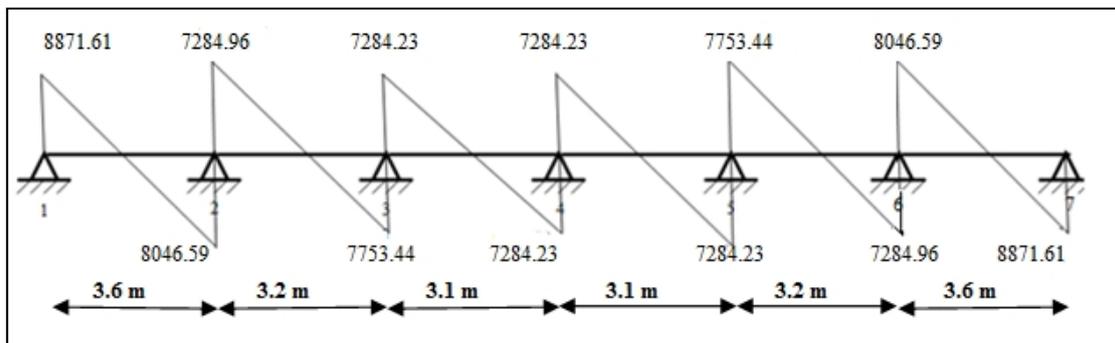


Diagramme de l'effort tranchant

**III.2.8.2. Planchers étagé courant :**

- $Q=1500 \text{ N}$  ;  $G=5200 \text{ N}$   
 $1500 \leq 2 \times 5200 = 10400 \text{ N}$  (condition vérifiée)  
 $Q \leq (2.G ; 5000 \text{ N/m}^2)$ .
- Inertie constante. (condition vérifiée)
- Le rapport de longueur entre deux portées successives doit vérifier :

$$0,85 \leq \frac{l_n}{l_{n+1}} \leq 1,25$$

Fissuration non préjudiciable. } (Condition vérifiée)

**-ELU:**

📌 Tableau récapitulatif pour Les moments' sur appuis:

Ma	1	2	3	4	5	6	7
Valeur	1938.04	3828.24	2874.17	2874.17	2874.17	3828.24	1938.04

📌 Tableau récapitulatif pour Les moments en travées

Travée	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	6-7
L(m)	3.6	3.2	3.1	3.1	3.2	3.6
Pu(N)	5981.63	5981.63	5981.63	5981.63	5981.63	5981.63
M0(N.M)	9690.19	7656.48	7185.39	7185.39	7656.48	9690.24
Mg(N.M)	1938.04	3828.24	2874.17	2874.17	2874.17	3828.24
Md(N.M)	3828.24	2874.17	2874.17	2874.17	3828.24	1938.04
Mt(N.M)	7485.36	4841.23	4814.2	4814.2	4841.23	7485.36
Tg(N)	12657.13	8616.53	9271.5	9271.5	10524.67	8876.76
Td(N)	-8876.76	-10524.7	-9271.5	-9271.5	-8616.53	-12657.13

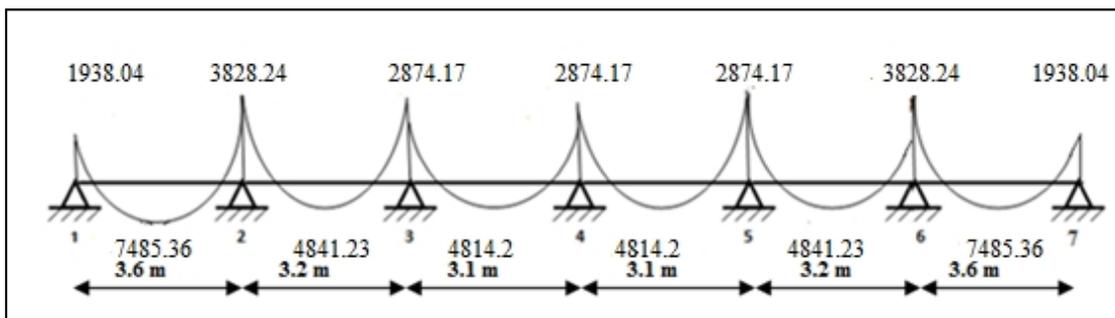


Diagramme de moment

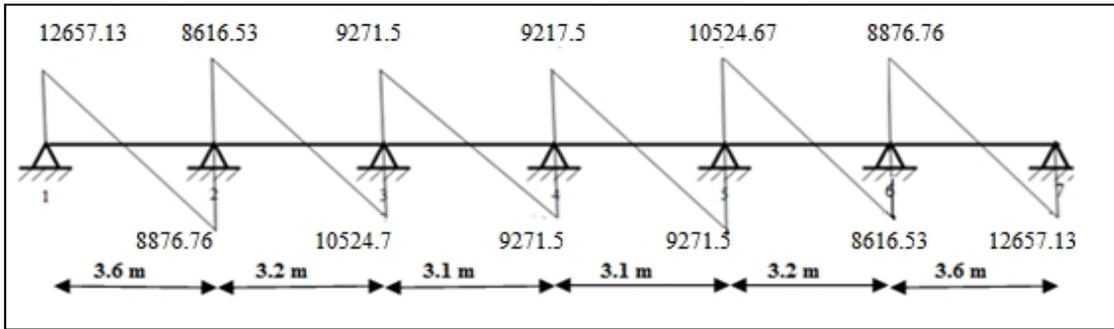


Diagramme de l'effort tranchant

**-ELS:**

📊 Tableau récapitulatif pour Les moments' sur appuis:

Ma	1	2	3	4	5	6	7
Valeur	1400.45	2766.33	2076.91	2076.91	2076.91	2766.3	1400.4
						3	5

📊 Tableau récapitulatif pour Les moments en travées

Travée	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	6-7
L(m)	3.6	3.2	3.1	3.1	3.2	3.6
Ps(N)	4322.4	4322.4	4322.4	4322.4	4322.4	4322.4
M0(N.M)	7002.28	5532.67	5192.28	5192.28	5532.67	1002.28
Mg(N.M)	1400.45	2766.33	2076.91	2076.91	2076.91	2766.33
Md(N.M)	2766.33	2076.91	2076.91	2076.91	2766.33	1400.45
Mt(N.M)	5409.04	3498.34	3478.82	3478.82	3498.34	5409.04
Tg(N)	8159.72	6700.4	6699.72	6699.72	7131.28	7400.92
Td(N)	-7400.92	-7131.28	-6699.72	-6699.72	-6700.4	-8159.72

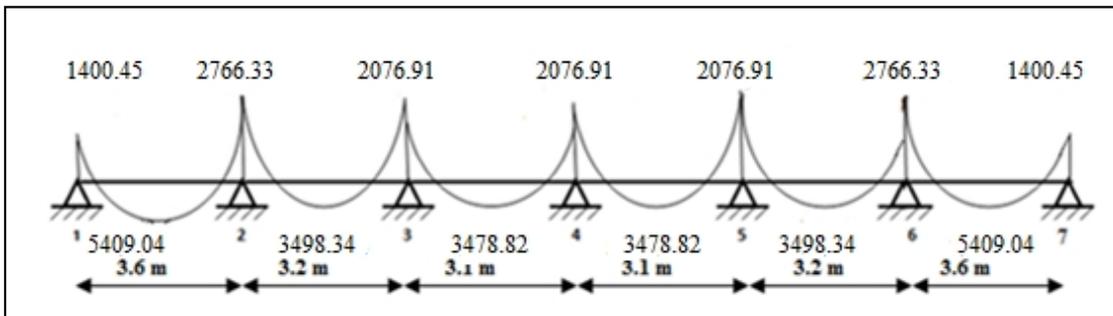


Diagramme de moment

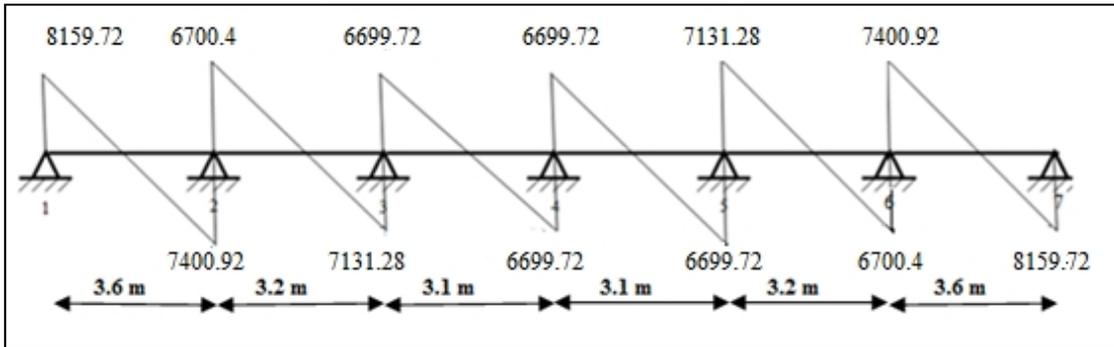
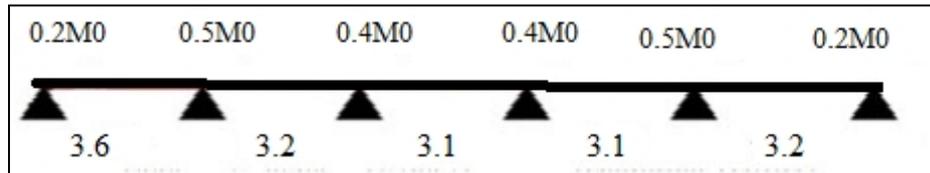


Diagramme de l'effort tranchant

**III.2.9. Calcul des planchers à corps creux :**

➤ poutre repose sur 6 appuis :



**III.2.10. Détermination des sollicitation :**

**III.2.10.1. Plancher terrasse :**

-ELU:

📊 Tableau récapitulatif pour Les moments' sur appuis:

Ma	1	2	3	4	5	6
Valeur	2087.15	4122.77	3095.29	3095.29	3869.12	1649.1

📊 Tableau récapitulatif pour Les moments en travées :

Travée	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6
L(m)	3.6	3.2	3.1	3.1	3.2
Ps(N)	6441.83	6441.83	6441.83	6441.83	6441.83
M0(N.M)	10435.76	8245.54	7738.25	7738.25	8245.54
Mg(N.M)	2087.15	4122.77	3095.29	3095.29	3869.12
Md(N.M)	4122.77	3095.29	3095.29	3869.12	1649.1
Mt(N.M)	7852.6	5048.78	5029.9	4643	5898.7
Tg(N)	12160.72	9985.56	9984.83	10234.5	9613.17
Td(N)	-11029.87	-10627.46	-9984.83	-9735.21	-11000.7

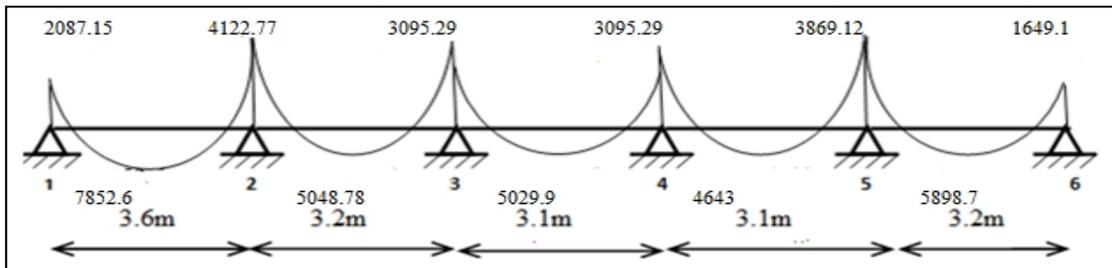


Diagramme de moment

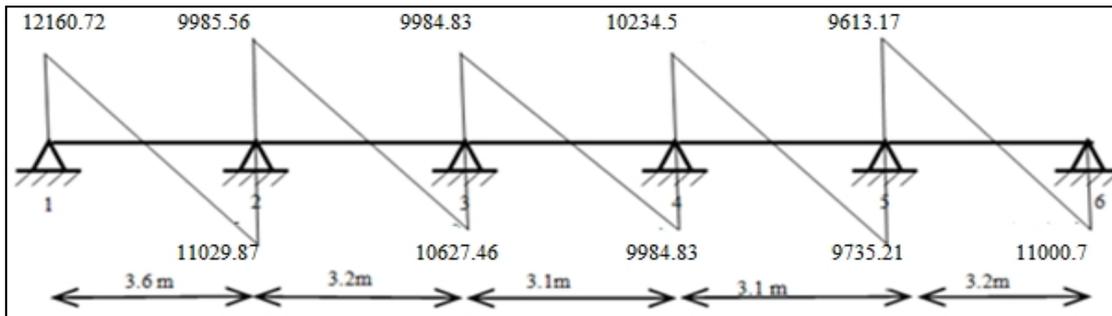


Diagramme de l'effort tranchant

-ELS :

📊 Tableau récapitulatif pour Les moments' sur appuis:

Ma	1	2	3	4	5	6
Valeur	1522.63	4159.68	2258.10	2258.10	2822.63	1203.07

📊 Tableau récapitulatif pour Les moments en travées :

Travée	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6
L(m)	3.6	3.2	3.1	3.1	3.2
Pu(N)	4699.5	4699.5	4699.5	4699.5	4699.5
M0(N.M)	10529.19	6015.36	5645.27	5645.27	6015.36
Mg(N.M)	1522.63	4159.68	2258.1	2258.1	2822.63
Md(N.M)	4159.68	2258.1	2258.1	2822.63	1203.07
Mt(N.M)	8214.5	3107.24	3669.43	3387.17	4303.3
Tg(N)	9191.61	6924.9	7284.23	7466.33	7013.09
Td(N)	-7726.59	-8113.44	-7284.23	-7102.12	-8025.31

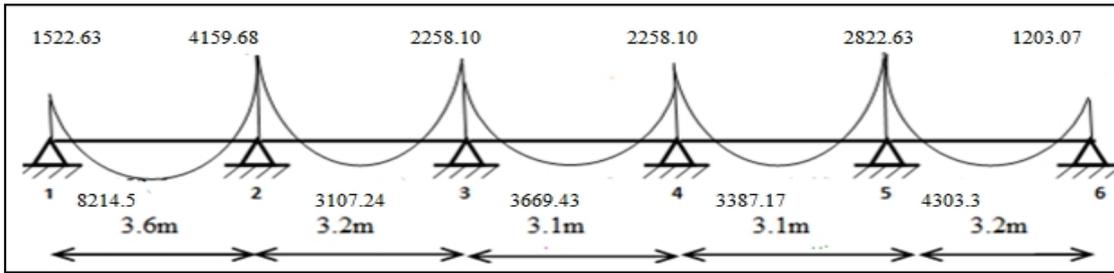


Diagramme de moment

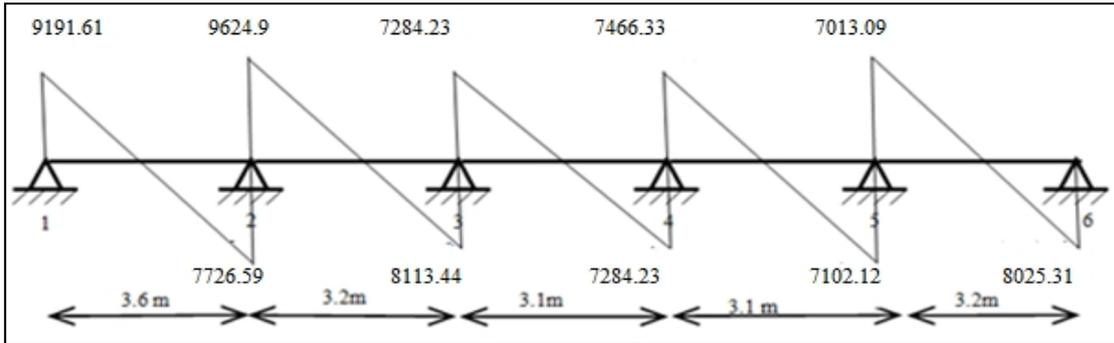


Diagramme de l'effort tranchant

**III.2.10.2. Planchers étagé courant :**

**-ELU:**

📊 Tableau récapitulatif pour Les moments' sur appuis:

Ma	1	2	3	4	5	6
Valeur	1938.03	3828.22	2874.17	2874.17	3592.71	1531.29

📊 Tableau récapitulatif pour Les moments en travées :

Travée	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6
L(m)	3.6	3.2	3.1	3.1	3.2
Ps(N)	5981.63	5981.63	5981.63	5981.63	5981.63
M0(N.M)	9690.24	7656.48	7185.43	7185.43	7656.48
Mg(N.M)	1938.04	3828.22	2874.17	2874.17	3592.71
Md(N.M)	3828.22	2874.17	2874.17	3592.71	1531.29
Mt(N.M)	7388.68	4823.58	4742.38	4311.26	5477.3
Tg(N)	11291.98	9272.46	9271.52	9503.31	8926.41
Td(N)	-10241.88	-9868.74	-9271.52	-9039.73	-10214.8

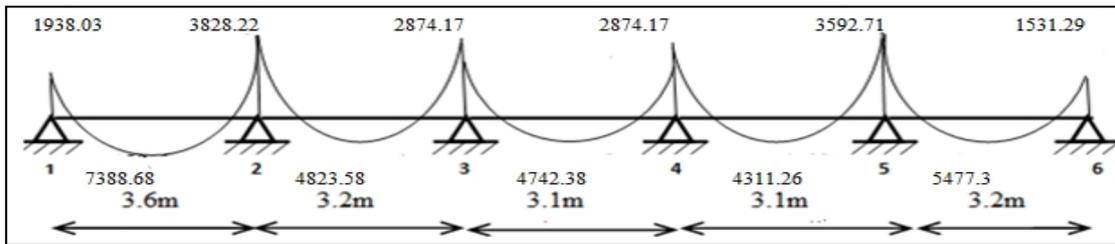


Diagramme de moment

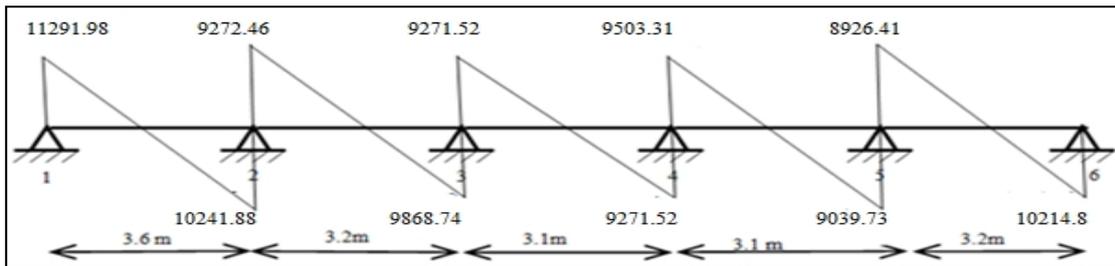


Diagramme de l'effort tranchant

**-ELS :**

🚧 Tableau récapitulatif pour Les moments' sur appuis:

Ma	1	2	3	4	5	6
Valeur	1400.45	2766.33	2076.91	2076.91	2596.14	1106.53

🚧 Tableau récapitulatif pour Les moments en travées :

Travée	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6
L(m)	3.6	3.2	3.1	3.1	3.2
Pu(N)	4322.4	4322.4	4322.4	4322.4	4322.4
M0(N.M)	7002.28	5532.67	5192.28	5192.28	5532.67
Mg(N.M)	1400.45	2766.33	2076.91	2076.91	2596.14
Md(N.M)	2766.33	2076.91	2076.91	2596.14	1106.53
Mt(N.M)	5444.06	3540.9	3505.6	3115.37	4068.62
Tg(N)	8159.73	6571.13	6699.72	7083.33	6450.33
Td(N)	-7400.91	-7260.55	-6699.72	-6532.22	-7381.34

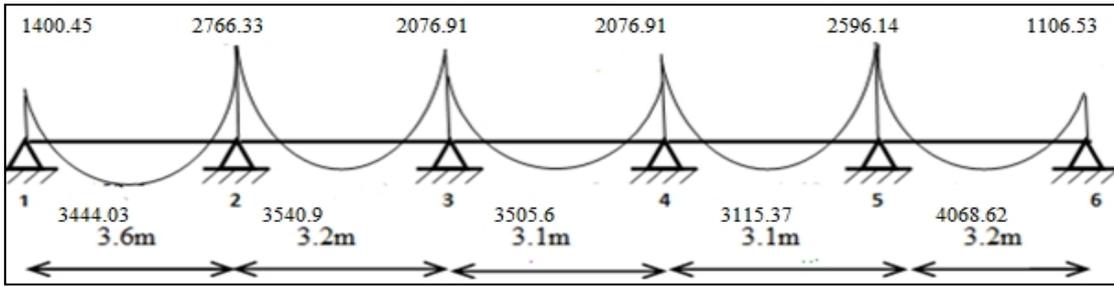


Diagramme de moment

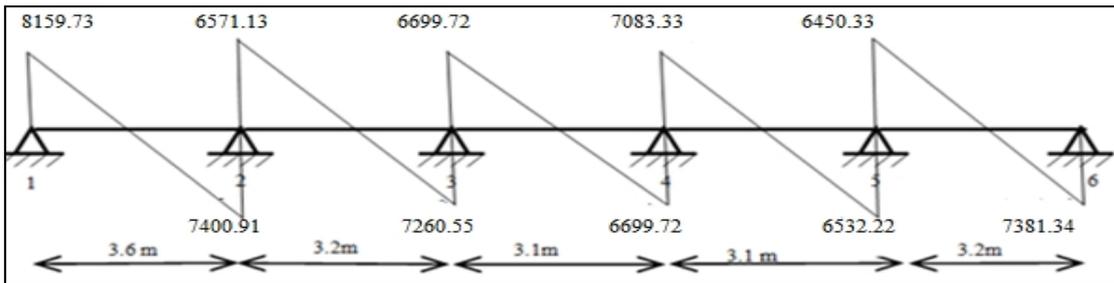
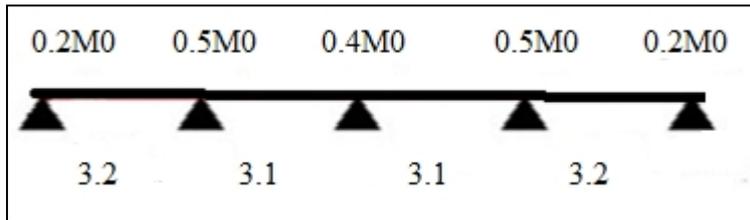


Diagramme de l'effort tranchant

**III.2.11. Calcul des planchers à corps creux :**

➤ **poutre repose sur 5 appuis :**



**III.2.11. Détermination des sollicitation :**

**III.2.11.1. Plancher terrasse :**

**-ELU :**

📊 Tableau récapitulatif pour Les moments' sur appuis:

Ma	1	2	3	4	5
Valeur	1649.1	3869.12	3095.29	3869.12	1649.1

📊 Tableau récapitulatif pour Les moments en travées :

Travée	1-2	2-3	3-4	4-5
L(m)	3.2	3.1	3.1	3.2
Ps(N)	6441.83	6441.83	6441.83	6441.83

<b>M0(N.M)</b>	8245.54	7738.24	7738.24	8245.54
<b>Mg(N.M)</b>	1649.1	3869.12	3095.29	3869.12
<b>Md(N.M)</b>	3869.12	3095.29	3869.12	1649.1
<b>Mt(N.M)</b>	5898.71	4642.94	4642.94	5898.71
<b>Tg(N)</b>	11000.68	9735.21	10234.45	9613.17
<b>Td(N)</b>	-9613.17	-10234.45	-9735.21	-11000.68

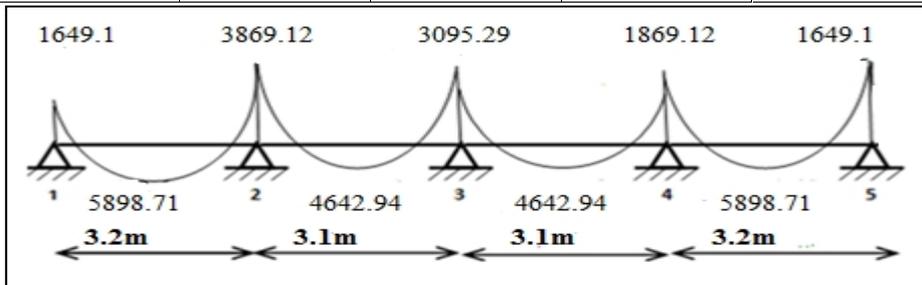


Diagramme de moment

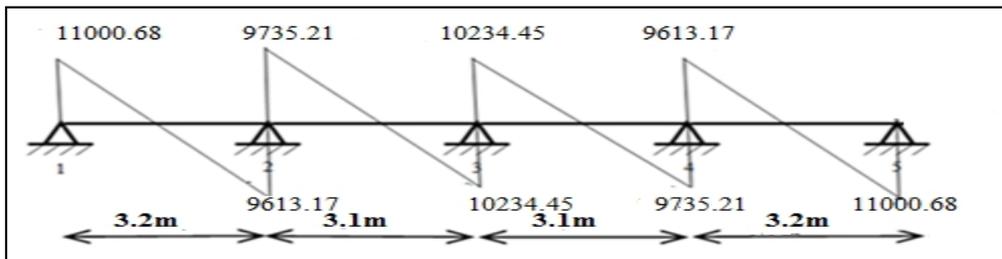


Diagramme de l'effort tranchant

**-ELS :**

📌 Tableau récapitulatif pour Les moments' sur appuis:

<b>Ma</b>	<b>1</b>	<b>2</b>	<b>3</b>	<b>4</b>	<b>5</b>
<b>Valeur</b>	1203.07	2822.63	2258.1	2822.63	1203.07

📌 Tableau récapitulatif pour Les moments en travées :

<b>Travée</b>	<b>1-2</b>	<b>2-3</b>	<b>3-4</b>	<b>4-5</b>
<b>L(m)</b>	3.2	3.1	3.1	3.2
<b>Ps(N)</b>	4699.5	4699.5	4699.5	4699.5
<b>M0(N.M)</b>	6015.36	5645.27	5645.27	6015.36
<b>Mg(N.M)</b>	1203.07	2822.63	2258.10	2822.63
<b>Md(N.M)</b>	2822.63	2258.10	2822.63	1203.07

<b>Mt(N.M)</b>	4303.28	3387.17	3387.17	4303.28
<b>Tg(N)</b>	8025.31	7102.11	7466.33	7013.08
<b>Td(N)</b>	-7102.11	-7466.33	-7013.08	-8025.31

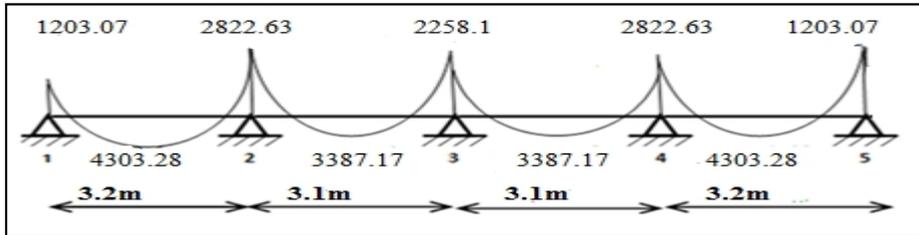


Diagramme de moment

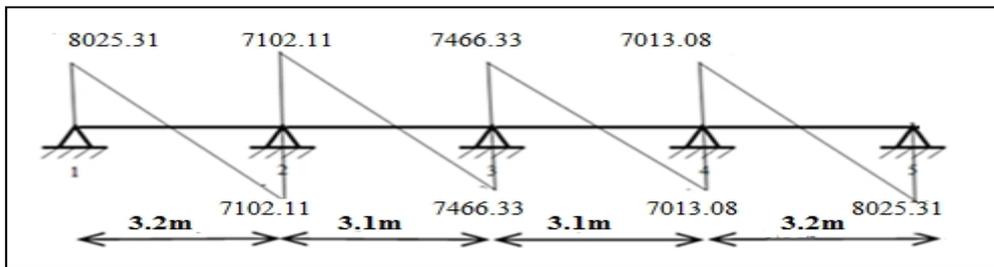


Diagramme de l'effort tranchant

**III.2.11.2. Planchers étagé courant :**

**-ELU:**

📊 Tableau récapitulatif pour Les moments' sur appuis:

<b>Ma</b>	<b>1</b>	<b>2</b>	<b>3</b>	<b>4</b>	<b>5</b>
<b>Valeur</b>	1531.29	3592.72	2874.17	3592.72	1531.29

📊 Tableau récapitulatif pour Les moments en travées :

<b>Travée</b>	<b>1-2</b>	<b>2-3</b>	<b>3-4</b>	<b>4-5</b>
<b>L(m)</b>	3.2	3.1	3.1	3.2
<b>Ps(N)</b>	5981.63	5981.63	5981.63	5981.63
<b>M0(N.M)</b>	7656.48	7185.43	7185.43	7656.48
<b>Mg(N.M)</b>	1531.29	3592.72	2874.17	3592.72
<b>Md(N.M)</b>	3592.72	2874.17	3592.72	1531.29
<b>Mt(N.M)</b>	5477.3	4311.26	4311.26	5477.3

### Chapitre III : Etude des éléments secondaires

<b>Tg(N)</b>	10214.8	9039.73	9503.32	8926.41
<b>Td(N)</b>	-9039.73	-9503.32	-8926.41	-10214.8

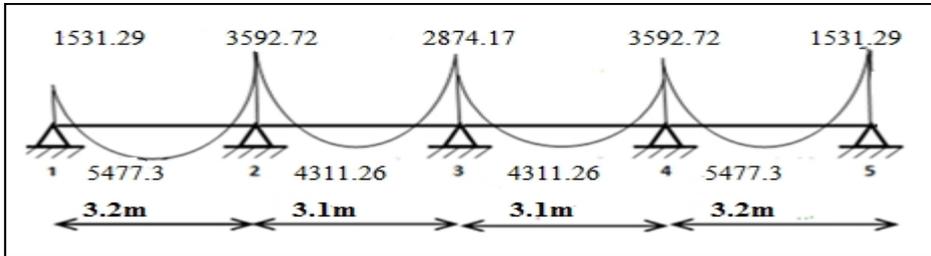


Diagramme de moment

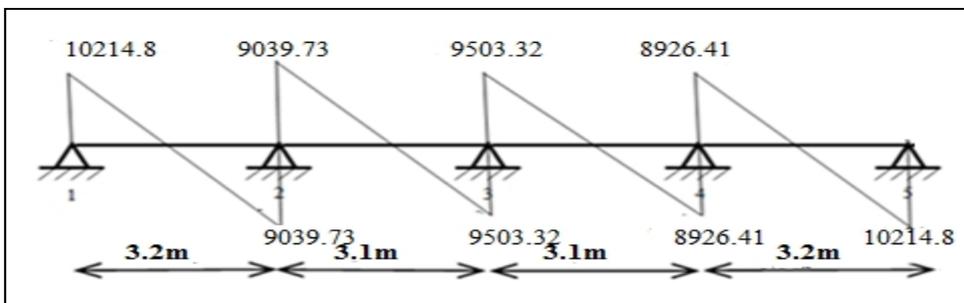


Diagramme de l'effort tranchant

**-ELS :**

📊 Tableau récapitulatif pour Les moments' sur appuis:

<b>Ma</b>	<b>1</b>	<b>2</b>	<b>3</b>	<b>4</b>	<b>5</b>
<b>Valeur</b>	1106.55	2596.14	2076.1	2596.14	1106.55

📊 Tableau récapitulatif pour Les moments en travées :

<b>Travée</b>	<b>1-2</b>	<b>2-3</b>	<b>3-4</b>	<b>4-5</b>
<b>L(m)</b>	3.2	3.1	3.1	3.2
<b>Ps(N)</b>	4322.4	4322.4	4322.4	4322.4
<b>M0(N.M)</b>	5532.67	5192.28	5192.28	5532.67
<b>Mg(N.M)</b>	1106.55	2596.14	2076.91	2596.14
<b>Md(N.M)</b>	2596.14	2076.91	2596.14	1106.55
<b>Mt(N.M)</b>	4068.61	6490.35	6490.35	4068.61
<b>Tg(N)</b>	7381.34	6532.23	6867.21	6450.34

Td(N)	-6532.23	-6867.21	-6532.23	-7381.34
-------	----------	----------	----------	----------

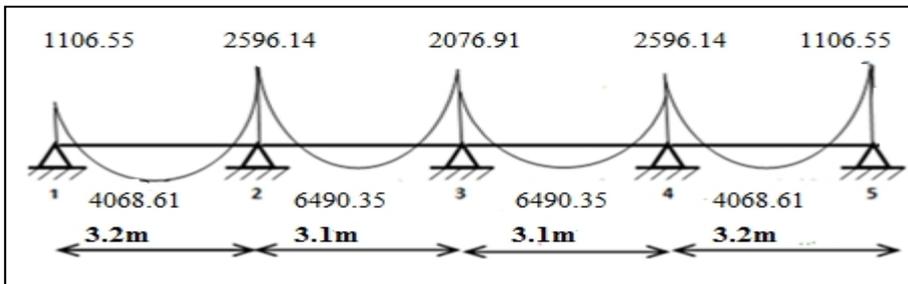


Diagramme de moment

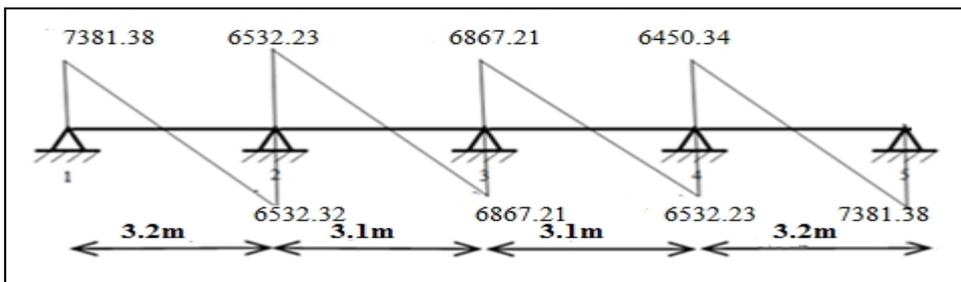
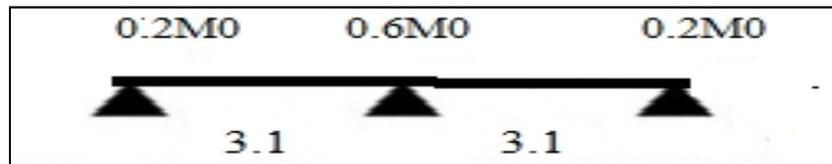


Diagramme de l'effort tranchant

### III.2.12. Calcul des planchers à corps creux:

- poutre repose sur 3 appuis :



Détermination des sollicitation :

#### III.2.12.1. Plancher terrasse :

-ELU:

📊 Tableau récapitulatif pour Les moments' sur appuis:

Ma	1	2	3
Valeur	1547.65	4642.95	1547.65

📊 Tableau récapitulatif pour Les moments en travées :

Travée	1-2	2-3
--------	-----	-----

<b>L(m)</b>	3.1	3.1
<b>Pu(N)</b>	6441.83	6441.83
<b>M0(N.M)</b>	7738.25	7738.25
<b>Mg(N.M)</b>	1547.65	4642.95
<b>Md(N.M)</b>	4642.95	1547.65
<b>Mt(N.M)</b>	5029.86	5029.86
<b>Tg(N)</b>	10983.32	8986.36
<b>Td(N)</b>	-8986.36	-8986.36

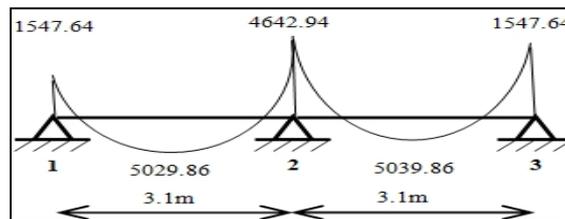


Diagramme de moment

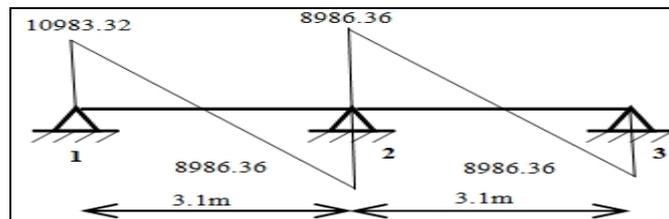


Diagramme de l'effort tranchant

**-ELS:**

✚ Tableau récapitulatif pour Les moments' sur appuis:

<b>Ma</b>	<b>1</b>	<b>2</b>	<b>3</b>
<b>Valeur</b>	1129.05	3387.16	1129.05

✚ Tableau récapitulatif pour Les moments en travées :

<b>Travée</b>	<b>1-2</b>	<b>2-3</b>
<b>L(m)</b>	3.1	3.1
<b>Pu(N)</b>	4699.5	4699.5

<b>M0(N.M)</b>	5645.27	5645.27
<b>Mg(N.M)</b>	1129.05	3387.16
<b>Md(N.M)</b>	3387.16	1129.05
<b>Mt(N.M)</b>	3675.07	3675.07
<b>Tg(N)</b>	8012.65	6555.81
<b>Td(N)</b>	-6555.81	-8012.65

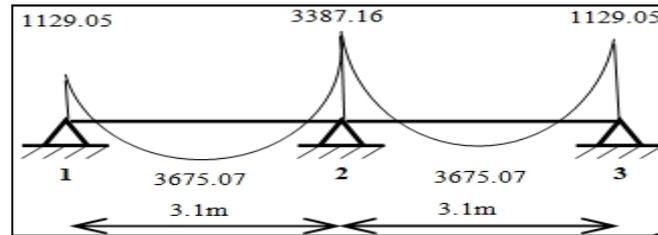


Diagramme de moment

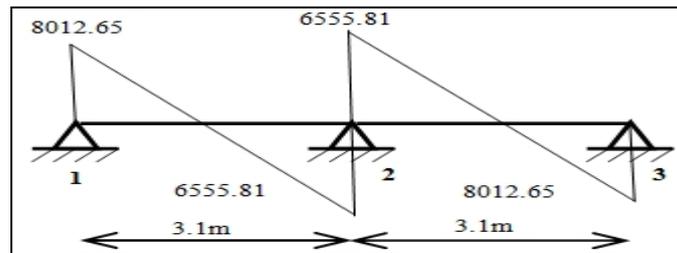


Diagramme de l'effort tranchant

**III.2.12.2. Planchers étagé courant :**

**-ELU :**

📊 Tableau récapitulatif pour Les moments' sur appuis:

<b>Ma</b>	<b>1</b>	<b>2</b>	<b>3</b>
<b>Valeur</b>	1437.08	4311.25	1437.08

📊 Tableau récapitulatif pour Les moments en travées :

<b>Travée</b>	<b>1-2</b>	<b>2-3</b>
<b>L(m)</b>	3.1	3.1
<b>Pu(N)</b>	5981.63	5981.63
<b>M0(N.M)</b>	7185.43	7185.43
<b>Mg(N.M)</b>	1437.08	4311.25
<b>Md(N.M)</b>	4311.25	1437.08

<b>Mt(N.M)</b>	4742.39	4742.39
<b>Tg(N)</b>	10197.7	8343.4
<b>Td(N)</b>	-8343.4	-10197.7

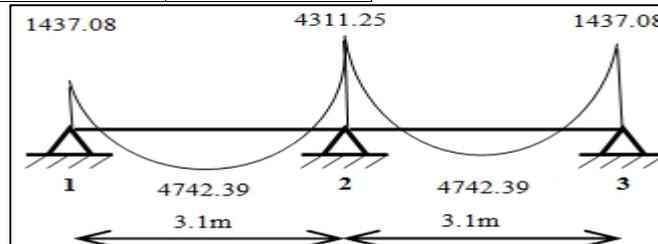


Diagramme de moment

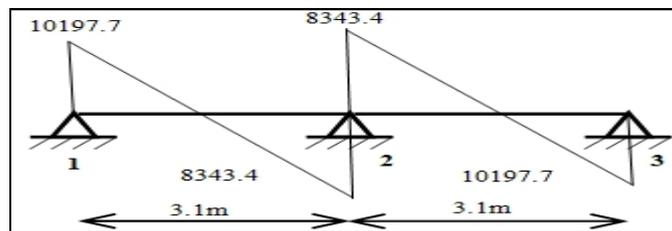


Diagramme de l'effort tranchant

**-ELS :**

✚ Tableau récapitulatif pour Les moments' sur appuis:

<b>Ma</b>	<b>1</b>	<b>2</b>	<b>3</b>
<b>Valeur</b>	1038.45	3115.36	1038.45

✚ Tableau récapitulatif pour Les moments en travées :

<b>Travée</b>	<b>1-2</b>	<b>2-3</b>
<b>L(m)</b>	3.1	3.1
<b>Ps(N)</b>	4322.4	4322.4
<b>M0(N.M)</b>	5192.28	5192.28
<b>Mg(N.M)</b>	1038.45	3115.36
<b>Md(N.M)</b>	3115.36	1038.45
<b>Mt(N.M)</b>	4163.87	4163.87
<b>Tg(N)</b>	7369.69	6029.75
<b>Td(N)</b>	-6029.75	-7369.69

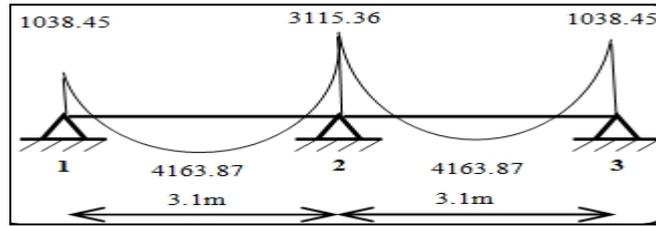


Diagramme de moment

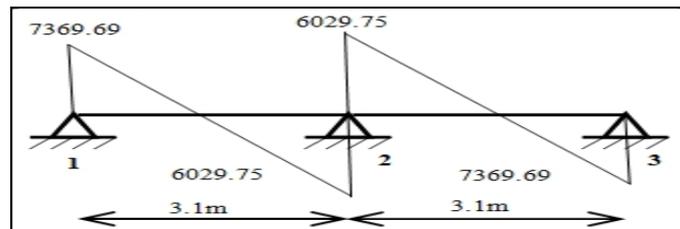
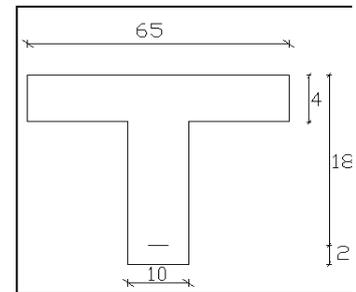


Diagramme de l'effort tranchant

**III.2.13. Calcul du Ferrillage :**

$b = 65\text{cm}$  ;  $b_0 = 10\text{cm}$   
 $h = 20\text{cm}$  ;  $h_0 = 4\text{cm}$



**- l'enrobage :**

$$C \geq C_0 + \frac{\Phi}{2}$$

$C_0 = 1\text{cm}$  (fissuration peu préjudiciable). (BAEL91.A.7.1)

$$\Phi = \frac{h}{10} = \frac{20}{10} = 2\text{ cm} \quad (\text{BAEL91.A.7.2.1})$$

$$C \geq 1 + \frac{2}{2} = 2\text{ cm}$$

✓ Donc on adopte  $C = 2\text{cm}$ .

$$\rightarrow d = h - c = 20 - 2 = 18$$

$d = 18\text{cm}$  ;  $c = 2\text{cm}$

**E.L.U**

$$M_{\max(\text{appui})} = 4642.94\text{ N.m}$$

$$M_{\max(\text{travée})} = 7852.6\text{ N.m}$$

$$T_{\max} = 12657.13\text{ N}$$

**E.L.S**

$$M_{\max(\text{appui})} = 4159.68\text{ N.m}$$

$$M_{\max(\text{travée})} = 8790.49\text{ N.m}$$

$$T_{\max} = 9191.61\text{ N}$$

➤ **Les armatures longitudinales :**

✓ **En Travée :**

Le moment fléchissant  $M_0$  équilibré par la table est :

$$M_0 = \bar{\sigma}_b \cdot b \cdot h_0 \cdot \left( d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$M_0 = 14,2 \times 65 \times 4 \times \left( 18 - \frac{4}{2} \right) = 59072 \text{ N.m}$$

$$M_t^{\max} = 8790.49 \text{ N.m} \leq M_0 = 59072 \text{ N.m}$$

✓ Donc une partie seulement de la table est comprimée, et la section en T sera calculée comme une section rectangulaire de largeur  $b = 65\text{cm}$

$$\mu = \frac{M_t}{\sigma_s \cdot b \cdot d^2} = \frac{8790.49}{14.2 \times 65 \times 18^2} = 0.029 < \mu_1 = 0.392$$

Alors Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$\mu = 0.029 \Rightarrow \alpha = 0.0368 \Rightarrow \beta = 0.985$$

$$A_u = \frac{M_t}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{8790.49}{348 \times 0.985 \times 18} = 1.43 \text{ cm}^2$$

✓ Sur Appuis :

Le moment sur appui est négatif, donc le béton de la dalle se trouve dans la partie tendue, alors nous considérons une section rectangulaire de largeur  $b_0 = 10 \text{ cm}$ .

$M_a \text{ (N.m)}$	$\mu$	$\mu_1$	$\alpha$	<b>B</b>	<b>A (cm<sup>2</sup>)</b>
<b>4642.94 N</b>	<b>0.0152</b>	<b>0.392</b>	<b>0.0191</b>	<b>0.992</b>	<b>0.76</b>

#### E. L. S : D'après le BAEL 91

-La fissuration est peut nuisible → Il n'y a aucune vérification concernent  $\sigma_s$ .

-La vérification de la contrainte max du béton n'est pas nécessaire si l'inégalité suivante

est vérifiée :  $\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$ ; avec :  $\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$

	<b>A</b>	<b>M<sub>u</sub> (N.m)</b>	<b>M<sub>ser</sub> (N.m)</b>	<b>γ</b>	<b>f<sub>c28</sub></b>	<b>ᾱ</b>	<b>Condition</b>
<b>En Travée</b>	<b>1.43</b>	7852.6	8790.49	0.89	25	0.20	<b>Condition vérifiée</b>
<b>Sur Appui</b>	<b>0.76</b>	4642.94	4159.68	1.12	25	0.31	<b>Condition vérifiée</b>

➤ Condition de non fragilité : BAEL (A.4.2, 1)

$$A_{t_{\min}} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

En Travée :  $A_{\min} = 0.23 \times 65 \times 18 \times \frac{2.1}{400} = 1.41 \text{ cm}^2$

Sur Appuis :  $A_{\min} = 0.23 \times 10 \times 18 \times \frac{2.1}{400} = 0.22 \text{ cm}^2$

➤ Pourcentage minimal : BAEL91 (art B.6.4)

$$A_m' \geq 0.001 \times b \times h$$

En Travée :  $A_m' \geq 0.001 \times 65 \times 20 = 1,30 \text{ cm}^2$ .

Sur Appuis :  $A_m' \geq 0.001 \times 10 \times 20 = 0,20 \text{ cm}^2$ .

➤ Tableau Récapitulatif :

$$A = \max (A^{cal} ; A_{\min} ; A_m')$$

Eléments	$A_{cal} (cm^2)$	$A_{min} (cm^2)$	$A_{min}' (cm^2)$	$A_{adop} (cm^2)$
Travée	1.43	1.41	1,30	2HA10 = 1.57
Appuis	0.76	0.22	0,20	1HA10 = 0.79

➤ Diamètre minimale  $\Phi_t$  : BAEL91 (A.7.2, 2)

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

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{ht}{35}; \phi_l; \frac{b_0}{10}\right)$$

$\Phi_l$  : Diamètre minimal des armatures longitudinales.

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{200}{35}; 10; \frac{100}{10}\right) \Rightarrow \phi_t \leq \min(5, 71; 10; 10)$$

Soit :  $\phi_t = 6mm$  FeE235 ( BAEL (A.6.1,252))

$$A_t = 2\phi_6 = 0, 57\text{cm}^2.$$

➤ Espacement des cadres  $S_t$ : BAEL91 (A.5.1, 22)

$$S_{t1} \leq \min(0.9d; 40\text{cm}) = \min(16.2; 40) \text{ cm}$$

$$S_{t1} = 16.2 \text{ cm}$$

$$S_{t2} \leq A_t \times f_e / 0.4 \times b_0 = 0.57 \times 235 / 0.4 \times 10 = 33.48 \text{ cm}$$

$$S_{t3} \leq [0.9 \times f_e (\cos\alpha + \sin\alpha) A_t] / [10 \times \gamma_s (\tau_u - 0,3 f_{t28} \times k)]$$

$$k = 1 \rightarrow \text{flexion simples}$$

$$S_{t3} \leq (0.9 \times 235 \times 1 \times 0.57) / [10 \times 1.15 ( 1.11 - 0.3 \times 2.1 \times 1)] = 21.84 \text{ cm}$$

$$\text{Suit: } S_t \leq \min (S_{t1}; S_{t2}; S_{t3})$$

$$S_t \leq \min (16.2 ; 33.48 ; 21.84) \rightarrow S_t = 16.2\text{cm}$$

Alors en prend :  $S_t = 15\text{ cm}$

On dispose nos armatures transversales avec un espacement de 15 cm avec un premier espacement auprès de l'appui de 10 cm.

➤ **Vérification de l'effort tranchant** : BAEL91 (art A.5.1)

La contrainte tangente :  $\tau_u = T_U / (b_0 \times d)$ .....BAEL91 (A.5.1, 1)

$T_u$  : La valeur de calcul de l'effort tranchant vis-à-vis d'E.L.U.

$b_0$  : Désigne la largeur de l'âme.

$d$  : La hauteur utile de la nervure.

$$T_U = 12657.13\text{N}$$

$$\tau_u = \frac{12657.13}{100 \times 180} = 0.70\text{Mpa}$$

\* Les armatures d'âme sont droites (c'est-à-dire perpendiculaires à la fibre moyenne), donc  $\tau_u$  doit être au plus égale à la plus basse des deux valeurs :

$$\bar{\tau}_u = \min \left( 0, 20 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 5\text{ MPa} \right) \text{ Fissuration peu nuisible (BAEL91 (A.5.1, 211)).}$$

$$= \min [0, 20. (25/1,5) ; 5\text{Mpa}] = \min (3.333 ; 5\text{Mpa}) = 3.3333\text{ Mpa.}$$

$$\tau_u = 0.70 \leq \bar{\tau}_u = 3,333\text{ Mpa} \dots\dots\dots (\text{Condition vérifiée})$$

➤ **Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis** : BAEL91 (A.5.1,31)

Sur un appui de rive ou intermédiaire on vérifier que L'on a :

$$T_u \leq 0.267 \times a \times b_0 \times f_{c28}$$

Au maximum  $a = 0.9.d = 16.20\text{ cm}$ .

$$T_u = 12657.13\text{ N}$$

$$T_u = 12657.13 \leq 0.267 \times 16.2 \times 10 \times 100 \times 25 = 108135 \dots\dots\dots (\text{Condition vérifiée})$$

$$A \geq \gamma_s \frac{T_u}{f_e}$$

$$A_{\text{adopt}} = 2T_1 = 1.57\text{ cm}^2 = 157\text{ mm}^2$$

$$A \geq \gamma \frac{T_u}{f_e} = 1.15 \times \frac{12657.13}{400} = 36.38\text{ mm}^2$$

$$A = 157\text{ mm}^2 \geq 36.38\text{ mm}^2$$

➤ **Vérification de la flèche** : BAEL91 (B.6.8, 424)

$$\left. \begin{array}{l} 1/ \quad \frac{h}{l} \geq \frac{1}{22,5} \quad \Rightarrow \quad \frac{20}{360} = 0,055 \geq 0,0444 \dots\dots\dots \\ 2/ \quad \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{15.M_0} \quad \Rightarrow \quad \frac{20}{360} = 0,055 \geq 0,0447 \dots\dots\dots \\ 3/ \quad \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{3,60}{F_e} \quad \Rightarrow \quad \frac{1,75}{65 \times 18} = 0,0014 \leq \frac{3,6}{400} = 0,009 \dots\dots \end{array} \right\} \text{Conditions vérifiées}$$

➤ Donc il n'est pas nécessaire de calculer la flèche

➤ **La dalle mince (Table de compression)** : BAEL91 (B.6.8, 423)

Le hourdis doit avoir une épaisseur minimale de 5 cm.

Il est armé d'un quadrillage de barres dont les dimensions de mailles ne doivent pas dépasser :

- ✓ 20 cm (5 p.m.) pour les armatures perpendiculaires aux nervures.
- ✓ 33 cm (3 p.m.) pour les armatures parallèles aux nervures.
- ✓ Treillis soudé FeE 235 →  $f_e = 500$  Mpa

L'écartement L entre axes des nervures égal à 65cm donc :  $L_n = 65$ cm

$$50\text{cm} < L_n < 80\text{cm}$$

$$A_{\perp} = \frac{4 \cdot L_n}{f_e}$$

$$A_{\perp} = (4 \times 65) / 500 = 0,52 \text{ cm}^2$$

On adapte  $5\text{Ø}5 = 0,98 \text{ cm}^2$

➤ **Espacement** :

n : nombres des barres.

$$S_t = 100/n = 100/5 = 20 \text{ cm}$$

Soit :  $S_t = 20$ cm

➤ **Pour les armatures parallèles aux nervures** :

$$A_{//} = A_{\perp} / 2 = 0,98 / 2 = 0,49$$

On adopte  $3\text{Ø}5 = 0,59 \text{ cm}^2$

➤ **Espacement** : selon art .... BAEL 91

$$S_t = 100/n = 100/3 = 33,33 \text{ cm}$$

$$S_t = 30 \text{ cm}$$

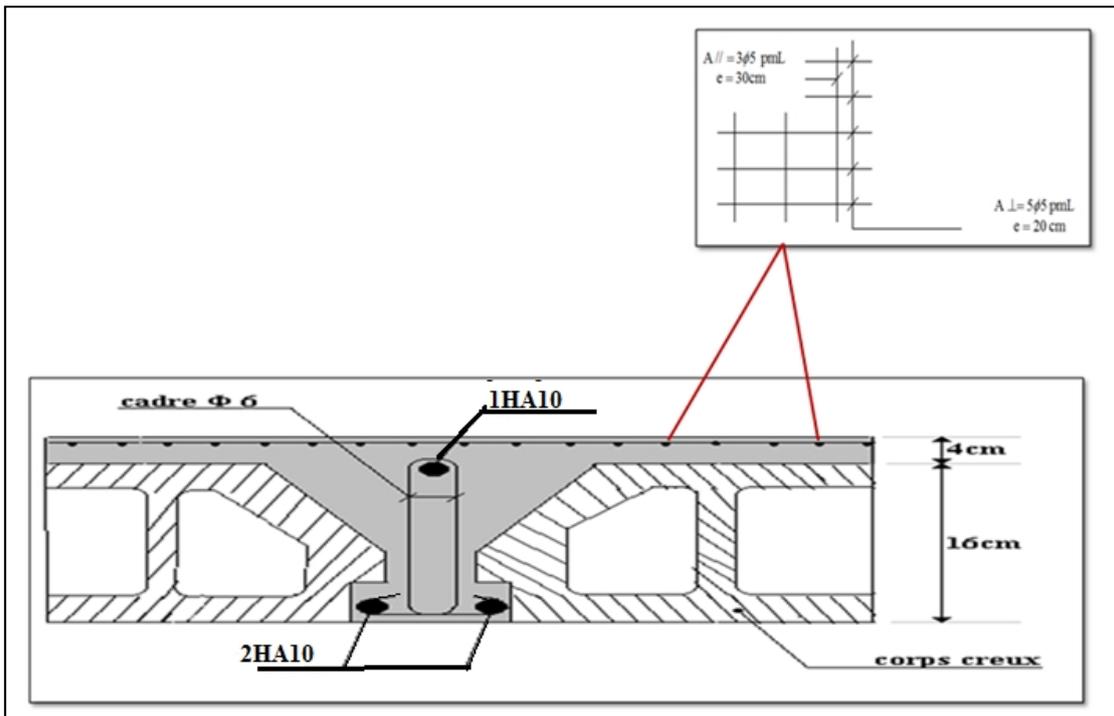


Figure .III.2.1 : Ferrailage des planchers.

### III.4. Les escaliers

#### III.4.1. Définition générale :

Un escalier est une succession de marches permettant le Passage d'un niveau à un autre, il peut être en béton armé, en acier ou en bois.

Dans notre structure on a un seul type d'escalier et il est fait en béton armé.

#### III.4.2. Etude de l'escalier :

Ce type d'escalier est composé de :

- Paliers d'épaisseur 14cm.
- Volées parallèles d'épaisseur 14cm.
- Giron de 30cm.
- Contre marche de 17cm.

L'escalier travaille à la flexion simple en considérant la dalle comme une poutre

Uniformément chargée et en tenant des types d'appuis sur les quels elle repose.

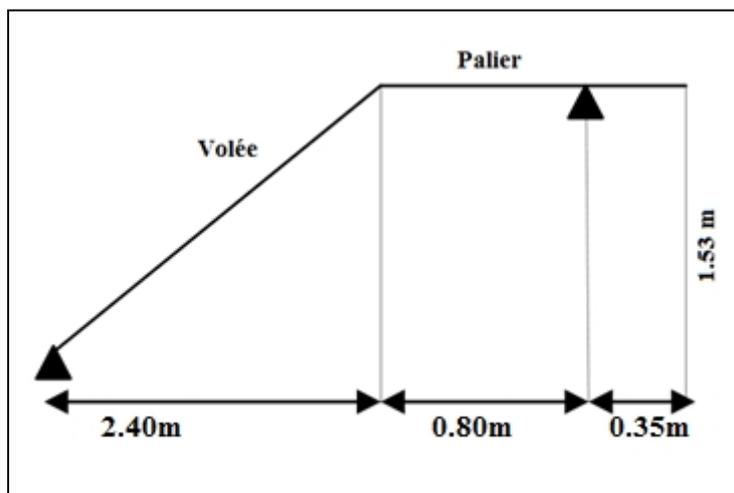


Figure.III.4.1 : Schéma statique d'escalier

### III.4.3. Combinaison Des Charges :

**- La volée**

$$G = 698 \text{ DaN/m}^3 \quad ; \quad Q = 250 \text{ DaN/m}^3$$

**- Le palier**

$$G = 490 \text{ DaN/m}^3 \quad ; \quad Q = 250 \text{ DaN/m}^3$$

**- La hauteur du mur :**  $h = 3.06/2 = 1.53\text{m}$

**- Charge du mur extérieur :**

$G = 267 \text{ DaN/m}$ , mon cas murs avec fenêtres (80%G).

Alors :  $G = 0.8 \times 267 = 213.6 \text{ DaN/m}^2$

Donc La charge  $P = 213.6 \times 1.53\text{m} = 326.81 \text{ DaN}$

**- Combinaisons d'action :**

**E.L.U :**  $P_u = (1.35G + 1.5Q) \cdot 1\text{m}$

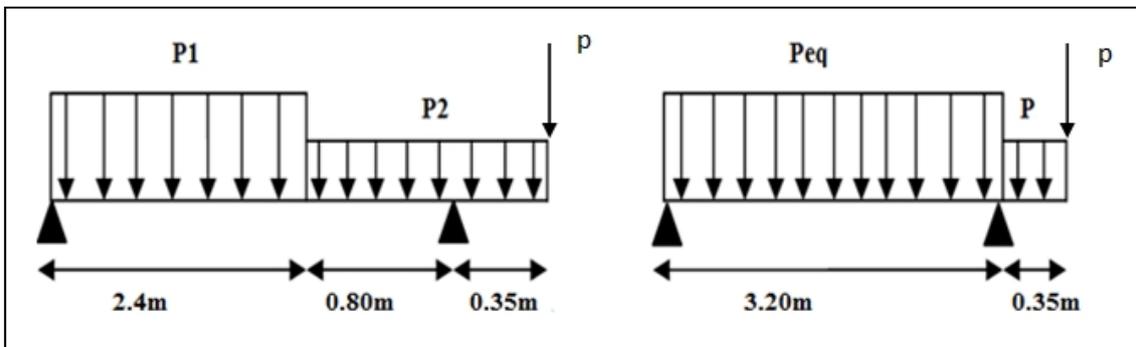
**E.L.S :**  $P_{ser} = (G + Q) \cdot 1\text{m}$

❖ Le chargement de la rampe pour une bande de 1m est donné par le tableau suivant :

Combinaison	La volée p1	Le palier p2
E.L.U(DaN/ml)	1317.3	1036.5
E.L.S (DaN/ml)	948	740

**Tableau.III.4.1:** Calcul des sollicitations d'escalier

### III.4.4. DETERMINATION DES SOLLICITATIONS :



**Figure .III.4.2 :** schéma de charges équivalentes

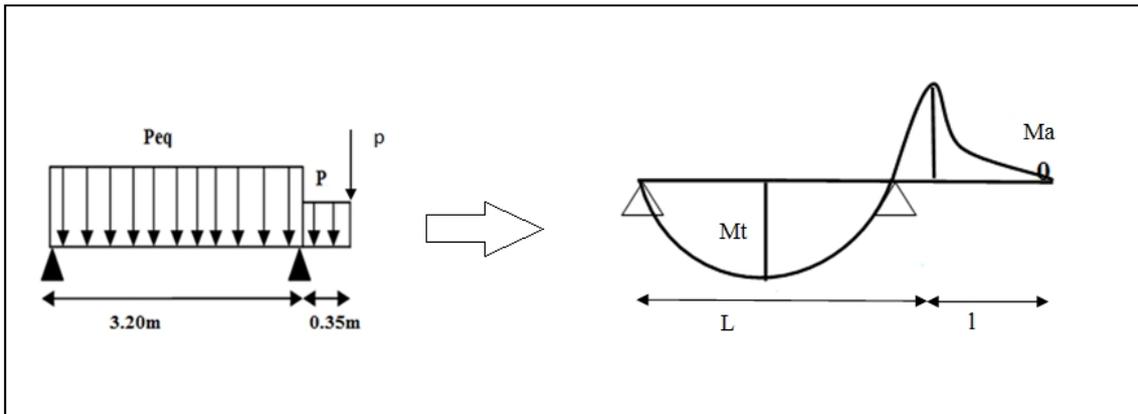


Figure.III.4.3.Diagramme des sollicitations

- ✓ La charge équivalente :  $P_{eq} = \frac{P_1.L_1 + P_2.L_2}{L_1 + L_2}$
- ✓ Moment en appuis :  $M_a = pl - q(l^2/2)$
- ✓ Moment en travée  $M_t = [(P \times L)x/2] - (P \times x^2/2) + [P \times l - (ql^2/2)] (1-x/L)$
- ✓ Et valeur de  $x = [(Pe \times L/2) - (Pl + q \times l^2/2) \times 1/L] / qe$
- ✓ L'effort tranchant :  $T_u = dm/dx = PeL/2 - qx + (Pl + ql^2/2)1/L$

	$P_{eq}$ (DaN/mℓ)	X (m)	$M^a$ (DaN.m)	$M^t$ (DaN.m)	$T_u$ (DaN)
<b>ELU</b>	1247.1	1.59	92.164	1643.03	1462.04
<b>ELS</b>	896	1.57	98.516	1196.66	1067.67

Tableau.III.4.2: Calcul les moments et l'efforts tranchant

➤ Calcul de ferrailage :

Le calcul de ferrailage se fera pour une bande de 1 m de largeur.

III.4.4.1.Armatures longitudinales:

➤ E.L.U :

$f_c = 400 \text{ MPa}$  ,  $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$  ,  $\bar{\sigma}_b = 14.2 \text{ MPa}$

$$\mu_t = 0.392 \quad , \quad \mu < \mu_l \Rightarrow \dot{\lambda} = 0 \quad ; \quad \text{avec} : \mu = \frac{M_u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2}$$

**L'enrobage:**  $c = 2 \rightarrow e = 14 \text{ cm} \quad d = 0.9 \times e = 0.9 \times 14 = 12.6 \text{ cm} \quad b = 100 \text{ cm}$

$$\beta = (1 - 0.4 \alpha) \quad , \quad \alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \quad , \quad A = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$$

Désignation	Mu (N.m)	$\mu$	$\mu_l$	Condition	A'		$\beta$	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )
<b>Travée</b>	16430.3	0.072	0.392	$\mu < \mu_l$	0	0.093	0.962	3.89
<b>appui</b>	921.64	0.004	0.392	$\mu < \mu_l$	0	0.005	0.998	0.21

➤ ELS :

- La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc il n'y a aucune vérification concernant  $\sigma_s$ .
- La vérification de la contrainte max du béton n'est pas nécessaire si 'inégalité suivante est vérifiée :

$$\alpha \quad \bar{\alpha} = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad ; \quad \text{avec} \quad \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$$

Désignation		M <sub>u</sub> (N.m)	M <sub>ser</sub> (N.m)	$\gamma$	f <sub>c28</sub>	$\bar{\alpha}$	Condition
<b>Travée</b>	0.093	16430.3	11966.6	1.37	25	0.43	Vérifiée
<b>appui</b>	0.064	921.64	985.16	1.10	25	0.30	Vérifiée

➤ Condition de non fragilité : BAEL91 (art A.4.2.1)

$$A_{s \min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{FeE}$$

➔  $A_{s \min} = 0.23 \times 100 \times 12.6 \times \frac{2.1}{400} = 1.52 \text{ cm}^2$

➔  $A_{s \min} = 1.52 \text{ cm}^2$

➤ Pourcentage minimal : BAEL 91 (art B.6.4)

$$A_{\min} = 0.001 \times b \times h = 0.001 \times 100 \times 14 = 1.4 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min \text{ MAX}} = \max A_{s \min}, A_{\min} = A_{s \min} = 1.52 \text{ cm}^2$$

Donc  $A = \max A_s; A_{\min \text{ MAX}} = A_s$

Désignation	As (cm <sup>2</sup> )	Amin MAX (cm <sup>2</sup> )	A <sub>max</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adp</sub> (cm <sup>2</sup> )
Travée	3.89	1.52	3.89	4HA12 = 4.52
appui	0.21	1.52	1.52	4HA10 = 3.14

➤ **Armatures de répartition** :  $A_r = \frac{A_s}{4}$

Désignation	As (cm <sup>2</sup> )	Ar (cm <sup>2</sup> )	Ar adp (cm <sup>2</sup> )
Travée	4.52	1.13	4HA8 = 2.01
appui	3.14	0.78	4HA6 = 1.13

#### **III.4.4.2 : Espacement entre les armatures : (BAEL 91 A.8.2.42)**

➤ **Armatures longitudinales :**

$$S_t \text{ min } 3h; 33\text{cm} = \text{min } 42; 33 = 33 \text{ cm}$$

$$\text{Travée } S_t = \frac{b}{4} = \frac{100}{4} = 25\text{cm}$$

$$\text{Appui } S_t = \frac{b}{4} = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$

➤ **Armatures de répartition :**

$$S_t \text{ min } 4h; 45\text{cm} = \text{min } 56; 45 = 45 \text{ cm}$$

$$\text{Travée } S_t = \frac{b}{4} = \frac{100}{4} = 25\text{cm}$$

$$\text{Appui } S_t = \frac{b}{4} = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$

#### **III.4.5 : Vérification de l'effort tranchant :**

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d} = \frac{10676.7}{1000 \times 126} = 0.084 \text{ MPa} \quad \text{BAEL91 (art A.5.1,1)}$$

✓ Les armatures d'âme sont droites, la fissuration est préjudiciable, (BAEL91 art A.5.1,211 )

$$\tau_u = \min \frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{MPa} \rightarrow \tau_u = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.084\text{MPa} \quad \tau_u = 3.33 \text{ MPa} \dots \text{ (Condition vérifiée)}$$

#### **III .4.6 : Vérification de la flèche : BAEL91 (art B.6.5, 1)**

$$1) \frac{h}{L} \frac{M_t}{10M_0} = > \frac{14}{320} = 0.044 < 1.21 \quad \text{Condition non vérifiée}$$

$$2) \frac{A}{b_0.d} \frac{4.2}{F_e} = > \frac{4.72}{100 \times 16.2} = 0.0034 \quad \frac{4.2}{400} = 0.0105 \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$3) \frac{h}{L} = \frac{1}{16} = > \frac{14}{320} = 0.044 \quad \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \text{condition non vérifiée}$$

❖ Comme les conditions (1) et (3) ne sont pas vérifiées, donc il faut évaluer la flèche.

### III.4.7. Evaluation des flèches :(BAEL 91 B.6.5,2)

La part de la flèche totale  $f_t$  qui doit être comparée aux limites admissibles a pour valeur :  $f_t = (f_v - f_j) + (f_p - f_g) < f_{adm}$

Pour les éléments supports reposant sur 2 appuis et la portée L au plus égale à 5 m

Selon (BAEL 91 B.6.5,3)

#### 1) La pailleasse :

➤ **Position du centre de gravité de la section homogène :**

$$y_G = \frac{b \cdot h \cdot \frac{h}{2} + \eta \cdot A \cdot d}{b \cdot h + \eta \cdot A} = \frac{100 \times 14 \times \frac{14}{2} + 15 \times 4.52 \times 12.6}{100 \times 14 + 15 \times 4.52} = 7.25 \text{ cm}$$

➤ **Calcul du moment d'inertie rendue homogène :**

$$I_0 = \frac{b \cdot h^3}{12} + b \cdot h \left( \frac{h}{2} - y_G \right)^2 + \eta \cdot A \left( d - y_G \right)^2$$

$$I_0 = \frac{100 \times 14^3}{12} + 100 \times 14 \left( \frac{14}{2} - 7.25 \right)^2 + 15 \times 4.52 \left( 12.6 - 7.25 \right)^2$$

$$= 24812.74 \text{ cm}^4$$

➤ **Déformations instantanées :**

$$\lambda_i = \frac{0,05 \times f_{t28}}{\left( 2 + 3 \times \frac{b_0}{b} \right) \rho}$$

$$\rho = \frac{A}{b_0 \cdot d} = \frac{4.52}{100 \times 12.6} = \mathbf{0.00358}$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times 2.1}{2 + 3 \times 1 \times 0.00358} = \mathbf{5.86}$$

➤ **Déformations de longue durée :**

$$\lambda_v = \frac{0,02 \times f_{t28}}{\left( 2 + 3 \times \frac{b_0}{b} \right) \rho} = \frac{0.02 \times 2.1}{2 + 3 \times 1 \times 0.00358} = \mathbf{2.34}$$

➤ **Les charges :**

**g:** C'est l'ensemble des charges permanentes.

**j :** Les charges permanentes appliquées au moment de la mise en œuvre des revêtements.

**P:** C'est l'ensemble des charges permanentes et d'exploitations supportées par l'élément considéré.

$$J_{eq} = \frac{G_{dalle} \times L_{palier} + G_{paillasse} + G_{marche} \times L_{paillasse}}{L_{palier} + L_{paillasse}}$$

$$J_{eq} = \frac{4120 \times 0.80 + 6540 + 1840 \times 2.40}{0.80 + 2.40} = 7315 \frac{N}{ml}$$

➤ **Charge après mise du revêtement(g)**

$$g_{eq} = \frac{G_{dalle} \times L_{palier} + G_{paillasse} + G_{marche} \times L_{paillasse}}{L_{palier} + L_{paillasse}}$$

$$g_{eq} = \frac{4120 \times 0.80 + 6980 \times 2.40}{0.80 + 2.40} = 6265 \frac{N}{ml}$$

$$\text{Charge à l'ELS} \rightarrow P = g_{eq} + Q = 6265 + 2500 = 8765 \frac{N}{ml}$$

➤ **Les moments correspondants :**

$$M_J = \frac{J_{eq} \times L^2}{8} = \frac{7315 \times 3.20^2}{8} = 9363.2 \text{ N.ml}$$

$$M_g = \frac{g_{eq} \times L^2}{8} = \frac{6265 \times 3.20^2}{8} = 8019.2 \text{ N.ml}$$

$$M_P = \frac{P \times L^2}{8} = \frac{8765 \times 3.20^2}{8} = 11219.2 \text{ N.ml}$$

$$\rho = \frac{A_t}{b \times d} = \frac{4.52}{100 \times 12.6} = 0.00358$$

➤ **Calcul des contraintes :**

$$\rho_1 = \rho \cdot 100 = 0.00358 \times 100 = 0.358$$

$$\beta_1 = 0.686 \text{ Tableau BAEL 91}$$

$$\sigma_J = \frac{M_J}{A_t \times \beta_1 \times d} = 239.65 \text{ MPA}$$

$$\sigma_g = \frac{M_g}{A_t \times \beta_1 \times d} = 205.25 \text{ MPA}$$

$$\sigma_P = \frac{M_P}{A_t \times \beta_1 \times d} = 287.16 \text{ MPA}$$

➤ Calcul de coefficients  $\mu$  :

$$\mu_J = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_J + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.00358 \times 239.65 + 2.1} = 0.33$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_g + f_{t28}} = 0.27$$

$$\mu_P = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_P + f_{t28}} = 0.59$$

➤ **Module de déformation longitudinale instantané :**

$$E_i = 11000^3 \overline{f_{c28}} = 32164.2 \text{ MPa}$$

➤ **Module de déformation longitudinale différée :**

$$E_v = 3700^3 \overline{f_{c28}} = 10818.9 \text{ MPa}$$

➤ **Calcul des inerties :**

$$I_0 = 24812.74 \text{ cm}^4$$

$$I_{fv}^g = (1.1 I_0) / (1 + \lambda_v \times \mu_g) = (1.1 \times 24812.74) / (1 + 2.34 \times 0.27) = 16726.32 \text{ cm}^2$$

$$I_{fi}^g = (1.1 I_0) / (1 + \lambda_i \times \mu_g) = (1.1 \times 24812.74) / (1 + 5.86 \times 0.27) = 10570.13 \text{ cm}^2$$

$$I_{fv}^j = (1.1 I_0) / (1 + \lambda_i \times \mu_j) = (1.1 \times 24812.74) / (1 + 5.86 \times 0.33) = 9303.36 \text{ cm}^2$$

$$I_{fv}^p = (1.1 I_0) / (1 + \lambda_i \times \mu_p) = (1.1 \times 24812.74) / (1 + 5.86 \times 0.59) = 6123.34 \text{ cm}^2$$

➤ **Flèche correspondant :**

$$f_v^g = M_g \cdot \ell^2 / 10 E_v \cdot I_{fv}^g = 8019.2 \times (320)^2 / 10 \times 10818.9 \times 16726.32 = 0.45 \text{ mm.}$$

$$f_i^g = M_g \cdot \ell^2 / 10 E_i \cdot I_{fi}^g = 8019.2 \times (320)^2 / 10 \times 32164.2 \times 10570.13 = 0.24 \text{ mm.}$$

$$f_v^j = M_j \cdot \ell^2 / 10 E_i \cdot I_{fv}^j = 9363.2 \times (320)^2 / 10 \times 32164.2 \times 9303.36 = 0.29 \text{ mm.}$$

$$f_i^p = M_p \cdot \ell^2 / 10Ei. I_{fv}^p = 11219.2 \times (320)^2 / 10 \times 32164.2 \times 6123.34 = 0.60 \text{ mm} .$$

Selon BAEL 91 Chapitre 11

➤ **La flèche totale :**

$$\Delta f_t = f_v^g - f_i^g - f_v^j + f_i^p = 0.45 - 0.24 - 0.29 + 0.60 = 0.52 \text{ mm}$$

$$\Delta f_t = 0.52 \text{ mm} < \bar{f} = L / 500 = 3200 / 500 = 6.4 \text{ mm} .$$

✓ Donc la condition de la flèche est vérifiée.

### III.4.8 : ferrailage de l'escalier

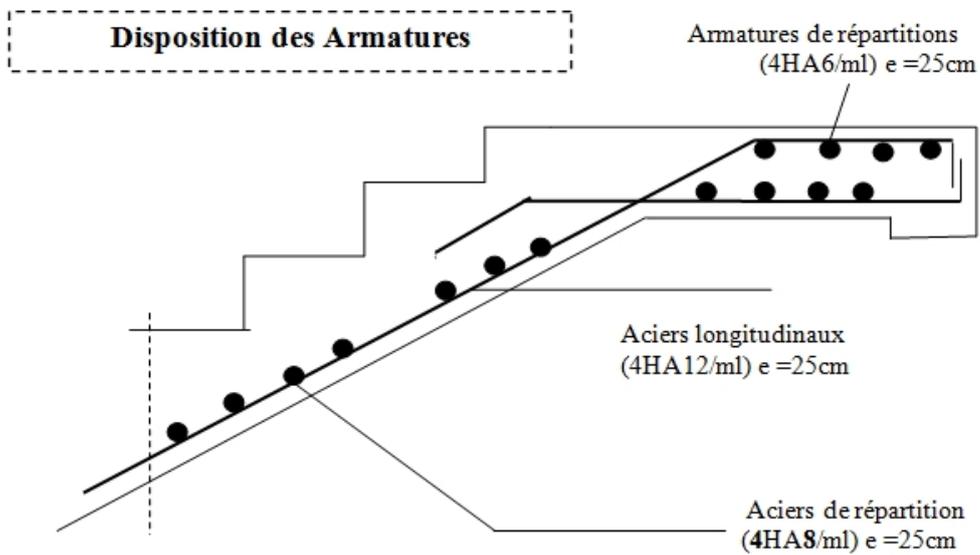


Figure. III.4.4 : Schéma de ferrailage de l'escalier

### III.5.POUTRE PALIERE :

La poutre palier est un élément qui est soumis à la torsion droite peut être réduite à un couple situé sur la section lorsque les forces agissent sur elle y compris la réaction d'appuis sont situées à gauche d'une section.

#### III .5.1. Dimensionnement :

Selon RPA 99, les poutres doivent respecter les dimensions ci-après :

.  $b \geq 20 \text{ cm} \implies b = 30 > 20 \dots\dots\dots$  Condition vérifier.

.  $h \geq 30 \text{ cm} \implies h = 30 = 30 \dots\dots\dots$  condition vérifier.

.  $h/b \leq 4 \implies \frac{30}{30} \leq 4=1 \leq 4 \dots\dots\dots$  condition vérifié.

Donc on fixe les dimensions de la poutre palier (25×35) cm<sup>2</sup>.

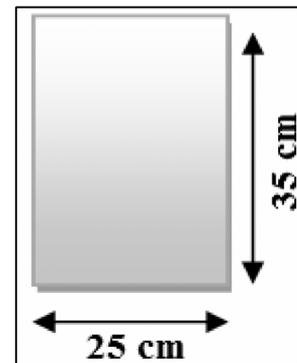


Figure III.5.1: poutre palier

#### III.5.2. Evaluations des charges :

- Poids propre de la poutre :  $0.25 \times 0.35 \times 25 = 2.19 \text{ KN/ml}$

- poids du mur :  $G = 2.67 \times 1.53 \times 80\% = 3.27 \text{ KN/ml}$

- Poids de palier:  $G = 4.90 \text{ KN/m}^2$

- Poids de la paillasse :  $G_p = 6.98 \text{ KN/m}^2$

On prend une largeur d'escalier qui est:  $b = 1 \text{ m}$  donc les charges sont

Donc:  $q_{eq} = G_{pa} \times 1.2 + G_{pal} \times 1.15 + P_p + P_{mur}$

$$q_{eq} = 6.98 \times 1.2 + 4.9 \times 1.15 + 2.19 + 3.27 \times 1 = 19.471 \text{ KN/ml}$$

#### III.5.3. Combinaison d'action :

$$Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$$

- À l'ELU :  $p_u = 1.35 \times 19.471 + 1.5 \times 2.5 = 30.04 \text{ KN/ml}$

- À l'ELS :  $p_{ser} = 19.471 + 2.5 = 21.97 \text{ KN/ml}$

#### III.5.4. Ferrailage :

✓ ELU :

- En travée :  $M_t = \frac{Pl^2}{24} = 12.82 \text{ KN.m}$

- En appui :  $M_a = \frac{Pl^2}{12} = 25.63 \text{ KN.m}$

$$T = \frac{p \times l}{2} = \frac{30.04 \times 3.20}{2} = 48.064 \text{ KN}$$

➤ **En travée :**

$$d = h - c = 35 - 3 \text{ cm} = 32 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{12820}{25 \times 32^2 \times 14.2} = 0.0352 < \mu_l = 0.392$$

On n'a pas besoin d'armatures comprimées.

$$= 1.25 \left( 1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0373} \right) = 0.045$$

$$\beta = 1 - 0.4 \times 0.045 = 0.982$$

$$A = \frac{M_{ut}}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{12820}{348 \times 0.982 \times 32} = 1.172 \text{ cm}^2$$

➤ **Sur appui :**

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{25630}{25 \times 32^2 \times 14.2} = 0.0705 < \mu_l = 0.392$$

On n'a pas besoin d'armatures comprimées.

$$= 1.25 \left( 1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0705} \right) = 0.0914$$

$$\beta = 1 - 0.4 \times 0.0914 = 0.963$$

$$A = \frac{M_a}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{25630}{348 \times 0.963 \times 32} = 2.389 \text{ cm}^2$$

➤ **Vérification à ELS :**

$$M_{ser} = \frac{PL^2}{24} = 9.92 \text{ KN.m}$$

➤ **En travée :**

Aucune vérification à l'ELS si  $\alpha < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{F_{c28}}{100}$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{12.82}{9.73} = 1.32$$

$$\alpha = 0.045 \left( \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{F_{c28}}{100} \right) = 0.41 \text{ (Condition vérifiée)}$$

➤ **Sur appui :**

$$\alpha = 0.0914 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{F_{c28}}{100} = 0.435 \text{ (Condition vérifiée)}$$

➤ **Condition de non fragilité :**

$$A_{min} \geq 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{min} \geq 0.23 \times 25 \times 32 \times \frac{2.1}{400} \Rightarrow A_{min} \geq 0.97 \text{ cm}^2$$

➤ **Pourcentage minimale :**

$$A'_{\min} \geq 0.001 \times b \times h$$

$$A'_{\min} \geq 0.001 \times 25 \times 35 \Rightarrow A'_{\min} \geq 0.88 \text{ cm}^2$$

➤ **Pourcentage minimale : RPA99 ( art 7.4.2.1)**

$$A_{\min}^{RPA} = 0.9 \% b. h = 0.009 \times 25 \times 35 = 7.875 \text{ cm}^2$$

➤ **Choix de ferrailage :**

➤ **En travée :**

$$A_s = \max (1.172; 0.97; 0.88; 7.875) \Rightarrow A_s = 7.875 \text{ cm}^2 \text{ on adopte } 6\text{HA}14 = 9.24 \text{ cm}^2$$

➤ **Sur appuis :**

$$A_s = \max (2.389; 0.97; 0.88; 7.875) \Rightarrow A_s = 7.875 \text{ cm}^2 \text{ on adopte } 6\text{HA}14 = 9.24 \text{ cm}^2$$

### **III.5.5 . VERIFICATION :**

#### **III .5.5.1 . vérification de l'effort tranchant :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{48.064}{0.25 \times 0.32} = 600.8 \text{ KN/m}^2 = 0.6 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min 0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} = 3.33 \text{ MPa} > \tau_u = 0.574 \text{ MPa}$$

➤ **Armatures transversales :**

D'après le RPA (art.7.5.2.2) :  $A_t = 0,003 S b$

$$S = \min \frac{35}{4}; 12 \text{ L} = \min \frac{35}{4}; 12 \text{ L} = 8.75 \text{ cm}$$

La valeur du diamètre  $\phi$  des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé .  $\phi = 5 \text{ cm}$

$$A_t = 0.003 \times 8.75 \times 35 = 0.9187 \text{ cm}^2, \text{ dans la zone nodale on adopte } 4\phi 8 (2.01 \text{ cm}^2)$$

$$\cdot S \leq \frac{h}{2} = 17.5 \text{ cm} , \text{ Dans la zone courante}$$

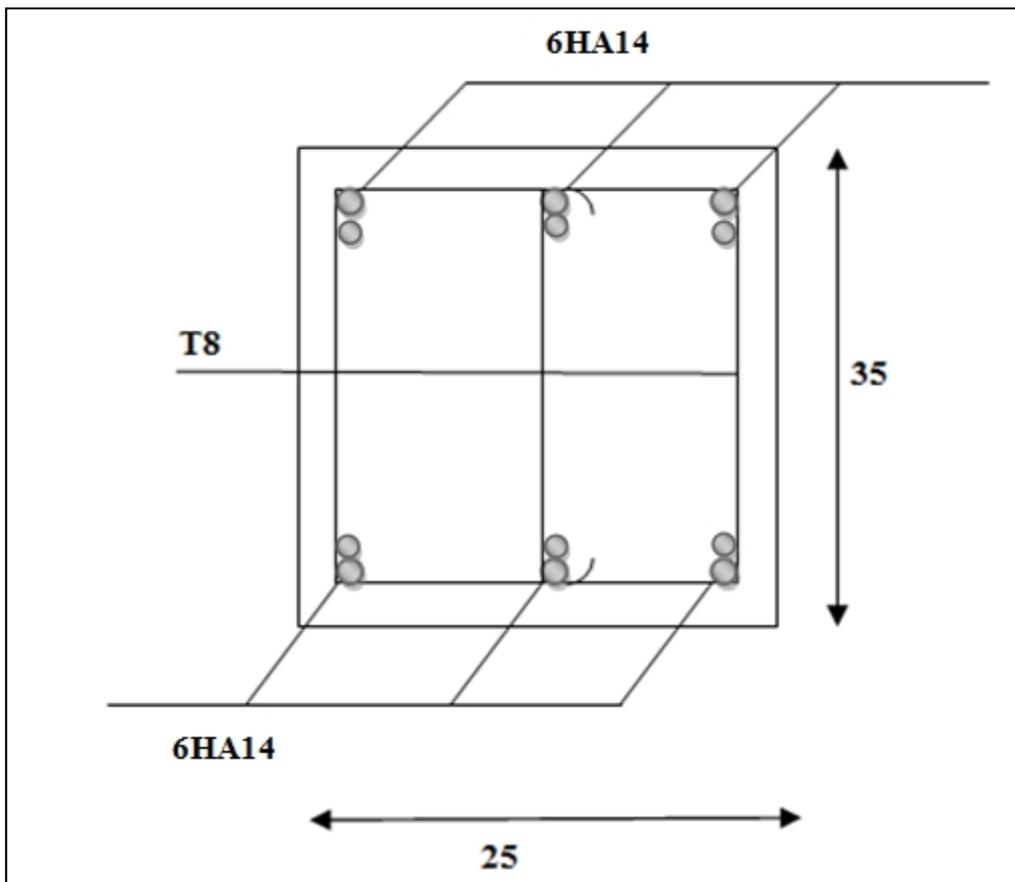
$$A_t = 0.003 \times 17.5 \times 35 = 1.83 \text{ cm}^2 , \text{ donc on adopte } 4\phi 8 (2.01 \text{ cm}^2).$$

**III .5.5.2 . Vérification de la flèche :**

$$\frac{h}{L} \frac{M_t}{10M_0} = \frac{35}{355} = 0.0985 \quad 0.0333 \quad \text{condition vérifiée}$$
$$\frac{A}{b_0 \cdot d} \frac{4.2}{Fe} = > \frac{4.38}{25 \times 32} = 0.00547 \quad 0.0105 \quad \text{condition vérifiée}$$
$$\frac{h}{L} \frac{1}{16} = > \frac{35}{355} = 0.0985 \quad \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \text{condition vérifiée}$$

✓ Donc la flèche est vérifiée.

**III.5.6 .Ferrailage de la poutre palier :**



**Figure.III.5.2:** Schéma statique de la poutre palière

### Chapitre IV : Etude dynamique et sismique

#### **IV.1.Introduction:**

Un séisme ou un tremblement de terre se traduit en surface par des vibrations du sol. Il provient de la fracturation des roches en profondeur. Cette fracturation est due à une grande accumulation d'énergie qui se libère, en créant ou en faisant rejouer des failles, au moment où le seuil de rupture mécanique des roches est atteint.

La croûte terrestre est constituée de plusieurs grandes plaques qui évoluent les unes par rapport aux autres : certaines s'écartent, d'autres convergent, et d'autres coulissent. Environ 90% des séismes sont localisés au voisinage des limites de ces plaques.

Lorsque les contraintes dépassent un certain seuil, une rupture d'équilibre se produit et donne naissance aux ondes sismiques qui se propagent dans toutes les directions et atteignent la surface du sol. Ces mouvements du sol excitent les ouvrages par déplacement de leurs appuis et sont plus ou moins amplifiés dans la structure. Le niveau d'amplification dépend essentiellement de la période de la structure et de la nature du sol. Ce qui implique de bien faire toute une étude pour essayer de mettre en exergue le comportement dynamique de l'ouvrage. Parmi les catastrophes naturelles qui affecte la surface de la terre, les secousses sismiques sont sans doutes seules qui ont le plus d'effet destructeur dans les zones urbanisées.

Les phénomènes sismiques ne sont pas encore parfaitement connus, et les tremblements de terre importants sont antérieurs à ce dont peut se souvenir la mémoire collective urbaine, c'est pour quoi la plus part des nations ne sont pas encore mises à l'abri de ce risque social et économique majeur. La plus part des habitants des zones à risque sont au courant des antécédents sismiques plus par l'ouïe que par l'expérience personnelle directe. Or la prise de conscience est indispensable mais elle ne suffit pas pour inciter à l'action. En général on a tendance à surévaluer la probabilité des événements que l'on souhaite et à sous estimer la probabilité de ceux que l'on redoute.

La sensibilisation à ce risque ne se fait que très progressivement dans la population, le milieu professionnel et la puissance publique. Pour que cette démarche puisse aboutir, il faut qu'elle trouve un écho au sein de tous les milieux concernés.

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.

### **IV.2. Conception la structure du bâtiment :**

#### **IV.2.1 Structure de contreventement :**

L'ouvrage rentre dans le cadre de l'application des **RPA99/Version2003**. D'après les conditions de l'article 3.4.A pour les structures en béton armé, on ne peut pas adopter un contreventement par portique auto stable puisque la hauteur totale du bâtiment dépasse les 14m. 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 ya lieu également de vérifier les conditions suivantes :

- Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.
- Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi qu'aux sollicitations résultant de leur interaction à tous les niveaux.
- Les portiques doivent reprendre outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant de l'étage.

### **IV.3. Objectif de l'étude dynamique :**

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ces Vibrations Libres Non Amorties.

L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente, est souvent très complexe. C'est pour cela qu'on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser.

Alors la résolution de l'équation du mouvement d'une structure tridimensionnelle en vibrations libres ne peut se faire manuellement à cause du volume de calcul.

L'utilisation d'un logiciel préétablie en se basant sur la méthode des éléments finis par exemple « SAP2000, ETABS, ROBOT... » Avec une modélisation adéquate de la structure, peut aboutir à une meilleure définition des caractéristiques dynamiques propres d'une structure donnée.

### **IV.4.Méthode de calcul RPA99 (Art. 4.1.1) :**

Le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes:

- par la méthode statique équivalente.
- par la méthode d'analyse modale spectrale.
- par la méthode d'analyse dynamique par accélération grammes

### **IV.4.1. Méthode analyse statique équivalente RPA99 (Art. 4.1.2) :**

#### **A) Principe de la méthode :**

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

Le mouvement du sol peut se faire dans une direction quelconque dans le plan horizontal. Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies par le projecteur. Dans le cas général, ces deux directions sont les axes principaux du plan horizontal de la structure.

#### **B) Modélisation des masses :**

Le modèle du bâtiment à utiliser dans chacune des deux directions de calcul est Plan avec les masses concentrées au centre de gravité des planchers et un seul degré de liberté en translation horizontale par niveau sous réserve que les systèmes de contreventement dans les deux (2) directions puissent être découplés,

La rigidité latérale des éléments porteurs du système de contreventement est calculée à partir de sections non fissurées pour les structures en béton armé ou en maçonnerie.

La résultante de force sismique à la base  $V_t$ , obtenue par combinaison de valeurs modales ne doit pas être inférieure à «80%» de la résultante des forces sismique déterminée par la méthode statique équivalente  $V$  par une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée, Si ( $V_d > 0,8V_s$ ) il faudra

augmenter tous les paramètres de la réponse calculés par la méthode modale (forces, déplacement, moments) dans le rapport  $0,8V_s/V_d$  (RPA99 (Art. 4.3.6)).

### **IV.4.2.Méthode dynamique spectrale modale :**

**A) Principe de la méthode :** Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentés par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

Pour offrir plus de performance, de capacité de calcul de vitesse d'exécution et de précision pour l'analyse dynamique ; on utilise le logiciel «**ROBOT** ».

**B) Nombre de mode à considérer :** Le RPA99/version2003 (article 4.3.4 -a) préconise de prendre en considération ce qui Suit:

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux Directions l'excitation doit être tel que :

\* la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au Moins de la masse totale de la structure.

\* Où que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la Structure.

- Le minimum de modes à retenir est de trois dans chaque direction considérée.

Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes K à Retenir doit être tel que :  $K \geq 3\sqrt{N}$  et  $T_K \leq 0.20$  sec

Où : N est le nombre de niveaux au dessus du sol et T la période du mode K.

**IV.5.Analyse de la structure :**

**IV.5.1. la 1<sup>ère</sup> variante :**

Pour la première proposition, on propose une structure en portiques sans voiles et ce malgré que le (RPA 2003) n'autorise pas ce type de contreventement en Zone III. Le but c'est d'avoir une idée sur la valeur de la période et de la flexibilité de la structure.

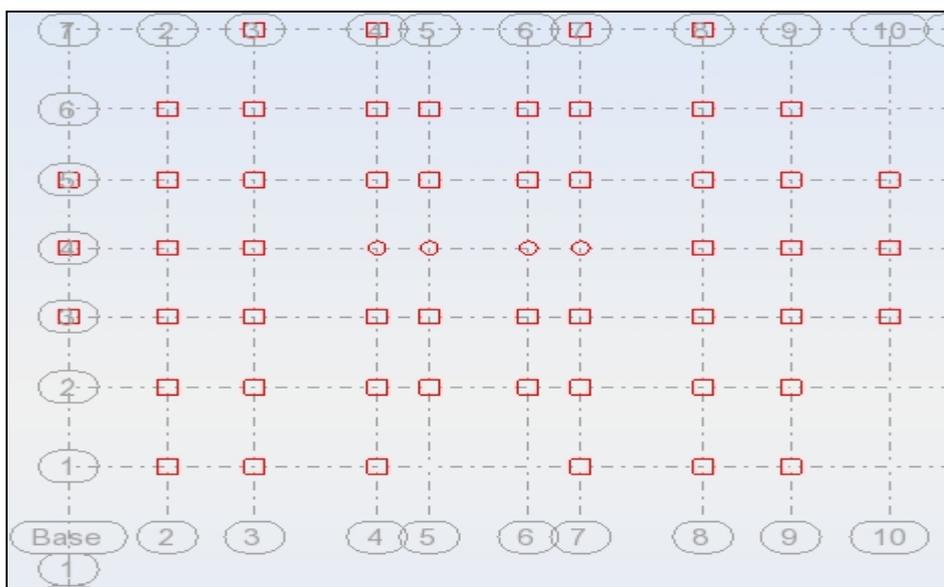


Figure .IV.1. Disposition des portiques

➤ **Périodes et coefficients de participation modaux :**

Les résultats obtenus de la structure sont récapitulés dans le tableau suivant :

Mode	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]
1	2,10	0,00	76,78	0,00	76,78
2	1,71	0,15	76,78	0,15	0,00
3	1,48	77,08	76,78	76,94	0,00
4	0,65	77,08	87,00	0,00	10,22
5	0,54	77,11	87,00	0,02	0,00
6	0,46	88,01	87,00	10,91	0,00
7	0,35	88,01	91,23	0,00	4,22

8	0,29	88,02	91,23	0,01	0,00
9	0,25	92,02	91,23	4,00	0,00
10	0,22	92,02	93,70	0,00	2,47

Tableau IV.1.résultat de la première variante.

➤ Les schémas des trois premiers modes de vibration :

Les trois premiers modes de vibration engendrés de cette disposition des portiques :

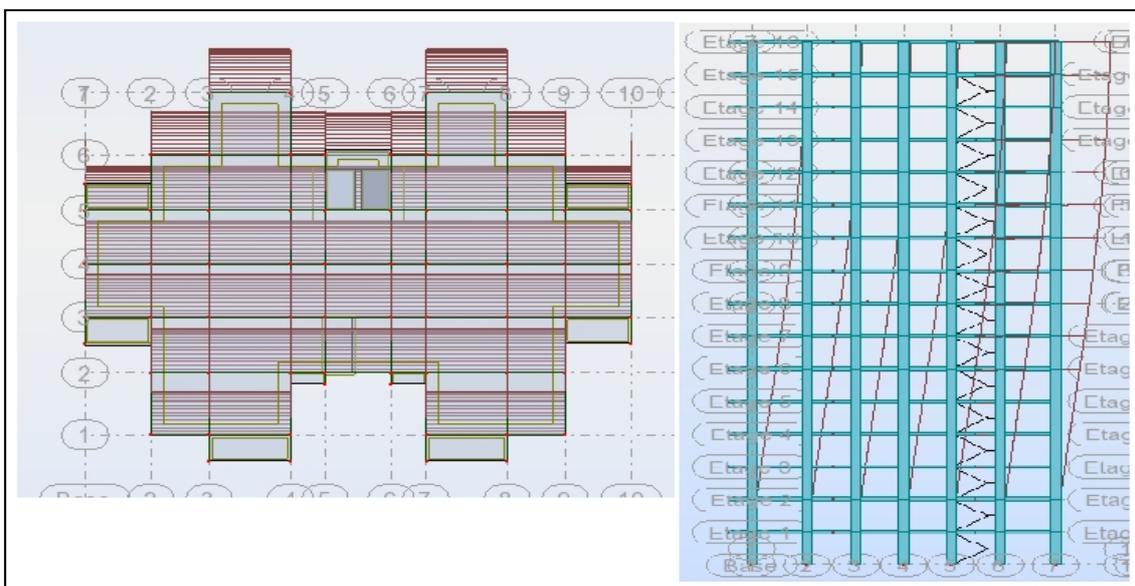


Figure .IV.2.: Premier mode de vibration (vue en plan et Vue 3D)

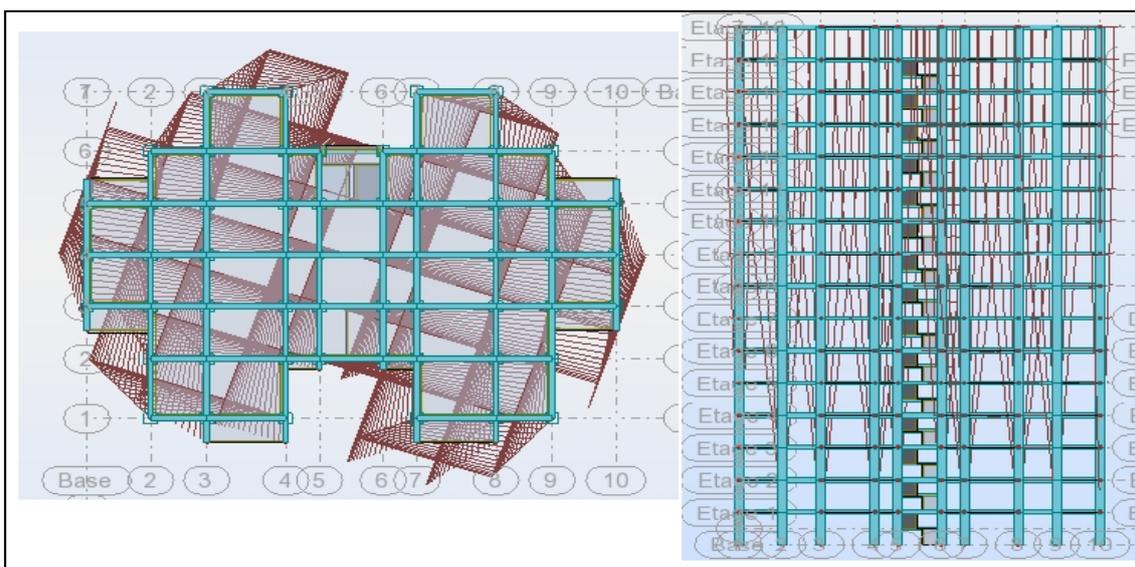
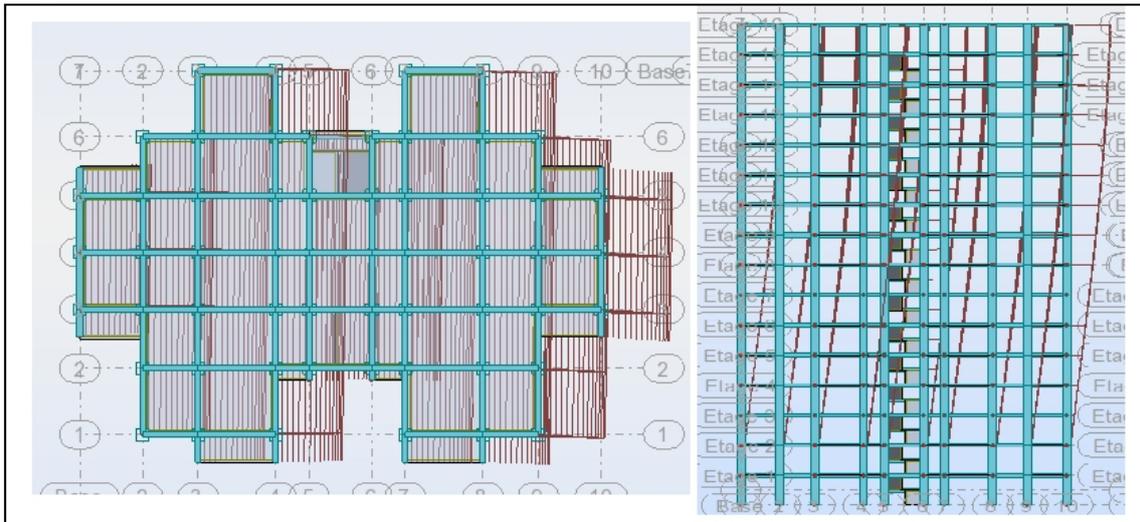


Figure .IV.3. Deuxième mode de vibration (vue en plan et Vue 3D).



**Figure .IV.4.** Troisième mode de vibration (vue en plan et Vue 3D).

### ✓ **Interprétation des résultats:**

D'après le tableau ci-dessus on constate ce qui suit :

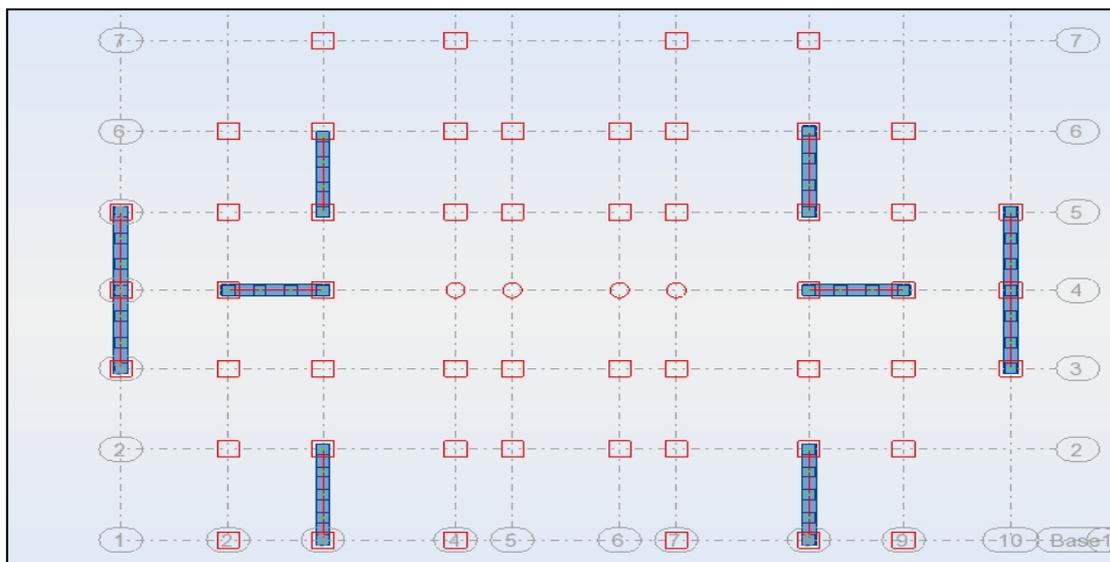
- \* le 1<sup>er</sup> mode est un mode de translation selon l'axe Uy= 76.78 % de participation de masse modale.
- \* le 2<sup>ème</sup> mode est mode torsion.
- \* la période fondamentale  $T_y= 2.10$  sec
- \* Il faut 9 modes pour assurer les 90% de participation de masses modales.

### **Conclusion :**

On constate que notre structure est trop souple  $T_y=2.1$  sec, on propose une structure en portiques avec voiles dans les deux directions.

**IV.5.2. la deuxième variante :**

La structure est présentée dans la figure suivante:



**Figure. IV.5.** Disposition des voiles en RDC

➤ **Périodes et coefficients de participation modaux :**

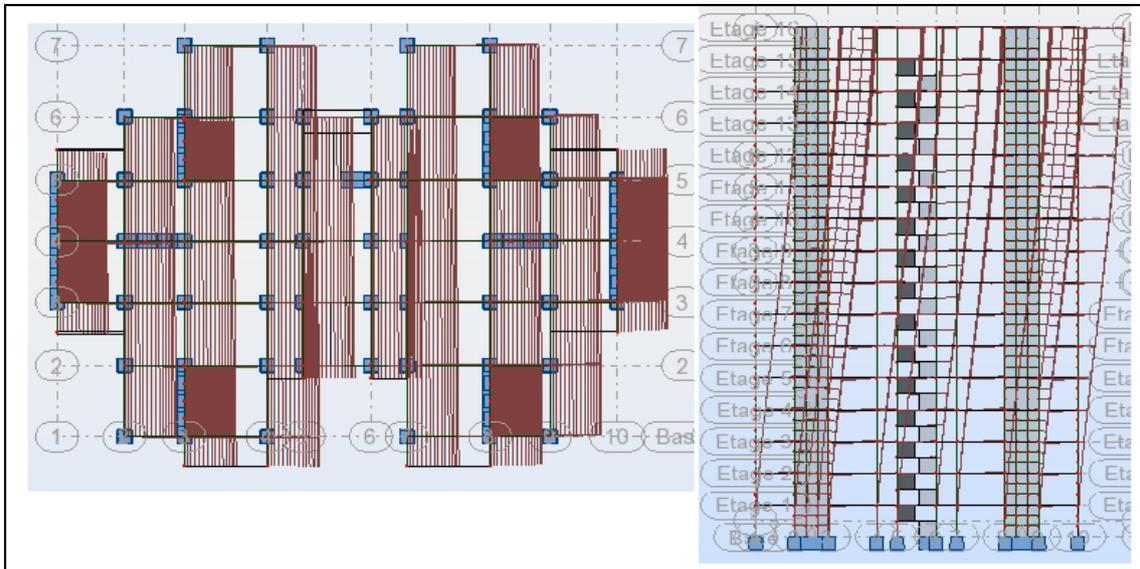
Les résultats obtenus de la structure sont récapitulés dans le tableau suivant :

Mode	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]
1	1,35	73,57	0,00	73,57	0,00
2	1,20	73,57	67,07	0,00	67,07
3	0,97	73,65	67,07	0,08	0,00
4	0,40	86,16	67,07	12,51	0,00
5	0,27	86,16	84,97	0,00	17,90
6	0,22	86,17	84,97	0,01	0,00
7	0,20	91,25	84,97	5,09	0,00
8	0,12	94,02	84,97	2,77	0,00
9	0,12	94,02	91,48	0,00	6,51
10	0,10	94,02	91,48	0,00	0,00

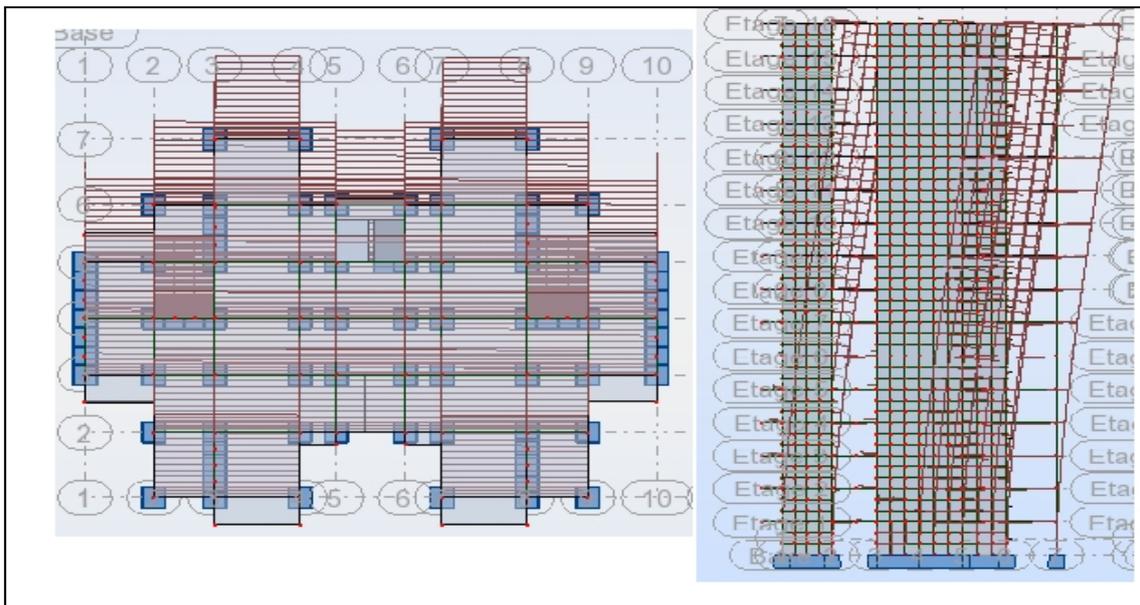
**Tableau IV.2.** résultat de la deuxième variante.

➤ **Les schémas des trois premiers modes de vibration :**

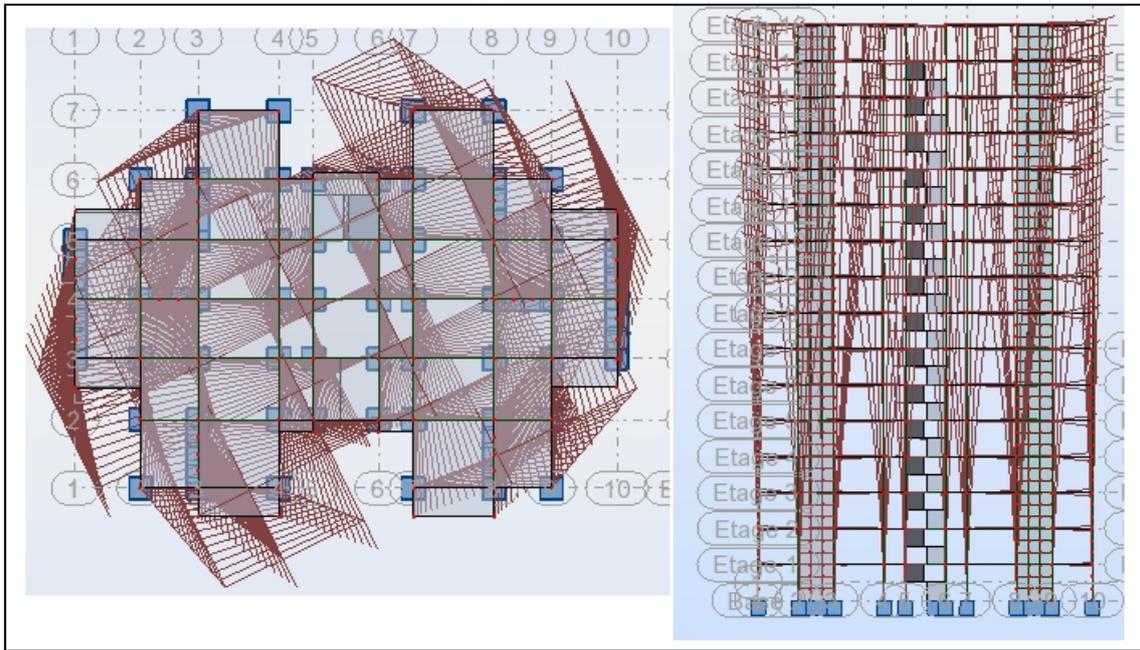
Les trois premiers modes de vibration engendrés de cette disposition des voiles :



**Figure .IV.6:** Premier mode de vibration (vue en plan et Vue 3D)



**Figure .IV.7:** Deuxième mode de vibration (vue en plan et Vue 3D)



**Figure .IV.8:** Troisième mode de vibration (vue en plan et Vue 3D).

✓ **Interprétation des résultats:**

D'après le tableau ci-dessus on constate ce qui suit :

- le 1<sup>er</sup> mode est un mode de translation selon l'axe  $U_x = 73.57\%$  de participation de masse modale.
- le 2<sup>ème</sup> mode est un mode de translation selon l'axe  $U_y = 67.07\%$  .
- le 3<sup>ème</sup> mode est mode torsion.
- le 90% de participation des masses modales on le 9 mode

**Conclusion :**

Malgré que cette variante ne présente aucune anomalie vis a vis du chargement sismique (absence de torsion) , On a constaté qu'après certaines vérifications que le facteur de comportement est égale à **4** et la structure est classée selon le RPA2003 art 3.4.4 b structure en portiques contreventée par voiles et dont la hauteur tolérée est de 33 m et le nombre de niveaux maximal autorisé est de 10 niveaux. ce qui ne correspond pas a mon cas (  $h=48.96$  m et le nombre de niveaux 15 niveaux).

**IV.5.3. Troisième variantes :**

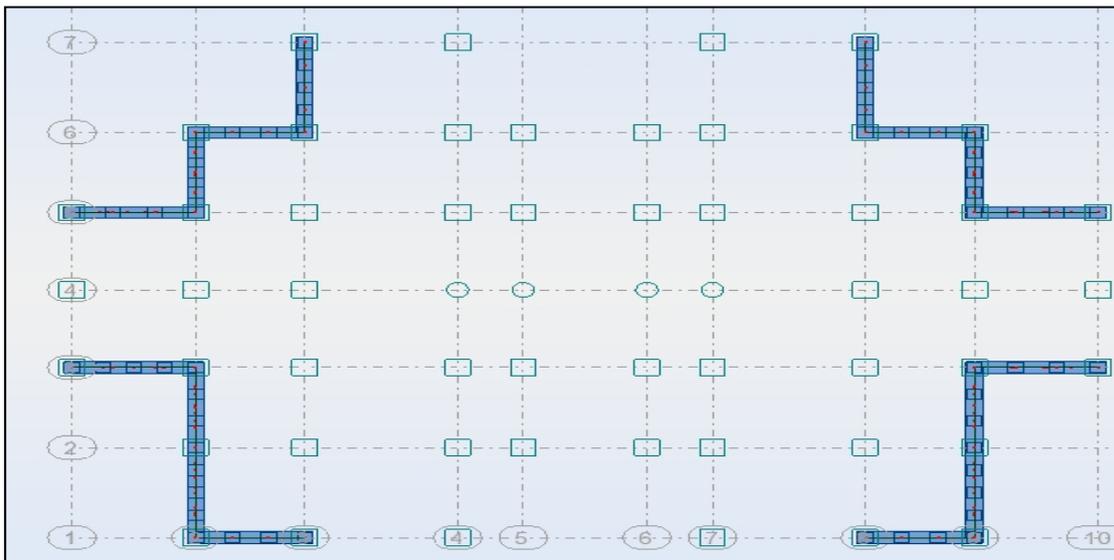
**Conception et analyse de la nouvelle structure :**

Suite à l’analyse de la structure précédente, plusieurs variantes ont été analysées pour pouvoir obtenir une structure ayant un système de contreventement optimal.

✓ **Proposition:**

Pour cette raison, on propose de changer la disposition et l’emplacement de certains voiles pour améliorer le comportement de la structure en particulier vis-à-vis de la torsion, Le nouveau système de contreventement se présente comme suit :

- ✓ 06 voiles Y (sens-y) de 15cm.
- ✓ 08 voiles X (sens-x) de 15cm.



**Figure .IV.9.** Disposition des voiles en RDC de la structure

➤ **Périodes et coefficients de participation modaux :**

Les résultats obtenus de la structure sont récapitulés dans le tableau suivant :

Mode	Période [sec]	Masses Cumulées $\Sigma UX$ [%]	Masses Cumulées $\Sigma UY$ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]
1	0,98	68,57	0,00	68,57	0,00

2	0,88	68,57	67,71	0,00	67,71
3	0,64	68,93	67,71	0,36	0,00
4	0,25	86,12	67,71	17,20	0,00
5	0,21	86,12	86,82	0,00	19,11
6	0,16	86,20	86,82	0,08	0,00
7	0,12	91,66	86,82	5,46	0,00
8	0,10	91,66	92,51	0,00	5,68
9	0,08	91,75	92,51	0,09	0,00
10	0,07	94,34	92,51	2,60	0,00

Tableau. IV.3. .résultat de la Troisième variante.

➤ Les schémas des trois premiers modes de vibration.

Les trois premiers modes de vibration engendrés de cette disposition :

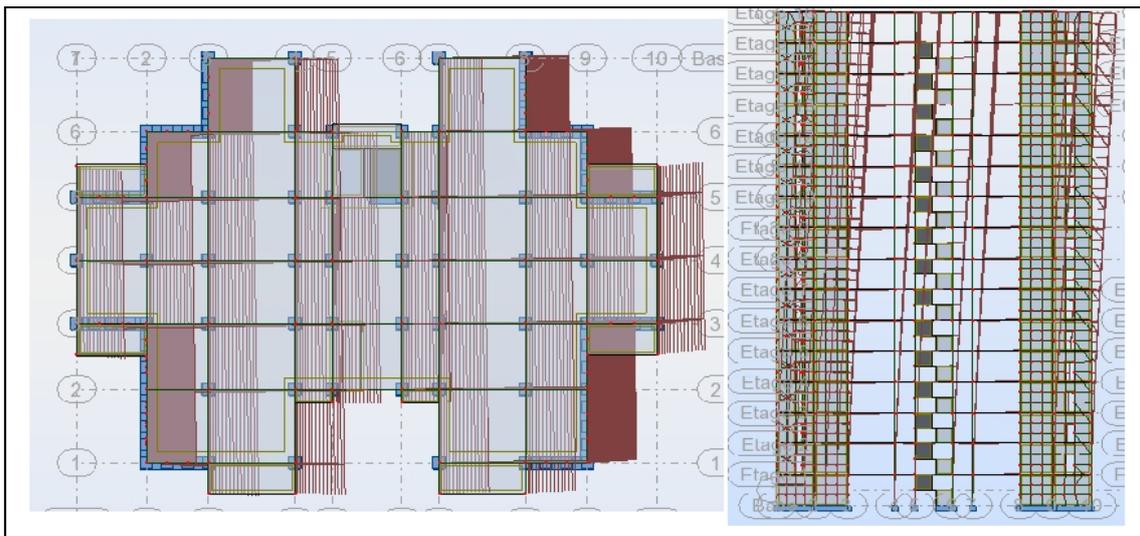
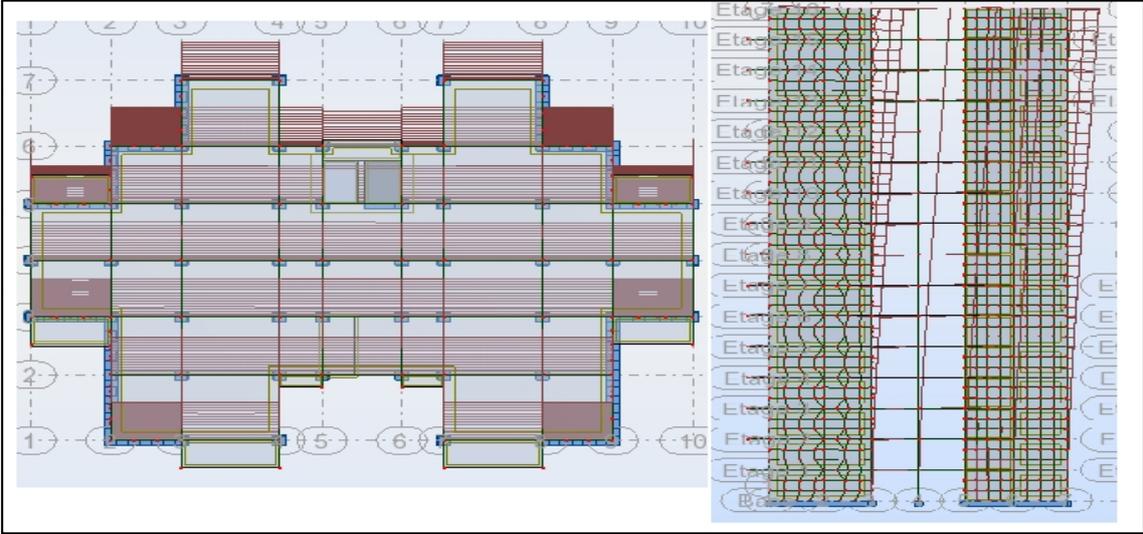
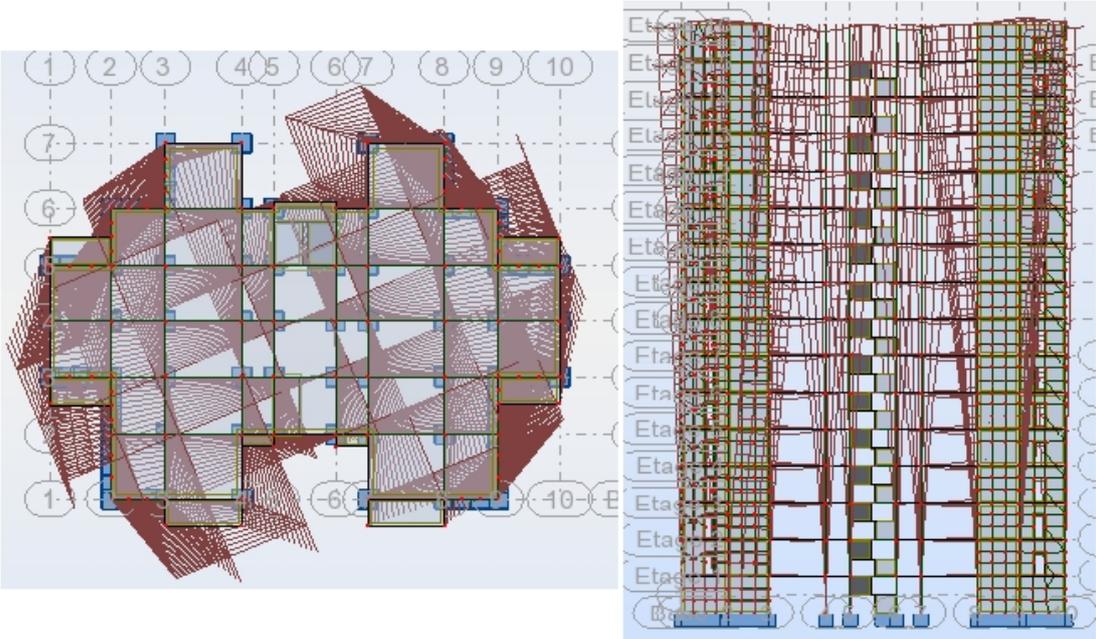


Figure .IV.10. Premier mode de vibration. vue en plan et Vue 3d (translation selon l'axe X)



**Figure .IV.11.** Deuxième mode de vibration. vue en plan et Vue 3d (translation selon l'axe Y avec)



**Figure .IV.12.** Troisième mode de vibration. vue en plan et Vue 3d (torsion) .

### ✓ **Interprétations des résultats :**

-On constate qu'il faut 7 modes pour atteindre 90% de participation des masses modales exigée par le RPA 99 VERSION 2003 ART 4.3.4.a.

-le 1<sup>er</sup> mode est un mode translation selon l'axe X avec 68.57 % de participation de masse modale.

-le 2<sup>ème</sup> mode est un mode translation selon l'axe Y avec 67.71 %de participation de masse modale.

-le 3<sup>ème</sup> mode est mode torsion pure .

-On constate que la majorité des modes sont indépendants (les modes de translation ne sont pas couplés avec la torsion)

- la période fondamentale  $T_x = 0.98\text{sec}$ .

- Il faut 7 modes pour assurer les 90% de participation de masses modales

### **Conclusion :**

Parmi les propositions de conception précédentes, nous retenons alors cette dernière pour la suite des calculs permettant d'avoir des modes et de formes propres satisfaisants.

### **Remarque:**

L'analyse dynamique de la structure nous a permis d'obtenir les résultats suivants:

- ◆ La période fondamentale  $T_x(\text{dyn}) = 0.98 \text{ s}$ .
- ◆ La période fondamentale  $T_y(\text{dyn}) = 0.88 \text{ s}$ .

Le RPA99/version 2003 (Art 4.2.4) préconise que la valeur de  $T(\text{dyn})$  calculée par la méthode numérique, ne doit pas dépasser 30% la **valeur empirique**.

**La période empirique :**

$$T = C_T h_N^{3/4}$$

$$T_e = 0.05 \times 48.96^{3/4} = 0.925 \text{ s}$$

$$T_x = \frac{0.09 \times h_N}{L_x} = \frac{0.09 \times 48.96}{\sqrt{28.20}} \rightarrow T_x = 0.829 \text{ s}$$

$$T_y = \frac{0.09 \times h_N}{L_y} = \frac{0.09 \times 48.96}{\sqrt{19.80}} \rightarrow T_y = 0.990 \text{ s}$$

**On a :**  $1.3 \times T_{ex} = 1.3 \times 0.829 = 1.07 \text{ s} > T_{x(\text{dyn})} = 0.829 \text{ s}$  ( la condition est vérifiée).

$1.3 \times T_{ey} = 1.3 \times 0.925 = 1.20 \text{ s} > T_{y(\text{dyn})} = 0.990 \text{ s}$  ( la condition est vérifiée).

**IV.6. système de contreventement :** Vérifications: selon RPA 99 version 2003  
(art 3.4.4.a).

L'effort tranchant au niveau de l'étage k est donné par la formule:

$$V_k = F_t + \sum_{i=k}^n F_i$$

$$V_{k \rightarrow F}$$

FX [T]	FX sur les poteaux [T]	FY [T]	FY sur les poteaux [T]	FZ [T]	FZ sur les voiles [T]
668.87	318.95	711.48	284.96	-9442.79	-1869.03

**Tableau VI.4 :** les efforts réduits sur les poteaux et les voiles.

$$\frac{F_{xpoteau}}{F_{xtotal}} = \frac{318.95}{668.87} = 47.68 \% > 25\%$$

$$\frac{F_{ypoteau}}{F_{ytotal}} = \frac{284.96}{711.48} = 40.05 \% > 25\%$$

$$\frac{F_{zvoiles}}{F_{ztotal}} = \frac{-1869.03}{-9442.79} = 19.79 \% < 20\%$$

Selon RPA 99 version 2003 (art 3.4.4.a) :

**Le Système de contreventement est mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d’interaction portiques –voiles.**

**IV.7. CALCUL DE L’ACTION SISMIQUE :**

➤ **Méthode statique Equivalente :**

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 :

$$V = \frac{A.D.Q}{R} .W$$

A : coefficient d’accélération de zone, donné par le tableau (4.1) de RPA 99/version 2003. la zone sismique et du groupe d’usage du bâtiment Dans notre cas, on est dans une Zone III et un Groupe d’usage 2.

Groupe D’usage	Zone			
	I	IIa	IIb	III
<b>1A</b>	0,15	0.25	0.30	0.40
<b>1B</b>	0.12	0.20	0.25	0.30
<b>2</b>	0.1	0.15	0.20	<b>0.25</b>
<b>3</b>	0.07	0.10	0.14	0.18

**Tableau .IV.5.** Coefficient d'accélération des zones

Nous trouverons : **A = 0.25**

**D** : est un facteur d’amplification dynamique moyen qui est fonction de la catégorie de site du facteur d’amortissement ( $\eta$ ) et de la période fondamentale de la structure ( $T$ ).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(T_2/3.0)^{2/3}(3.0/T)^{5/3} & T \geq 3.0s \end{cases}$$

Avec  $T_2$  : période caractéristique associée a la catégorie du site et donnée par le tableau 4.7 du RPA99/ version 2003, (site meuble  $S_3$ ) :  $T_2(S_3) = 0.5sec$

Site	$S_1$	$S_2$	$S_3$	$S_4$
$T_{1(sec)}$	0,15	0,15	0,15	0,15
$T_{2(sec)}$	0,30	0,40	0,50	0,70

Tableau VI.6 .Valeurs de  $T_1$  et  $T_2$

$\eta$  : Facteur de correction d'amortissement donnée par la formule :

$$\eta = \frac{7}{(2+\xi)} \geq 0.7$$

Où  $\xi(\%)$  est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

$\xi$  est donnée par le tableau 4.2 du RPA99 :  $\xi = 7 \%$

Remplissage	Portiques		Voiles ou murs
	Béton armé	Acier	Béton armé/maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

D'où  $\eta = 0,882 > 0.7$

$$\eta = 0.882$$

➤ **Estimation de la période fondamentale de la structure :**

$T$  : période fondamentale de la structure qui peut être estimée à partir des formules

empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

La méthode empirique à utiliser selon les cas est la suivante :

$$T = C_T \times H_N^{3/4} \quad (\text{Formule 4.6 du RPA})$$

$H_N$  : hauteur en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

$$H_N = 48.96 \text{ m}$$

$C_T$  : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage. Il est donné par le tableau 4.6 (RPA 99)

Cas n°	Système de contreventement	$C_T$
1	Portiques autostables en béton armé sans remplissage en maçonnerie	0,075
2	Portiques autostables en acier sans remplissage en maçonnerie	0,085
3	Portiques autostables 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

Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en BA =>  $C_T = 0.05$

$$\text{Donc : } T = 0.05 \times (48.96)^{3/4} = 0.925 \text{ s}$$

Pour ce type de contreventement, on peut également utiliser la formule :

$$T = \min \left\{ C_T h_N^{3/4}; \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{L}} \right\}$$

$L$  : la dimension du bâtiment mesurée à la base dans la direction de calcul considérée.

$$T_x = \frac{0.09 \times h_N}{L_x} = \frac{0.09 \times 48.96}{28.20} \quad T_x = 0.829 \text{ s}$$

$$T_y = \frac{0.09 \times h_N}{L_y} = \frac{0.09 \times 48.96}{19.80} \quad T_y = 0.990 \text{ s}$$

$$\blacksquare \text{ Sens X : } T_x = 0.829 \text{ s} \quad (T_2 \leq T_x \leq 3.0)$$

## Chapitre IV : Etude dynamique et sismique

---

- Sens Y :  $T_y = 0.990 \text{ s}$  ( $T_2 \leq T_Y \leq 3.0$ )

D'après RPA99/version 2003, il faut utiliser la plus petite valeur des périodes obtenues dans chaque direction

- Sens X :  $T_x = 0.829 \text{ s}$  ( $T_2 \leq T_x \leq 3.0$ )

- Sens Y :  $T_y = 0.925 \text{ s}$  ( $T_2 \leq T_Y \leq 3.0$ )

$$D = 2.5 \eta \frac{T_2}{T}^{2/3} \text{ si } T_2 > T \geq 3.0 \text{ sec}$$

$$D_x = 2.5 \times 0.882 \times \frac{0.5}{0.829}^{0.666} \quad D_x = 1.574$$

$$D_y = 2.5 \times 0.882 \times \frac{0.5}{0.925}^{0.666} \quad D_y = 1.463$$

**R** : coefficient de comportement de la structure, donné par le tableau 4.3 (RPA99)

Pour une structure mixte portiques voiles avec interaction  $\Rightarrow \mathbf{R} = 5$

**Q** : est le facteur de qualité et est fonction de :

Sa valeur est déterminé par la formule :  $\mathbf{Q} = 1 + \Sigma \mathbf{P}_q$

Critère q »	<b>P<sub>q</sub></b>		
	Observé	N/observé	condition
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	✓ 0	0,05	observé
2. Redondance en plan	✓ 0	0,05	observé
3. Régularité en plan	0	✓ 0,0 5	N. observé
4. Régularité en élévation	✓ 0	0,05	observé
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0	✓ 0,0 5	N. observé
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0	✓ 0,1 0	N. observé

**Tableau. IV.7 : Valeurs des pénalités P<sub>q</sub>**

## Chapitre IV : Etude dynamique et sismique

---

A partir du tableau 4.4 de RPA 99 version 2003 on trouve :  $Q=1.2$

$W$  : poids total de la structure.

$W$  est égal à la somme des poids  $W_i$  calculés à chaque niveau ( $i$ ) .

$$W = \sum w_i \quad \text{Avec : } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

$W_{Gi}$  : poids dû aux charges permanentes

$W_{Qi}$  : la charge d'exploitation

$\beta$  : coefficient de pondération donné par le tableau 4.5 (RPA)

Pour un bâtiment d'habitation  $\Rightarrow \beta = 0.20$

Donc à chaque niveau :  $W_i = W_{Gi} + 0,2W_{Qi}$  Avec :  $W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$

Donc :  $W = \sum w_i = 8514.32$  (T)

**Résumé des résultats :**

Sens	A	D	R	Q	W(T)	V dyn (T)	Vst (T)	0,8Vst	
Longitudinale (X-X)	0.25	1.574	5	1,2	8514.32	668.87	804.092	643.273	C.V
Transversale (Y-Y)	0.25	1.463	5	1,2	8514.32	711.48	747.387	597.30	C.V

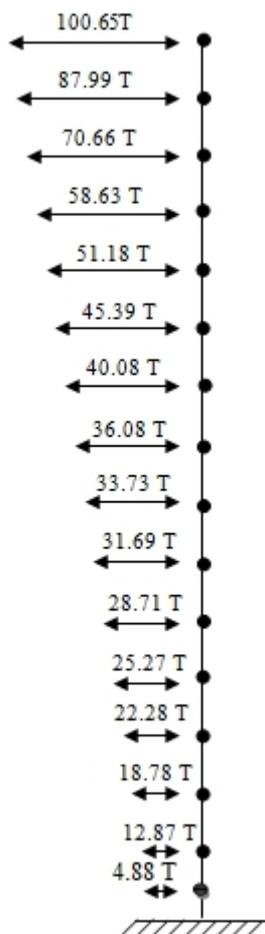
**Tableau. IV.8:** les résultats des forces sismiques

Donc :  $V_{\text{dyn}} > 0,8 \times V_{\text{stat}}$  (RPA99 art 4.3.6)  $\Rightarrow$  Condition vérifiée

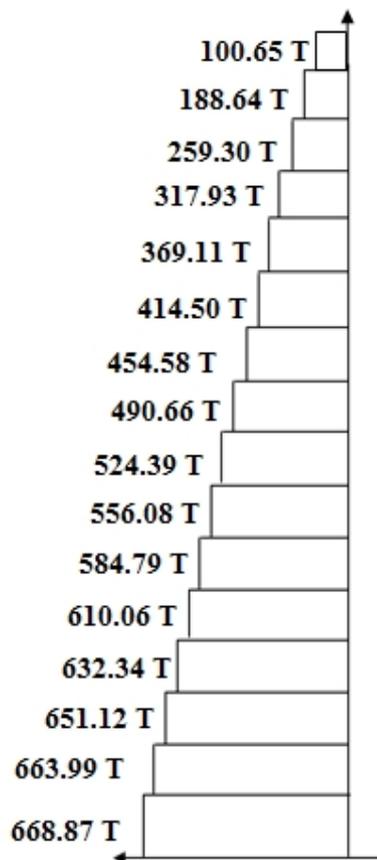
➤ Distribution horizontale de la force sismique :

Sens X:

Force sismique par niveau[T]

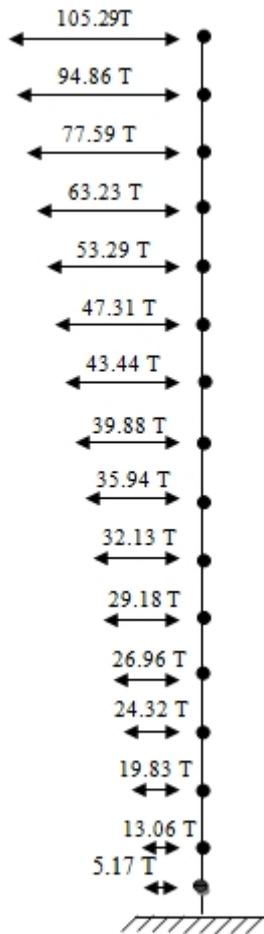


Effort tranchant par niveau [T]

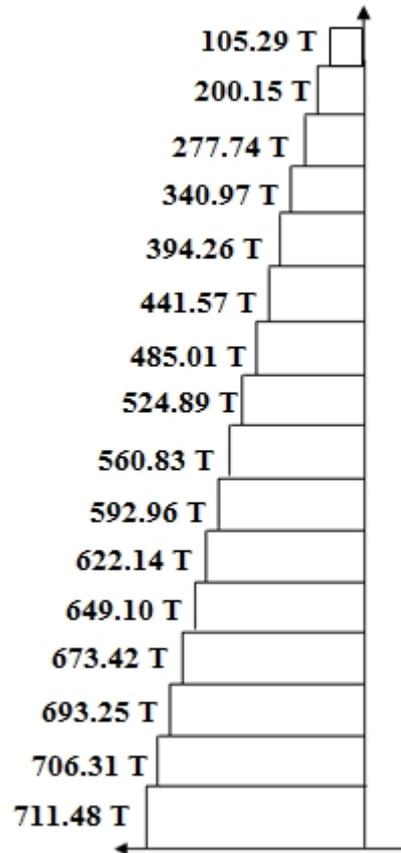


Sens Y:

Force sismique par niveau[T]



Effort tranchant par niveau [T]



**IV.8. Vérification les déplacements:**

Le déplacement horizontal à chaque niveau « k » de la structure est calculé comme suit:  $\delta_k = R \cdot \delta_{ek}$

$\delta_{ek}$  : Déplacement dû aux forces sismique  $F_i$

R : coefficient de comportement = 5

$\Delta_K$  : le déplacement relatif au niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » est égal à

$$\Delta_K = \delta_k - \delta_{k-1}$$

Etage	$\delta_{kx}(\text{cm})$	$\Delta x_{(\text{cm})} = \delta_k - \delta_{k-1}$	$\delta_{ky}(\text{cm})$	$\Delta y_{(\text{cm})} = \delta_k - \delta_{k-1}$
RDC	0,3	0,3	0,3	0,3
1	1,0	0,6	0,8	0,5
2	1,8	0,9	1,5	0,7
3	2,8	1,0	2,3	0,8
4	4,0	1,1	3,2	0,9
5	5,2	1,2	4,3	1,0
6	6,5	1,3	5,4	1,1
7	7,9	1,4	6,5	1,2
8	9,3	1,4	7,7	1,2
9	10,6	1,4	9,0	1,2
10	12,0	1,4	10,2	1,2
11	13,4	1,3	11,4	1,2
12	14,7	1,3	12,7	1,2
13	15,9	1,3	13,9	1,2
14	17,2	1,2	15,0	1,2
15	18,3	1,2	16,1	1,1

**Donc:**  $\Delta_1, \Delta_2, \dots, \Delta_{\text{RDC}}$  sont inférieurs à  $\Delta_{\text{adm}} = 1\%(h) = 1\%(3,06) = 0,0306\text{m} = 3,06\text{cm}$

**IV.9.Caractéristique géométrique et massique:**

➤ **Centre de masse :**

Le centre de masse d'un niveau considère est simplement le centre de gravité de la structure, on peut dire aussi qu'il est calculé le point d'application de la résultante des efforts horizontaux extérieurs (vents ; séisme).il est calcule comme étant le barycentre des masses de structure dont les coordonnées sont données par rapport à un repère (globale) de la structure (XOY) par la formules suivantes :

$$X_G = \frac{\sum M_i \cdot x_i}{\sum M_i} \quad Y_G = \frac{\sum M_i \cdot y_i}{\sum M_i}$$

**Avec :**

$M_i$  : masse de l'élément considéré.

$X_i$  : coordonnées du centre de gravité de l'élément  $i$  par rapport au repère  $(x, o, y)$ .

$Y_i$  : coordonnées du centre de gravité de l'élément  $i$  par rapport au repère  $(x, o, y)$ .

➤ **Centre de torsion :**

Le centre de torsion est le barycentre des rigidités de l'ensemble des éléments constituant le contreventement de la structure, autrement dit c'est le point par lequel passe la résultante des réactions des voiles et des poteaux.

- Si le centre de torsion et le centre de masse se confondent ; les efforts horizontaux (séisme, vent...etc.) ne provoquent qu'une translation sur la structure.
- -Si les deux centres sont excentrés la résultante provoque une translation et une rotation ce qui nous ramène à tenir compte dans les calculs un effort tranchant supplémentaire.

La position du centre de torsion se détermine à partir les formules suivantes :

$$X_{CT} = \frac{\sum I_{xj} X_j}{\sum I_{xj}} \quad Y_{CT} = \frac{\sum I_{yj} Y_j}{\sum I_{yj}}$$

	Position du centre de masse		Position du centre de Torsion		
	W [t]	$X_G(m)$	$Y_G(m)$	$X_{CR}(m)$	$Y_{CR}(m)$
RDC	534,76	14,11	9,38	14.10	9.22
1	529,33	14,10	9,35	14.10	9.07
2	529,33	14,10	9,35	14.10	9.07
3	529,33	14,10	9,38	14.10	9.07
4	529,33	14,10	9,35	14.10	9.07
5	529,33	14,10	9,35	14.10	9.07
6	529,33	14,10	9,38	14.10	9.07
7	529,33	14,10	9,35	14.10	9.07

8	529,33	14,10	9,35	14.10	9.07
9	529,33	14,10	9,38	14.10	9.07
10	529,33	14,10	9,35	14.10	9.07
11	529,33	14,10	9,35	14.10	9.07
12	529,33	14,10	9,38	14.10	9.07
13	529,33	14,10	9,35	14.10	9.07
14	526,29	14,09	9,35	14.10	9.07
15	571,98	14,09	9,38	14.10	9.02

Tableau .IV.9 :Les résultats des différents centres de gravité et de rigidité.

#### IV.10. Excentricite :

L'excentricité est la distance entre le centre de masse et le centre de torsion, donnée par les formules suivant :

$$e_x = | X_{CT} - X_{CM} |$$

$$e_y = | Y_{CT} - Y_{CM} |$$

Le tableau suivant résume les résultats :

Nom	Masse [t]	G (x,y,z) [m]	R (x,y,z) [m]	ex0 [m]	ey0 [m]	ex1 [m]	ey1 [m]
Etage 1	534,76	14,11 9,38 1,53	14,10 9,22 1,90	0,01	0,16	1,41	1,07
Etage 2	529,33	14,10 9,35 4,59	14,10 9,07 4,97	0,00	0,28	1,41	1,07
Etage 3	529,33	14,10 9,35 7,65	14,10 9,07 8,03	0,00	0,28	1,41	1,07
Etage 4	529,33	4,10 9,35 10,71	4,10 9,07 11,09	0,00	0,28	1,41	1,07
Etage 5	529,33	4,10 9,35 13,77	4,10 9,07 14,15	0,00	0,28	1,41	1,07
Etage 6	529,33	4,10 9,35 16,83	4,10 9,07 17,21	0,00	0,28	1,41	1,07
Etage 7	529,33	4,10 9,35 19,89	4,10 9,07 20,27	0,00	0,28	1,41	1,07
Etage 8	529,33	4,10 9,35 22,95	4,10 9,07 23,33	0,00	0,28	1,41	1,07
Etage 9	529,33	4,10 9,35 26,01	4,10 9,07 26,39	0,00	0,28	1,41	1,07
Etage 10	529,33	4,10 9,35 29,07	4,10 9,07 29,45	0,00	0,28	1,41	1,07
Etage 11	529,33	4,10 9,35 32,13	4,10 9,07 32,51	0,00	0,28	1,41	1,07
Etage 12	529,33	4,10 9,35 35,19	4,10 9,07 35,57	0,00	0,28	1,41	1,07
Etage 13	529,33	4,10 9,35 38,25	4,10 9,07 38,63	0,00	0,28	1,41	1,07
Etage 14	529,33	4,10 9,35 41,31	4,10 9,07 41,69	0,00	0,28	1,41	1,07
Etage 15	526,29	4,09 9,33 44,37	4,10 9,07 44,75	0,01	0,26	1,41	1,07
Etage 16	571,98	4,09 9,30 47,43	4,10 9,02 47,81	0,01	0,28	1,41	1,07

Tableau .IV.10 :L'excentricité

### IV.11.L'excentricité accidentelle :

L'excentricité exigée par le **RPA 99V2003** (art4.2.7) est de **5%** de la plus grande dimension en plan du bâtiment :

- $e_{ax}=0.05 L_x$  avec :  $L_x= 28.20$  m  $e_{ax} = 1,41$  m
- $e_{ay}=0.05 L_y$  avec :  $L_y= 19.80$  m  $e_{ay} = 1.07$  m

L'excentricité a prendre dans le calcul :

- $e_{ax} = 1.41$  m
- $e_y = 1.07$  m

### IV.12.Justification de l'effort P-Δ :

L'effet du second ordre (ou effet de P-Δ) peut être négligé lorsque la condition suivante est satisfaisante à tous les niveaux :

L'article 5.9 du RPA99/version2003

$$\Theta = \frac{PK \cdot \Delta K}{VK \cdot hK} \leq 0,10$$

**P<sub>k</sub>** : poids total de la structure et des charges d'exploitation associée au dessus de niveau k

$$P_k = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta W_{qi})$$

**V<sub>k</sub>** : effort tranchant d'étage au niveau k.

**Δ<sub>k</sub>** : déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau k-1.

**h<sub>k</sub>** : hauteur de l'étage k.

**Sens X :**

étage	Wt(T)	dr UX [cm]	FX [T]	H(m)	<b>Θ</b>	<b>Vérification</b>
RDC	8514.32	0,3	668,87	3.06	0.01247	vérifiée
1	7984.99	0,6	663,99	3.06	0.02340	vérifiée
2	7455.66	0,9	651,12	3.06	0.03367	vérifiée

## Chapitre IV : Etude dynamique et sismique

---

3	6926.33	1,0	632,34	3.06	0.03631	vérifiée
4	6397	1,1	610,06	3.06	0.03769	vérifiée
5	5867.67	1,2	584,79	3.06	0.03934	vérifiée
6	5338.34	1,3	556,08	3.06	0.04078	vérifiée
7	4809.01	1,4	524,39	3.06	0.04195	vérifiée
8	4279.68	1,4	490,66	3.06	0.03990	vérifiée
9	3750.35	1,4	454,58	3.06	0.03774	vérifiée
10	3221.02	1,4	414,50	3.06	0.03555	vérifiée
11	2691.69	1,3	369,11	3.06	0.03038	vérifiée
12	2162.36	1,3	317,93	3.06	0.02889	vérifiée
13	1633.03	1,3	259,30	3.06	0.02675	vérifiée
14	1106.74	1,2	188,64	3.06	0.02300	vérifiée
15	534.76	1,2	100,65	3.06	0.02083	vérifiée

**Tableau. IV. 11:** Vérification de l'effet P- $\Delta$  pour le sens X

**Sens Y :**

étage	Wt(T)	dr UY [cm]	FY [T]	H(m)	$\Theta$	Vérification
RDC	8514.32	0,3	711,48	3.06	0.01173	vérifiée
1	7984.99	0,5	706,31	3.06	0.01847	vérifiée
2	7455.66	0,7	693,25	3.06	0.02460	vérifiée
3	6926.33	0,8	673,42	3.06	0.02688	vérifiée
4	6397	0,9	649,10	3.06	0.02898	vérifiée
5	5867.67	1,0	622,14	3.06	0.03082	vérifiée
6	5338.34	1,1	592,96	3.06	0.03236	vérifiée
7	4809.01	1,2	560,83	3.06	0.03082	vérifiée
8	4279.68	1,2	524,89	3.06	0.03197	vérifiée
9	3750.35	1,2	485,01	3.06	0.03032	vérifiée
10	3221.02	1,2	441,57	3.06	0.02860	vérifiée
11	2691.69	1,2	394,26	3.06	0.02677	vérifiée
12	2162.36	1,2	340,97	3.06	0.02486	vérifiée
13	1633.03	1,2	277,74	3.06	0.02305	vérifiée

## Chapitre IV : Etude dynamique et sismique

14	1106.74	1,2	200,15	3.06	0.02168	vérifiée
15	534.76	1,1	105,29	3.06	0.01825	vérifiée

**Tableau IV.12:** Vérification de l'effet P-Δ pour le sens Y

- Nous constatons que les déplacements inter étage ne dépassent pas le déplacement admissible, alors la condition de l'art 5.10 du RPA version 2003 est vérifiée

### IV.13. Justification vis-à-vis de l'équilibre d'ensemble :

La vérification se fera pour les deux sens (longitudinal et transversal) avec la relation suivante :

$$\frac{M_S}{M_R} \leq 1,5$$

$M_r$  : moment de renversement provoqué par les charges horizontales.

$$M_r = \sum F_i \times h_i$$

$M_s$  : moment stabilisateur provoqué par les charges verticales.

$$M_s = W \times \frac{L}{2}$$

W : le poids total de la structure

- **Sens X:**

**Tableau. IV.13: moment de renversement provoqué par les charges horizontales sens(X) :**

Etage	Fi (T)	hi (m)	Fi × hi
<b>RDC</b>	4,88	3,06	14,9328
<b>1</b>	12,87	6,12	78,7644
<b>2</b>	18,78	9,18	172,4004
<b>3</b>	22,28	12,24	272,7072
<b>4</b>	25,27	15,3	386,631

## Chapitre IV : Etude dynamique et sismique

5	28,71	18,36	527,1156
6	31,69	21,42	678,7998
7	33,73	24,48	825,7104
8	36,08	27,54	993,6432
9	40,08	30,6	1226,448
10	45,39	33,66	1527,827
11	51,18	36,72	1879,33
12	58,63	39,78	2332,301
13	70,66	42,84	3027,074
14	87,99	45,9	4038,741
15	100,65	48,96	4927,824

➤ **Verifications:**

$$M_s = 8514.32 \times \left(\frac{28.20}{2}\right) = 120051.9 \text{ T.m}$$

$$M_r = 6704.9 \text{ T.m}$$

$$\frac{M_s}{M_{Rr}} = 17.90489 > 1.5 \Rightarrow \text{Condition Vérifiée}$$

➤ **Sens Y :**

**Tableau. IV.14: moment de renversement provoqué par les charges horizontales sens (Y)**

Etage	Fk (T)	hi (m)	Fi × hi
RDC	5,17	3,06	15,8202
1	13,06	6,12	79,9272
2	19,83	9,18	182,0394
3	24,32	12,24	297,6768
4	26,96	15,3	412,488
5	29,18	18,36	535,7448
6	32,13	21,42	688,2246
7	35,94	24,48	879,8112
8	39,88	27,54	1098,295

9	43,44	30,6	1329,264
10	47,31	33,66	1592,455
11	53,29	36,72	1956,809
12	63,23	39,78	2515,289
13	77,59	42,84	3323,956
14	94,86	45,9	4354,074
15	105,29	48,96	5154,998

➤ **Verifications:**

$$M_s = 8514.32 \times (19.8/2) = 84291.768 \text{ T.m}$$

$$M_r = 24416.99 \text{ T.m}$$

$$\frac{M_s}{M_{Ry}} = 3.452 > 1,5 \rightarrow \text{Condition Vérifiée}$$

✓ La structure est stable, elle est vérifiée vis-à-vis du renversement selon les deux directions.

**Après** les changements et les modifications faites, les dimensions retenues définitivement sont les suivantes :

1-Poutres principales : (30×40) cm<sup>2</sup>

2-Poutres secondaires : (35×30) cm<sup>2</sup>

3-Epaisseur des voiles : e=15 cm

4- Poteaux : (65×70)= cm<sup>2</sup>

5- Poteaux circulaires :ϕ 60 cm.

**Conclusion :**

A travers les résultats obtenus et les différentes vérifications faites , nous pouvons conclure que la conception adoptée reflète le comportement typique d'une construction parasismique.et la structure s'avare une rigidité optimale contre les actions provoquées par les actions horizontales ( séisme , vent ....)..

### Chapitre V : Etude de vent

#### V.1 . Introduction:

Le vent est un phénomène de mouvement de l'air qui se déplace d'une zone de haute pression vers une zone de basse pression dans le domaine de génie civil les actions climatiques ont une grande influence sur la stabilité de l'ouvrage. Pour cela il faut tenir compte des actions dues au vent sur les différentes parois d'une construction

#### V.2 .Généralités et définitions :

On admet que le vent a une direction d'ensemble moyenne horizontale, mais qu'il peut venir de n'importe quel côté. L'action du vent sur un ouvrage et sur chacun de ses éléments dépend des caractéristiques suivantes :

- Vitesse du vent.
- Catégorie de la construction et de ses proportions d'ensemble.
- Configuration locale du terrain (nature du site).
- Position dans l'espace : (constructions reposant sur le sol ou éloignées du sol) .
- Perméabilité de ses parois : (pourcentage de surface des ouvertures dans la surface totale de la paroi).

#### V.3 .Application de RNV 99 :

- Le projet implanté dans la wilaya d'Alger → **Zone I** ( annexe -1 : RNV99).
- $q_{ref} = 375N/m^2$  (tableau 2.3 : RNV99).
- Catégorie terrain ( IV ) ( tableau 2.4 : RNV99).

catégories de terrain	$K_n$	$Z_n(m)$	$Z_{min}(m)$	$\epsilon$
IV Zone urbaines dont au moins 15% de la surface est occupée par des bâtiments de hauteur moyenne supérieure à 15 m	0.24	1	16	0.46

- Site plate ( tableau 2.5 : RNV99) →  $C_t = 1$

- Le calcul suit la réglementation de calcul d'une structure rectangulaire :

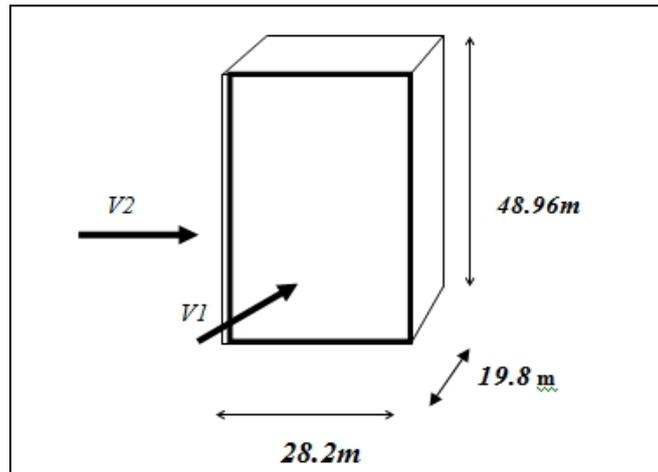
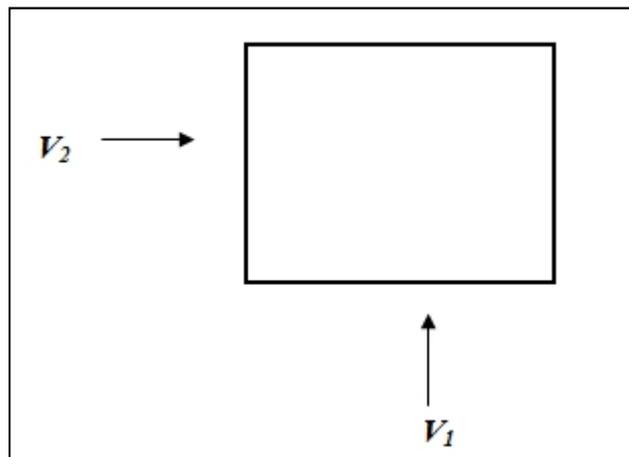


Figure. V.1: Forme de structure à étudier

**V.4. Choix du sens du vent** : (chap 02 - § 1.1.1 : RNV99).



**a) Coefficient dynamique  $C_d$ :**

D'après la figure 3.1 page 51. RNV99 ( par interpolation )

$V_1 \rightarrow C_d = 0.93 \text{ m} \quad ( h = 48.96 \text{ m} ; b = 28.5 \text{ m} )$

$V_2 \rightarrow C_d = 0.94 \text{ m} \quad ( h = 48.96 \text{ m} ; b = 19.8 \text{ m} )$

$C_d < 1.2$  : la structure est peut sensible aux excitations dynamiques

( chap 02 - § 3.2 : RNV99 ).

➤ **1<sup>er</sup> sens**

Evaluation de la pression due au vent ( q ) : ( chap 02 - § 1.2.2 : RNV99 ).

$$q_j = C_d \times W_j(Z)$$

$$q_j = C_d \times q_{dyn} \times [C_{pe} - C_{pi}]$$

Evaluation de la pression dynamique ( q<sub>dyn</sub> ) : ( chap 02 - § 3.2 : RNV99 ).

$$q_{dyn}(Z) = q_{ref} \times C_e(Z, j)$$

Evaluation de C<sub>e</sub>(Z) : ( chap 02 - § 3.3 : RNV99 ).

$$C_e(Z) = C_t^2(Z) \times C_r^2(Z) \times \left[ 1 + \frac{(7 \times K_t)}{(C_r(Z) \times C_t(Z))} \right]$$

Evaluation de C<sub>r</sub>(Z) j : ( **chap 02 - § 4.2 : RNV99** ).

$$C_r(Z) = K_t \times L_n \left( \frac{Z}{Z_o} \right) \quad \text{pour : } Z_{min} \leq Z \leq 200 \text{ m}$$

$$C_r(Z) = K_t \times L_n \left( \frac{Z_{min}}{Z_o} \right) \quad \text{pour : } Z \leq Z_{min} .$$

Zj (m)	Cr	Ce	Q <sub>dyn</sub> ( N/m <sup>2</sup> )
1.53	0.665	1.559	584.625
4.59	0.665	1.559	584.625
9.18	0.665	1.559	584.625
13.77	0.665	1.559	584.625
18.36	0.698	1.660	622.500
22.95	0.752	1.829	685.875
27.54	0.796	1.971	739.125
32.13	0.833	2.093	784.875
36.72	0.865	2.201	825.375
41.31	0.893	2.298	861.75
45.9	0.918	2.385	894.375
50.49	0.941	2.466	924.75

55.08	0.962	2.542	953.25
59.67	0.981	2.611	979.125
64.26	0.999	2.676	1003.5
68.85	1.016	2.739	1027.125

**b) Evaluation de la pression extérieure ( $C_{pe}$ ) :** ( chap 05 - § .1 : RNV99 ).

- Parois verticales :  $e = \min [ b , 2h ]$

Vue en plan

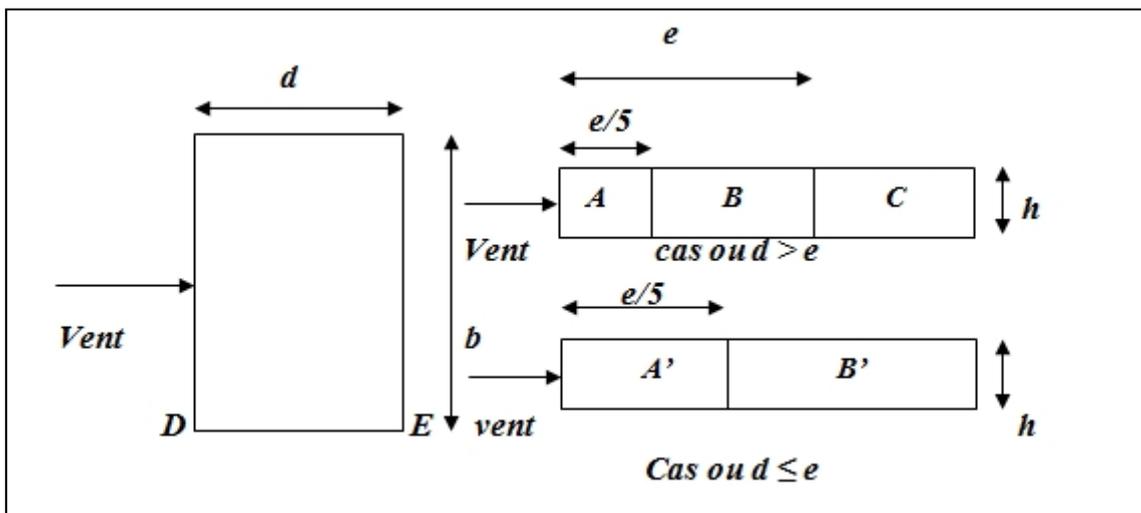


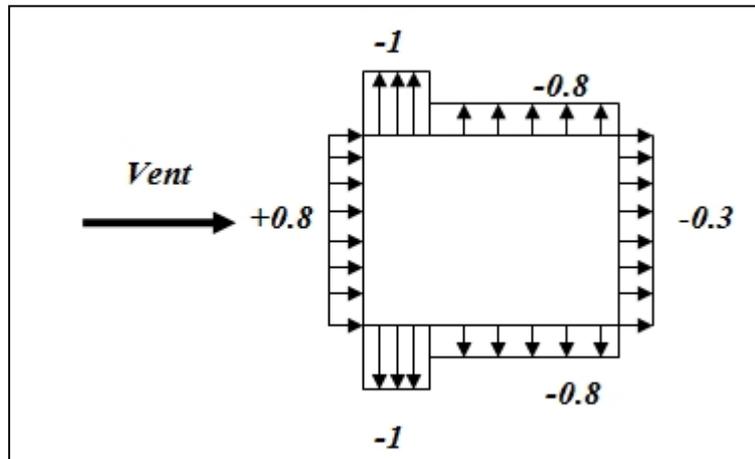
Figure V.2: Repartition des Zones de Pression extérieur sur les parois

## Chapitre V : Etude de vent

$$e = \min [ b , 2h ] = \min [ 28.5 , 2 \cdot 48.96 ] \quad \longrightarrow \quad e = 28.50 \text{ m}$$

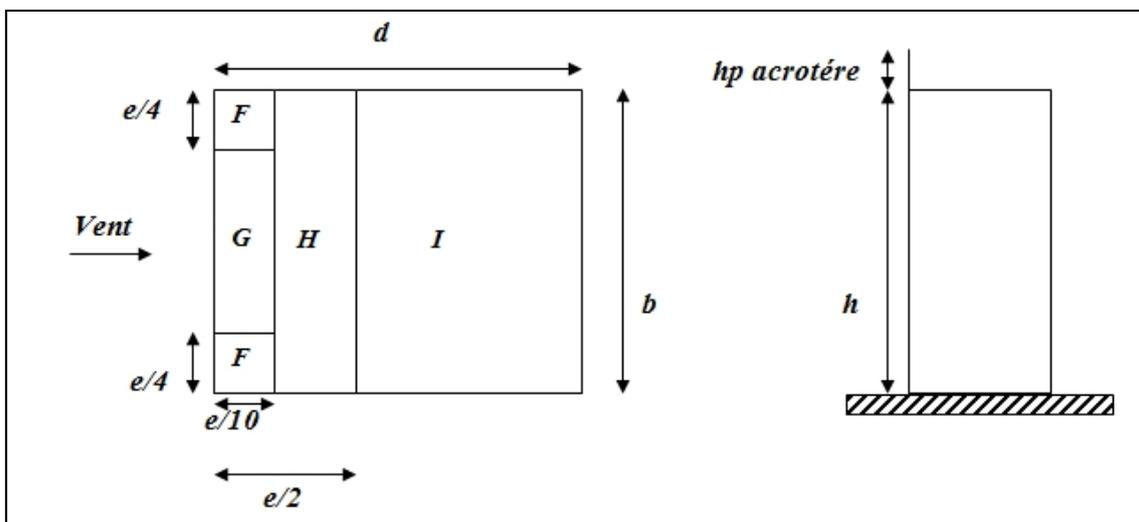
$$d = 19.80 \text{ m} \leq e = 28.50 \text{ m} \quad \longrightarrow \quad A', B' .$$

AA'		BB'		D		E	
$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$
-1.0	-1.3	-0.8	-1.0	+0.8	+1.0	-0.3	-0.3



**Tableau V.1:**  $C_{pe}$  pour les parois verticales de bâtiment à bas rectangulaire.

➤ **Toitures :**



**Figure V.3:** Répartition des zones de pression extérieur sur la toiture

$$C_{pe}=f( hp/h ) : \quad hp/h=0.60/48.96 =0.012$$

➤ **Evaluation de la pression intérieure ( $C_{pi}$ )** : ( chap 05 - §2.2.2 : RNV99 )

Dans le cas de bâtiments avec cloisons intérieure ; les valeurs suivantes doivent être utilisées :  $C_{pi} = 0.8$  et  $C_{pi} = -0.5$

➤ **Evaluation de la pression due vent ( $q$ )** :

	<b>F</b>	<b>G</b>	<b>H</b>	<b>I</b>
<b><math>C_{pe}</math></b>	<b>-1.60</b>	<b>-1.1</b>	<b>-0.7</b>	<b>± 0.2</b>

➤ **Parois verticales :  $C_{pi} = 0.8$**

Coefficients de Pression Exterieur des toitures Plates :

	<b>Z (m)</b>	<b><math>C_d</math></b>	<b><math>C_{pe}</math></b>	<b><math>C_{pi}</math></b>	<b><math>q_{dyn}</math> (<math>N/m^2</math>)</b>	<b><math>q(z)(N/m^2)</math> =<math>cd * q_{dy} * (c_{pe} - c_{pi})</math></b>
<b>A'</b>	1.53				584.625	-978.662
	4.59				584.625	-978.662
	9.18				584.625	-978.662
	13.77				584.625	-978.662
	18.36				622.500	-1042.065
	22.95				685.875	-1148.154
	27.54				739.125	-1237.295
	32.13				784.875	-1313.88
	36.72				825.375	-1381.677
	41.31				861.75	-1442.659
	45.9				894.375	-1497.183
	50.49				924.75	-1548.031
	55.08				953.25	-1595.74

## Chapitre V : Etude de vent

	59.67	0.93		0.8	979.125	-1639.055
	64.26				1003.5	-1679.859
	68.85				1027.125	-1719.107
B'	1.53				584.625	-869.922
	4.59				584.625	-869.922
	9.18				584.625	-869.922
	13.77				584.625	-869.922
	18.36				622.500	-926.28
	22.95				685.875	-1020.47
	27.54				739.125	-1099.81
	32.13				784.875	-1167.886
	36.72				825.375	-1228.15
	41.31				861.75	-1282.284
	45.9				894.375	-1330.83
	50.49				924.75	-1376.03
	55.08				953.25	-1418.44
	59.67				979.125	-1456.94
	64.26				1003.5	-1493.21
68.85	1027.125	-1528.362				
D	1.53			0.8	584.625	0
	4.59				584.625	0
					584.625	0
	13.77				584.625	0
	18.36				622.500	0
	22.95				685.875	0
	27.54				739.125	0
	32.13				784.875	0
	36.72				825.375	0
	41.31				861.75	0
	45.9				894.375	0
	50.49				924.75	0
	55.08				953.25	0

## Chapitre V : Etude de vent

	59.67				979.125	0
	64.26				1003.5	0
	68.85				1027.125	0
E	1.53		-0.3		584.625	-598.07
	4.59			584.625	-598.07	
	9.18			584.625	-598.07	
	13.77			584.625	-598.07	
	18.36			622.500	-636.82	
	22.95			685.875	-701.65	
	27.54			739.125	-756.124	
	32.13			784.875	-802.927	
	36.72			825.375	-844.358	
	41.31			861.75	-881.57	
	45.9			894.375	-914.945	
	50.49			924.75	-946.02	
	55.08			953.25	-975.174	
	59.67			979.125	-1001.164	
	64.26			1003.5	-1026.585	
	68.85				1027.125	-1050.75

➤ **Toiture :**

	Z (m)	C <sub>d</sub>	C <sub>pe</sub>	C <sub>pi</sub>	q <sub>dyn</sub> (N/m <sup>2</sup> )	q(z) (N/m <sup>2</sup> ) =cd*qdy*(cpe-cpi)
<b>F</b>	68.85	<b>0.93</b>	<b>-1.6</b>	<b>0.8</b>	1027.125	<b>-2292.543</b>
<b>G</b>			<b>-1.1</b>			<b>-1814.929</b>
<b>H</b>			<b>-0.7</b>			<b>-1432.839</b>
<b>I</b>			<b>± 0.2</b>			<b>-573.135</b>
						<b>-955.226</b>

## Chapitre V : Etude de vent

➤ **Force de frottement :** ( chap 02 - § .1.4. : RNV99 )

$$F_{fr} = \sum (q_{dun}(Z_j) \times C_{fr,j} \times S_{fr,j})$$

$d/b = 19.80/28.5 = 0.694 < 3$ .....condition non vérifié

$d/h = 19.80/48.96 = 0.40 < 3$ .....condition non vérifié

**Action de l'ensemble :** (chap 02 - § .1.4. RNV99).

	<b>Z (m)</b>	<b>q(z) (N/m<sup>2</sup>)</b>	<b>surface</b>	<b>R(z)<sub>x</sub> (N/m<sup>2</sup>)</b>	<b>R(z)<sub>y</sub> (N/m<sup>2</sup>)</b>
<b>D=b*3.06</b>	1.53	0	87.21	0	0
	4.59	0	87.21	0	0
	9.18	0	87.21	0	0
	13.77	0	87.21	0	0
	18.36	0	87.21	0	0
	22.95	0	87.21	0	0
	27.54	0	87.21	0	0
	32.13	0	87.21	0	0
	36.72	0	87.21	0	0
	41.31	0	87.21	0	0
	45.9	0	87.21	0	0
	50.49	0	87.21	0	0
	55.08	0	87.21	0	0
	59.67	0	87.21	0	0
64.26	0	87.21	0	0	
68.85	0	87.21	0	0	
<b>E=b*3.06</b>	1.53	-598.07	87.21	-52157.86	0
	4.59	-598.07	87.21	-52157.86	0
	9.18	-598.07	87.21	-52157.86	0
	13.77	-598.07	87.21	-52157.86	0
	18.36	-636.82	87.21	-55537.07	0
	22.95	-701.65	87.21	-61190.89	0
	27.54	-756.124	87.21	-65941.57	0

## Chapitre V : Etude de vent

	32.13	-802.927	87.21	-70023.26	0
	36.72	-844.358	87.21	-73635.76	0
	41.31	-881.57	87.21	-76881.71	0
	45.9	-914.945	87.21	-79792.35	0
	50.49	-946.02	87.21	-82415.19	0
	55.08	-975.174	87.21	-85044.92	0
	59.67	-1001.164	87.21	87311.51	0
	64.26	-1026.585	87.21	-89354.05	0
	68.85	-1050.75	87.21	-91635.90	0
<b>F=(e/10*e/4)*2</b>	68.85	<b>-2292.543</b>	40.61	0	-73703.9
<b>G=b-((e/4)*2)</b>		<b>-1814.929</b>	40.61	0	-73703.9
<b>H=(e/2-e/10)*b</b>		<b>-1432.839</b>	324.9	0	-465529.4
<b>I=(d-e/2)*b</b>		<b>-573.135</b>	158.17	0	-90652.76
		total		-1127395.6	-703589.96

➤ **Parois verticales** :  $C_{pi} = -0.5$

	Z (m)	$C_d$	$C_{pe}$	$C_{pi}$	$q_{dyn}$ (N/m <sup>2</sup> )	$q(z)$ (N/m <sup>2</sup> ) = $c_d * q_{dy} * (c_{pe} - c_{pi})$
	1.53				584.625	-271.506
	4.59				584.625	-271.506
	9.18				584.625	-271.506
	13.77				584.625	-271.506
	18.36				622.500	-289.462
	22.95				685.875	-318.931

## Chapitre V : Etude de vent

A <sup>c</sup>	27.54	0.93	-1	-0.5	739.125	-343.693
	32.13				784.875	-364.967
	36.72				825.375	-383.800
	41.31				861.75	-400.713
	45.9				894.375	-415.884
	50.49				924.75	-430.000
	55.08				953.25	-443.261
	59.67				979.125	-455.293
	64.26				1003.5	-466.627
	68.85				1027.125	-477.613
B <sup>c</sup>	1.53	-0.8			584.625	-163.110
	4.59				584.625	-163.110
	9.18				584.625	-163.110
	13.77				584.625	-163.110
	18.36				622.500	-173.677
	22.95				685.875	-191.359
	27.54				739.125	-206.215
	32.13				784.875	-218.980
	36.72				825.375	-230.279
	41.31				861.75	-240.428
	45.9				894.375	-249.530
	50.49				924.75	-258.000
	55.08				953.25	-265.956
59.67	979.125	-273.175				
64.26	1003.5	-279.976				
68.85	1027.125	-286.567				
	1.53				584.625	706.811
	4.59				584.625	706.811
					584.625	706.811
	13.77				584.625	706.811
	18.36				622.500	752.602
	22.95				685.875	829.222

## Chapitre V : Etude de vent

D	27.54	0.8		739.125	893.602
	32.13			784.875	948.913
	36.72			825.375	997.787
	41.31			861.75	1040.855
	45.9			894.375	1081.299
	50.49			924.75	1118.022
	55.08			953.25	1152.47
	59.67			979.125	1183.76
	64.26			1003.5	1213.231
	68.85			1027.125	1241.643
E	1.53	-0.3		584.625	108.740
	4.59			584.625	108.740
	9.18			584.625	108.740
	13.77			584.625	108.740
	18.36			622.500	115.785
	22.95			685.875	127.57
	27.54			739.125	137.477
	32.13			784.875	145.986
	36.72			825.375	153.519
	41.31			861.75	160.285
	45.9			894.375	166.353
	50.49			924.75	172.000
	55.08			953.25	177.304
	59.67			979.125	182.117
64.26	1003.5	186.651			
	68.85			1027.125	191.045

➤ **Toiture :**

Z (m)	C <sub>d</sub>	C <sub>pe</sub>	C <sub>pi</sub>	q <sub>dyn</sub> (N/m <sup>2</sup> )	q(z) (N/m <sup>2</sup> ) =cd*qdy*(cpe-cpi)
-------	----------------	-----------------	-----------------	--------------------------------------	---

## Chapitre V : Etude de vent

<b>F</b>	68.85	<b>0.93</b>	<b>-1.6</b>	<b>-0.5</b>	1027.125	<b>-1050.748</b>
<b>G</b>			<b>-1.1</b>			<b>-573.135</b>
<b>H</b>			<b>-0.7</b>			<b>-191.045</b>
<b>I</b>			<b>± 0.2</b>			<b>286.567</b>
						<b>668.658</b>

➤ **Force de frottement** : ( chap 02 - § .1.4. : RNV99 )

$$F_{fr} = \sum (q_{dun}(Z_j) \times C_{fr,j} \times S_{fr,j})$$

- $d/b = 19.80/28.5 = 0.694 < 3$ .....condition non vérifié
- $d/h = 19.80/48.96 = 0.40 < 3$ .....condition non vérifié

Donc les forces de frottements ne seront pas prises en com

➤ **Action de l'ensemble** : (chap 02 - § .1.4. RNV99).

	<b>Z (m)</b>	<b>q(z) (N/m<sup>2</sup>)</b>	<b>surface</b>	<b>R(z)<sub>x</sub> (N/m<sup>2</sup>)</b>	<b>R(z)<sub>y</sub> (N/m<sup>2</sup>)</b>
<b>D=b*3.06</b>	1.53	706.811	87.21	61640.98	0
	4.59	706.811	87.21	61640.98	0
	9.18	706.811	87.21	61640.98	0
	13.77	706.811	87.21	61640.98	0
	18.36	752.602	87.21	65634.42	0
	22.95	829.222	87.21	72316.45	0
	27.54	893.602	87.21	77931.03	0
	32.13	948.913	87.21	82754.70	0
	36.72	997.787	87.21	87017	0
	41.31	1040.855	87.21	90772.52	0
	45.9	1081.299	87.21	94300	0
	50.49	1118.022	87.21	97502.69	0
	55.08	1152.47	87.21	100506.90	0
	59.67	1183.76	87.21	205805.87	0
64.26	1213.231	87.21	105805.87	0	

## Chapitre V : Etude de vent

	68.85	1241.643	87.21	108283.68	0
<b>E=b*3.06</b>	1.53	108.740	87.21	9488.448	0
	4.59	108.740	87.21	9488.448	0
	9.18	108.740	87.21	9488.448	0
	13.77	108.740	87.21	9488.448	0
	18.36	115.785	87.21	10097.609	0
	22.95	127.57	87.21	11125.379	0
	27.54	137.477	87.21	11989.369	0
	32.13	145.986	87.21	12731.439	0
	36.72	153.519	87.21	13388.89	0
	41.31	160.285	87.21	13978.454	0
	45.9	166.353	87.21	14507.645	0
	50.49	172.000	87.21	15000.12	0
	55.08	177.304	87.21	15462.681	0
	59.67	182.117	87.21	15887.656	0
	64.26	186.651	87.21	16277.833	0
	68.85	1027.125	87.21	89575.571	0
<b>F=(e/10*e/4)*2</b>	68.85	-1050.748	40.61	0	-42670.876
<b>G=b-((e/4)*2)</b>		-573.135	40.61	0	-23275.012
<b>H=(e/2-e/10)*b</b>		-191.045	324.9	0	-62070.520
<b>I=(d-e/2)*b</b>		668.658	158.17	0	105761.63
		total		362634	-22254.766

➤ 2<sup>ème</sup> sens :

Zj (m)	Cr	Ce	Q <sub>dyn</sub> (N/m <sup>2</sup> )
1.53	0.665	1.559	584.625
4.59	0.665	1.559	584.625

## Chapitre V : Etude de vent

9.18	0.665	1.559	584.625
13.77	0.665	1.559	584.625
18.36	0.698	1.660	622.500
22.95	0.752	1.829	685.875
27.54	0.796	1.971	739.125
32.13	0.833	2.093	784.875
36.72	0.865	2.201	825.375
41.31	0.893	2.298	861.75
45.9	0.918	2.385	894.375
50.49	0.941	2.466	924.75
55.08	0.962	2.542	953.25
59.67	0.981	2.611	979.125
64.26	0.999	2.676	1003.5
68.85	1.016	2.739	1027.125

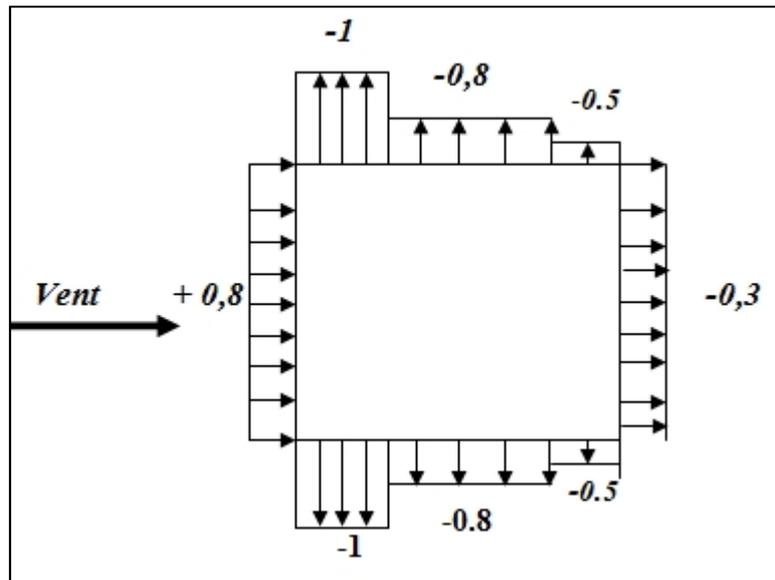
➤ **Evaluation de la pression extérieure ( $C_{pe}$ ) :** ( chap 05 - § .1 : RNV99 ).

**Parois verticales :**

$$e = \min [ b , 2h ] = \min [ 19.8 ; 2*48.96 ] \quad \longrightarrow \quad e = 19.8 \text{ m}$$

$$d = 28.5\text{m} > e = 19.80 \text{ m} \quad \longrightarrow \quad \mathbf{A , B , C .}$$

AA'		BB'		C		D		E	
$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$								
-1.0	-1.3	-0.8	-1.0	-0.5	-0.5	+0.8	+1.0	-0.3	-0.3



➤ **Toitures :**

$C_{pe}=f( hp/h) : \quad hp/h=0.60/21.42=0.028$

	<b>F</b>	<b>G</b>	<b>H</b>	<b>I</b>
$C_{pe}$	<b>-1.60</b>	<b>-1.1</b>	<b>-0.7</b>	<b>±0.2</b>

➤ **Evaluation de la pression intérieure ( $C_{pi}$ ) :** ( chap 05 - §2.2.2 : RNV99 )

Dans le cas de bâtiments avec cloisons intérieure ; les valeurs suivantes doivent être utilisées :  $C_{pi} = 0.8$  et  $C_{pi} = -0.5$

➤ **Toiture :**

	<b>Z (m)</b>	<b><math>C_d</math></b>	<b><math>C_{pe}</math></b>	<b><math>C_{pi}</math></b>	<b><math>q_{dyn} (N/m^2)</math></b>	<b><math>q(z) (N/m^2)</math> <math>cd*qty*(cpe-cpi)</math></b>
<b>F</b>	68.85	0.94	-1.60	0.8	1027.125	-2317.194
<b>G</b>			-1.1			-1834.445
<b>H</b>			-0.7			-1448.146
<b>I</b>			± 0.2			-965.497
						-579.298

Evaluation de la pression due vent (q)

➤ Parois verticales :

	Z (m)	C <sub>d</sub>	C <sub>pe</sub>	C <sub>pi</sub>	q <sub>dyn</sub> (N/m <sup>2</sup> )	q(z)(N/m <sup>2</sup> ) =cd*qdy*(cpe-cpi)
A <sup>c</sup>	1.53	0.94	-1	0.8	584.625	-989.185
	4.59				584.625	-989.185
	9.18				584.625	-989.185
	13.77				584.625	-989.185
	18.36				622.500	-1053.27
	22.95				685.875	-1160.5
	27.54				739.125	-1250.599
	32.13				784.875	-1328
	36.72				825.375	-1396.53
	41.31				861.75	-1458.08
	45.9				894.375	-1513.28
	50.49				924.75	-1564.677
	55.08				953.25	-1612.899
	59.67				979.125	-1656.67
B <sup>c</sup>	64.26				1003.5	-1697.922
	68.85				1027.125	-1737.88
	1.53		-0.8		584.625	-879.27
	4.59			584.625	-879.27	
	9.18			584.625	-879.27	
	13.77			584.625	-879.27	
	18.36			622.500	-936.24	
	22.95			685.875	-1031.56	
	27.54			739.125	-1111.6	
	32.13			784.875	-1180.489	
	36.72			825.375	-1241.41	
	41.31			861.75	-1296.147	

## Chapitre V : Etude de vent

	45.9			894.375	-1345.14
	50.49			924.75	-1930.824
	55.08			953.25	-1433.688
	59.67			979.125	-1472.604
	64.26			1003.5	-1509.264
	68.85			1027.125	-1544.796
C	1.53		-0.5	584.625	-714.41
	4.59			584.625	-714.41
	9.18			584.625	-714.41
	13.77			584.625	-714.41
	18.36			622.500	-760.695
	22.95			685.875	-838.139
	27.54			739.125	-901.988
	32.13			784.875	-959.11
	36.72			825.375	-1008.638
	41.31			861.75	-1053.058
	45.9			894.375	-1092.92
	50.49			924.75	-1130.044
	55.08			953.25	-1164.87
	59.67			979.125	-1196.49
	64.26			1003.5	-1226.277
	68.85			1027.125	-1255.146
D	1.53		0.8	584.625	0
	4.59			584.625	0
	9.18			584.625	0
	13.77			584.625	0
	18.36			622.500	0
	22.95			685.875	0
	27.54			739.125	0
	32.13			784.875	0
	36.72			825.375	0
41.31			861.75	0	

## Chapitre V : Etude de vent

	45.9				894.375	0
	50.49				924.75	0
	55.08				953.25	0
	59.67				979.125	0
	64.26				1003.5	0
	68.85				1027.125	0
E	1.53		-0.3		584.625	-604.476
	4.59				584.625	-604.476
	9.18				584.625	-604.476
	13.77				584.625	-604.476
	18.36				622.500	-643.665
	22.95				685.875	-709.194
	27.54				739.125	-764.255
	32.13				784.875	-811.586
	36.72				825.375	-853.437
	41.31				861.75	-891.049
	45.9				894.375	-924.783
	50.49				924.75	-956.191
	55.08				953.25	-985.66
	59.67				979.125	-1012.415
	64.26				1003.5	-1037.619
68.85				1027.125	-1062.047	

➤ **Force de frottement : ( chap 02 - §.1.4. : RNV99 ).**

$$F_{fr} = \sum (q_{dun}(Z_j) \times C_{fr,j} \times S_{fr,j})$$

- $d/b = 28.5 / 19.8 = 1.43 < 3$ .....condition non vérifié
- $d/h = 28.5 / 48.96 = 0.58 < 3$ .....condition non vérifié

**Donc les forces de frottements ne seront pas prises en comptes**

➤ Action de l'ensemble : ( chap 02 - § .1.4. : RNV99 ).

	Z (m)	q(z) (N/m <sup>2</sup> )	surface	R(z) <sub>x</sub> (N/m <sup>2</sup> )	R(z) <sub>y</sub> (N/m <sup>2</sup> )
<b>D=b*3.06</b>	1.53	0	60.59	0	0
	4.59	0	60.59	0	0
	9.18	0	60.59	0	0
	13.77	0	60.59	0	0
	18.36	0	60.59	0	0
	22.95	0	60.59	0	0
	27.54	0	60.59	0	0
	32.13	0	60.59	0	0
	36.72	0	60.59	0	0
	41.31	0	60.59	0	0
	45.9	0	60.59	0	0
	50.49	0	60.59	0	0
	55.08	0	60.59	0	0
	59.67	0	60.59	0	0
	64.26	0	60.59	0	0
68.85	0	60.59	0	0	
<b>E=b*3.06</b>	1.53	-598.07	60.59	-36237.06	0
	4.59	-598.07	60.59	-36237.06	0
	9.18	-598.07	60.59	-36237.06	0
	13.77	-598.07	60.59	-36237.06	0
	18.36	-636.82	60.59	-38583.71	0
	22.95	-701.65	60.59	-42516	0
	27.54	-756.124	60.59	-45813.31	0
	32.13	-802.927	60.59	-48657.37	0
	36.72	-844.358	60.59	-51170.64	0
	41.31	-881.57	60.59	-534249.6	0
	45.9	-914.945	60.59	-55445.97	0
	50.49	-946.02	60.59	-57327.6	0

## Chapitre V : Etude de vent

	55.08	-975.174	60.59	-59097.12	0
	59.67	-1001.164	60.59	-60672.72	0
	64.26	-1026.585	60.59	-62211.96	0
	68.85	-1050.75	60.59	-62678.48	0
<b>F=(e/10*e/4)*2</b>	68.85	-2292.543	19.60	0	-44933.84
<b>G=b*((e/4)*2)</b>		-1814.929	19.60	0	-44933.84
<b>H=(e/2-e/10)*b</b>		-1432.839	156.82	0	-224697.81
<b>I=(d-e/2)*b</b>		-573.135	368.28	0	-211074.15
		total		- 1236135.66	-525639.64

Dans le cas de bâtiments avec cloisons intérieure ; les valeurs suivantes doivent être utilisées :  $C_{pi} = -0.5$

➤ **Toiture :**

	Z (m)	$C_d$	$C_{pe}$	$C_{pi}$	$q_{dyn} (N/m^2)$	$q(z) (N/m^2)$ $cd*qdy*(cpe-cpi)$
<b>F</b>	68.85	0.94	-1.60	-0.5	1027.125	-1062.047
<b>G</b>			-1.1			-579.298
<b>H</b>			-0.7			-193.099
<b>I</b>			± 0.2			675.848
						289.649

Evaluation de la pression due vent (q)

➤ Parois verticales

	Z (m)	C <sub>d</sub>	C <sub>pe</sub>	C <sub>pi</sub>	q <sub>dyn</sub> (N/m <sup>2</sup> )	q(z)(N/m <sup>2</sup> ) =cd*qdy*(cpe-cpi)
A <sup>c</sup>	1.53	0.94	-1	-0.5	584.625	-274.773
	4.59				584.625	-274.773
	9.18				584.625	-274.773
	13.77				584.625	-274.773
	18.36				622.500	-292.575
	22.95				685.875	-322.361
	27.54				739.125	-347.388
	32.13				784.875	-368.89
	36.72				825.375	-387.926
	41.31				861.75	-405.022
	45.9				894.375	-420.356
	50.49				924.75	-434.632
	55.08				953.25	-448.027
	59.67				979.125	-460.188
B <sup>c</sup>	64.26	-0.8	-0.8	-0.5	1003.5	-471.645
	68.85				1027.125	-482.748
	1.53				584.625	-164.864
	4.59				584.625	-164.864
	9.18				584.625	-164.864
	13.77				584.625	-164.864
	18.36				622.500	-175.454
	22.95				685.875	-193.416
	27.54				739.125	-208.43
	32.13				784.875	-221.334
36.72	825.375	-232.755				
41.31	861.75	-243.013				

## Chapitre V : Etude de vent

	45.9			894.375	-252.213
	50.49			924.75	-260.779
	55.08			953.25	-268.887
	59.67			979.125	-276.113
	64.26			1003.5	-282.987
	68.85			1027.125	-289.65
C	1.53		-0.5	584.625	0
	4.59			584.625	0
	9.18			584.625	0
	13.77			584.625	0
	18.36			622.500	0
	22.95			685.875	0
	27.54			739.125	0
	32.13			784.875	0
	36.72			825.375	0
	41.31			861.75	0
	45.9			894.375	0
	50.49			924.75	0
	55.08			953.25	0
	59.67			979.125	0
	64.26			1003.5	0
68.85			1027.125	0	
D	1.53			584.625	714.411
	4.59			584.625	714.411
	9.18			584.625	714.411
	13.77			584.625	714.411
	18.36			622.500	760.695
	22.95			685.875	838.139
	27.54			739.125	903.210
	32.13			784.875	959.117
	36.72		0.8	825.375	1008.61
41.31			861.75	1053.06	

## Chapitre V : Etude de vent

	45.9				894.375	1092.92
	50.49				924.75	1130.04
	55.08				953.25	1164.87
	59.67				979.125	1196.49
	64.26				1003.5	1226.277
	68.85				1027.125	1255.146
E	1.53		-0.3		584.625	109.909
	4.59				584.625	109.909
	9.18				584.625	109.909
	13.77				584.625	109.909
	18.36				622.500	117.03
	22.95				685.875	128.78
	27.54				739.125	138.955
	32.13				784.875	147.55
	36.72				825.375	155.17
	41.31				861.75	162
	45.9				894.375	168.14
	50.49				924.75	173.852
	55.08				953.25	179.211
	59.67				979.125	184.075
	64.26				1003.5	188.658
68.85				1027.125	193.099	

➤ **Force de frottement : ( chap 02 - § .1.4. : RNV99 ).**

$$F_{fr} = \sum (q_{dun}(Z_j) \times C_{fr,j} \times S_{fr,j})$$

- $d/b = 28.5 / 19.8 = 1.43 < 3$  .....condition non vérifié
- $d/h = 28.5 / 48.96 = 0.58 < 3$  .....condition non vérifié

**Donc les forces de frottements ne seront pas prises en comptes**

➤ Action de l'ensemble : ( chap 02 - § .1.4. : RNV99 ).

	<b>Z (m)</b>	<b>q(z) (N/m<sup>2</sup>)</b>	<b>surface</b>	<b>R(z)<sub>x</sub> (N/m<sup>2</sup>)</b>	<b>R(z)<sub>y</sub> (N/m<sup>2</sup>)</b>
<b>D=b*3.06</b>	1.53	714.411	60.59	43286.162	0
	4.59	714.411	60.59	43286.162	0
	9.18	714.411	60.59	43286.162	0
	13.77	714.411	60.59	43286.162	0
	18.36	760.695	60.59	46090.51	0
	22.95	838.139	60.59	50791.224	0
	27.54	903.210	60.59	54734.526	0
	32.13	959.117	60.59	58122.49	0
	36.72	1008.61	60.59	61121.766	0
	41.31	1053.06	60.59	63815.43	0
	45.9	1092.92	60.59	66230.95	0
	50.49	1130.04	60.59	68480.42	0
	55.08	1164.87	60.59	70591.12	0
	59.67	1196.49	60.59	72507.29	0
	64.26	1226.277	60.59	74312.38	0
68.85	1255.146	60.59	76061.84	0	
<b>E=b*3.06</b>	1.53	109.909	60.59	6658.841	0
	4.59	109.909	60.59	6658.841	0
	9.18	109.909	60.59	6658.841	0
	13.77	109.909	60.59	6658.841	0
	18.36	117.03	60.59	7092.012	0
	22.95	128.78	60.59	7804.068	0
	27.54	138.955	60.59	8420.67	0
	32.13	147.55	60.59	8941.53	0
	36.72	155.17	60.59	9403.302	0
	41.31	162	60.59	9817.2	0
	45.9	168.14	60.59	10189.284	0
	50.49	173.852	60.59	10535.43	0

## Chapitre V : Etude de vent

	55.08	179.211	60.59	10860.186	0
	59.67	184.075	60.59	11154.945	0
	64.26	188.658	60.59	11432.67	0
	68.85	193.099	60.59	11701.79	0
<b><math>F=(e/10*e/4)*2</math></b>	68.85	-1062.047	19.60	0	-20816.12
<b><math>G=b*((e/4)*2)</math></b>		-579.298	19.60	0	-11354.24
<b><math>H=(e/2-e/10)*b</math></b>		-193.099	156.82	0	-30281.78
<b><math>I=(d-e/2)*b</math></b>		675.848	368.28	0	248901.30
		total		1030044.74	186449.16

➤ **Vérification:**

Effort	Vent	Séisme
$V_X(T)$	123.613	668.87
$V_Y(T)$	52.563	711.48

### CONCLUSION :

On conclusion, nous pouvons déduire que les effets du séisme sont plus fort par rapport aux effets du vent qui on peut négliger ces derniers ne seront pris en considération pour la vérification de la résistance et de la stabilité de l'ouvrage.

### Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux

#### Introduction :

Le ferrailage des éléments résistants se fait suivant le **BAEL91** et le **BAEL 83** ; le règlement parasismique algérien **RPA99 v2003**, Les éléments résistants qui reprennent l'action sismique sont : Poteaux, Poutres et Voiles

#### VI.1. FERRAILAGE DES POTEAUX :

##### VI.1.1. Les Poteaux rectangulaires :

Les poteaux sont soumis à des moments fléchissant en tête et à la base dans les sens transversaux et longitudinaux et aussi à des efforts normaux et des efforts tranchants. Ils seront donc calculés en flexion composée et la fissuration étant comme peu préjudiciable.

##### ➤ Caractéristiques mécaniques des matériaux :

Situation	Béton			Acier (FeE400)		
	$\gamma_b$	$F_{c28}$ (Mpa)	$\sigma_b$ (MPa)	$\gamma_s$	Fe (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)
<b>Durable</b>	1.5	25	14,2	1.15	400	348
<b>Accidentelle</b>	1.15	25	18.5	1	400	400

Tableau. VI.1. caractéristique de situation.

##### ➤ Combinaison de calcul :

Les combinaisons d'actions sismiques et les actions dues aux charges verticales sont données d'après le RPA 99 et BAEL 91 comme suit :

✓ Selon BAEL 91 : Situation durable :

1.35 G +1.5 Q ..... (1)

✓ Selon le R.P.A 99 : situation accidentelle

G+Q+E..... (2)

0.8G+E..... (3)

## Chapitre VI: Ferrailage des éléments structuraux

➤ La section d'acier sera calculée pour différentes combinaisons d'efforts internes pour les deux sens X et Y comme suit :

1)  $N_{\max} \rightarrow M_{\text{corr}}$

2)  $M_{\max} \rightarrow N_{\text{corr}}$

3)  $N_{\min} \rightarrow M_{\text{corr}}$

Chacune des trois combinaisons donne une section d'acier. La section finale choisit correspondra au maximum des trois valeurs.

➤ **Recommandation du RPA99/version 2003 :**

D'après le RPA99/version 2003 (Article 7.4.2), les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sans crochet. Leur pourcentage en zone sismique III est limité par :

- ✓ Leur pourcentage minimal sera de :  $A_{\min} = 0.9 \% b \times h$  en Zone III.
- ✓ Leur pourcentage maximal :  
4% en zone courante et 6 % en zone de recouvrement.
- ✓ Le diamètre minimum est de 12mm
- ✓ La longueur minimale des recouvrements est de : 50 en zone III
- ✓ La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser : 20 cm en zone III.

	Section des poteaux (cm <sup>2</sup> )	$A_s$ min RPA (cm <sup>2</sup> )	$A_s$ max RPA Zone courante (cm)	$A_s$ max RPA Zone de recouvrement
<b>Poteau rectangulaire</b>	65×70	40.95	182	273
<b>Poteau circulaire</b>	60	25.44	113.04	169.64

**Tableau VI.2.** Pourcentage minimale des armatures longitudinales.

### VI.1.2 .Poteaux rectangulaire :

	ELU		G + Q +E		0,8G + E		ELS	
<b>sens</b>	N <sub>max</sub>	M <sub>COR</sub>	M <sub>MAX</sub>	N <sub>cor</sub> (KN)	N <sub>min</sub> (KN)	M <sub>cor</sub>	N <sub>max</sub>	M <sub>COR</sub> (KN)
<b>Y</b>	(KN)	(KN)	(KN)			(KN)	(KN)	
	2469.7	7.9	215.4	4221.4	- 487.7	29	1799.9	5.7

**Tableau VI.3.** Tableau résumé les résultats des efforts et moments pour chaque combinaison.

➤ **E.L.U :**

Les sections soumises à un effort de compression sont justifiées vis-à-vis de L'ELU de stabilité de forme conformément à L'article.A.4.3.5 du BAEL en adoptant une excentricité totale de calcul :  $e_t = e_1 + e_2$

Cependant il est possible de tenir compte des effets du second ordre de façon forfaitaire lorsque :  $L_f/h \leq \max (15 ; 20 \frac{e_1}{h})$ .

**Avec : h** : la hauteur totale de la structure dans la direction du flambement.

$e_1$  : excentricité (dite du premier ordre) de la résultante des contraintes normales ;

y compris l'excentricité additionnelle.  $e_1 = \frac{M}{N} + e_a$

$e_a$  : excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques des efforts appliqués.  $e_a = \max ( 2\text{cm} , L/250)$

$e_a = \max ( 2\text{cm} , 306/250) \rightarrow e_a = 2 \text{ cm}$ .

$e_2$  : excentricité due aux effets du second ordre, liés à la déformation de la structure.

$$e_2 = \frac{3.(l_f)^2}{10^4.h} .(2 + \alpha.\Phi)$$

$\Phi$ : Le rapport de la déformation finale due au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée, ce rapport est généralement pris égal à 2.

$$\lambda = 3.46 \times \frac{l_f}{\sqrt{I}}$$

$$l_f = 0.7 \times 3.06 = 2.142 \text{ cm}$$

$$\lambda = 10.58$$

$$\lambda < 50 \rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \frac{\lambda}{35}} = 0.8349$$

$$e_2 = 0.0079 \text{ cm}$$

$$\text{Calcul l'excentricité : } e_0 = \frac{M}{N} = \frac{7.9}{2469.7} = 0.0032 \text{ m}$$

$$e_1 = 0.0032 + 0.02 = 0.0232 \text{ m}$$

$$e = e_1 + e_2 = 0.0232 + 0.000079 = 0.0233 \text{ m}$$

$$M_{\text{corrigé}} = N \times e = 2469.7 \times 0.0233 = 57.54 \text{ KN.m}$$

✓ Les efforts corrigés seront :

$$M_{\text{cor}} = 57.79 \text{ (KN.m)} \quad ; \quad N_{\text{max}} = 2469.7 \text{ (KN)}$$

$$A = 0.337 h - 0.81 c' b.h. \sigma_b$$

$$A = 0.337 \times 0.7 - 0.81 \times 0.03 \times 0.65 \times 0.7 \times 14.2 = 1.36 \text{ MN.m}$$

$$B = Nu (d - c') - M_{ua}$$

$$\begin{aligned} M_{ua} &= M_{\text{corr}} + Nu \times \left( d - \frac{c'}{2} \right) = 57.54 + 2469.7 \times \left( 0.67 - \frac{0.7}{2} \right) \\ &= 847.844 \text{ KN.m} \end{aligned}$$

$$B = 2469.7 \times 0.67 - 0.03 - 847.844 = 732.76 \text{ KN.m}$$

**A > B ; Donc la section est entièrement comprimée.**

$$\Psi = \frac{0.3571 + \frac{N(d-c) - 100 \times M}{100 \times \delta \times b \times h^2}}{0.8571 - \frac{c}{h}} \quad ; \quad A = \frac{N - 100 \times \Psi \times \delta \times b \times h}{100 \times \delta} \quad ; \quad A_2 = 0$$

$$\Psi = \frac{0.3571 + \frac{2469700 \cdot 670 - 3 \cdot 100 \times 847844}{100 \times 14.2 \times 650 \times 700^2}}{0.8571 - \frac{3}{700}} = 0.422 \text{ cm}^2$$

$$A = \frac{2469700 - 100 \times 0.422 \times 14.2 \times 650 \times 700}{100 \times 348} = -77.63 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = 0$$

➤ **G+Q±E :**

$$M_{max} = 215.4 \text{ KN.m} ; N_{corr} = 4221.4 \text{ KN}$$

$$e_a = \max \left( 2 \text{ cm} ; \frac{L}{250} \right)$$

$$\frac{L}{250} = 1.224$$

$$e_a = 2 \text{ cm}$$

$$\text{Calcul l'excentricité } e_0 = \frac{M}{N} = \frac{215.4}{4221.4} = 0.051 \text{ m}$$

$$e_1 = e_a + e_0 = 0.071 \text{ m}$$

$$e_2 = \frac{3 \cdot (l_f)^2}{10^4 \cdot h} \cdot (2 + \alpha \cdot \Phi)$$

$$e_2 = 0.0079 \text{ cm}$$

$$e = e_1 + e_2 = 0.0711 \text{ m}$$

$$M_{corrigé} = N \times e = 4221.4 \times 0.0711 = 300.14 \text{ KN.m}$$

✓ **Les efforts corrigés seront :**

$$M_{cor} = 300.14 \text{ (KN.m)} \quad ; \quad N_{cor} = 4221.4 \text{ (KN)}$$

$$A = 0.337 h - 0.81 c' \text{ b.h. } \sigma_b = 1.78 \text{ MN.m}$$

$$B = Nu(d - c') - Ma$$

$$Ma = M + N \times \left( d - \frac{e}{2} \right) = 300.14 + 4221.4 \times \left( 0.67 - \frac{0.7}{2} \right) = 1650.98 \text{ KN.m}$$

$$B = 4221.4 \cdot 0.67 - 0.03 - 1650.98 = 1050.76 \text{ KN.m}$$

**A > B ; Donc la section est entièrement comprimée.**

$$\Psi = \frac{0.3571 + \frac{N d - c - 100 \times M}{100 \times \delta \times b \times h^2}}{0.8571 - \frac{c}{h}} ; \quad A = \frac{N - 100 \times \Psi \times \delta \times b \times h}{100 \times \delta} ; \quad A_2 = 0$$

$$\Psi = \frac{0.3571 + \frac{4221400 - 67 - 3 - 100 \times 1650980}{100 \times 18.5 \times 65 \times 70^2}}{0.8571 - \frac{3}{70}} = \mathbf{0.65 \text{ cm}^2}$$

$$A = \frac{4221400 - 100 \times 0.65 \times 18.5 \times 65 \times 70}{100 \times 400} = \mathbf{-31.25 \text{ cm}^2}$$

$$A_2 = 0$$

➤ **0.8G+E** :

$$N_{min} = -487.7 \text{ KN} ; \quad M_{corr} = 29 \text{ KN.m}$$

$$e_a = 2 \text{ cm}$$

$$e_0 = 0.059 \text{ m}$$

$$e_1 = e_a + e_0 = 0.079 \text{ m}$$

$$e_2 = 0.0079 \text{ cm}$$

$$e = e_1 + e_2 = 0.080 \text{ m}$$

$$M_{corrigé} = N \times e = 487.7 \times 0.080 = 39.016 \text{ KN.m}$$

✓ **Les efforts corrigés seront :**

$$M_{cor} = \mathbf{39.016 \text{ (KN.m)}} \quad ; \quad N_{min} = \mathbf{-487.7 \text{ (KN)}}$$

$$A = 0.337 h - 0.81 c' \quad b.h.\sigma_b = 1.78 \text{ MN.m}$$

$$B = Nu(d - c') - Ma$$

$$Ma = M - N \times d - \frac{N^2}{2} = 39.016 - 487.7 \times 0.67 - 0.35 = -117.048 \text{ KN.m}$$

$$B = -487.7 \times 0.67 - 0.03 - 117.048 = -429.176 \text{ KN.m}$$

**A > B ; Donc la section est entièrement tendue.**

## Chapitre VI: Ferrailage des éléments structuraux

$$A_1 = \frac{N_u \times a}{100 \times (h-c) \times \sigma} = \frac{487700 \times (32-5.9)}{100 \times 67 \times 400} = 4.74 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = \frac{N_u}{100 \times \sigma} = \frac{487700}{100 \times 400} = 12.19 \text{ cm}^2$$

➤ **Condition de non fragilité : BAEL91 art A.4.2 :**

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

$$A_{min} = 5.50 \text{ cm}^2$$

➤ **Ferrailage RPA (7.4.2.1) :**

$$A_{RPA} = 0.009 \times 65 \times 70 = 40.95 \text{ cm}^2$$

	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>RPA</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>BAEL</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adopté</sub> (cm <sup>2</sup> )
ELU	0	40.95	5.50	6HA25+4HA20=
G+Q±E	0			29.45+12.57=
0.8G+E	16.93			42.02 cm <sup>2</sup>

**Tableau VI.4.** Tableau récapitulatif des résultats.

➤ **Vérification à L'ELS :**

Après avoir fait le calcul du ferrailage longitudinal des poteaux à l'ELU, il est nécessaire de faire une vérification à l'état limite de service.

- Les contraintes sont calculées à l'E LS sous les sollicitations de (N<sub>ser</sub>, M<sub>ser</sub>).

- La fissuration est considérée peu nuisible donc il faut vérifier les contraintes dans la section de l'acier.

\* La contrainte du béton est limitée par :  $\sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPA}$

\* La contrainte d'acier est limitée par :  $\bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa}$

➤ **Les poteaux sont calculés en flexion composée.**

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{7.9}{1799.9} = 0.0044 \quad e_0 = 0.0044 < \frac{h}{6} = \frac{0.7}{6} = 0.12$$

## Chapitre VI: Ferrailage des éléments structuraux

✓ La section est entièrement comprimée et il faut vérifier que  $\sigma_b < 0.6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$

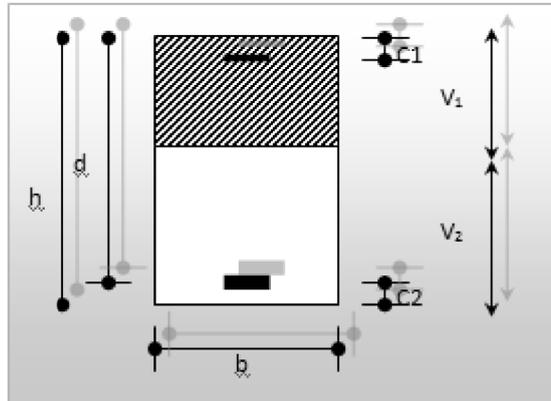
➤ Nous avons les notions suivantes :

$$B_0 = b \times h + 15 (A) = 65 \times 70 + 15(42.02) = 5180.3 \text{ cm}^2$$

$$v_1 = \frac{1}{B_0} \left[ \frac{bh^2}{2} + 15(A_1 c + A_2 d) \right]$$

$$= \frac{1}{5180.3} \left| \frac{65 \times 70^2}{2} + 15(42.02 \times 3 + 42.02 \times 67) \right| = 39.26 \text{ cm.}$$

$$v_2 = h - v_1 = 70 - 39.26 = 30.74 \text{ cm.}$$



$$I_{xx} = \frac{b}{3} (v_1^3 + v_2^3) + 15(A_1 \times (v_1 - c_1)^2 + A_2 \times (v_2 - c_2)^2)$$

$$I_{xx} = \frac{65}{3} (39.26^3 + 30.74^3) + 15(42.02 \times (39.26 - 3)^2 + 42.02 \times (30.74 - 3)^2)$$

$$I_{xx} = 3254219.512 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_G}{I_{xx}}$$

$M_G$  : Moment de flexion par rapport au centre de gravité de la section rendue homogène

$$\sigma_0 = \frac{N}{100 \times B_0} = \frac{1799.9 \times 10^3}{100 \times 5180.3} = 3.47 \text{ MPa}$$

$$K = \frac{M_G}{I_{xx}} = \frac{7.9 \times 10^6}{3254219.512 \times 10^2} = 0.024$$

$$\sigma_b = \sigma_0 + K \times v_1$$

$$\sigma_b = 3.47 + 0.024 \times 39.26 = 4.412$$

$$\sigma_b = 4.412 \text{ Mpa} < 15 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{ (condition vérifiée)}$$

## Chapitre VI: Ferrailage des éléments structuraux

---

✓ Donc les armatures déterminées pour L'E.L. U de résistance conviennent.

La fissuration est peu préjudiciable, alors la vérification de  $\sigma_s$  à L'E.L. S est :

$$\sigma_s^1 = 15 \sigma_0 + K(v_1 - c') = 15 \cdot 3.47 + 0.024(39.26 - 3) = 65.10 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s^2 = 15 \sigma_0 - K(d - v_1) = 15 \cdot 3.47 - 0.024(67 - 39.26) = 42.06 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s^1 = 65.10 \text{ MPA} \leq \bar{\sigma}_s = f_e 400 = 400 \text{ MPA} \dots \dots \dots (\text{Condition vérifiée})$$

$$\sigma_s^2 = 42.06 \text{ MPA} \leq \bar{\sigma}_s = f_e 400 = 400 \text{ MPA} \dots \dots \dots (\text{Condition vérifiée})$$

➤ **Armatures transversales :**

**Vérification du poteau à l'effort tranchant :**

On prend l'effort tranchant max et on généralise la section d'armatures pour tous les poteaux. La combinaison (G + Q ± E) donne l'effort tranchant max.

$$V_{\max} = 207 \text{ KN}$$

**Vérification de la contrainte de cisaillement :**

$$\tau = \frac{V}{bd} = \frac{207 \times 10^3}{650 \times 670} = 0.475$$

$$\bar{\tau} = \min\left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPA}\right) = 3.33 \text{ MPA}$$

$$\tau = 0.475 \text{ MPA} < \bar{\tau} = 3.33 \text{ MPA} \quad \text{condition vérifiée.}$$

➤ **Calcul armature transversal:**

**RPA99 (VER2003) : Art 7.4.2.2**

Les armatures transversales des poteaux sont calculées par la formule :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \times V_u}{\ell_t \times f_e}$$

$V_u$  : est l'effort tranchant de calcul.

$h_1$  : Hauteur totale de la section brute.

$f_e$  : Contrainte limite élastique des aciers transversaux ( $f_e = 400 \text{ MPA}$ ).

## Chapitre VI: Ferrailage des éléments structuraux

$\rho_a$  : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par les efforts tranchants.

$$\begin{cases} \rho_a = 2.5 \text{ Si } \lambda_g \geq 5. \\ \rho_a = 3.75 \text{ Si } \lambda_g < 5. \end{cases}$$

S : est l'espace des armatures transversales

- la zone nodale :  $S_t \leq 10 \text{ cm}$  (Zone III)

- la zone courante :  $S_t \leq 15\phi$  En prend 15 cm dans la Zone courante.

$\phi_l$  : Le diamètre minimal des armatures longitudinales.

$\lambda_g$ : L'élancement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b}$$

**a et b** : dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation.

**l<sub>f</sub>** : longueur de flambement du poteau ( $l_f = 0.7 L$ )

➤ **Dans notre cas :**

$$g = \frac{2.142}{0.65} \text{ ou } \frac{2.142}{0.70}$$

$$\lambda_g = 3.29 < 5 \text{ alors } \rho_a = 3.75$$

✓ **En zone nodale :**

$$A_t = \frac{\rho_a \times V_u}{h \times f_e} S_t = \frac{3.75 \times 207000 \times 0.10}{70 \times 400} = 2.77 \text{ cm}^2$$

✓ **En zone courante :**

$$A_t = \frac{\rho_a \times V_u}{h \times f_e} S_t = \frac{3.75 \times 207000 \times 0.15}{70 \times 400} = 4.15 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 4.15 \text{ cm}^2 \text{ soit } 6 \text{ cadres de } 10 / A_t = 4.71 \text{ cm}^2$$

✓ La quantité des armatures transversales  $\frac{A_t}{S_t \times b_1}$  en % est donnée comme suit:

$$\text{Si } \lambda_g \geq 5 \quad 0.3 \%$$

## Chapitre VI: Ferrailage des éléments structuraux

Si  $\lambda_g \leq 3$  : 0.8 %

Si  $3 < \lambda_g < 5$ : interpoler entre les valeurs limites précédentes.

✓ Dans la zone nodale  $t=10$  cm

$$\frac{A_t}{S_t b} = 0.3\% \quad A_t = 0.003 \times 10 \times 65 = 1.95 \text{ cm}^2 \text{ Alors la condition est vérifiée.}$$

✓ Dans la zone courant :  $t=15$  cm

$$\frac{A_t}{S_t b} = 0.3\% \quad A_t = 0.003 \times 15 \times 65 = 2.92 \text{ cm}^2 \text{ Alors la condition est vérifiée.}$$

➤ **BAEL91 :(art A.8.1. 3)**

1/ Le diamètre des armatures transversales :  $\phi_t = \frac{\phi_l}{3}$

$$\phi_t = \frac{20}{3} = 6.67 \text{ cm}$$

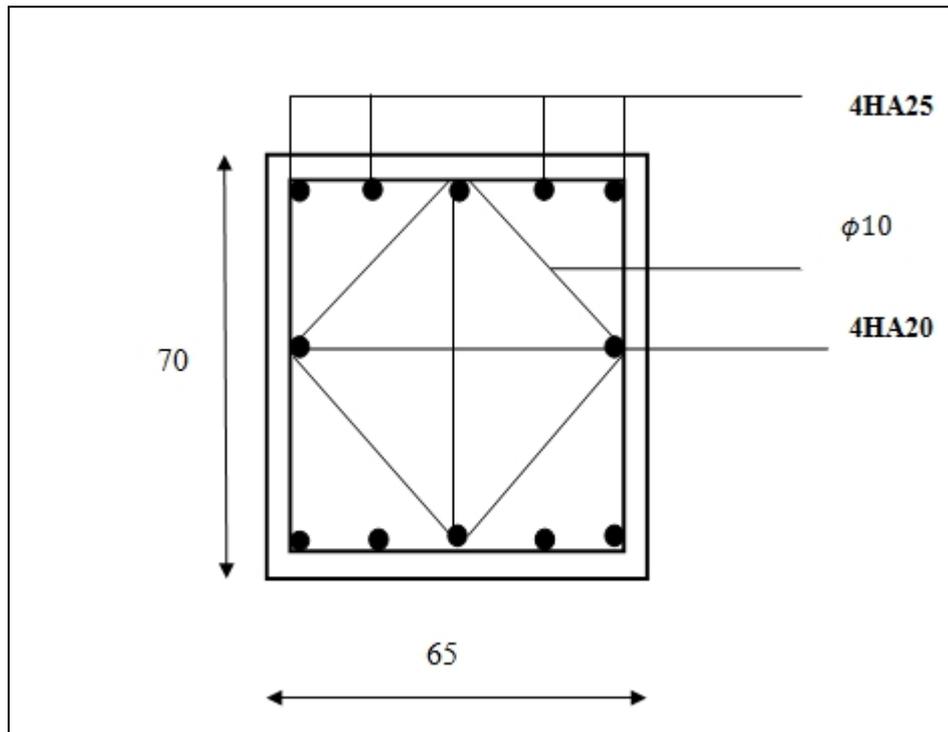
2/ leur espacement  $S_t = \min (15 \phi_l; 40 \text{ cm} ; a + 10 \text{ cm})$ .

$S_t = \min (30 \text{ cm} ; 40 \text{ cm} ; 75 \text{ cm})$  Condition Vérifiée .

**Les résultats sont résumés dans le tableau :**

$S_{POT}(\text{cm}^2)$	$A_{cal}(\text{cm}^2)$	N <sup>mbr</sup> des barres	$A_{adapt}(\text{cm}^2)$
65×70	40.59	6HA25+4HA20=	42.02 cm <sup>2</sup>

**Tableau VI.5.** Tableau résumé les résultats de ferrailage.



FigureVI.1. Le ferrailage des poteaux

**VI.1.3.Poteau circulaire D=60cm :**

ELU		G + Q +E		0,8G + E	
N <sub>max</sub> (KN)	M <sub>COR</sub> (KN)	M <sub>MAX</sub> (KN)	N <sub>cor</sub> (KN)	N <sub>min</sub> (KN)	M <sub>cor</sub> (KN)
1761.4	10.6	85.3	94.5	22.1	79.2

**Tableau VI.6.** Tableau résumé les résultats des efforts et moments pour chaque combinaison.

Les résultats sont résumés dans le tableau :

Les Cas	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>RPA</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>BAEL</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adopté</sub>
G+Q+E	4.38	25.04	2.83	08HA20
0,8G+E	3.29			
ELU	0			

**Tableau VI.7.** Tableau résumé les résultats de ferrailage.

A<sub>RPA</sub>=25.04 cm<sup>2</sup>

Soit : 08HA20 =25..13 cm<sup>2</sup>

➤ **Vérification du poteau à l'effort tranchant :**

V<sub>max</sub> = 85.3 KN

Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\tau = \frac{V}{bd} = \frac{85.3 \times 10^3}{600 \times 570} = 0.249 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau} = \min\left(0, 2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{MPa}\right) = 3.33 \text{ MPA}$$

τ = 0.249 MPA <  $\bar{\tau}$  = 3.33 MPA ..... condition vérifiée .

➤ Armatures transversales :

$$\frac{4l_f}{D} = \frac{4 \times 2.142}{0.60} = 14.28 \quad \lambda_g > 5 \quad \rho_a = 2.5$$

\*Dans la zone nodale  $St = 10$  cm

\*Dans la zone courant :  $St = 15$  cm

On optera alors un espacement de 10 cm en zone nodale et de 15 cm en zone courante.

Alors :

$$\text{En zone courante : } A_t = \frac{\rho_a \times v_u}{h \times f_e} = \frac{2.5 \times 85.3 \times 10^3 \times 150}{600 \times 400} = 1.33 \text{ cm}^2$$

Soit :  $2HA10 = 1.57 \text{ cm}^2$

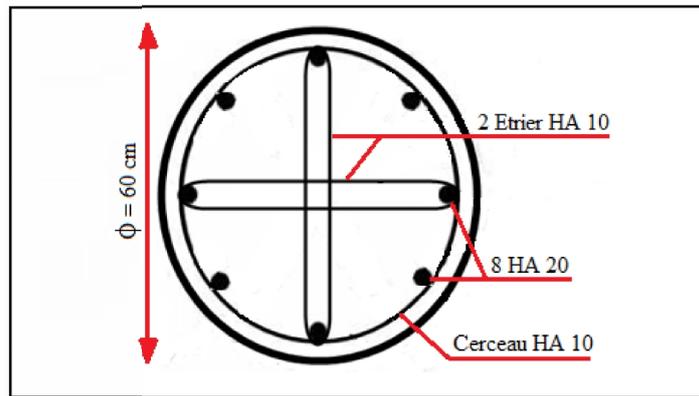


Figure. IV.2 : Schéma de ferrailage Poteau circulaire.

## **VI.2 .Ferrailage des poutres :**

Les poutres sont soumises aux moments fléchissant et des efforts tranchant donc elles sont calculées à la flexion simple, Les poutres sont des éléments non exposés aux intempéries par conséquent la fissuration est considérée comme peu préjudiciable.

### **VI.2.1 .Combinaisons d'actions :**

En fonction du type de situation, nous distinguons les combinaisons suivantes :

- Selon BAEL91 :

1.35G+1.5Q en travée

- Selon RPA99/2003

G+Q+E en appui

0.8G ±E sur appui

### **VI.2.2 . Recommandations du RPA 99/version 2003 :**

\* Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section.

\* Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de

- 4% en zone courante

- 6% en zone de recouvrement

Les poutres supportant de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.

La longueur minimale de recouvrement est de :

- 50  $\phi$  en zone III.

Les poutres en travée seront ferrillées pour une situation durable et en appui pour une

Situation accidentelle.

**VI.2.3 . Vérification nécessaire pour la poutre principale :**

$$S = 30 \times 40 \text{ cm}^2.$$

$$\emptyset \geq \frac{h}{10}, \emptyset \geq \frac{40}{10} = 4 \text{ cm}, c \geq 1 + \frac{\emptyset}{2} \quad c \geq 1 + \frac{4}{2} = 3 \text{ cm}$$

on prend :  $C=3 \text{ cm}$

**A) Pour les poutres principales (30×40) :**

Combinaisons	1.35G+1.5Q		G+Q		G+Q+E	
	En travée	sur appuis	En travée	sur appuis	En travée	appuis
Valeurs (KN.m)	30	58.6	21.8	42.5	17.3	138.5

Tableau VI.2.1.les résultats de chaque combinaison.

**VI.2.3.1.Étapes de calcul des armatures longitudinales :**

➤ **ELU :**

$$\mu = \frac{M}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2}$$

$$\sigma_b = 14.2 \text{ Mpa}, \quad b = 30 \text{ cm}, \quad h = 40 \text{ cm}, \quad d = 37 \text{ cm}$$

$$\mu < \mu_l = 0.392 \rightarrow A' = 0, \alpha = 1.25 \cdot \frac{1}{1 - 2\mu}; \beta = 1 - 0.4\alpha$$

$$A_1 = \frac{M_{\max}}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d}, \quad \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

➤ **ELS :**

- La fissuration est peu nuisible, donc il n'y a aucune vérification concernant  $\sigma_s$ .

- Pour le béton : section rectangulaire + flexion simple + acier type FeE400, donc la vérification de la contrainte max du béton n'est pas nécessaire si l'inégalité suivante est

$$\text{vérifier : } \alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}, \quad \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$$

➤ **Pourcentage minimal d'après le RPA99V2003 (Art7.5.2.1) :**

$$A_{\min} = 0.5\% (b \times h) = 6 \text{ cm}^2$$

➤ **Pourcentage maximal d'après le RPA99V2003 :**

4 % en zone courante.

5 % en zone de recouvrement.

➤ **Pourcentage minimal d'après le BAEL91 (ArtB.6.4) :**

$$A_{\min} = 0.1\% (b \times h) = 1.2 \text{ cm}^2$$

➤ **CONDITION DE NON FRAGILITÉ :**

$$A^{BAEL} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \quad \rightarrow \quad A > \frac{0.23 \times 30 \times 37 \times 2.1}{400} = 1.34 \text{ cm}^2$$

**VI.2.3.2. Calcul des armatures:**

➤ **Combinaisons:1.35G+1.5Q**

En travée :  $A_1 = \frac{M_{\max}}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d}$

Niveau	$M_u$ (N.m)	$\mu$	$\mu_t$	$\alpha$	$\beta$	$A_{\text{travé}}$ (cm <sup>2</sup> )
RDC+ 15 étages	30000	0.0385	0.392	0.0491	0.980	2.377

➤ **E.L.S:**

$$\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

Niveau	$\alpha$	$M_u$ (N.m)	$M_{\text{ser}}$ (N.m)	$\gamma$	$\bar{\alpha}$	Condition
RDC+15 etages	0.0491	30000	21800	1.37	0.435	Vérifiée

✓ **Tableau récapitulatif :**

Niveau	$A_{travée}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}^{BAEL}$ (cm <sup>2</sup> )	$A^{BAEL}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{max}^{RPA}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{adopt}$ (cm <sup>2</sup> )
<b>RDC+15</b> <b>etages</b>	2.377	1.2	1.34	6	3T12 =3.39cm <sup>2</sup>

➤ **La combinaison : G+Q+Ex :**

Sur Appuis :

Niveau	$M_u$ (N.m)	$\mu$	$\mu_t$	$\alpha$	$\beta$	$A_{appuis}$ (cm <sup>2</sup> )
<b>RDC+15</b> <b>etages</b>	138500	0.178	0.392	0.246	0.901	11.93

✓ **Tableau récapitulatif :**

Niveau	$A_{appuis}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}^{BAEL}$ (cm <sup>2</sup> )	$A^{BAEL}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{max}^{RPA}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{adopt}$ (cm <sup>2</sup> )
<b>RDC+15</b> <b>etages</b>	11.93	1.2	1.34	6	6T16 =12.06

➤ **État Limite de déformation : BAEL91 (B.6.5.1)**

On peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de calculer la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées, et on fera le calcul sur la travée la plus chargée.

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \quad ; \quad \frac{4.2}{f_e} \geq \frac{A}{b \times d}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{40}{420} = 0.095 > \frac{1}{16} = 0.0625 \text{ (Condition vérifiée)}$$

$$\frac{4.2}{f_e} = 0.0105 > \frac{A}{b \times d} = 0.0081 \text{ (condition vérifiée)}$$

✓ Les conditions précédentes sont vérifiées.

➤ **Vérification de la contrainte de cisaillement : BAEL91 (art A.5.1)**

$$V_u^{\max} = 106.2 \text{ KN.m}$$

$$\tau_u^{\max} = \frac{V_u^{\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min \left( 0, 2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right)$$

$$\tau_u^{\max} = \frac{106200}{400 \times 370} = 0.717 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = \min \left( 0, 2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) = 3.33 \text{ MPa} \quad (\text{Fissuration peu préjudiciable}).$$

$$\tau_{u\max} = 0.717 < \bar{\tau} = 3.33 \text{ MPa} \quad \dots\dots\dots (\text{Condition vérifiée})$$

➤ **Influence De L'effort Tranchant Au Voisinage Des Appuis : BAEL 91 (art A.5.1,313)**

$$V_u = 106.2 \text{ KN} \quad \alpha = 0.9 \times d = 0.9 \times 37 = 33.3$$

$$V_u = 106.2 \leq 0.267 \times \alpha \times b \times f_{c28}$$

$$V_u = 106.2 \leq 0.267 \times 33.3 \times 40 \times 25 \times 10^2 = 889110 \text{ N} \quad \dots\dots\dots (\text{Condition vérifiée})$$

➤ **Influence De L'effort Tranchant Sur Les Armatures Longitudinales :**

Au droit d'un appui ou existe un moment M (moment de continuité), la section A des armatures inférieures doit être elle que l'on ait :

$$A \geq \frac{1,15}{f_c} \left( V_u + \frac{M_u}{0,9.d} \right)$$

$$V_u = 106.2 \text{ KN} \quad M_u = -25 \text{ KN m}$$

$$A_s = 12.06 \text{ cm}^2 > \frac{1.15}{400} \left( 106200 - \frac{25 \times 10^3}{0.9 \times 37} \right) = 3.30 \text{ cm}^2 \quad \dots\dots\dots (\text{Condition vérifiée})$$

➤ **Armatures transversales :**

✓ **Le diamètre : BAEL91 (art A.7.2,2)**

$$\phi_t \leq \min (h / 35, \phi_L, b / 10)$$

$$\phi_t \leq \min (400 / 35, 16, 300 / 10) = 11.42 \text{ mm}$$

Alors soit des cadres  $\phi_t = 8$  mm de nuance FeE235

### **ESCAPEMENT:**

➤ **D'APRÈS BAEL 91 (ART A.5.1, 22):**

$$S_T \leq \text{MIN} (0,9 D ; 40 \text{ CM}) = 33.3 \text{ CM}$$

➤ **D'APRÈS RPA 99 (ART 7.5.2, 2) :**

$$S_t \leq \text{min} \left( \frac{h}{4} ; 12\phi_L^{\text{min}} ; 30 \text{ cm} \right) = 10 \text{ cm} \quad \text{dans la Zone nodale.}$$

$$S_t \leq h / 2 = 20 \text{ cm} \quad \text{dans la Zone courante.}$$

Avec :  $L' = 2h = 80$  cm (longueur de la zone nodale).

### **La section de ferrailage transversal:**

➤ **D'APRÈS BAEL 91 (ART A.5.1, 22):**

$$S_t \leq \frac{A_t \cdot f_e}{0,4 \cdot b_0}$$

$$\Rightarrow A_t \geq \frac{0,4 \cdot b_0 \cdot S_t}{f_e} = \frac{0,4 \cdot 40 \cdot 20}{400} = 0.8 \text{ cm}^2$$

➤ **D'après RPA 99 :**

$$A_t \geq 0,003 \cdot S_t \cdot b = 0.003 \times 20 \times 40 = 2.4 \text{ cm}^2$$

$$A_t \geq \max (A_t^{\text{BAEL}} ; A_t^{\text{RPA}}) = A_t^{\text{RPA}} = 2.4 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_t = 5\phi 8 = 2.51 \text{ cm}^2$$

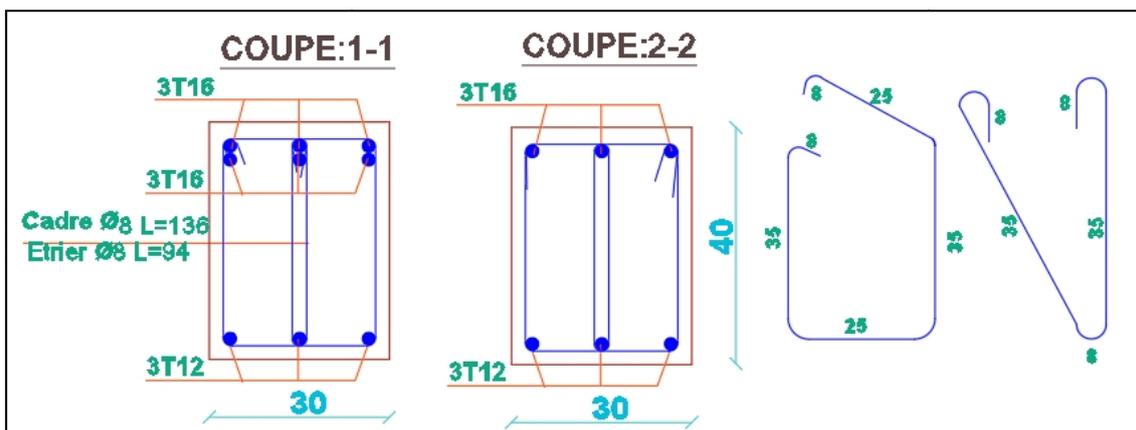
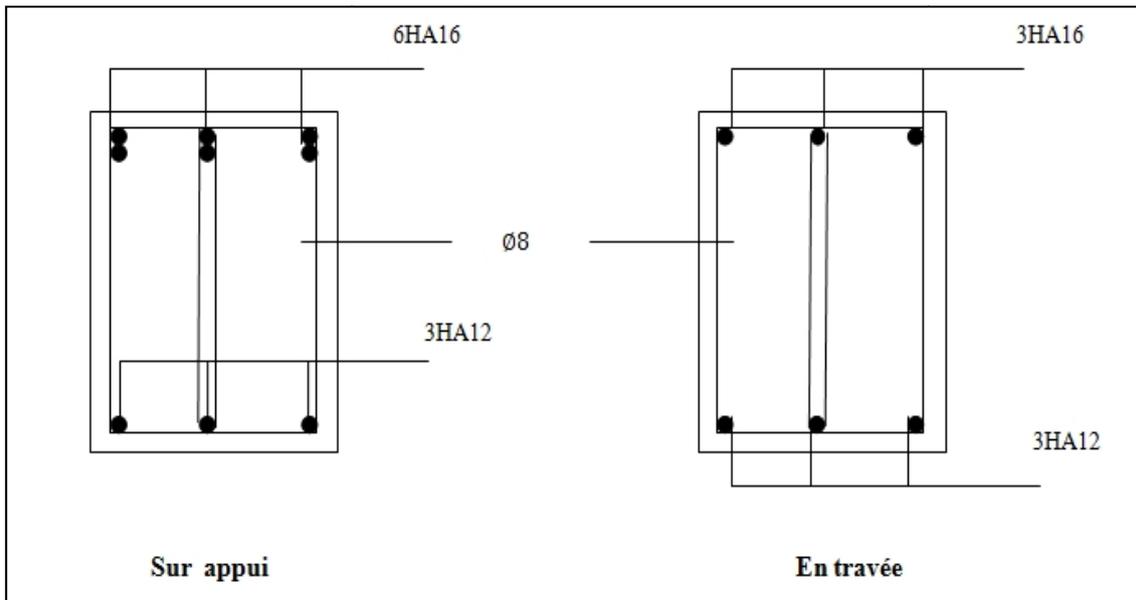


Figure VI.2.1. Ferrailage de la poutre principale

**VI.2.4 Vérification nécessaire pour la poutre secondaire :**

**B) Les poutres secondaires (30\*30) :**

Pour les poutres secondaires le même principe adopté précédemment pour les étapes de calcul de ferrailage.

➤ **Pourcentage minimal d'après le RPA99V2003 :**

$$A_{\min} = 0.5\% (b \times h) = 4.50 \text{ cm}^2$$

➤ **Pourcentage maximal d'après le RPA99V2003 :**

4 % en zone courante.

5 % en zone de recouvrement.

➤ **Pourcentage minimal d'après le BAEL :**

$$A_{\min} = 0.1\% (b \times h) = 0.90 \text{ cm}^2.$$

➤ **CONDITION DE NON FRAGILITE :**

$$A^{BAEL} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \rightarrow A > \frac{0.23 \times 30 \times 27 \times 2.1}{400} = 0.978 \text{ cm}$$

**VI.2.7. Calcul des armatures :**

Combinaisons	1.35G+1.5Q		G+Q		G+Q+E <sub>y</sub>	
	En travée	sur appuis	En travée	sur appuis	En travée	sur appuis
Valeurs (KN.m)	14.9	36.2	10.9	26.3	7.3	77.2

➤ **Combinaisons:1.35G+1.5Q**

**En travée :**

**E.L.U :**  $A_1 = \frac{M_{\max}}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d}$

Niveau	M <sub>u</sub> (N.m)	μ	μ <sub>t</sub>	α	β	A <sub>travée</sub> (cm <sup>2</sup> )
RDC+ 15	14900	0.0480	0.392	0.0615	0.975	1.62

## Chapitre VI: ferrailage des éléments structuraux

<b>etages</b>						
---------------	--	--	--	--	--	--

**E.L.S:**

$$\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

niveau	$\alpha$	$M_u$ (N.m)	$M_{ser}$ (N.m)	$\gamma$	$\bar{\alpha}$	Condition
RDC+15 etages	0.0615	14900	10900	1.36	0.430	Vérifiée

**Tableau récapitulatif :**

Niveau	$A_{travée}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}^{BAEL}$ (cm <sup>2</sup> )	$A^{BAEL}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{max}^{RPA}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{adopt}$ (cm <sup>2</sup> )
RDC+15 etages	1.62	0.90	0.978	4.50	3T12 =3.39

➤ **La combinaison : G+Q+Ey :**

**Sur Appuis :**

Niveau	$M_u$ (N.m)	$\mu$	$\mu_t$	$\alpha$	$\beta$	$A_{appui}$ (cm <sup>2</sup> )
RDC+15 etages	77200	0.190	0.392	0.212	0.915	7.81

**Tableau récapitulatif :**

Niveau	$A_{appui}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}^{BAEL}$ (cm <sup>2</sup> )	$A^{BAEL}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{max}^{RPA}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{adopt}$ (cm <sup>2</sup> )
RDC+15 etages	7.81	0.9	0.978	4.50	6T14 =9.24

➤ **État Limite de déformation : BAEL91 (B.6.5.1)**

On peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de calculer la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées, et on fera le calcul sur la travée la plus chargée.

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \quad ; \quad \frac{4.2}{f_e} \geq \frac{A}{b \times d}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{30}{360} = 0.083 > \frac{1}{16} = 0.0697 \text{ (Condition vérifiée)}$$

$$\frac{4.2}{f_e} = 0.0105 > \frac{A}{b \times d} = 0.0081 \text{ (condition vérifiée)}$$

✓ Les conditions précédentes sont vérifiées.

➤ **Vérification de la contrainte de cisaillement** : BAEL91 (art A.5.1)

$$V_u^{\max} = 60.8 \text{ KN}$$

$$\tau_u^{\max} = \frac{V_u^{\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min \left( 0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right)$$

$$\tau_u^{\max} = \frac{60800}{300 \times 270} = 0.750 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = \min \left( 0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) = 3.33 \text{ MPa} \quad \text{(Fissuration peu préjudiciable).}$$

$$\tau_{u\max} = 0.750 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 3.33 \text{ MPa} \quad \dots\dots\dots \text{(Condition vérifiée)}$$

➤ **Influence De L'effort Tranchant Au Voisinage Des Appuis** : BAEL 91 (art A.5.1,313)

$$V_u = 60.8 \text{ KN} \quad \alpha = 0.9 \times d = 0.9 \times 27 = 24.3$$

$$V_u = 60.8 \leq 0.267 \times \alpha \times b \times f_{c28}$$

$$V_u = 60.8 \leq 0.267 \times 24.3 \times 30 \times 25 \times 10^2 = 486607.5 \text{ N} \quad \dots\dots\dots \text{(condition vérifiée)}$$

➤ **Influence De L'effort Tranchant Sur Les Armatures Longitudinales** :

Au droit d'un appui ou existe un moment M (moment de continuité), la section A des armatures inférieures doit être elle que l'on ait :

$$A \geq \frac{1,15}{f_e} \left( V_u + \frac{M_u}{0,9.d} \right)$$

$$V_u = 60.8 \text{ KN} \quad M_u = -85.1 \text{ KN m}$$

$$A_s = 9.42 \text{ cm}^2 > \frac{1.15}{400} 60800 - \frac{85.1 \times 10^3}{0.9 \times 27} = 1.64 \text{ cm}^2 \text{ (condition vérifiée)}$$

**Les Armatures transversales :**

➤ **Le diamètre : BAEL91 (art A.7.2,2)**

$$\phi_t \leq \min (h / 35, \phi_L, b / 10)$$

$$\phi_t \leq \min (300 / 35, 16, 300 / 10) = 8.57 \text{ mm}$$

Alors soit des cadres  $\phi_t = 8 \text{ mm}$  de nuance FeE235

**ESPACEMENT :**

➤ **D'APRÈS BAEL 91 (ART A.5.1, 22):**

$$S_T \leq \text{MIN} (0,9 D ; 40 \text{ CM}) = 24.3 \text{ CM}$$

➤ **D'APRÈS RPA 99 (ART 7.5.2, 2) :**

$$S_t \leq \min \left( \frac{h}{4}; 12\phi_L^{\text{min}}; 30 \text{ cm} \right) = 7.5 \text{ cm} \text{ dans la Zone nodale.}$$

$$S_t' \leq h / 2 = 15 \text{ cm} \quad \text{dans la Zone courante.}$$

Avec :  $L' = 2h = 60 \text{ cm}$  (longueur de la zone nodale).

**section de ferrailage transversal:**

➤ **D'APRÈS BAEL 91 (ART A.5.1, 22):**

$$S_t \leq \frac{A_t x f_e}{0,4 x b_0}$$

$$\Rightarrow A_t \geq \frac{0.4 \times b_0 \times S_t}{f_e} = \frac{0.4 \times 30 \times 15}{400} = 0.45 \text{ cm}^2$$

➤ **D'après RPA 99 :**

$$A_t \geq 0,003.S_t.b = 0.003 \times 20 \times 30 = 1.8 \text{ cm}^2$$

$$A_t \geq \max (A_t^{\text{BAEL}}; A_t^{\text{RPA}}) = A_t^{\text{RPA}} = 1.8 \text{ cm}^2$$

Soit :  $A_t = 5\text{Ø}8 = 2.51 \text{ cm}^2$

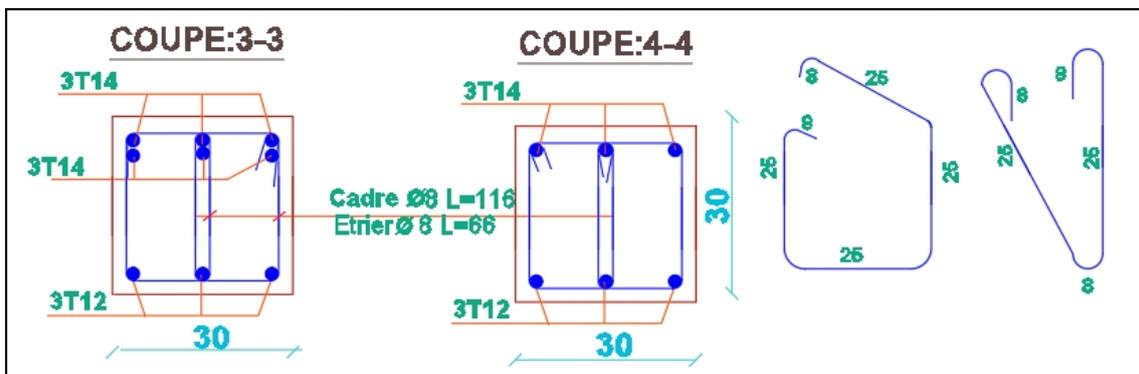
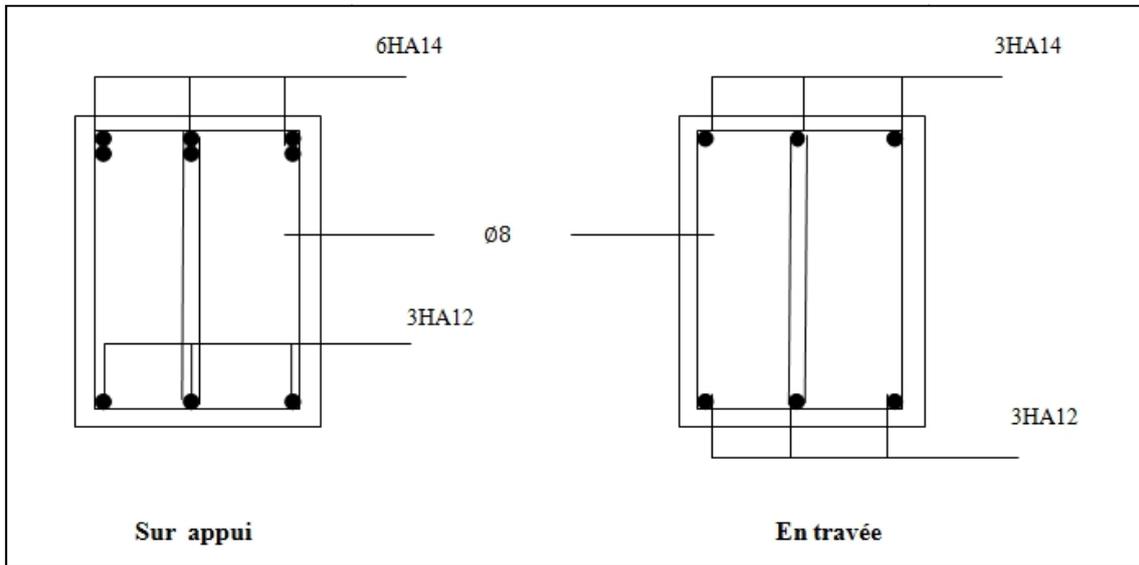


Figure VI.2.2. Ferrailage de la poutre secondaire

### VI.3.Ferrailage Des Voiles

#### VI.3.1 Voiles pleins :

##### VI.3.1.1.Ferrailage vertical :

Le ferrailage vertical sera disposé de telle sorte qu'il reprendra les contraintes de la flexion composée, en tenant compte des prescriptions du RPA 99/version 2003, citées ci-dessous :

- 1) L'effort de traction engendré dans une partie du voile doit être repris en totalité par les armatures dont le pourcentage minimal est de 0.2% de la section horizontal du béton tendu.
- 2) Les barres verticales des zones extrêmes devraient être accrochées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
- 3) Les barres verticales de ces derniers doivent être munies de crochets (jonction de recouvrement).
- 4) A chaque extrémité du voile (trumeau), l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la longueur du voile, cet espacement est au plus égal à 15cm (le ferrailage vertical doit être symétrique en raison du changement du signe du moment).
- 5) Le pourcentage minimal d'armatures longitudinales des trumeaux dans chaque direction est donné comme suit :
  - \* Globalement dans la section du voile égale a 0.15%.
  - \* En zone courante égale a 0.10%.
- 6) Si il ya des efforts importants de compression agissant sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées au poteau.

##### VI.3.1.2. Ferrailage horizontal :

Les armatures transversales sont des cadres disposés selon la hauteur du voile permettant la couture des fissures inclinées à 45° engendrées par l'effort tranchant. Ces barres doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10 $\phi$ .

$\phi$ :Diamètre des barres horizontales .

## Chapitre VI: Ferrailage des éléments structuraux

---

### ➤ Règles communes :

Dans le calcul du ferrailage des voiles, le RPA 99/version 2003 préconise les recommandations suivantes :

- ✓ L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

\*  $S \leq 1.5a$  (a : Epaisseur du voile).

\*  $S \leq 30\text{cm}$ .

- ✓ Les deux nappes d'armatures doivent être reliées au moins avec quatre épingles au mètre carré. Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur, Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10de l'épaisseur du voile.
- ✓ Les longueurs de recouvrement doivent être de  $40 \varnothing$  pour les barres situées dans la zone ou le renversement du signe des efforts est possible.
- ✓ Les longueurs de recouvrement doivent être de  $20\varnothing$  pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles des charges.

### ➤ Armatures transversaux :

Elles sont perpendiculaires aux faces du voile et servent de lien entre les deux nappes d'armatures verticales et empêchent leur flambement éventuel. Ces armatures sont généralement des épingles au nombre au moins de quatre par mètre carré.

### VI.3.2. Calcul de la section d'armature (Ferrailage vertical) :

#### ➤ Ferrailage vertical:

Une section soumise à la flexion composée peut être :

- ✓ Entièrement tendu (S. E. T).
- ✓ Entièrement comprimée (S. E.C).
- ✓ partiellement comprimée (S. P. C).

## Chapitre VI: Ferrailage des éléments structuraux

---

### ➤ Etapes de calcul :

- Détermination de la nature de la section :
- Calcul des dimensions du noyau central (pour les sections rectangulaires c'est :  $h/6$ ).
- Calcul de l'excentricité « e » qui égale au rapport du moment à l'effort normal  
( $e = M/N$ ).

### ➤ Calcul des sections suivant leurs natures :

**Section entièrement tendue :** on peut dire qu'une section est entièrement tendue si :

- N : L'effort normal appliqué est un effort de traction.
- C : Le centre de pression se trouve entre les deux nappes d'armatures :

$$a_1 = \frac{h}{2} - c' + e$$

$$a_2 = \frac{h}{2} - c' - e$$

Les équations d'équilibres écrivent alors :

$$N_U = A' \sigma_s + A \sigma_{s10\%}$$

$$M_a = A' \sigma_s (d - c')$$

Donc les sections d'armatures seront :

$$A = \frac{N_U a_1}{(a_1 + a_2) \sigma_{s\%}} ; A' = \frac{N_U a_2}{(a_1 + a_2) \sigma_{s\%}}$$

**Remarque :** Vu que l'effort sismique est réversible ; la section d'armature à prendre pour les deux nappes est le maximum entre A et A'.

### ➤ Section entièrement comprimée : La section est entièrement comprimée si :

- N : L'effort normal est un effort de compression.

## Chapitre VI: Ferrailage des éléments structuraux

---

- C : Le centre de pression se trouve à l'intérieur de la section et la condition suivante soit vérifiée :

$$N \cdot (d - c') - M_A > (0,33h - 0,81d') \cdot b \cdot h^2 \cdot \sigma_{bc}$$

Ou :  $M_A$  : Moment par rapport aux aciers inférieurs.

-Si  $N \cdot (d - c') - M_A > (0,33h - 0,81c') \cdot b \cdot h^2 \cdot \sigma_{bc}$  Les sections d'armatures sont données

par :

$$A' = \frac{[M_A - (d - 0,5h) \cdot b \cdot h \cdot \sigma_{bc}]}{(d + c') \cdot \sigma_2} \quad \text{Avec:} \quad \sigma_2 \rightarrow \varepsilon = 2\text{‰}$$

$$A = \frac{N_U \cdot b \cdot h \cdot \sigma_{bc}}{\sigma_2} - A'$$

-Si:  $N \cdot (d - c') - M_A > (0,33h - 0,81c') \cdot b \cdot h^2 \cdot \sigma_{bc}$  Les sections d'armatures sont

données par :  $A=0$  ;  $A' = \frac{N - (\Psi \cdot b \cdot h \cdot \sigma_{bc})}{\sigma_s'}$

**Avec :**

$$\Psi = \frac{0,37 + \frac{n \cdot (d - c') - M_A}{b \cdot h^2 \cdot \sigma_{bc}}}{0,875 - \frac{d^{-1}}{h}}$$

➤ **Section partiellement comprimée** : la section est partiellement comprimée si :

- N : L'effort normal est un effort de traction, le centre de pression « C » se trouve en dehors de la zone comprimée entre les armatures.

- N : L'effort normal est un effort de compression, le centre de pression « C » se trouve à l'extérieur de la section.

- N : L'effort normal est un effort de compression, le centre de pression « C » se trouve à l'intérieur de la section et la condition suivante soit vérifiée :

$$N \cdot (d - c') - M_A \leq (0,33h - 0,81c') \cdot b \cdot h^2 \cdot \sigma_{bc}$$

Ou :  $M_A$  : moment par rapport aux aciers inférieurs.

$$M_a = M_g + N \left( d - \frac{h}{2} \right).$$

$$A = A'_f \qquad A = A'_f - \frac{N}{100 \cdot \bar{\sigma}_s}$$

Il faut déterminer la section tendue pour cela nous appliquons la formule suivante :

$$\left. \begin{array}{l} \circ \quad \sigma_1 = \frac{N}{a \cdot h} + \frac{6 \cdot M}{a \cdot h^2} \\ \circ \quad \sigma_2 = \frac{N}{a \cdot h} - \frac{6 \cdot M}{a \cdot h^2} \end{array} \right\} \text{ Pour les voiles pleins}$$

$$\diamond \text{ 1}^{\text{ere}} \text{ cas (S.P.C)} : \sigma_1 \geq 0 \quad ; \quad \sigma_2 \leq 0 \quad ; \quad l_t = h \cdot \frac{|\sigma_2|}{|\sigma_1| + |\sigma_2|}$$

$$\diamond \text{ 2}^{\text{eme}} \text{ cas (S.E.T)} : \sigma_1 \leq 0 \quad ; \quad \sigma_2 \leq 0 \quad ; \quad l_t = h.$$

$$\diamond \text{ 3}^{\text{eme}} \text{ cas (S.E.C)} : \sigma_1 \geq 0 \quad ; \quad \sigma_2 \geq 0 \quad ; \quad l_t = 0$$

$$\triangleright A_{\min 1}^{R.P.A} = 0,002 \cdot a \cdot l_t$$

$$\triangleright A_{\min 2}^{R.P.A} = 0,0015 \cdot a \cdot h$$

$$\triangleright A_{\min 3}^{R.P.A} = 0,001 \cdot a \cdot h \quad (\text{en zone courante})$$

### **VI.3.3. Choix de combinaison d'action (pour les armatures verticales) :**

Le ferrailage sera calculé en flexion composée sous N et M ; N provenant de combinaison de charge verticale

Le calcul se fera avec les combinaisons suivantes :

$$N_{\min} = 0,8N_g + N_e \cdot (N_e = 0 \text{ cas des voiles pleins})$$

$$M = 0,8M_g + M_e$$

On choisit cette combinaison pour situer le cas le plus défavorable de l'excentricité c à d pour pousser le centre de pression à l'extérieur de la section (cas d'une section

## Chapitre VI: Ferrailage des éléments structuraux

partiellement comprimée) puis on va vérifier la contrainte de compression à la base par la combinaison :

$$N_{corr} = N_g + N_q + N_e$$

$$M_{max} = M_g + M_q + M_e$$

### Exemple de calcul (RDC )

	combinaison						A (cm <sup>2</sup> )
	1.35G+1.5Q		G+Q+E		0.8G+E		
h	N <sub>max</sub> (KN)	M <sub>COR</sub> (KN)	M <sub>MAX</sub> (KN)	N <sub>cor</sub> (KN)	N <sub>min</sub> (KN)	M <sub>cor</sub> (KN)	
3.60	1681	6.2	3133.8	1132.8	-1006.1	1163	25.15
3.00	1565.5	14.8	939.6	1183.2	-1523	934.9	16.58
3.20	1530.8	12.5	767.5	517	199.2	761.7	52.25

➤ Calcul de la section d'armature : selon les règles BAEL 91

**Armatures verticales :**

ELU		G + Q + E		0,8G + E	
N <sub>max</sub> (KN)	M <sub>COR</sub> (KN)	M <sub>MAX</sub> (KN)	N <sub>cor</sub> (KN)	N <sub>min</sub> (KN)	M <sub>cor</sub> (KN)
3396.9	111.5	6202.20	2059.9	1338.4	6169.5

➤ 0.8G+E :

$$h = 6.15 \text{ m} \quad ; \quad c = 3 \text{ cm}$$

$$d = h - c = 6.12 \text{ m} \quad ; \quad a = 0.15 \text{ m}$$

Détermination de l'excentricité e :

$$e = \frac{M}{N} = \frac{6169.5}{1338.4} = 4.61 \text{ m}$$

$$A = (0.337 h - 0.81 c') \cdot b \cdot h \cdot \sigma_b$$

## Chapitre VI: Ferrailage des éléments structuraux

---

$$A = (0.337 \times 6.15 - 0.81 \times 0.15) \times 0.15 \times 6.15 \times 18.5 = 33.29 \text{ MN.m}$$

$$B = N_u (d - c') - M_{ua}$$

$$M_{ua} = M_u + N_u \times (d - h/2) = 10244.928 \text{ KN.m}$$

$$B = -2094.07 \text{ KN.m}$$

**A > B ⇒ donc la section est partiellement comprimée.**

### VI.3.4. Vérification de flambement:

$$\frac{l_f}{h} \leq \max(15; \frac{20e}{h})$$

$$\frac{20 \times e}{h} = 0.441$$

$$\frac{l_f}{h} = 0.7$$

$$\frac{l_f}{h} = 0.7 < 15 \text{ (condition vérifiée)}$$

### VI.3.5. Calcul de ferrailage :

➤ Calcul des armatures à la flexion simple :

$$M_{ua} = M_u + N_u \times (d - h/2) = 10244.928 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_b = 18,5 \text{ MPa cas accidentel}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400 \text{ MPa } (\gamma_s = 1; \text{cas accidentel})$$

$$\mu = \frac{M_a}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{10244.928 \times 10^6}{18.5 \times 150 \times 6120^2} = 0.0985 < \mu_l = 0.392$$

$$(\alpha = 0.129; Z = d \sqrt{1 - 0.4\alpha} = 5.80)$$

$$A_f = \frac{M_a}{\sigma_s \times Z} = \frac{10244.928 \times 10^6}{400 \times 6.46 \times 10^3} = 42.36 \text{ cm}^2$$

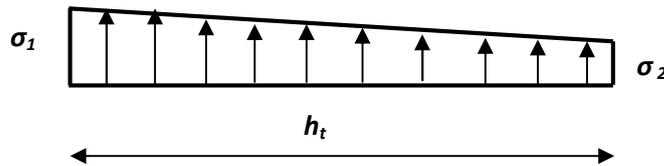
➤ Calcul des armatures à la flexion composée :

$$A_{cal} = A_f - \frac{N}{100 \times \bar{\sigma}_s} = 42.36 - \frac{1338.4 \times 10^3}{100 \times 400} = 8.90 \text{ cm}^2$$

$$A > 0$$

➤ L'armature verticale minimale:

D'après (RPA99.version 2003) Suivant la formule de Navier Bernoulli



$$\sigma_1 = \frac{N}{a \times h} + \frac{6M}{a \times h^2} = \frac{1338.4 \times 10^3}{150 \times 6150} + \frac{6 \times 6169.5 \times 10^6}{150 \times 6150^2} = 6.648 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{a \times h} - \frac{6M}{a \times h^2} = \frac{1338.4 \times 10^3}{150 \times 6150} - \frac{6 \times 6169.5 \times 10^6}{150 \times 6150^2} = -4.024 \text{ MPa}$$

➤ Le pourcentage minimum d'armatures verticales est donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile : 0.15 % (RPA99/V 2003 Art.7.7.4.1)
- $A_{min}^g = 0.0015 \times b \times \square = 11.8 \text{ cm}^2$

**Donc on prend :**

- Dans la zone tendue :  $A = \max(A_{cal}, A_{min}^{RPA})$
- Alors on prend : **A = 11.80 cm<sup>2</sup>**
- En zone courante :  $l_t = \square \cdot \frac{|\sigma_2|}{|\sigma_1| + |\sigma_2|} = 2.40 \text{ m}$

$$\sigma_1 \geq 0 \quad ; \quad \sigma_2 \leq 0$$

$$L' = L - l_t = 6.15 - 2.4 = 3.75 \text{ m}$$

$$h' = h - 2 \times l_t = 120 > 0$$

$$A_{min2} = 0.001 \cdot b \cdot h' = 1.8 \text{ cm}^2$$

## Chapitre VI: Ferrailage des éléments structuraux

---

$$A_{\text{tot}} = 2 A_{\text{tendu}} + A_{\text{min}2} > A_{\text{min}}^g$$

$$A_{\text{tot}} = 25.40 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}}^g = 11.80 \text{ cm}^2$$

**L'espacement :**

- **D'après (RPA99 version 2003)**

$$S < \min (1.5 \times a ; 30\text{cm}) = \min (1.5 \times 15 ; 30 \text{ cm})$$

**On prend :**  $S = 22.5 \text{ cm}$

- **Dans la zone h/10 :**

$$D = \frac{S}{2} = \frac{22.5}{2} = 11.25 \text{ cm}$$

**On prend :**  $D = 11.25 \text{ cm}$

- Les espacements suivant le(BAEL) sont négligés par rapport ceux donnés par le **RPA99**

- **Choix d'armature:**

$$\Rightarrow \text{Soit : } A_{\text{nap1}} = 4\text{HA}12+10\text{HA}10$$

$$A_{\text{nap2}} = 4\text{HA}12+10\text{HA}10$$

**Vérification des contraintes de cisaillement :**

$$\bar{\tau}_b = 0.2 f_{c28} = 5 \text{ Mpa}$$

$$\tau_b = \frac{1.4 \times T_{\text{cal}}}{a.d} = \frac{1.4 \times 674.6 \times 10^3}{150 \times 6120} = 0.943 \text{ MPa } \textit{condition vérifiée}$$

**a :** épaisseur du voile ( $a = 15 \text{ cm}$ )

**h :** longueur totale de la section tout ( $h = 615 \text{ cm}$ )

**Armatures horizontales :**

Le pourcentage minimum d'armatures horizontales pour une bande de 1 m de largeur.

## Chapitre VI: Ferrailage des éléments structuraux

---

Globalement dans la section du voile :(RPA99 version 2003) 7.7.4.3

$$A_{min}^g = 0.0015 \times a \times 1m = 0.0015 \times 15 \times 100 = 2.25 \text{ cm}^2$$

- En zone courante :

$$A_{min}^c = 0.001 \times b \times 1m = 0.001 \times 15 \times 100 = 1.50 \text{ cm}^2$$

Donc on prend :  $A_{hor} = 6\phi 8 = 3.02 \text{ cm}^2 / ml$

➤ **Les Armatures Transversales** :(armatures perpendiculaires aux faces du mur)

D'après les **RPA99**, les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré.

➤ **Vérification de contrainte de compression : « à la base du refend »**

-Il faut que  $\sigma_c \leq \bar{\sigma}_{bc} = 18,5 \text{ MPa}$

-La vérification s'effectuera en considération les combinaisons :

$$N = N_g + N_q + N_E$$

$$M = M_g + M_q + M_E$$

-Cette combinaison donne le cas le plus défavorable ou l'effort normal « N » est très important.

- Le calcul de «  $\sigma_c$  » contrainte de compression se fait conformément à la formule de

➤ **Navier Bernoulli** :  $\sigma_c = \sigma_1 = \frac{N}{a \cdot h} + \frac{6 \cdot M}{a \cdot h^2}$

$$N = 1338.4 \text{ KN} \quad , \quad M = 6169.5 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_c = \sigma_1 = \frac{N}{a \cdot h} + \frac{6M}{a \cdot h^2} = \frac{1338.4 \times 10^3}{150 \times 6800} + \frac{6 \times 6169.5 \times 10^6}{150 \times 6800^2} = 6.648 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 18.5 \text{ MPa}$$

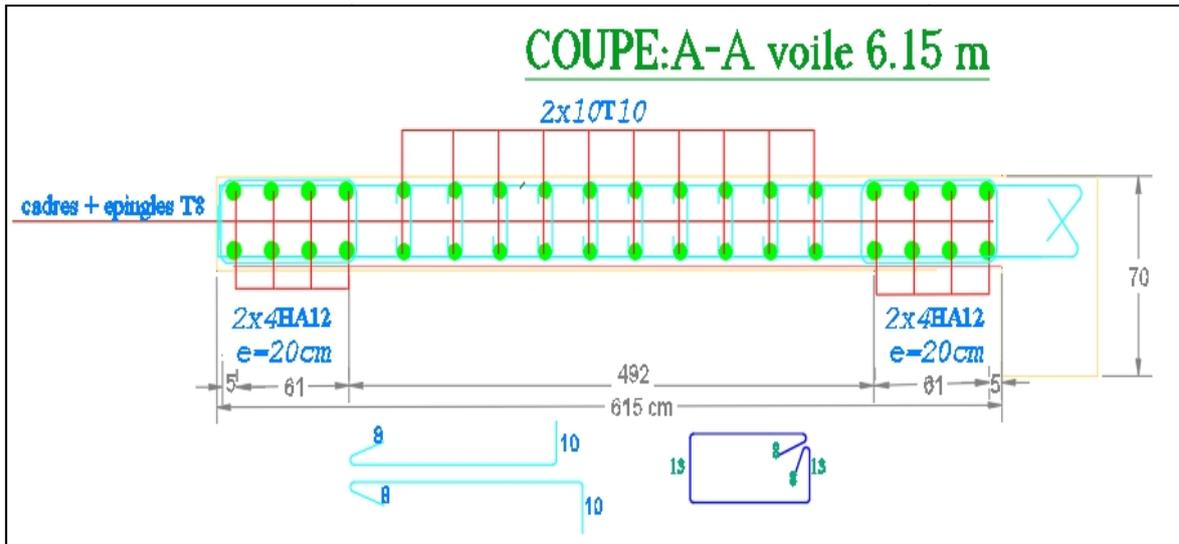


Figure .VI.3.1. Ferrailage voile

## VII. ETUDE DES FONDATIONS

### VII.1.Introduction :

Les fondations d'une construction sont constituées par les parties de l'ouvrage qui sont en contact direct avec le sol auquel elles transmettent les charges de la superstructure, elles constituent donc la partie essentielle de l'ouvrage dont leurs bonnes conceptions et réalisations découlent la bonne tenue de l'ensemble.

L'ingénieur doit se baser sur trois préoccupations essentielles pour l'étude des fondations :

- ✓ La forme et l'emplacement de la fondation.
- ✓ La contrainte admissible du sol ne doit en aucun cas être dépassée.
- ✓ Le tassement doit être limité pour éviter le basculement ou la ruine de l'ensemble

#### ➤ Différents types de fondations :

- ✓ Fondation superficielle (Semelles isolées, filantes, radiers)
- ✓ Semi profondes (les puits)
- ✓ Profondes (les pieux)
- ✓ Les fondations spéciales (les parois moulées et les cuvelages...)

### VII.2.Présentation de rapport de sol :

Le bâtiment est usage d'habitation dans la wilaya : « ALGER »

Les données géotechniques préliminaires de l'étude de sol du projet sont :

-contrainte admissible :  $Q=1.7$  bars pour l'ensemble du site.

-types de sol : classé dans la catégorie S3 (site meuble)

-ancrage des fondations :  $D = 45m$

### VII.3.Calcul des fondations :

Fondations superficielles de type :

- ✓ Semelle isolée.
- ✓ Semelle filante.
- ✓ Radier général.

#### **Remarque :**

Nous proposons en premier lieu des semelles isolées sous poteaux et filantes sous murs. pour cela, nous allons procéder à une petite vérification telle que :

La surface des semelles doit être inférieure à **50%** de la surface totale du bâtiment : (  $S_s / S_b < 50 \%$  )

### **VII.4. Définition de type de semelle :**

➤ **calcul la section des semelles :**

La surface des semelles donne par :

$$S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

**S:** La surface total de la semelle

$$\sigma_{sol}=1.70bars = 17 \text{ T/ m}^2$$

La somme des réactions des poteaux et voiles sont :

➤ **A L'ELS**

$$N_{ser}=NG+NQ$$

$$N_{ser}= 9442.79 \text{ T}$$

$$S_s = \frac{9442.79}{17} = 555.45 \text{ m}^2$$

➤ **Vérification du chevauchement :**

- On a la surface totale du bâtiment  $S_b = 558.36 \text{ m}^2$

- Faisant le rapport  $\frac{S_s}{S_b} = 99.47\%$  on déduit :

La surface totale de la semelle dépasse 50% de la surface d'emprise du bâtiment, ce qui induit le chevauchement de ces semelles. Pour cela on a opté pour un radier général comme type de Fondation, ce type de fondation présente plusieurs avantages qui sont :

- ✓ L'augmentation de la surface de la semelle qui minimise la forte pression apportée par la Structure.
- ✓ La réduction des tassements différentiels.
- ✓ La facilité d'exécution

### **VII.5.Radier général :**

Un radier est une dalle pleine, éventuellement nervurée, constituant l'ensemble des fondations du bâtiment, il s'étend sur toute la surface de l'ouvrage.

➤ **Pré dimensionnement du radier :**

- Selon la condition d'épaisseur minimale :

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25 cm ( $h_{\min} \geq 25 \text{ cm}$ ).

- Selon la condition forfaitaire :

➤ **Sous poteaux :**

**La dalle :** La dalle du radier doit satisfaire aux conditions suivantes :

$$h \geq \frac{L_{\max}}{20}$$

Avec une hauteur minimale de 25 cm

$$h \geq \frac{420}{20} = 21 \text{ cm}$$

**La nervure :** La nervure du radier doit avoir une hauteur  $h_t$  égale à :

$$h_t \geq \frac{360}{10} = 36 \text{ cm}$$

➤ **Condition de la rigidité :**

$$L_e \geq \frac{2 L_{\max}}{\pi}$$

$L_{\max}$  : plus grande distance entre deux poteaux :

$L_e$  : longueur élastique.

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4E \times I}{K \times b}}$$

$E$  : module d'élasticité.

$I$  : inertie d'une bande d'1 m de radier.  $I = \frac{bh^3}{12}$

$K$  : coefficient de raideur du sol, pour les sols moyenne résistance il est pris égal à ( $K=40\text{MN/m}^3$ ).

$b$  : largeur du radier (bande de 1m). D'où:

$$h \geq \sqrt[3]{\frac{48 KL_{\max}^4}{E \pi^4}}$$

$L_{\max} = 4.2 \text{ m}$  ;  $E = 3.2 \times 10^6 \text{ t/m}^2$  ;  $K = 4000 \text{ t/m}^3$

$$h \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times 4000 \times 4.2^4}{3.2 \times 10^6 \times 3.14^4}} = 0.576$$

➔  $h \geq 0.576 \text{ m}$

**Conclusion :**

La valeur de l'épaisseur du radier à adopter est :

$$h_r = \max ( 57.60 \text{ cm} , 21 \text{ cm} , 42\text{cm} )$$

On prend une épaisseur plus proche de l'épaisseur calculée :

✓ **On prend :  $h_r = 80\text{cm}$ .**

➤ **Calcul de surface minimale du radier:**

La surface du radier est déterminée en vérifiant la condition suivante :

$$\frac{N_{ser}}{S} \leq \bar{\sigma}_{adm} \Leftrightarrow S \geq \frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_{adm}}$$

➤ **Détermination des efforts :**

**ELU:**  $N_u = 12921.85 \text{ T}$  ; **ELS:**  $N_s = 9442.79 \text{ T}$

$$\text{ELU: } S_{\text{radier}} \geq \frac{N_u}{1.5\bar{\sigma}_s} = \frac{12921.85}{1.5 \times 17} = 506.74 \text{ m}^2$$

$$\text{ELS: } S_{\text{radier}} \geq \frac{N_s}{1.5\bar{\sigma}_s} = \frac{9442.79}{1.5 \times 17} = 370.31 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{batiment}} = 558.36\text{m}^2 > \text{Max} (S_1; S_2) = 506.74 \text{ m}^2$$

La surface du bâtiment est supérieure à la surface de radier, On ajoute un débordement (D) .L'emprise totale avec un débordement (D) sera:

$$S' = S + D \times 2 \times (L_x + L_y)$$

**S'** : la surface final du radier.

**S** : surface totale du bâtiment

**D** : débordement

**L<sub>x</sub>**: longueur en plan (28.2 m)

**L<sub>y</sub>**: largeur en plan (19.8 m)

➤ **Calcul de débordement D:**

$$D \geq \text{Max} (h_r / 2 ; 30 \text{ cm}). \text{ O\`u: } h_r = 80\text{cm} \Rightarrow D \geq \text{Max} (40; 30 \text{ cm}).$$

**On prend :**

D = 0.5 m alors l'emprise totale avec D est:

$$S' = 558.36 + 0.5 \times 2(28.2 + 19.8) = \mathbf{606.36\text{m}^2}$$

**Remarque:** Pour des raisons d'économie on va choisir :

$$h_{\text{radie}} = 45 \text{ cm} \quad ; \quad h_{\text{Nervure}} = 80 \text{ cm}$$

➤ **Vérification au poinçonnement:**

**a) Vérification pour les poteaux : N**

Le poinçonnement se manifeste là où il y a une concentration des charges. Pour vérifier le non poinçonnement du radier (dalle) le BAEL 91 propose de vérifier la condition suivante : **(Article A.5.2.42) BAEL 91**

$$N_u \leq 0.045 \cdot \mu_c \cdot h \cdot f_{c28} / \gamma_b$$

**Avec :**

$N_u$  : Charge revenant au poteau plus chargé.

Dans notre cas le poteau (N°75) le plus sollicité transmet au radier la charge à l'ELU suivante **251.53 T**.

$\mu_c$  : Périmètre de la surface d'impact projeté sur le plan moyen.

$$\mu_c = 2(a + b + 2h_r)$$

$$\mu_c = 2(0.65 + 0.70 + 2 \times 0.80) = 5.9 \text{ m}$$

$h$  : Epaisseur du radier.

$$N_u \leq 0.045 \cdot \mu_c \cdot \gamma_r \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0.045 \times 5.9 \times 0.80 \times 25 \times \frac{10^2}{1.5} = 354 \text{ T}$$

$$N_u = 251.53 \text{ T} \leq 354 \text{ T} \dots \dots \dots \text{ (Condition vérifiée)}$$

**b) Vérification pour les voiles (N° 181) :**

Il faut vérifier que :  $N_u \leq 0.045 \cdot \mu_c \cdot h \cdot f_{c28} / \gamma_b$

**Avec :**

$N_u$  : Charge revenant au voile plus chargé.

$$N_u = 169.81 \text{ T}$$

$$\mu_c = 2(6.15 + 0.15 + 2 \times 0.8) = 15.8$$

$$N_u = 169.81 \text{ T} \leq 0.045 \cdot \mu_c \cdot \gamma_r \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1110 \text{ T} \dots \dots \dots \text{ (Condition vérifiée)}$$

➤ **Vérification de la stabilité du radier:**

**a) Vérification de la contrainte du sol sous les charges verticales :**

La contrainte du sol sous le radier ne doit pas dépasser la contrainte admissible.

Donc il faut vérifier :  $\sigma = \frac{N_r}{S_{rad}} \leq \bar{\sigma}_{sol}$

$N$  : effort normal du aux charges verticales

**Donc :**

$$N_G = 9442.79 \text{ T}$$

$$\sigma = \frac{9442.79}{606.36} = 15.57 \leq \bar{\sigma}_{sol} = 17 \text{ T/m}^2 \dots\dots\dots (\text{Condition vérifiée})$$

**b ) Vérification a l'effort de sous pression:**

Elle est jugée nécessaire pour justifier le non soulèvement du bâtiment sont l'effort de sous pression hydrostatique on doit vérifier :

$$W \geq \alpha . \gamma . h . S$$

**Avec:**

**W:** poids total du bâtiment à la base du radier.

**$\alpha$ :** coefficient de sécurité vis-à-vis du soulèvement ( $\alpha = 1.5$ ).

**$\gamma$ :** poids volumique de l'eau ( $\gamma = 10 \text{ KN/ m}^3$ ).

**h:** profondeur de l'infrastructure ( $h = 4.896 \text{ m}$ ).

**S:** surface de radier ( $S = 606.36 \text{ m}^2$ ).

$$W = 8514.32 \text{ T}$$

$$\alpha . \gamma . h . S = 4453.1 \text{ T}$$

$$W \geq \alpha . \gamma . h . S$$

$$8514.32 \text{ T} \geq 4453.1 \text{ T} \dots\dots\dots (\text{Condition vérifiée})$$

✓ La condition est vérifiée, donc pas de risque de soulèvement.

**VII.6. Caractéristiques géométriques du radier:**

Centre de gravité des masses du radier (infrastructure) d'après logiciel ROBOT :

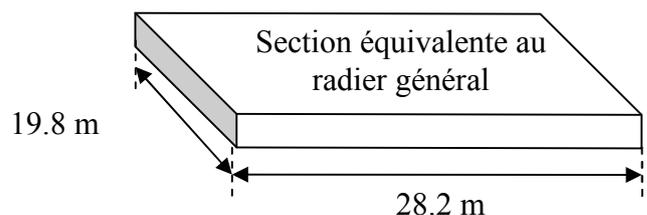
$$X = \frac{\sum S_i \times X_i}{\sum S_i} = 14.1 \text{ m}$$

$$Y = \frac{\sum S_i \times Y_i}{\sum S_i} = 9.9 \text{ m}$$

➤ **Moment d'inertie d'un radier :**

$$I_{x-x} = \frac{b.h^3}{12} = 18241.62 \text{ m}^4$$

$$I_{y-y} = \frac{b.h^3}{12} = 37002.51 \text{ m}^4$$



**VII.7. Vérification de stabilité :**

➤ **Vérification de la stabilité de radier :**

Sous les charges horizontales (forces sismiques) il y'a naissance d'un moment de Renversement.

Les extrémités du radier doivent être vérifiées dans les deux sens transversal et longitudinal sous les combinaisons suivantes :

✓ (G+Q+E) pour les contraintes maximales de compression.

✓ (0,8G-E) pour vérifier le non soulèvement des fondations.

➤ **Vérification de la stabilité du radier sous (0.8G± E) :**

\* Moment de renversement du au séisme pour chaque sens (x, y)

e : l'excentricité de la résultante des charges verticales.

M : moment dû au séisme.

N : charge verticale.

D'après le RPA99/version2003(art10.1.5)le radier reste stable si :

$$e = \frac{M}{N} \leq \frac{L}{4} \rightarrow e : \text{l'excentricité de la résultante des charges verticales.}$$

$$L = (L_x ; L_y)$$

$$\Sigma N_{total} = 6625.75 \text{ T}$$

$$\Sigma M_x = 6704.9 \text{ T.m}$$

$$\Sigma M_y = 24416.99 \text{ T.m}$$

	Sens (X-X)	Sens (Y-Y)
<b>N<sub>tot</sub> (T)</b>	6625.75	6625.75
<b>M (T.m)</b>	6704.9	24416.99
<b>e (m)</b>	1.01	3.68
<b>L / 4 (m)</b>	7.05	4.95
<b>Condition</b>	Condition vérifiée	Condition vérifiée

➤ **Vérification au non soulèvement des fondations (G+Q+E) :**

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} \leq \overline{\sigma_{sol}} \times 1,5$$

$$\sigma_{max} = \frac{N}{A} + \frac{M}{I} X_G ; \sigma_{min} = \frac{N}{A} - \frac{M}{I} Y_G$$

$$N = 9442.79 \text{ T}$$

$$M_{x-x} = 6704.9 \text{ T.m}$$

$$M_{y-y} = 24416.99 \text{ T.m}$$

$$S_{radier} = 606.36 \text{ m}^2$$

$$I_{x-x} = 18241.62 \text{ m}^4$$

$$I_{y-y} = 37002.51 \text{ m}^4$$

$X_G = 14.1 \text{ m}$

$Y_G = 9.9 \text{ m}$

	G+Q+E			$\overline{\sigma_{sol}} \times 1,5$ (T/m <sup>2</sup> )	Observation
	$\sigma_{max}$ (T/m <sup>2</sup> )	$\sigma_{min}$ (T/m <sup>2</sup> )	$\sigma_{moy}$ (T/m <sup>2</sup> )		
Sens (X-X)	20.755	11.934	18.549	25.5	Condition vérifiée
Sens (Y-Y)	24.877	9.04	20.917	25.5	Condition vérifiée

### VII.8.Ferrailage du radier :

\* Le radier fonctionne comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux et les poutres qui sont soumis à une pression uniforme provenant du poids propre de l'ouvrage et des surcharges.

\* Les panneaux constituant le radier sont uniformément chargés et seront calculés comme des dalles appuyées sur quatre cotés et chargées par la contrainte du sol, pour cela on utilise la méthode de BAEL91 annexe E3 pour déterminer les moments unitaires ( $\mu_x, \mu_y$ ) qui dépend du coefficient de POISSON et du rapport :

$$\rho = \frac{l_x}{l_y}$$

➤ Méthodes de calcul :

- Dans le sens de la petite portée :  $M_x = \mu_x \cdot q_u \cdot l_x^2$
- Dans le sens de la grande portée :  $M_y = \mu_y \cdot M_x$

Tel que :

$\mu_x ; \mu_y$  : sont des coefficients en fonction de  $\alpha = l_x/l_y$  et  $\nu$  (prend 0.2 à l'ELS, 0 à l'ELU) Pour le calcul, on suppose que les panneaux sont partiellement encastés aux niveaux des appuis, d'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis.

En tenant compte des modes de fixation on effectue les ventilations des moments comme suit :

	Le panneau de rive	Le panneau intermédiaire
en travail	$M_{tx} = 0.85 M_x$ $M_{ty} = 0.85 M_y$	$M_{tx} = 0.75 M_x$ $M_{ty} = 0.75 M_y$

<b>Sur appui</b>	$M_{ax} = M_{ay} = 0.3M_x$	$M_{ax} = M_{ay} = 0.5M_x$
------------------	----------------------------	----------------------------

Nous avons utilisé pour le ferrailage des panneaux, la méthode proposée par le règlement BAEL91. La fissuration est considérée comme étant préjudiciable.

➤ **Calcul des moments fléchissant :**

ELU	ELS
$q_u = (1.35G + 1.5Q) / S_{rad}$	$q_{ser} = (G + Q) / S_{rad}$
$q_u = 21.31 \text{ T/m}$	$q_s = 15.57 \text{ T/m}$

➤ **Le plus grand panneau est le panneau du 4.20×3.60 :**

a) l'ELU :  $v = 0$  ;  $q_u = 21.31 \text{ T/m}$

$\alpha = 3.60/4.20 = 0.85 > 0.4$  ➔ alors le panneau travaille dans les deux sens .

**A partir du tableau (BAEL E3) :**

$$\mu_x = 0.0509$$

$$\mu_y = 0.685$$

**Donc les moments sont:**

$$M_x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \quad \rightarrow \quad M_x = 0.0509 \times 21.31 \times 3.6^2 = 14.057 \text{ T.m/ml.}$$

$$M_y = \mu_y \times M_x \quad \rightarrow \quad M_y = 0.685 \times 14.057 = 9.62 \text{ T.m/ml.}$$

$$M_{tx} = 0.75 \times M_x \quad \rightarrow \quad M_{tx} = 0.75 \times 14.057 = 11.948 \text{ T.m/ml.}$$

$$M_{ty} = 0.75 \times M_y \quad \rightarrow \quad M_{ty} = 0.75 \times 9.62 = 8.177 \text{ T.m/ml.}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = 0.5 \times M_x \quad \rightarrow \quad M_{ax=ay} = 0.5 \times 14.057 = 4.217 \text{ T.m/ml.}$$

➤ **Calcul des armatures :**

$$\mu = \frac{M_s}{b \times d^2 \times \sigma_b}$$

$$A_s = \frac{M_s}{\beta \times d \times \sigma_s}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \quad , \quad \beta = (1 - 0.4\alpha)$$

$$A_{s\min} = \frac{0.23 \ b \ d \ f_{t28}}{f_e}$$

$$\sigma_b = 14.2 \text{ Mpa} \quad b = 100 \text{ cm}$$

	Dans le sens (x x )		Dans le sens (y y )	
	Sur appui	En travée	Sur appui	En travée
<b>M (T.m)</b>	4.217	11.948	4.217	8.177
$\mu$	0.00702	0.0199	0.00702	0.0136
$\alpha$	0.0088	0.0251	0.0088	0.0171
$\beta$	0.996	0.989	0.996	0.993
<b>As (cm<sup>2</sup>/ml)</b>	1.87	5.34	1.87	3.64
<b>As min (cm<sup>2</sup>/ml)</b>	7.84	7.84	7.84	7.84
<b>Choix des barres</b>	<b>8HA12</b>	<b>8HA12</b>	<b>8HA12</b>	<b>8HA12</b>
<b>As Choix (cm<sup>2</sup>/ml)</b>	9.05	9.05	9.05	9.05
<b>Espacement (cm)</b>	12	12	12	12

**L'ELS** :  $v = 0.2$  ;  $q_s = 15.57T/m$

$\alpha = 3.60/4.20 = 0.85 > 0.4 \rightarrow$  le panneau travaille dans les deux sens

**A partir du tableau:**

$$\mu_x = 0.0579$$

$$\mu_y = 0.778$$

**donc les moments sont:**

$$M_x = \mu_x \times q_s \times l_x^2 \rightarrow M_x = 11.683T.m/ml.$$

$$M_y = \mu_y \times M_x \rightarrow M_y = 9.089T.m/ml.$$

$$M_{tx} = 0.75 \times M_x \rightarrow M_{tx} = 9.930T.m/ml.$$

$$M_{ty} = 0.75 \times M_y \rightarrow M_{ty} = 7.725T.m/ml.$$

$$M_{ax} = M_{ay} = 0.5 \times M_x \rightarrow M_{ax=ay} = 3.504T.m/ml.$$

### **VII.9.Calcul des armatures:**

	Dans le sens (x x')		Dans le sens (y y')	
	Sur appui	En travée	Sur appui	En travée
<b>M (T.m)</b>	3.504	9.930	3.504	7.725
$\mu$	0.0058	0.016	0.0058	0.013
$\alpha$	0.007	0.020	0.007	0.022
$\beta$	0.997	0.992	0.997	0.912
<b>As (cm<sup>2</sup>/ml)</b>	1.55	4.42	1.55	3.74
<b>As min (cm<sup>2</sup>/ml)</b>	7.84	7.84	7.84	7.84

<b>Choix des barres</b>	<b>8HA12</b>	<b>8HA12</b>	<b>8HA12</b>	<b>8HA12</b>
<b>As Choix (cm<sup>2</sup>/ml)</b>	9.05	9.05	9.05	9.05
<b>Espacement (cm)</b>	12	12	12	12

➤ **Vérification au cisaillement : BAEL 91 (A.5.1 ,21)**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d}$$

$$V_u = \frac{q_u \cdot l_x \cdot l_y}{2l_y + l_x} = \frac{213.1 \times 3.60 \times 4.20}{2 \times 4.20 + 3.60} = 268.506 \text{ KN/m}$$

$$\tau_u = \frac{268.506 \times 10^3}{1000 \times 450} = 0.59 \text{ MPa}$$

$$\tau = \min 0.15 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} = \min 2.5; 4 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.59 \text{ MPa} < \tau = 2.5 \text{ MPa}$$

✓ La condition est vérifiée n'est pas nécessaire des armatures transversales.

**VII.10. Etude du débord du radier :**

Le débord du radier est assimilé à une console d'une longueur de 50 cm. Le calcul de ferrailage se fera pour une bande de largeur de un mètre .

<b>b(cm)</b>	<b>h (cm)</b>	<b>d(cm)</b>	<b>L(cm)</b>	<b>qu KN/m</b>	<b>qs KN/m</b>
100	80	45	50	<b>213.1</b>	<b>155.7</b>

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \quad , \quad \beta = (1 - 0.4\alpha)$$

$$A_{s \min} = \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e}$$

$$A^{\text{BAEL}} = 0.0025 \times b \times h = 17.5 \text{ cm}^2$$

**L'ELU :**

$$M_u = q_u \times l^2 / 2 = 26.637 \text{ KN.m}$$

<b>Mu (KN.m)</b>	<b>α</b>	<b>β (m)</b>	<b>As (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>As<sub>min</sub></b>	<b>A<sub>BAEL</sub></b>
26.637	0.0116	0.995	0.17	7.84	10

**Donc :**  $A_s = \max ( A_{\text{BAEL}} , A_{\text{sser}} , A_{\text{Smin}} )$ .

$A_s = 10 \text{ cm}^2/\text{ml}$ .

✓ Donc on choisit  $A = 9\text{HA}12 = 10.18 \text{ cm}^2/\text{ml}$ .

**VII.11. Les sollicitations sur les nervures :**

➤ **Charge triangulaire :**

$P = \frac{q_u \times l_x}{4}$  Avec  $P$  charge équivalente produisant le même moment que le charge triangulaire.

➤ **Charge trapézoïdale :**

$P = (1 - \frac{\rho}{2}) \times \frac{q_u \times l_x}{2}$  Avec  $P$  charge équivalente produisant le même moment que le charge trapézoïdale.

**On a :**  $\rho = 0.85 \rightarrow$  la transmission des charges sera subdivisée en deux charges (trapézoïdales et triangulaires).

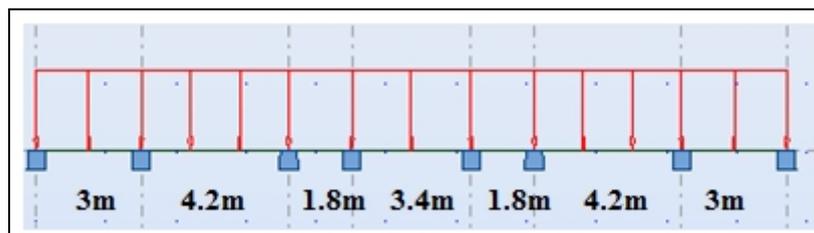
$q_u = 21.31 \text{ T/m}^2$

$q_s = 15.57 \text{ T/m}^2$

**VII.12. Calcul des sollicitations :**

➤ **Calcul les moments avec logiciel ROBOT 2014**

**Sens (x-x) :**



**Figure .VII.1.** Schéma statique de la nervure sens (x-x)

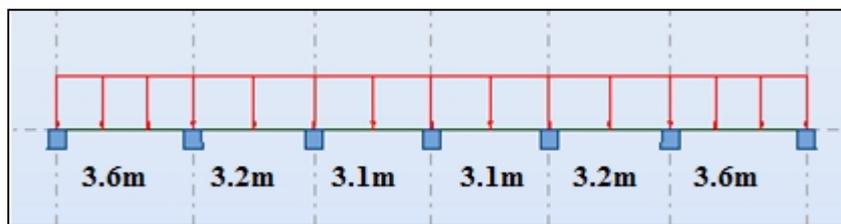
**L'ELU :**

Travée	3m	4.2m	1.8m	3.4m	1.8m	4.2m	3m
La charge P (T/m)	31.96	39.55	19.18	37.88	19.18	39.55	31.96

**L'ELS:**

Travée	3m	4.2m	1.8m	3.4m	1.8m	4.2m	3m
La charge P (T/m)	23.35	28.89	14.01	27.67	14.01	28.89	23.35

**Sens (y-y):**



**Figure .VII.2** Schéma statique de la nervure sens (y-y)

**L'ELU:**

Travée	3.6m	3.2m	3.1m	3.1m	3.2m	3.6m
La charge P (T/m)	19.17	35.57	35.04	35.04	35.57	38.1

**L'ELS:**

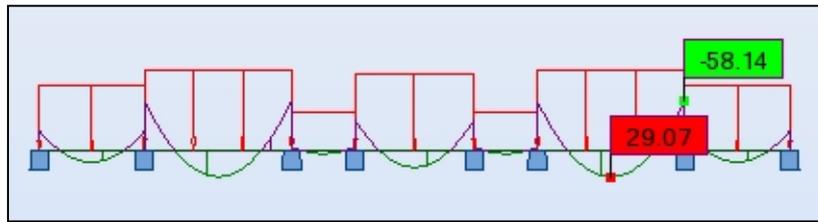
Travée	3.6m	3.2m	3.1m	3.1m	3.2m	3.6m
La charge P (T/m)	14.01	25.99	25.60	25.60	25.99	27.55

➤ **Diagrammes des sollicitations :**

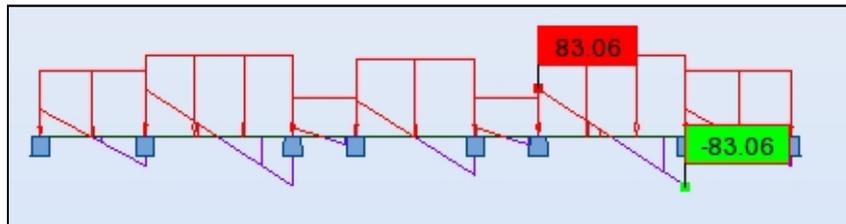
Le calcul des sollicitations agissant sur le radier sera effectué par le logiciel **ROBOT 2014**.

**A L'ELU:**

➤ Sens (x-x) :

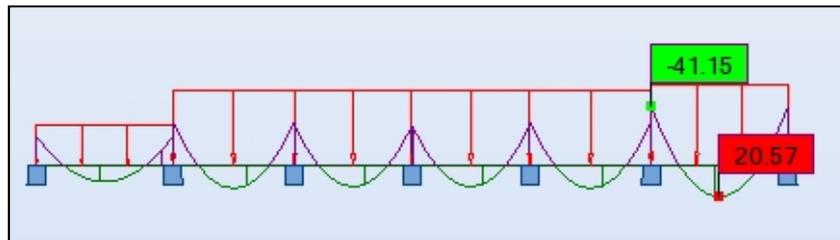


**Figure .VII.3**Diagramme des moments fléchissant(x-x)

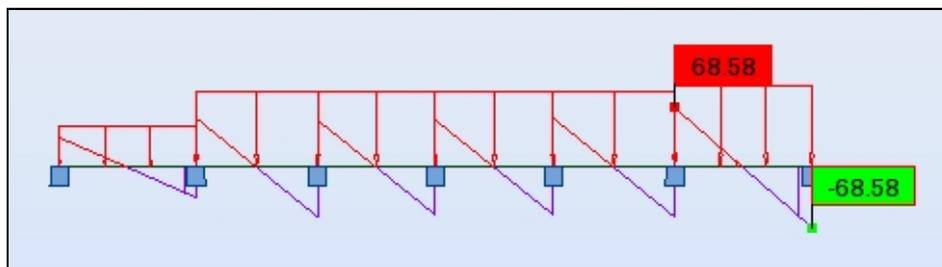


**Figure .VII.4**Diagramme des efforts tranchant(x-x)

➤ Sens (y-y) :



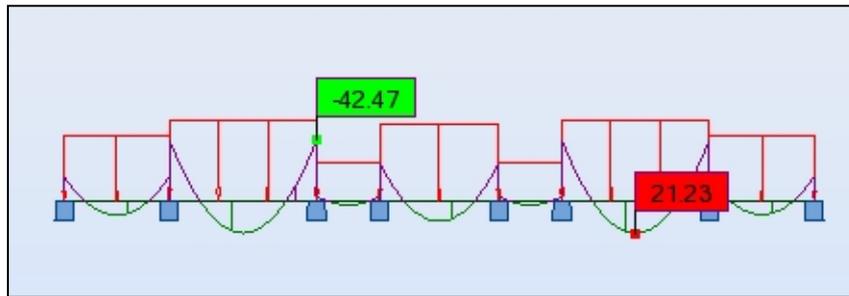
**Figure .VII.5**Diagramme des moments fléchissant (y-y)



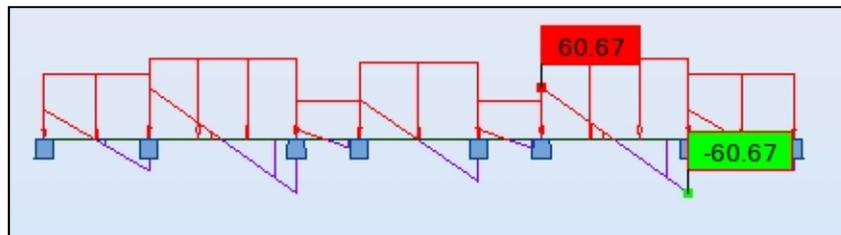
**Figure .VII.6**Diagramme des efforts tranchant (y-y)

**AL'ELS :**

➤ Sens (x-x) :

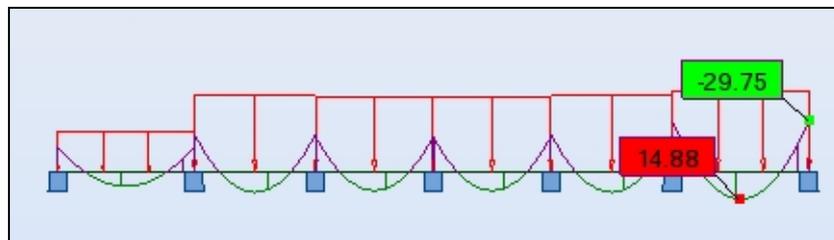


**Figure .VII.7** Diagramme des moments fléchissant (x-x)

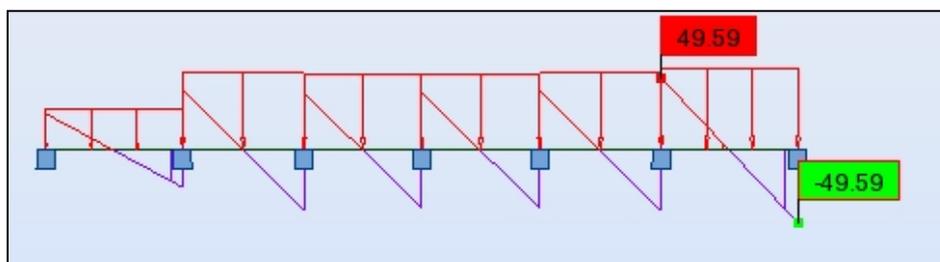


**Figure .VII.8** Diagramme des efforts tranchant(x-x)

➤ Sens (y-y) :



**Figure .VII.9** Diagramme des moments fléchissant (y-y)



**Figure .VII.10** Diagramme des efforts tranchant (y-y)

**VII.13. Calcul du ferrailage :**

➤ **L'enrobage :**

$$c \geq c_0 + \frac{\phi}{2}, \quad \phi \geq \frac{h}{10} \Rightarrow \frac{80}{10} = 8$$

$$c_0 \geq 1 \text{ cm} \Rightarrow c_0 = 1 \text{ cm.} \Rightarrow c \geq 1 + \frac{8}{2} = 5$$

✓ Alors on adopte  $c = 5 \text{ cm}$ .

➤ **Calcul des armatures longitudinales :**

✓ **Sens (x-x) :**

- **En travée :**  $M_{ut} = 29.07 \text{ T.m} = 290700 \text{ N.m}$

- **Sur appuis :**  $M_{app} = 58.14 \text{ T.m} = 581400 \text{ N.m}$

$$\mu = \frac{M}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2}, \quad A = \frac{M}{\sigma_s \cdot d \cdot \beta}, \quad \alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8}, \quad \beta = 1 - 0.4\alpha$$

**Tableau récapitulatif des résultats :**

Elément	M(N.m)	dt(cm)	$\mu$	$\mu_l$	$\alpha$	$\beta$	$A_{calc} \text{ (cm}^2\text{)}$
Appuis	581400	72	0.0969	0.392	0.127	0.949	27.08
Travée	290700	72	0.0484	0.392	0.062	0.975	13.18

✓ **Sens (y-y)**

- **En travée :**  $M_{ut} = 20.57 \text{ T.m} = 205700 \text{ N.m}$

- **sur appuis :**  $M_{app} = 41.15 \text{ T.m} = 411500 \text{ N.m}$

**Tableau récapitulatif des résultats :**

Elément	M(N.m)	dt(cm)	$\mu$	$\mu_l$	$\alpha$	$\beta$	$A_{calc} \text{ (cm}^2\text{)}$
Appuis	411500	72	0.0685	0.392	0.0887	0.9645	18.87
Travée	205700	72	0.0342	0.392	0.0435	0.9826	9.25

➤ **Condition de non fragilité : B.A.E.L (1.4.2.1)**

$$A_{\min} \geq 0.23 b.d \frac{f_{t28}}{f_i}$$

$$A_{\min} = 2.73 \text{ cm}^2$$

➤ **Pourcentage minimale : B.A.E.L 91 (art B.6.4)**

$$A'_m \geq 0.001 b h \quad ; \quad A_m = 4 \text{ cm}^2$$

➤ **section minimale de RPA :**

$$ARPA = 0.5\% b \times h = 20 \text{ cm}^2$$

**Tableau récapitulatif des résultats :**

✓ Sens (x-x) :

Élément	$A_u \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{ser} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{BAEL} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{\min}^{BAEL} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A^{RPA} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{\max} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{adop} \text{ (cm}^2\text{)}$
Appuis	27.08	20.18	2.73	4	20	27.08	06HA25 =29.45cm <sup>2</sup>
Travée	13.18	9.57	2.73	4	20	20	2HA20+3HA25 21,01cm <sup>2</sup>

✓ Sens (y-y) :

Élément	$A_u \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{ser} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{BAEL} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{\min}^{BAEL} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A^{RPA} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{\max} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{adop} \text{ (cm}^2\text{)}$
Appuis	18.87	13.55	2.73	4	20	20	2HA20+3HA25 21,01cm <sup>2</sup>
Travée	9.25	6.71	2.73	4	20	20	2HA20+3HA25 21,01cm <sup>2</sup>

**VII.14.État Limite de déformation : BAEL91 (B.6.5.1)**

On peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de calculer la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées, et on fera le calcul sur la travée la plus chargée.

$$1) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} = \frac{80}{420} = 0.19 > 0.0625 \dots\dots\dots \text{(Condition vérifiée)}$$

$$2) \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10.M_o} = 0.19 > 0.075 \dots\dots\dots \text{(Condition vérifiée)}$$

$$3) \frac{A}{b.d} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

Sens (x-x) : 0.00906 < 0.0105 ..... (Condition vérifiée)

Sens (y-y) : 0.00646 < 0.0105 ..... (Condition vérifiée)

➤ **Vérification de la Contrainte de Cisaillement : BAEL91 (art A.5.1)**

Sens (x-x) :  $T_{\max}^u = 830600 \text{ N}$

$$\bar{\tau}_u = 2.25 \text{ Mpa}$$

Sens (y-y) :  $T_{\max}^u = 685800 \text{ N}$

$$\bar{\tau}_u = 2.11 \text{ Mpa}$$

➤ **La fissuration est préjudiciable :**

$$\tau_u \leq \min(0.15 f_{c28} / \gamma_b ; 4 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u \dots\dots\dots \text{(Condition vérifiée)}$

✓ Selon BAEL les armatures transversale ne son pas nécessaire, et il font disposer des cadre des armatures minimale :

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}, \phi_t, \frac{b}{10} \right\}.$$

$$\Rightarrow \phi_t \leq \min \{ 22,85; 20 ; 10 \}$$

$$\Rightarrow \phi_t = 8 \text{ mm}$$

➤ **Espacement des armatures transversales : RPA 99.**

- dans la zone nodale  $S_t \leq \min \left( \frac{h}{4}; 12\phi ; 30 \text{ cm} \right)$

$$\Rightarrow S_t \leq (20 ; 24; 30 \text{ cm})$$

$$S_t = 10 \text{ cm}$$

- dans la zone courante :  $S'_t \leq \frac{h}{2} = \frac{80}{2} \Rightarrow S'_t \leq 40 \text{ cm}$

$$S'_t = 15 \text{ cm}$$

- la longueur de la zone nodale :

$$L' = 2h = 160 \text{ cm}$$

➤ **RPA 99 :**

$$A_t \geq 0.003.S.b = 2.25 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \max(A_t^{\text{bael}} ; A_t^{\text{rpa}}) = 3.924 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 6\phi 10 = 4.71 \text{ cm}^2$$

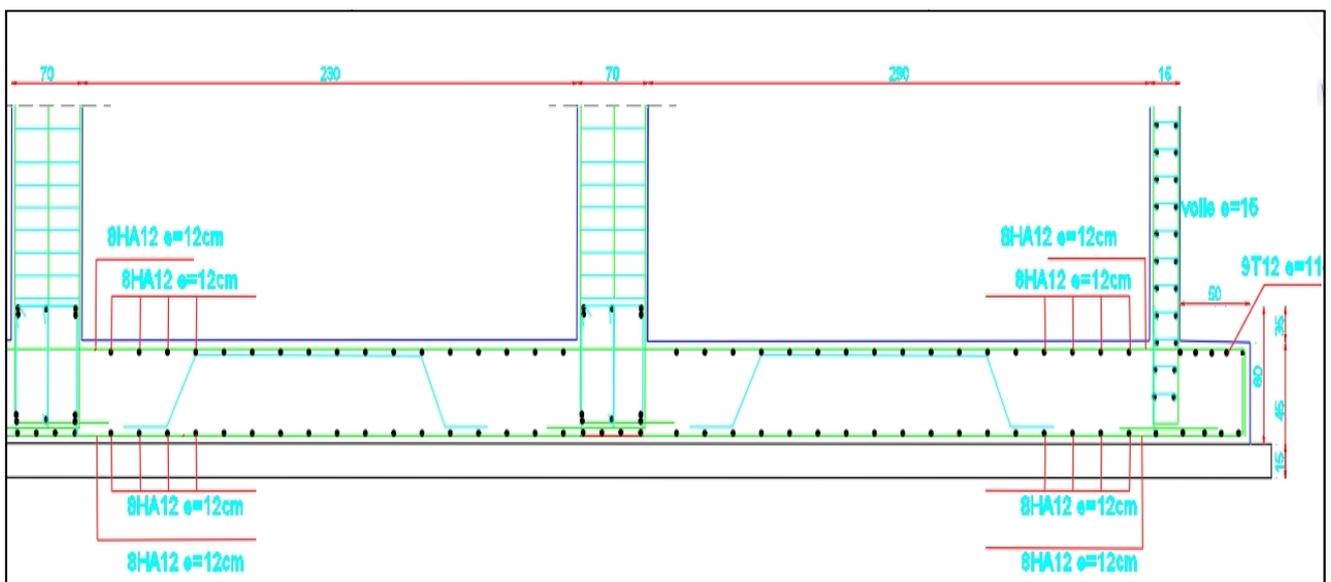
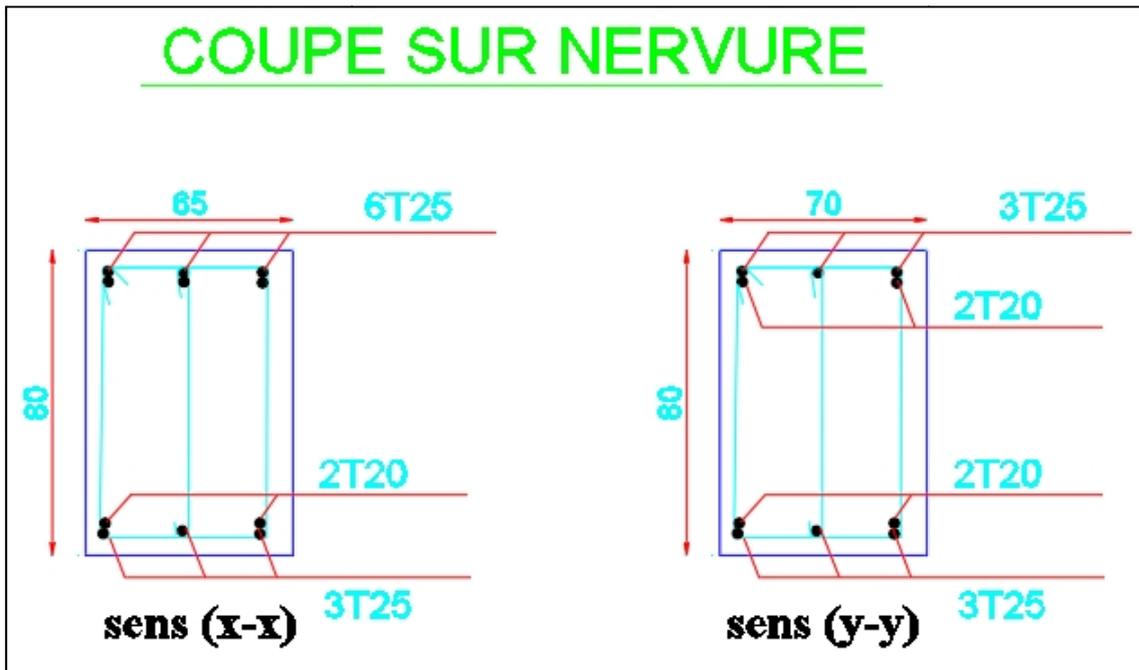


Figure.VII.11: ferrailage de radier.

## CONCLUSION GÉNÉRALE

Ce projet nous a permis d'un coté d'assimiler les différentes techniques et logiciels de calcul ainsi que la réglementation régissant les principes de conception et de calcul des ouvrages dans le domaine du bâtiment.

On a utilisé le logiciel ROBOT afin d'interpréter les résultats qui nous ont permis d'aboutir au ferrailage des différents éléments de construction.

D'après l'étude qu'on a faite, il convient de souligner que pour la conception parasismique, il est très important que l'ingénieur civil et l'architecte travaillent en étroite collaboration dès le début du projet pour éviter toutes les conceptions insuffisantes et pour arriver à une sécurité parasismique réalisée sans surcoût important.

L'étude de l'infrastructure, elle est conçue en radier général du fait de la faible portance du sol support et l'importance de la structure et cela pour bien reprendre les charges transmises par la structure au sol.

Enfin, nous espérons que ce modeste travail sera un référence pour d'autres projets de fin d'études.

# **BIBLIOGRAPHIE**

## **Les règlements :**

-  **RPA99/Version2003** : règlement parasismique algérien.
  
-  **BAEL91** : béton armé aux états limites.
  
-  **D.T.R.B.C .2.2:** Document technique réglementaire (charges permanentes et charges d'exploitation ).
  
-  **RNV 1999:**Règlement neige et vent

## **Cours :**

-  Béton armé.
  
-  Dynamique des structures.
  
-  Résistance des matériaux.

## **Logiciels :**

- ROBOT 2016
  
- AUTOCAD 2016
  
- WORD+Excel 2007