

RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPÉRIEUR ET DE LA RECHERCHE  
SCIENTIFIQUE  
CENTRE UNIVERSITAIRE DE TISSEMSILT  
INSTITUT DES SCIENCES ET DE LA TECHNOLOGIE  
DÉPARTEMENT DES SCIENCES ET DE LA TECHNOLOGIE

Visa du chef de département des  
Sciences et de la Technologie  
Signature:.....  
Date :.....

## **Étude d'un bâtiment en béton armé (R+05) à usage d'habitation avec une variation de type du sol d'assise**

Mémoire de fin d'études pour l'obtention du diplôme de master académique en  
Filière : Génie Civil.  
Spécialité : Structures

Encadreur: BOUDERBA BACHIR

Signature: .....

Date: .....

Réalisé par : BOUMAZA NESRINE  
ZABEL AMRA

Signature: .....

Date: .....

### Membres du jury

BOUZID HAYTHEM (Président)

BOUZRIBA ASMA (Examineur)

BOUDERBA BACHIR (Encadrant)

# Sommaire

Résumé	
Liste des tableaux	
Liste des figures	
Notions et symboles	
<b>Introduction générale.....</b>	<b>1</b>
<b>Chapitre I :présentation de l'ouvrage</b>	
<b>I.1. Présentation de l'ouvrage .....</b>	<b>2</b>
I.1.1.Caractéristiques géométriques (dimensions des plans).....	2
I.1.1.1.Dimensions en élévation .....	2
I.1.1.2.Dimensions en plan .....	2
I.1.2.Ossature et système constructif adopté .....	8
I.1.2.1.Ossature .....	8
I.1.2.2.Les Plancher .....	8
I.1.2.3.Terrasse .....	8
I.1.2.4.Escaliers.....	8
I.1.2.5.Maçonnerie .....	8
I.1.2.6.Balcon.....	9
I.1.2.7.Acrotère .....	9
I.1.3.Caractéristiques géotechniques du sol .....	9
I.1.4.Caractéristiques mécanique des matériaux .....	10
I.1.4.1.Le béton.....	10
I.1.4.2. Aciers de construction .....	15
<b>I.2.Hypothèses de calcul .....</b>	<b>17</b>
I.2.1.États limite ultime de résistance.....	17
I.2.1.1.Hypothèses de calcul à l'E.L.U.R.....	18
I.2.1.2.Règles des trois pivots .....	18
I.2.2.États limite de service .....	19
I.2.2.1.Hypothèses de calcul à E.L.S .....	19
I.2.2.2.Sollicitation du calcul vis-à-vis des états limites.....	19
<b>I.3. Conclusion.....</b>	<b>20</b>
<b>Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments principaux</b>	
<b>II.1. Introduction.....</b>	<b>21</b>
<b>II.2.Pré-dimensionnement des planchers.....</b>	<b>21</b>

II.2.1.Plancher à corps creux .....	21
II.2.1.1.Condition de rigidité .....	22
II.3. Pré-dimensionnement des poutres .....	22
II.3.1.Poutres principales.....	23
II.3.1.1.Pré-dimensionnement des poutres principales.....	23
II.3.2.Poutres secondaires.....	23
II.3.2.1.Pré-dimensionnement des poutres secondaires.....	23
<b>II.4.Descente de charge.....</b>	<b>24</b>
II.4.1.Charges permanentes .....	24
II.4.1.1.Plancher terrasse inaccessible .....	24
II.4.1.2.Plancher étage courants.....	25
II.4.1.3.Mur extérieur (double cloison) .....	26
II.4.1.4.Mur intérieur .....	26
II.4.2.Charges d'exploitation.....	27
II.4.2.1.Loi de dégression des charges d'exploitations.....	27
<b>II.5.Pré-dimensionnement des poteaux.....</b>	<b>28</b>
II.5.1.Exemple de calcul.....	29
II.5.1.1.Poteau le plus sollicité.....	30
II.5.1.2.Surface reprise par poteau à chaque étage .....	30
II.5.1.3.Effort normal ultime due à chaque niveau $N_u$ .....	30
II.5.1.4.Détermination de (a) .....	31
II.5.1.5.Détermination de (b) .....	32
<b>II.6. Pré-dimensionnement des voiles.....</b>	<b>33</b>
II.6.1.Pour RDC, 1 <sup>er</sup> au 5 <sup>eme</sup> étage .....	34
<b>II.7.Conclusion .....</b>	<b>34</b>

## Chapitre III :Calcul des planchers

<b>III.1. Introduction .....</b>	<b>35</b>
<b>III.2.Dimensionnement des poutrelles.....</b>	<b>35</b>
III.3.1Méthode forfaitaire.....	36
III.3.1.1.Les conditions d'application de la méthode forfaitaire .....	36
III.3.1.2.Principe de calcul.....	36
III.3.1.3.Les valeurs des moments aux appuis.....	37
III.3.1.4.Effort tranchant.....	38

III.3.2.Méthode des trois moments.....	38
III.3.2.1. Principe de calcul de la méthode des trois moments .....	38
III.3.2.2.Évaluation de l'effort tranchant .....	40
<b>III.4.Calcul du ferrailage.....</b>	<b>40</b>
III.4.1.Planchers étages courant .....	40
III.4.1.1.Etude des poutrelles Planchers RDC, étages courants.....	40
III.4.1.2. Calcul du ferrailage des poutrelles (à l'ELU) .....	45
III.4.1.2.1.Ferrailage en travée .....	46
III.4.1.2.2.Ferrailage Sur appuis .....	47
III.4.1.3.Vérifications .....	49
III.4.1.4.Schemas de ferrailage des poutrelles (Étage courant) .....	54
III.4.2.Planchers terrasse .....	55
III.4.2.1.Étude des poutrelles Planchers terrasse .....	55
III.4.2.2.Ferrailage en travée .....	62
III.4.2.3.Ferrailage Sur appuis .....	64
III.4.2.4.Vérifications .....	65
III.4.2.5.Schemas de ferrailage des poutrelles (Terrasse).....	73
<b>III.5.Conclusion.....</b>	<b>74</b>

## Chapitre IV: Calcul et ferrailage des éléments non structuraux

<b>IV.1.Introduction .....</b>	<b>75</b>
<b>IV.2.Acrotère.....</b>	<b>75</b>
IV.2.1.Calcul les sollicitations.....	75
IV.2.2. Sollicitation au centre de gravité de l'acier tendue.....	76
IV.2.3. Calcul du ferrailage (E. L. U. R) .....	77
IV.2.3.1.Vérification de l'existence des armatures comprimés A'.....	77
IV.2.3.2.Section minimale des armatures en flexion composée pour une section rectangulaire	77
IV.2.4.Vérification des contraintes (E. L. S) .....	78
IV.2.4.1..Détermination des contraintes dans le béton comprimé $\sigma_{bc}$ .....	78
IV.2.4.2..Détermination des contraintes dans l'acier tendue $\sigma_{st}$ .....	78
IV.2.4.3.Contrainte de cisaillement .....	78
IV.2.4.4.Vérification du ferrailage vis-à-vis au séisme .....	79
<b>IV.3. Balcon .....</b>	<b>80</b>
IV.3.1. Introduction .....	80

IV.3.2. Exemple de calcul Type 01 .....	80
IV.3.2.1. Descente de charge : (Balcon).....	80
IV.3.3. Vérifications.....	82
IV.3.3.1. Condition de non fragilité.....	82
IV.3.3.2. Contrainte de cisaillement .....	82
IV.3.3.3. Contrainte d'adhérence.....	82
IV.3.3.4. La vérification des contraintes à l'E.L.S.....	82
IV.3.3.5. Détermination de la position de l'axe neutre .....	83
IV.3.3.6. Vérification de la flèche .....	84
<b>IV.4. Escaliers.....</b>	<b>86</b>
IV.4.1. Définition .....	86
IV.4.2. Terminologie .....	86
IV.4.3. Dimensions des escaliers.....	87
IV.4.4. Étude l'escalier.....	87
IV.4.4.1. Cas de volée.....	87
IV.4.5. Étude de la poutre palière.....	94
IV.4.5.1. Dimensionnement.....	94
IV.4.5.2. Charges supportées par la poutre.....	94
IV.4.5.3. Calcul des sollicitations à l'E.L.U .....	95
IV.4.5.4. Calcul du ferrailage à l'E.L.U .....	95
IV.4.5.5. Vérifications de la poutre palière .....	96
IV.4.5.6. Ferrailage des armatures transversales .....	96
IV.4.5.7.Calcul de la flèche .....	97
IV.4.5.8.Schéma de ferrailage de la poutre palière .....	97
IV.4.6. Calcul de la poutre palière à la torsion.....	97
IV.4.6.1. Vérification de la contrainte de cisaillement .....	97
<b>IV.5.Conclusion .....</b>	<b>98</b>

## **Chapitre V: Étude Sismique**

<b>V.1.Introduction.....</b>	<b>99</b>
V.1.1.Définition d'un séisme .....	99
V.1.2.Causes du séisme.....	99
V.1.3.Effets du séisme sur les structures.....	99
V.1.4.L'étude sismique .....	99
<b>V.2.Objectif de l'étude dynamique .....</b>	<b>99</b>

<b>V.3.Méthodes de calcul .....</b>	<b>99</b>
V.3.1.Analyse statique équivalente .....	100
V.3.2.Analyse modale spectrale .....	100
V.3.3.Choix de la méthode .....	100
<b>V.4.Modélisation .....</b>	<b>100</b>
V.4.1. Modélisation des structures .....	100
V.4.2.Présentation du logiciel ETABS V9.6.0.....	101
V.4.3.Démarches de modélisation sur ETABSV9.6.0à suivre.....	101
<b>V.5.Évaluation des efforts sismiques .....</b>	<b>102</b>
<b>V.6.Calcul de la force sismique totale .....</b>	<b>104</b>
<b>V.7.Définition des masses.....</b>	<b>108</b>
<b>V.8.Disposition des voiles .....</b>	<b>108</b>
<b>V.9.Vérifications.....</b>	<b>111</b>
V.9.1.Calcul de la force sismique.....	111
V.9.2.Calcul des coefficients de participation modale.....	111
V.9.3.Vérification de la période .....	112
V.9.4.Vérification des déplacements.....	113
V.9.5.Vérification de l'effet P-Delta .....	114
<b>V.10.Conclusion.....</b>	<b>120</b>
<b>Chapitre VI: Étude des portiques</b>	
<b>VI.1.Introduction .....</b>	<b>121</b>
<b>VI.2.Étude charges verticales et horizontales.....</b>	<b>121</b>
<b>VI.3.Les combinaisons de calcul .....</b>	<b>121</b>
VI.3.1.Poutres.....	121
VI.3.2.Poteaux .....	121
<b>VI.4. Ferrailage des poutres.....</b>	<b>122</b>
VI.4.1. Méthode de calcul .....	122
VI.4.2. Les armatures minimales.....	122
VI.4.3. Poutre principale (30x35) cm <sup>2</sup> .....	123
VI.4.3.1.Exemple de calcul :(RDC).....	123
VI.4.3.2. Tableaux récapitulatif du ferrailage des différents niveaux .....	125
VI.4.4.Poutre secondaire (30x30) cm <sup>2</sup> .....	125

VI.4.4.1. Armatures minimales.....	125
VI.4.4.2. Tableaux récapitulatif du ferrailage des différents niveaux.....	126
VI.4.5. Calcul les armatures transversales .....	127
VI.4.5.1. Diamètre des armatures transversales .....	127
VI.4.5.2. Calcul de L'espacement .....	127
VI.4.6. Ancrage des armatures tendues .....	127
VI.4.7. Calcul des crochets.....	127
VI.4.8. La longueur de recouvrement.....	128
VI.4.9. Les vérifications .....	128
VI.4.9.1. Vérifications des contraintes(ELS).....	128
VI.4.9.2. Vérification de l'effort tranchant.....	130
VI.4.9.3. Vérification de la flèche .....	130
<b>VI.5. Ferrailage des poteaux .....</b>	<b>132</b>
VI.5.1. Méthode de calcul .....	132
VI.5.2. Ferrailage exigé par R.P.A 99(version 2003) .....	132
VI.5.3. Sollicitations de calcul .....	133
VI.5.4.Exemple de calcul .....	135
VI.5.4.1. Calcul les armatures longitudinale .....	135
VI.5.4.2. Calcul des armatures transversales .....	140
<b>VI.6. Les vérifications .....</b>	<b>141</b>
VI.6.1. Vérification à l'état limite ultime de stabilité de forme .....	141
VI.6.2. Vérification de la contrainte de cisaillement.....	142
<b>VI.7. Conclusion .....</b>	<b>143</b>

## **Chapitre VII: Étude des voiles**

<b>VII.1. Introduction.....</b>	<b>144</b>
<b>VII.2. Le système de contreventement .....</b>	<b>144</b>
VII.2.1. Conception .....	144
<b>VII.3. Calcul du système de contreventement .....</b>	<b>144</b>
VII.3.1.Principe de calcul du voiles .....	144
VII.3.2.La méthode de calcul du voiles.....	145
<b>VII.4.Les recommandations du R.P.A99 (version 2003) .....</b>	<b>145</b>
VII.4.1. Armatures verticales .....	145
VII.4.2. Armatures horizontales .....	146

VII.4.3. Armatures transversales .....	146
VII.4.4 Armatures de couture.....	146
<b>VII.5.Calcul ferrailage des voiles.....</b>	<b>146</b>
VII.5.1. Exemple de calcul (site1).....	146
VII.5.1.1. Calcul les armatures longitudinale .....	146
VII.5.1.2. Vérification des contraintes de compression (G+Q+E) .....	147
VII.5.1.3. Longueur de la zone tendue.....	147
VII.5.1.4. Calcul de la contrainte $\sigma_3$ .....	147
VII.5.1.5. Détermination des armatures verticales .....	148
VII.5.1.6. Calcul des armatures horizontales .....	149
VII.5.1.7. Calcul des armatures transversales.....	149
VII.5.1.8. Vérification de la contrainte de cisaillement $\tau_b$ .....	149
<b>VI.6.Conclusion .....</b>	<b>150</b>

## Chapitre VIII: Étude de l'infrastructure

<b>VIII.1.Calcul du voile périphérique .....</b>	<b>151</b>
VIII.1.1.Définition.....	151
VIII.1.2.Dimensionnement.....	151
VIII.1.3.Calcul des charges (exemple de calcul : Type 1) .....	151
VIII.1.3.1.Poussée des terres .....	152
VIII.1.3.2.Poussée supplémentaire due à la surcharge .....	152
VIII.1.3.3.La charge pondérée .....	152
VIII.1.4.Ferrailage du voile périphérique (exemple de calcul : Type 1).....	153
VIII.1.4.1.Les valeurs des moments en travée sont .....	153
VIII.1.4.2.Calcul du Ferrailage.....	153
VIII.1.4.3.Condition de non fragilité .....	153
VIII.1.5..Les vérifications .....	154
VIII.1.5.1.Vérification de l'effort tranchant .....	154
VIII.1.5.2. Vérification des contraintes à L'E.L.S .....	154
<b>VIII.2.Calcul des fondations .....</b>	<b>156</b>
VIII.2.1.Introduction .....	156
VIII.2.2.Choix du type de fondations.....	157
VIII.2.2.1.Vérification des semelles isolées (exemple de calcul : Type 1) .....	157

VIII.2.2.2. Calcul du ferrailage .....	159
VIII.2.2.3. Vérification des semelles filantes .....	159
VIII.2.2.4. Calcul du ferrailage .....	162
VIII.2.2.5. Détermination de la hauteur de la poutre de libage .....	163
VIII.2.2.6. Ferrailage des poutres de libages.....	163
VIII.2.2.7. Armature de peau .....	164
VIII.2.2.8. Contrainte de cisaillement .....	165
VIII.2.2.9. Armatures transversales .....	165
VIII.2.3. Vérification des radier général ( $S_2$ - $S_3$ - $S_4$ ).....	166
VIII.2.3.1. Définition du radier .....	166
VIII.2.3.2. Calcul du radier (exemple de calcul : Type 2) .....	167
VIII.2.3.3. Pré dimensionnement du radier .....	167
VIII.2.3.4. Détermination de la hauteur de la poutre de libage.....	168
VIII.2.3.5. Évaluation des charges pour le calcul du radier .....	169
VIII.2.3.6. Ferrailage du radier .....	170
VIII.2.3.7. Ferrailage des poutres de libages.....	172
VIII.2.3.8. Armature de peau .....	175
VIII.2.3.9. Contrainte de cisaillement.....	175
VIII.2.3.10. Armatures transversales .....	175
VIII.2.4. Conclusion .....	177
<b>Conclusion générale.....</b>	<b>178</b>
Références bibliographiques	

## I.1. Présentation de l'ouvrage

Le projet qui fait objet de notre mémoire consiste à faire l'étude génie civil d'un bâtiment en béton armé à usage d'habitation, composé d'un Rez de chaussée et de cinq étages, ce projet est un ouvrage implanté à la commune de Tissemsilt la wilaya de Tissemsilt mais dans des différents sites ( $S_1, S_2, S_3, S_4$ ).

D'après les règles parasismiques algériennes RPA99/version 2003 :

- La wilaya classée comme une zone de moyenne sismicité (zone IIa).
- Le bâtiment est considéré comme un ouvrage courant ou d'importance moyenne de d'usage (groupe2), car il est à usage d'habitation et la hauteur ne dépasse pas 48m.

### I.1.1. Caractéristiques géométriques (dimensions des plans)

L'architecture de l'ouvrage à étudier est constituée d'un seul bloc de forme rectangulaire régulière en plan, le bâtiment présent les dimensions suivantes :

#### I.1.1.1. Dimensions en élévation

- hauteur totale de : 18,96 m a partir de RDC ;
- hauteur du Rez de chaussée est de : 3,06 m ;
- hauteur de l'étage courant est de : 3,06 m.

#### I.1.1.2. Dimensions en plan

- Dimension totale (sens longitudinal) :  $L = 21,80$  m ;
- Dimension totale (sens transversal) :  $L = 12,33$  m.



Figure I.1 : Plan de masse.

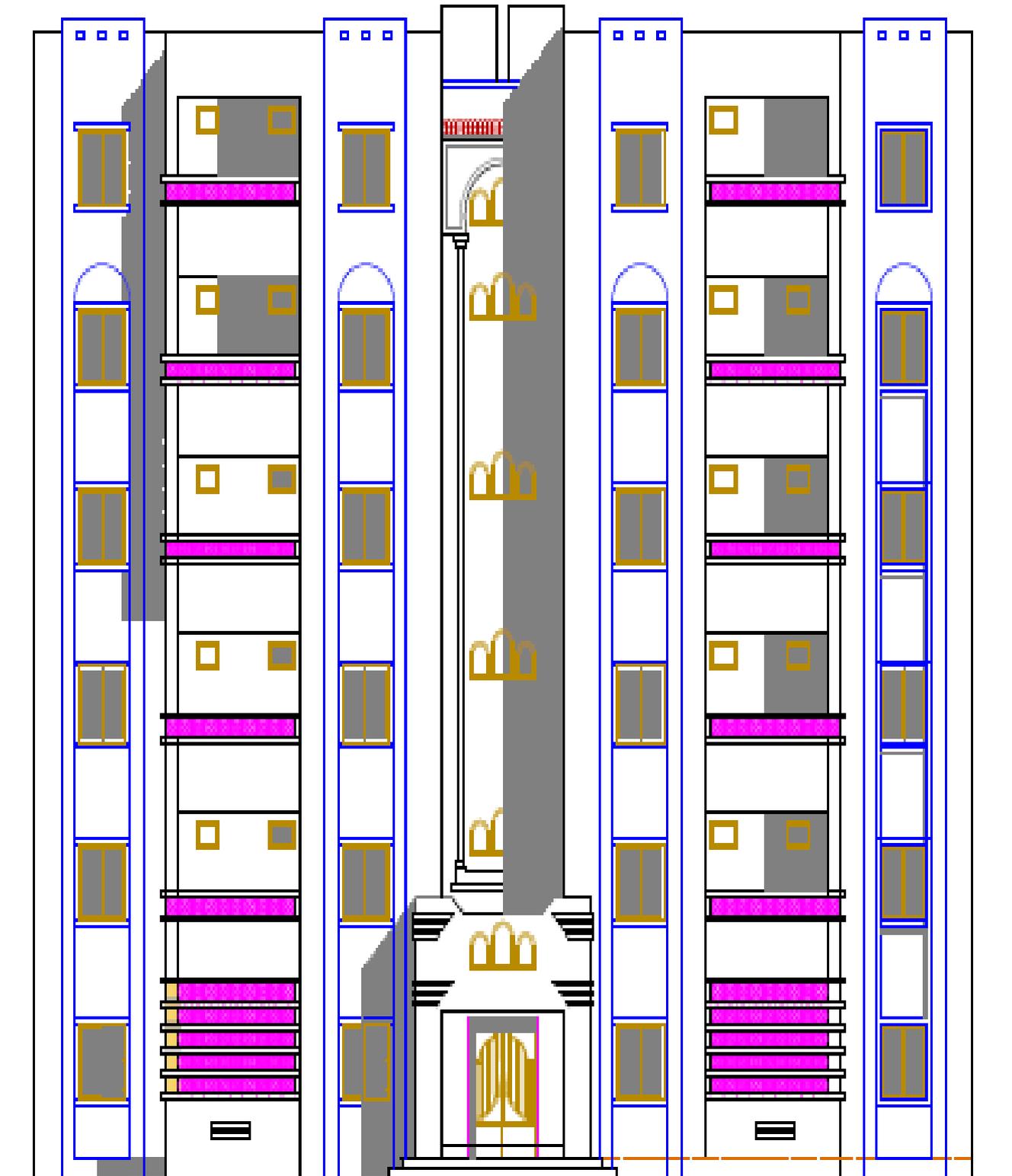


Figure I.2 : Façade principale.



Figure I.3 : Façade postérieure.

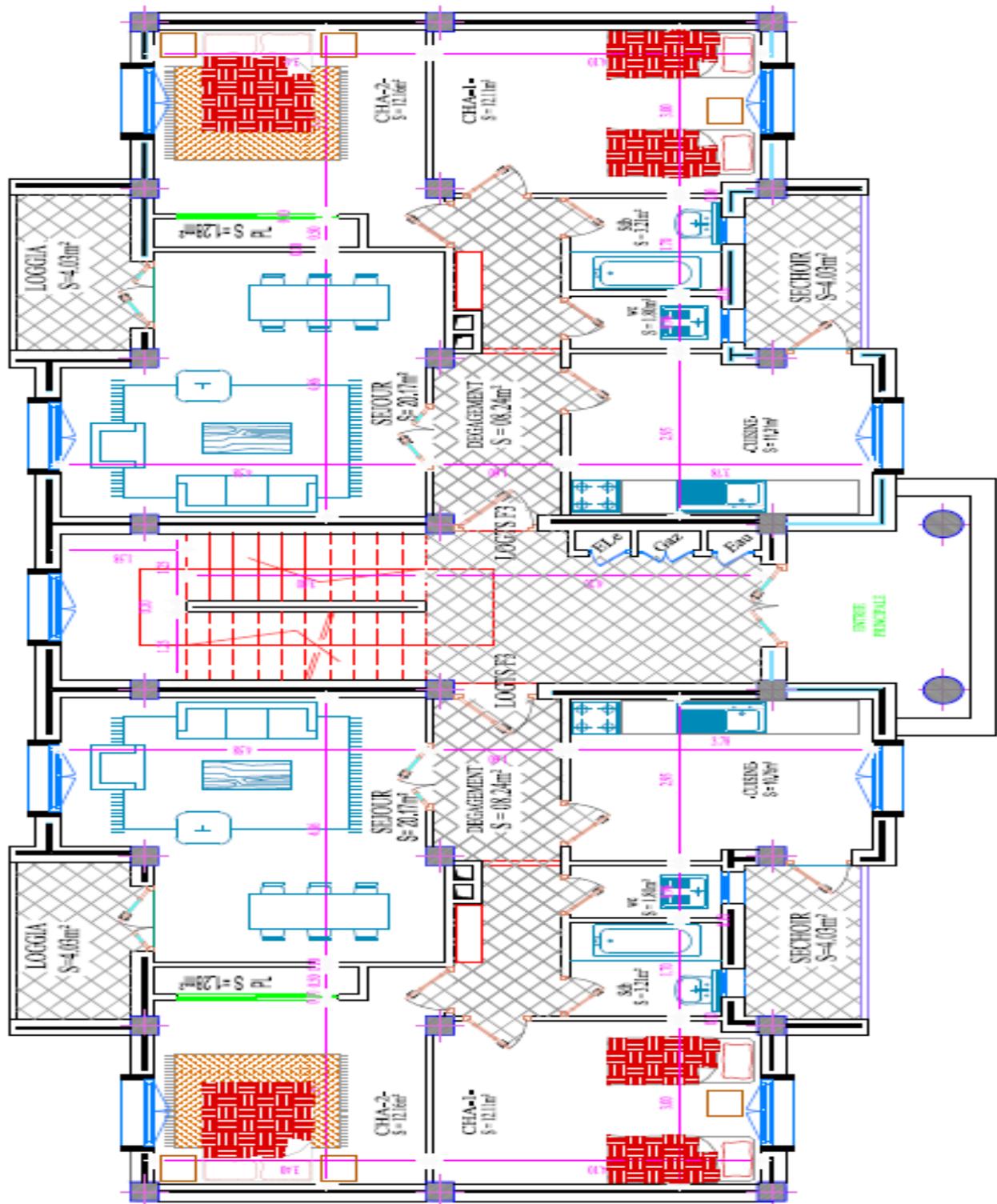


Figure I.4 : Plan de RDC.

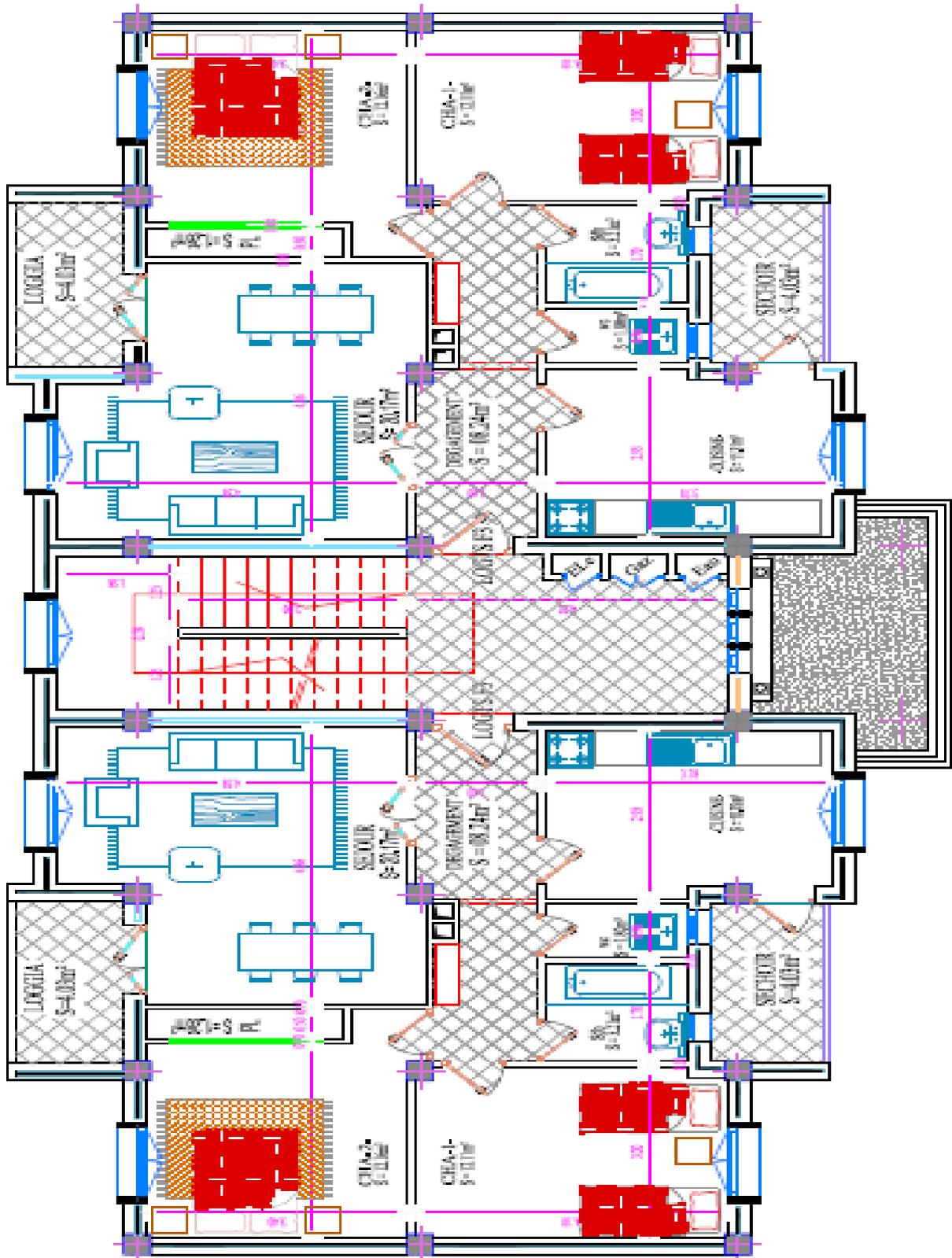


Figure I.5 : Plan d'étage courant.

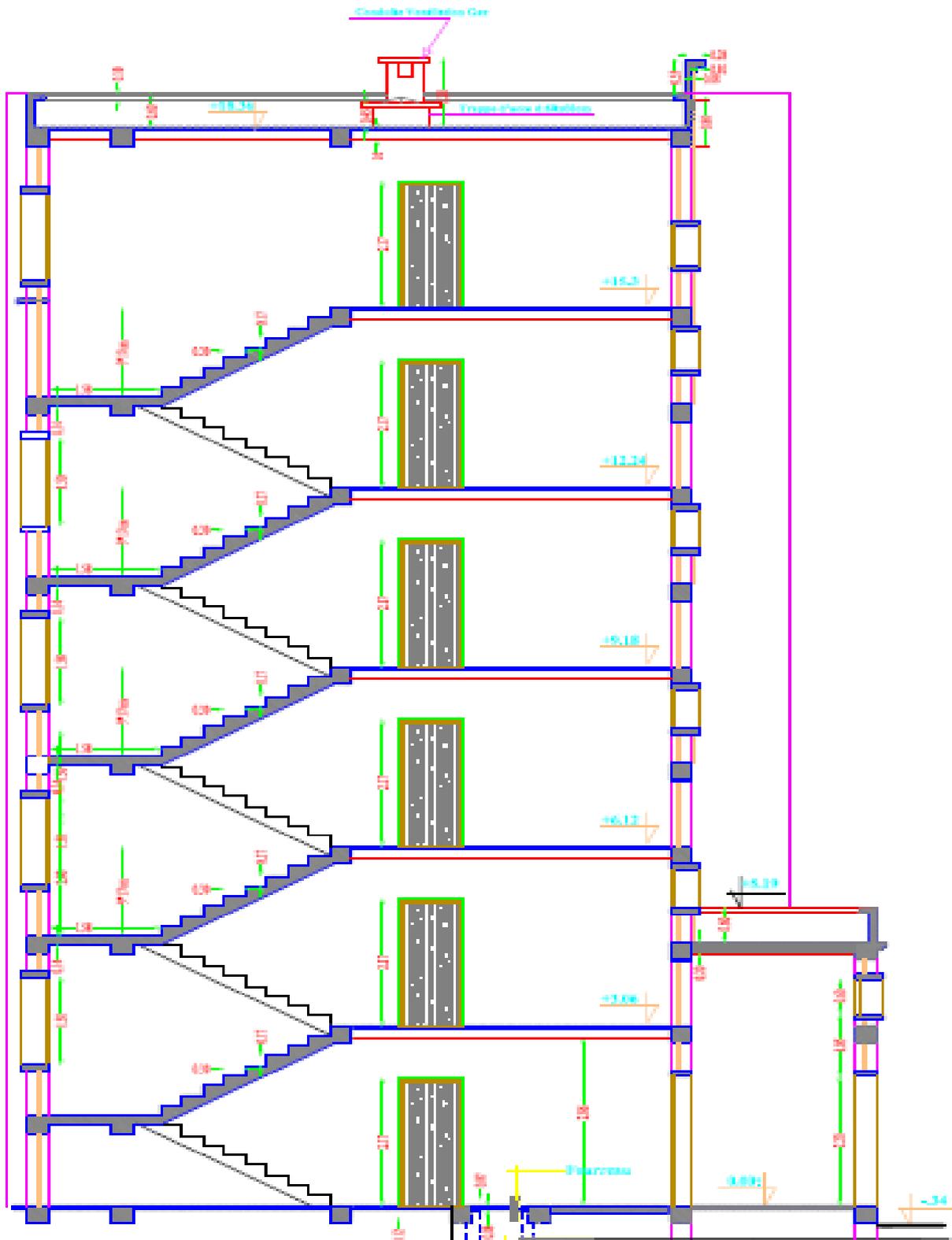


Figure I.6 : Coupe transversale.

## **I.1.2.Ossature et système constructif adopté**

### **I.1.2.1.Ossature**

La structure proposée est constituée par des portiques (Poteaux et Poutres) et des voiles de contreventement en béton armé.

### **I.1.2.2.Les Plancher**

Le plancher est une aire plane horizontale séparant deux niveaux d'une construction et est capable de supporter des charges.

Notre structure comporte un seul type de planchers :

- Plancher en corps creux (16+4) cm.

#### ➤ **Planchers en corps creux**

Ce type de plancher est constitué de poutrelles préfabriquées en béton armé ou bétonné sur place espacées de 65cm de corps creux (hourdis) et d'une table de compression en béton armé d'une épaisseur de 4 cm.

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.1.2.3.Terrasse**

Il existe un seul type de terrasse :

- Terrasse inaccessible.

### **I.1.2.4.Escaliers**

Est un ouvrage constitué d'une suite régulière de plans horizontaux (marches et paliers), ils servent à relier les niveaux successifs et à faciliter les déplacements inter étages.

Notre structure comporte un seul type d'escaliers :

- Escalier droit à deux volées avec un palier intermédiaire.

### **I.1.2.5.Maçonnerie**

Les murs de notre structure seront exécutés comme suit :

**➤ Murs extérieurs**

Ils sont constitués d'une double cloison de 30cm d'épaisseur, brique creuse de 15 cm d'épaisseur pour les parois externes du mur, lame d'air de 5 cm d'épaisseur, brique creuse de 10 cm d'épaisseur pour les parois internes du mur.

**➤ Murs intérieurs**

Ils sont constitués par une cloison de 10 cm d'épaisseur qui sert à séparer deux services et une double cloison de 25 cm d'épaisseur qui sert à séparer deux logements.

**I.1.2.6. Balcon**

Sont des éléments non structuraux formés de dalle pleine en béton armé.

**I.1.2.7. Acrotère**

La terrasse étant inaccessible, le dernier niveau est entouré d'un acrotère en béton armé d'une hauteur 60cm.

**I.1.3. Caractéristiques géotechniques du sol**

Selon plusieurs rapports géotechniques le sol d'assise présente les caractéristiques géotechniques suivantes :

**a) Type 1**

- La contrainte du sol est :  $\sigma_{sol} = 2,80$  bars pour un ancrage  $h = 1,5$  m ;
- Le poids spécifique du sol :  $\gamma = 1,80$  t/m<sup>3</sup> ;
- L'angle de frottement interne du sol  $\varphi = 48^\circ$  ;
- La cohésion  $C = 0,25$  bars ;
- Le site est considéré comme rocheux (S<sub>1</sub>).

**b) Type 2**

- La contrainte du sol est :  $\sigma_{sol} = 1,60$  bars pour un ancrage  $h = 2$  m ;
- Le poids spécifique du sol :  $\gamma = 1,80$  t/m<sup>3</sup> ;
- L'angle de frottement interne du sol  $\varphi = 20,66^\circ$  ;
- La cohésion  $C = 0,26$  bars ;
- Le site est considéré comme ferme (S<sub>2</sub>).

**c) Type 3**

- La contrainte du sol est :  $\sigma_{sol} = 1,20$  bars pour un ancrage  $h = 1,80$  m ;
- Le poids spécifique du sol :  $\gamma = 1,70$  t/m<sup>3</sup> ;
- L'angle de frottement interne du sol  $\varphi = 20,53^\circ$  ;

- La cohésion  $C = 0,33$  bars ;
- Le site est considéré comme meuble( $S_3$ ).

#### d) Type 4

- La contrainte du sol est :  $\sigma_{sol} = 0,90$  bars pour un ancrage  $h = 2,50$ m ;
- Le poids spécifique du sol :  $\gamma = 1,70$  t/m<sup>3</sup> ;
- L'angle de frottement interne du sol  $\varphi = 15^\circ$  ;
- La cohésion  $C = 0,679$  bars ;
- Le site est considéré comme très meuble( $S_4$ ).

### I.1.4. Caractéristiques mécaniques des matériaux

Les caractéristiques des matériaux utilisés dans la construction seront conformes au règlement du béton armé aux états limites « BAEL 91 », ainsi que le règlement parasismique Algérien RPA 99/2003.

#### I.1.4.1. Le béton

Le béton est un matériau constitué par le mélange du ciment granulats (sable, gravillons) et d'eau de gâchage, le béton armé est obtenu en introduisant dans le béton des aciers (armatures) disposés de manière à équilibrer les efforts de tractions.

#### a. Les matériaux composant le béton

##### a.1. Ciment

Le ciment joue le rôle d'un liant. Sa qualité et ses particularités dépendent des proportions de calcaire et d'argile, ou de bauxite et de la température de cuisson du mélange.

##### a.2. Granulats

Les granulats comprennent les sables et les pierrailles:

##### ➤ Sables

Les sables sont constitués par des grains provenant de la désagrégation des roches. La grosseur de ses grains est généralement inférieure à 5mm. Un bon sable contient des grains de tout calibre, mais doit avoir d'avantage de gros grains que de petits.

##### ➤ Gravier

Elles sont constituées par des grains rocheux dont la grosseur est généralement comprise entre 5 et 25 à 30 mm.

Elles doivent être dures, propres et non gélives. Elles peuvent être extraites du lit de rivière (matériaux roulés) ou obtenues par concassage de roches dures (matériaux concassés).

Le dosage de différents constituants du béton dépend du type de matériau recherché, déterminé par ses utilisations.

En effet, ses propriétés physiques et mécaniques dépendent de sa composition et de ses facteurs extérieurs, tel que la température.

- 350 kg/m<sup>3</sup> de ciment CEM II/A-L 42.5N.
- 400 kg de sable de diamètre 0 à 5 mm.
- 800 kg de gravier de diamètre 7 à 25 mm.
- 175 litres d'eau de gâchage.

## **b. Principaux caractéristiques et avantages de béton**

Les principaux avantages du béton armé sont :

### **b.1.Économie**

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

### **b.2.Souplesse des formes**

Elle résulte de la mise en œuvre du béton dans des coffrages aux quels on peut donner toutes les sortes de formes.

### **b.3.Résistance aux agents atmosphériques**

Elle est assurée par un enrobage correct des armatures et une compacité convenable du béton.

### **b.4.Résistance au feu**

Le béton armé résiste dans les bonnes conditions aux effets des incendies.

### **b.5.Résistance mécanique**

Le béton est caractérisé par sa résistance à la compression, et sa résistance à la traction, mesurée à " j " jours d'âge.

- **Résistance caractéristique à la compression**

Le béton est caractérisé par sa bonne résistance à la compression, cette résistance est mesurée par la compression axiale d'un cylindre droit de 200 cm<sup>2</sup> de section.

Lorsque les sollicitations s'exercent sur le béton à un âge de « j » jours inférieur à 28 jours.

On se réfère à la résistance  $f_{cj}$ . Obtenu au jour considéré, elle est évaluée par la formule.

- Pour des résistances  $f_{c28} \leq 40\text{MPa}$  :

$$\begin{cases} F_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} f_{c28} & \text{si } j \leq 28 \text{ jours.} \\ F_{cj} = 1,1f_{c28} & \text{si } j > 28 \text{ jours.} \end{cases}$$

- Pour des résistances  $f_{c28} > 40\text{MPa}$  :

$$\begin{cases} F_{cj} = \frac{j}{1,40 + 0,95j} f_{c28} & \text{si } j \leq 28 \text{ jours.} \\ F_{cj} = f_{c28} & \text{si } j > 28 \text{ jours.} \end{cases}$$

La résistance à la compression à 28 jour ( $f_{c28}$ ) est obtenue par écrasement en compression axiale sur des éprouvettes cylindriques normalisées (16x32)  $\text{cm}^2$  dont la hauteur est double du diamètre et leurs sections est de 200  $\text{cm}^2$ .

Pour les ouvrages courants, on admet une résistance caractéristique à la compression à 28 jours égale à 25 MPa.

- **Résistance caractéristique à la traction**

Cette résistance est défini par la relation

$$\begin{cases} f_{tj} = 0,6 + 0,06f_{cj} & \text{si } f_{c28} \leq 60\text{MPa.} \\ f_{tj} = 0,275(f_{cj})^{2/3} & \text{si } f_{c28} > 60\text{MPa.} \end{cases}$$

La résistance à la traction est déterminée par plusieurs essais, parmi ces essais on peut citer :

- Traction directe sur les cylindres précédents ;
- Traction par fendage en écrasant un cylindre de béton placé horizontalement entre les plateaux d'une presse (essai Brésilien) ;
- Traction par flexion : à l'aide d'une éprouvette prismatique de côté « a » et de longueur « 4a » reposant sur deux appuis horizontaux et soumise à la flexion.
- résistance à la traction :  $f_{t28} = 0,6 + 0,06f_{c28} = 2,1\text{MPa}$ .

### b.6. Contrainte limite

Un état limite est un état pour lequel une condition requise d'une construction ou bien ses éléments est strictement satisfaite et cesserait de l'être en cas de variation défavorable des actions appliquées.

La connaissance plus précise du comportement du matériau béton armé acquise à la suite de nombreux essais effectués dans les différents pays à permit une modification profonde des principes

des méthodes de calcul et à conduit à la méthode de calcul aux états limites et sont classés en deux catégories :

### ❖ État limite ultime (ELU)

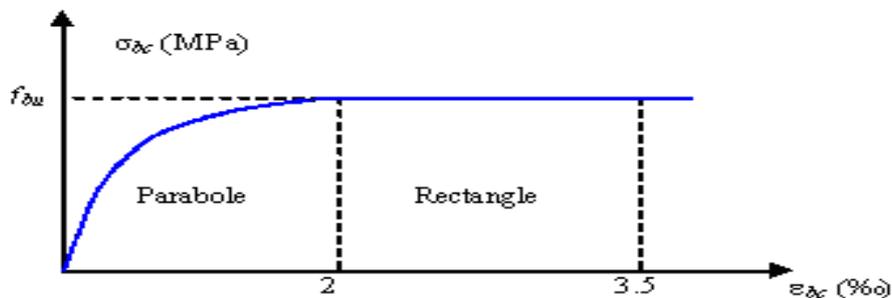
Correspond à la ruine de l'ouvrage ou de l'un de ces éléments par perte d'équilibre statique, rupture, flambement. C'est-à-dire :

- État limite ultime d'équilibre statique non renversement de la structure ;
- État limite ultime de résistance pour les matériaux constitues béton ou acier ;
- État limite ultime de stabilité de forme non flambement d'un poteau.

En compression avec flexion (ou induite par la flexion), le diagramme qui peut être utilisé dans tous les cas et le diagramme de calcul dit parabole rectangle.

Les déformations du béton sont :

$$\varepsilon_{bc1} = \begin{cases} 3,5 \% & \text{si } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa.} \\ \min(4,5 ; 0,025f_{c28}) \% & \text{si } f_{c28} > 40 \text{ MPa.} \end{cases} \quad \varepsilon_{bc1} = 2\%$$



**Figure I.7:Diagramme parabole–rectangle des Contraintes–Déformations du béton.**

Avec :

$$f_{bu} : \text{Contrainte ultime du béton en compression; } f_{bu} = \frac{0,85 f_{cj}}{\theta \gamma_b}$$

$\gamma_b$  : Coefficient de sécurité du béton, il vaut 1,5 pour les combinaisons normales et 1,15 pour les combinaisons accidentelles.

$\theta$  : coefficient qui dépend de la durée d'application du chargement. Il est fixé à :

- $\theta = 1$  lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'actions considérée est supérieure à 24 h ;

- $\theta = 0,9$  lorsque cette durée est comprise entre 1 h et 24 h, et à 0,85 lorsqu'elle est inférieure à 1 h.

#### ❖ État limite de service (ELS)

C'est un état qui est associé à l'aptitude et à la mise en service, ils sont donc liés aux conditions normales d'exploitation et à la durabilité recherchée pour l'ouvrage, les phénomènes correspondants sont : la fissuration, les déformations, excessives des éléments porteurs.

Le bâtiment doit vérifier les trois critères suivants :

- Compression du béton ;
- L'ouverture des fissures ;
- Déformation des éléments de la construction.

La contrainte limite de service est donnée par :  $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

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

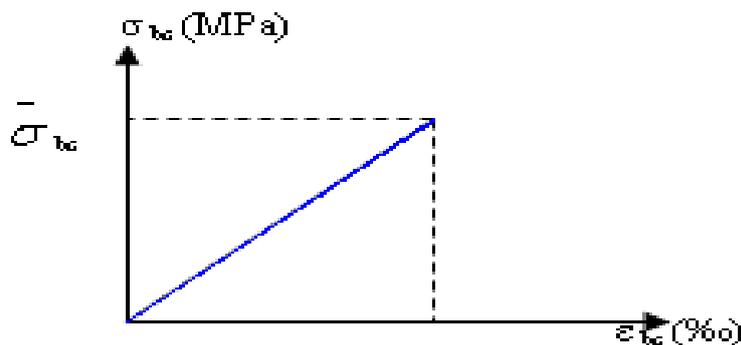


Figure I.8 : Diagramme contrainte déformation du béton de calcul à l'ELS.

#### b.7. Contrainte admissible de cisaillement

$\tau_u = \min(0,2 f_{cj} / \gamma_b, 5 \text{ Mpa})$  Fissuration peu préjudiciable ;

$\tau_u = \min(0,15 f_{cj} / \gamma_b, 4 \text{ Mpa})$  Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable.

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

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

### b.8. Module de déformation longitudinale

Ce module est connu sous le nom de module de Young ou de module d'élasticité longitudinal, il est défini sous l'action des contraintes normale à courte et à longue durée.

- **Module de déformation instantanée**

Pour un chargement d'une durée d'application inférieure à 24 heures, le module de déformation instantané  $E_{ij}$  du béton âgé de «j » jours est égale à :

$$E_{i28} = 11000 \times \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164,20 \text{ Mpa.}$$

- **Module de déformation différée**

Sous des contraintes de durée d'application supérieure à 24 heures on admet qu'à l'âge de jours, le module de déformation longitudinal différée du béton  $E_{vj}$  est donné par la formule :

$$E_{v28} = 3700 \times \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,87 \text{ Mpa.}$$

### b.9. Coefficient de poisson

La déformation longitudinale est accompagnée par une déformation transversale, le coefficient de poisson représente la variation relative de dimension transversale d'une pièce soumise à une variation relative de dimension longitudinale.

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

- $\nu = 0,2$  pour le calcul des déformations et pour les justifications aux états-limites de service (béton non fissuré).
- $\nu = 0$  pour le calcul des sollicitations et dans le cas des états – limites ultimes (béton fissuré).

#### I.1.4.2. Aciers de construction

Les aciers utilisés en béton armé est un alliage du fer et du carbone en faible pourcentage à pour objectif de supporter les efforts de traction dans les pièces fléchies et tendues, et de renforcer les sections des pièces comprimés. La quantité des armatures est calculée de façon à assurer la résistance aux charges déterminées.

Ils distinguent suivant leur nuance et leur état de surface (ronds lisses ou à barres à haute adhérence) et sont classés de la façon suivante :

- Les ronds lisses (R.L) : nuances FeE 22 et FeE 24 pour les armatures transversales ;
- Les barres à haute (HA) : nuances FeE 400 pour les armatures longitudinales ;

- Treillis soudés (TS) : TLE52  $\varnothing = 5$  mm pour les dalles.

### a.1. Diagramme déformation- contrainte

$$\sigma_s = f(\varepsilon\text{‰})$$

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

$$\gamma_s = 1,15 \text{ cas général ;}$$

$$\gamma_s = 1,00 \text{ cas des combinaisons accidentelles.}$$

Pour notre étude, on utilise des aciers FeE400.

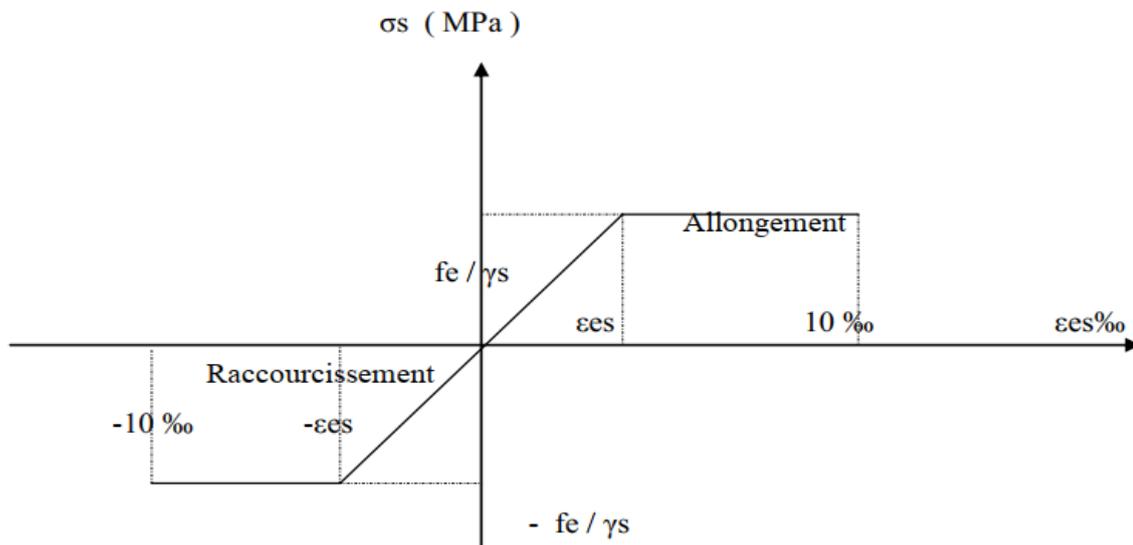


Figure I.9: Diagramme déformation contraintes-déformations.

### a.2. Module d'élasticité longitudinale

Le module d'élasticité de l'acier est la pente du diagramme contraintes – déformations ;

Il sera pris égale à :  $E_s = 2,1 \cdot 10^5$  MPa.

### a.3. Contrainte de calcul

#### ❖ État limite ultime

Pour le calcul on utilise le diagramme contrainte-déformation de la Figure I.9

La contrainte de calcul, notée  $\sigma_s$  et qui est définie par la relation :  $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

Avec :

$\gamma_s$  : est le coefficient de sécurité de l'acier qui a pour valeur :

$$\gamma_s = \begin{cases} 1,15 & \dots \dots \dots \text{situation durable ou transitoire.} \\ 1,0 & \dots \dots \dots \text{situation accidentelle.} \end{cases}$$

- Rond lisse ( $f_e = 235 \text{ MPa}$ )

$$\begin{cases} \sigma_s = 204,35 \text{ MPa} & \dots \dots \dots \text{situation durable ou transitoire.} \\ \sigma_s = 235 \text{ MPa.} & \dots \dots \dots \text{situation accidentelle.} \end{cases}$$

- haute adhérence ( $f_e = 400 \text{ MPa}$ )

$$\begin{cases} \sigma_s = 348 \text{ MPa} & \dots \dots \dots \text{situation durable ou transitoire.} \\ \sigma_s = 400 \text{ MPa.} & \dots \dots \dots \text{situation accidentelle.} \end{cases}$$

### ❖ État limite de service

La vérification de la contrainte dans les aciers se fait par les contraintes limites de traction des armatures:

- Fissuration peu préjudiciable.....  $\overline{\sigma}_{st} \leq f_e$  pas de limitation ;
- Fissuration préjudiciable.....  $\overline{\sigma}_{st} = \min (2/3f_e; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} ) \text{ Mpa}$  ;
- Fissuration très préjudiciable.....  $\overline{\sigma}_{st} = \min (0.5f_e; 90 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} ) \text{ Mpa}$ .

Avec  $\eta$ : coefficient de fissuration.

$$\begin{cases} \eta = 1 & \dots \dots \dots \text{Pours ronds lisses ;} \\ \eta = 1,6 & \dots \dots \dots \text{Pour hautes adhérences avec } \varnothing \geq 6\text{mm} ; \\ \eta = 1,3 & \dots \dots \dots \text{Pour hautes adhérences avec } \varnothing < 6\text{mm.} \end{cases}$$

### a.4.Allongement de rupture

$\varepsilon_s =$  Allongement de l'acier à l'ELU égale à 10‰.

### I.2.Hypothèses de calcul

Le calcul en béton armé est basé sur les hypothèses suivantes :

- États limite ultime de résistance E. L. U. R ;
- États limite de service E.L.S.

#### I.2.1.États limite ultime de résistance

Il consiste à l'équilibre entre les sollicitations d'actions majorées et les sollicitations résistantes calculées en supposant que les matériaux atteignant les limites de rupture minorée, ce qui correspond aussi aux règlements parasismique algériennes R.P.A 99 (version 2003).

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

### I.2.1.1.Hypothèses de calcul à l'E.L.U.R

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \varepsilon_{bc} = 3,5\text{‰} \rightarrow \text{Flexion composée.} \\ \varepsilon_{bc} = 2\text{‰} \rightarrow \text{Compression simple.} \end{array} \right.$$

- L'allongement de l'acier est limité à :  $\varepsilon_{bc} = 10\text{‰}$  ;
- Les diagrammes déformations contraintes sont définis pour :
  - Le béton en compression ;
  - L'acier en traction et en compression.

### I.2.1.2.Règles des trois pivots

En fonction des sollicitations normales la rupture d'une section en béton armé peut intervenir:

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

**Tableau I.1: Les déformations limitent du pivot.**

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

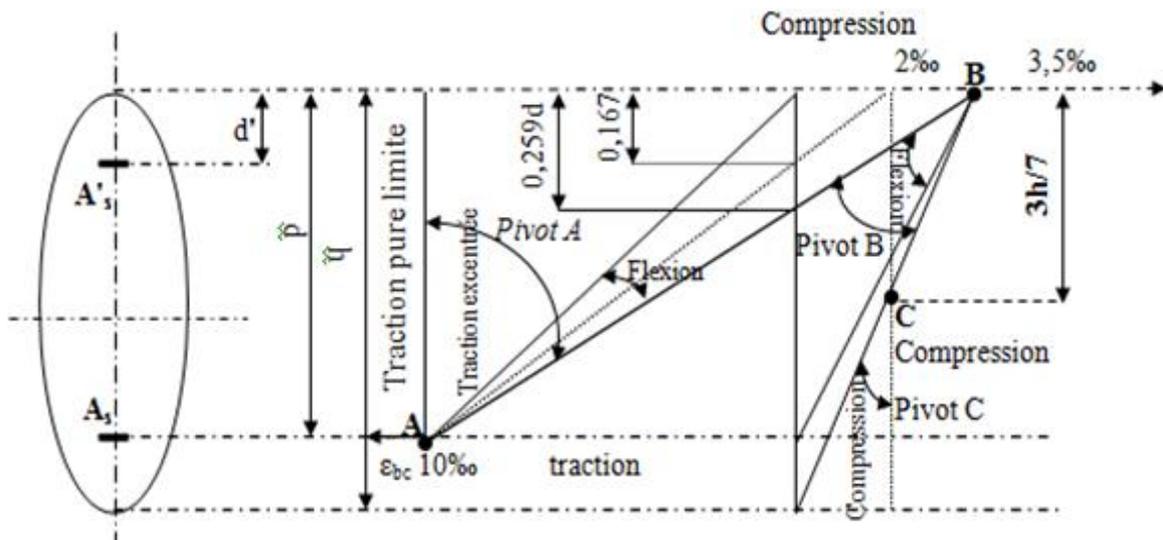


Figure I.10: Diagramme des déformations limitées de la section- Règles des trois pivots.

### I.2.2. États limite de service

A l'état limite de service, les calculs sont fait à l'équilibre des sollicitations d'actions réelles (non majorées), en cas de fissuration préjudiciable on très préjudiciable, les hypothèses sont les suivantes :

#### I.2.2.1. Hypothèses de calcul à E.L.S

- Les sections droites restent planes avant et après la déformation ;
- Il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton ;
- Le béton tendu est négligé ;
- Les contraintes sont proportionnelles aux déformations.

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = E_b \times \varepsilon_{bc} \\ \sigma_s = E_s \times \varepsilon_s \\ \varepsilon = \frac{\Delta L}{L} \end{cases}$$

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

$$\eta = \frac{E_s}{E_b} = 15 \rightarrow \text{Coefficient d'équivalence.}$$

#### I.2.2.2. Sollicitation du calcul vis-à-vis des états limites

Les sollicitations sont calculées en appliquant à la structure les combinaisons d'actions définies ci-après :

#### ❖ Les combinaisons de calcul à l'état limite ultime de résistance « E.L.U.R »

- Pour les situations durables :

$$P_1 = 1,35 G + 1,5 Q.$$

- Pour les situations accidentelles « séisme, choc... »

$$\begin{cases} P_2 = G + Q + E. \\ P_3 = G + Q + 1,2 E. \\ P_4 = 0,8 G + E. \end{cases}$$

#### ❖ Les combinaisons de calcul à l'état limite service de résistance

$$P_5 = G + Q.$$

Avec :

$$\begin{cases} G : \text{Charge permanente.} \\ Q : \text{Charge d'exploitation.} \\ E : \text{L'effort de séisme.} \end{cases}$$

### I.3. Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons présenté notre projet, la description, les caractéristiques géotechniques du sol, ainsi que les différents matériaux choisis pour cette étude.

## II.1.Introduction

Le pré-dimensionnement des éléments principaux (Les planchers, Les poutres, Les poteaux, Les voiles) est un dimensionnement préliminaire régie par des lois empiriques. Cette étape représente le point de départ et la base de la justification à la résistance, la stabilité et la durabilité de l'ouvrage aux sollicitations suivantes :

### ❖ Sollicitations verticales

Elles sont dues aux charges permanentes et aux surcharges d'exploitation de plancher, poutrelle, poutres et poteaux et finalement transmises au sol par les fondations.

### ❖ Sollicitations horizontales

Elles sont généralement d'origine sismique et sont requises par les éléments de contreventement constitué par les portiques auto stable et les voiles.

Le pré-dimensionnement doit être satisfaites les conditions de premier genre (BAEL 91) et règles de (RPA 99 version 2003).

## II.2.Pré-dimensionnement des planchers

Le plancher est la partie horizontale d'une construction constituant une séparation entre deux niveaux, destinés à reprendre les charges et les surcharges et les transmettre sur des éléments porteurs verticaux, tout en assurant des fonctions de confort comme l'isolation phonique, thermique et l'étanchéité des niveaux extrêmes.

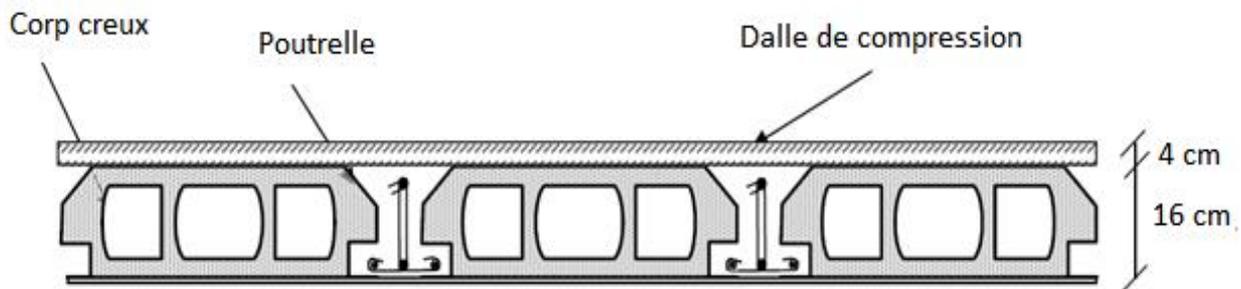
Dans notre projet, on utilise un:

- Plancher à corps creux.

### II.2.1.Plancher à corps creux

Les constituants d'un plancher en corps creux sont :

- **Corps creux:** c'est un coffrage perdu permet d'augmenter les qualités d'isolation de plancher, il n'a aucune fonction de résistance.
- **Poutrelles:** ces sont des éléments porteurs du plancher, reposent à leurs extrémités sur des poutres principales ou des voiles.
- **Dalle de compression:** est une dalle en béton coulée en place sur l'ensemble du plancher constitué par les poutrelles et les hourdis. Elle est généralement armée d'un treillis soudé. La dalle de répartition donne au plancher sa rigidité et assure le report des charges en direction des poutrelles.
- **Treillis soudé :** L'utilisation de treillis soudés constitue une solution élégante et économique pour l'armature de tous ces types de hourdis.



**Figure II. 1 : Coupe du plancher à corps creux.**

Le dimensionnement d'un plancher à corps creux revient à déterminer sa hauteur  $h_t$  tel que  $h_t = h_{cc} + h_{dc}$  avec  $h_{cc}$  et  $h_{dc}$  : hauteur du corps creux et dalle de compression respectivement. Pour déterminer  $h_t$ , on utilise la condition suivante.

### II.2.1.1. Condition de rigidité

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

Avec :  $L$  c'est la portée maximale de la poutrelle entre nus.

$$h_t \geq \frac{L}{22,5} = \frac{281}{22,5} \Rightarrow h_t = 12,49 \text{ cm.}$$

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

### II.3. Pré-dimensionnement des poutres

Les poutres sont des éléments porteurs horizontaux en béton armé coulé sur place, leur pré-dimensionnement s'effectue par des formules données par les BAEL91, et vérifiées selon le règlement parasismique Algérien en vigueur (RPA99), une vérification de la rigidité s'effectue à l'aide des formules données par la résistance des matériaux (RDM).

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10} \\ 0,3d \leq b \leq 0,4d \end{array} \right. \text{ avec : } \left\{ \begin{array}{l} h_t : \text{ hauteur totale de la poutre.} \\ b : \text{ largeur de la poutre.} \\ L : \text{ la plus grande portée libre entre nus d'appuis.} \\ d : \text{ hauteur utile.} \end{array} \right.$$

Selon le **R.P.A 99(version 2003)**, les dimensions des poutres doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$\begin{cases} b \geq 20\text{cm} \\ h \geq 30\text{cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \\ b_{\max} \leq 1,5 \times h_t + b_1 \end{cases}$$

Nous avons deux types des poutres :

- Poutre principale :  $L_{\max} = 3,85 \text{ m}$  ;
- Poutre secondaire :  $L_{\max} = 2,81 \text{ m}$ .

### II.3.1.Poutres principales

Ce sont les poutres reçoivent les charges provenant des solives (poutrelles) et les répartie aux poteaux sur lesquels ces poutres reposent. Elles sont disposées perpendiculairement aux poutrelles.

#### II.3.1.1.Pré-dimensionnement des poutres principales

$$\begin{cases} L = 385 \text{ cm} \\ d = 0,9 h_t \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 25,67 \text{ cm} \leq h_t \leq 38,5 \text{ cm} & \Leftrightarrow \text{on prend : } h_t = 35 \text{ cm.} \\ 9,45 \text{ cm} \leq b \leq 12,6 \text{ cm} & \Leftrightarrow \text{on prend : } b = 30 \text{ cm.} \end{cases}$$

On vérifie les dimensions adoptées vis-à-vis des exigences du R.P.A 99/2003:

$$b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$h_t = 35 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h_t}{b} = 1,17 \leq 4 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$b_{\max} \leq (1,5 \times 35 + 30) = 82,5 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Donc on prend la section des poutres principales  $(b \times h) = (30 \times 35) \text{ cm}^2$ .

### II.3.2.Poutres secondaires

Les poutres secondaires qui assurent le chaînage. Elles relient les portiques entre eux pour ne pas basculer.

#### II.3.2.1.Pré-dimensionnement des poutres secondaires

$$\begin{cases} L = 281 \text{ cm} \\ d = 0,9 h_t \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 18,73 \text{ cm} \leq h_t \leq 28,1 \text{ cm} & \Leftrightarrow \text{on prend: } h_t = 30 \text{ cm.} \\ 8,1 \text{ cm} \leq b \leq 10,8 \text{ cm} & \Leftrightarrow \text{on prend: } b = 30 \text{ cm.} \end{cases}$$

D'après le R.P.A 99(version 2003) :

$b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm}$  .....Condition vérifiée.

$h_t = 30 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm}$  ..... Condition vérifiée.

$\frac{h_t}{b} = 1 \leq 4$  ..... Condition vérifiée.

$b_{\max} \leq (1,5 \times 30 + 30) = 75 \text{ cm}$ . .....Condition vérifiée.

Donc on prend la section des poutres secondaire principales  $(b \times h) = (30 \times 30) \text{ cm}^2$ .

## II.4.Descente de charge

La descente de charges a pour but d'évaluer les charges et les surcharges revenant à chaque élément porteur au niveau de chaque plancher jusqu'à la fondation. Les charges réglementaires sont les charges permanentes (G) et les charges d'exploitations (Q).

### II.4.1.Charges permanentes

Les charges permanentes sont appliquées pratiquement avec la même intensité pendant toute la durée de la vie de l'ouvrage. Celles du plancher sont déterminées à partir de sa composition. Elles sont fonction des masses volumiques ainsi que des épaisseurs de chaque constituant. Les charges permanentes pour le plancher terrasse inaccessible, les planchers courant, mur extérieurs, mur intérieures, sont déterminées comme suite.

#### II.4.1.1.Plancher terrasse inaccessible

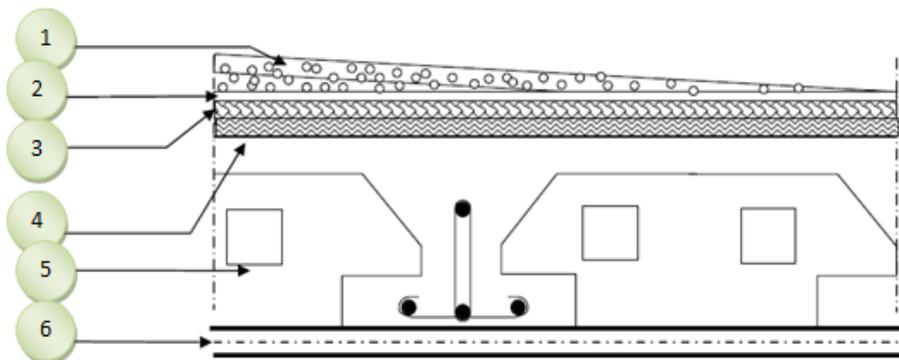
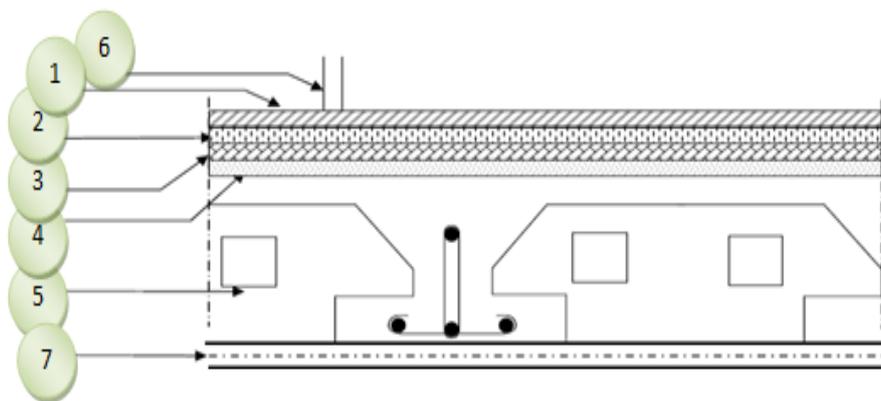


Figure II.2:Plancher terrasse.

**Tableau II.1 : Charge et surcharge du plancher terrasse.**

N°	Désignation	e (m)	G (KN/m <sup>2</sup> )
1	Protection en gravillons	0,05	1
2	Étanchéité multicouche	0,02	0,12
3	Forme de pente en béton léger	0,1	2,2
4	Isolation thermique en liège	0,04	0,16
5	Plancher à corps creux	16+4	2,80
6	Enduit en plâtre	0,02	0,20
Totale	G		6,48
Totale	Q		1

**II.4.1.2. Plancher étage courants****Figure II.3: Plancher étage courant, R.D.C****Tableau II.2: Charge et surcharge des étages courants.**

N°	Désignation	e (m)	G (KN/m <sup>2</sup> )
1	Revêtement en carrelage	0,02	0,40
2	Mortier de pose	0,02	0,40
3	Sable fin pour mortier	0,02	0,34
4+5	Plancher à corps creux	16+4	2,80
6	Cloison en briques creuses	0,1	0,90
7	Enduit en plâtre	0,02	0,20
Totale	G		5,04
Totale	Q		1,5

## II.4.1.3. Mur extérieur (double cloison)

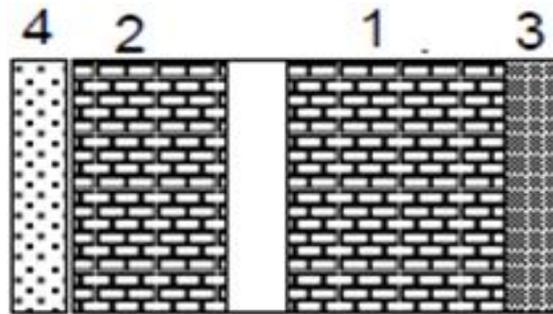


Figure II.4: Détail mur extérieur.

Tableau II.3 : Charge et surcharge des murs extérieurs.

N°	Désignation	e (m)	G (KN/m <sup>2</sup> )
1	Brique creuses à l'extérieur	0,15	1,35
2	Brique creuses à l'intérieur	0,10	0,90
3	Mortier de ciment extérieur	0,015	0,27
4	Enduit intérieur en plâtre	0,015	0,15
Totale	G (RDC, 1 <sup>er</sup> au 5 <sup>eme</sup> étage)		2,67

## ➤ Remarque

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

Murs avec portes et fenêtres (70%G)

$$G = 0,7 \times 2,67 = 1,869 \text{ KN/m}^2.$$

## II.4.1.4. Mur intérieur

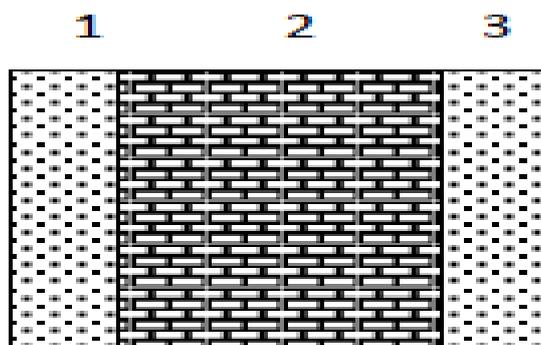


Figure II.5: Détail d'un mur intérieur.

**Tableau II.4: Charge et surcharge des murs intérieurs.**

N°	Désignation	e (m)	G (KN/m <sup>2</sup> )
1	Enduit intérieur en plâtre	0,015	0,15
2	Brique creuses	0,10	0,90
3	Mortier de ciment extérieur	0,015	0,27
Totale	G (RDC, 1 <sup>er</sup> au 5 <sup>eme</sup> étage)	1,32	

### II.4.2.Charges d'exploitation

Les charges d'exploitation ou surcharges sont celles qui résultent de l'usage des locaux. Elles correspondent au mobilier, au matériel, aux matières en dépôt et aux personnes pour un mode normal d'occupation.

#### II.4.2.1.Loi de dégression des charges d'exploitations

Puisque il est rare que toutes les charges d'exploitation agissent simultanément, On utilise la méthode de dégression des surcharges d'exploitation en fonction du nombre d'étages, qui consiste à réduire les charges identiques à chaque étage de 10% jusqu'à 0,5Q de bas vers le haut.

Sous terrasse .....  $Q_0$  ;

Sous étage 1 .....  $Q_0 + Q_1$ ;

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

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

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

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

Soit  $Q_0$  la surcharge d'exploitation sur la terrasse du bâtiment et  $Q_1, Q_2, Q_3, \dots, Q_n$  les surcharges d'exploitation relatives aux planchers 1, 2, ... , n qui sont numérotés à partir du sommet du bâtiment.

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

**Tableau II.5: Dégression des charges d'exploitations.**

Niveau des planchers	Charges d'exploitations	Dégression des charges par niveau	La charge (KN/m <sup>2</sup> )
5	Q <sub>0</sub>	$\Sigma_0 = q_0 = 1,00$	1
4	Q <sub>1</sub>	$\Sigma_1 = q_0 + q_1$	2,5
3	Q <sub>2</sub>	$\Sigma_2 = q_0 + 0,95 (q_1 + q_2)$	3,85
2	Q <sub>3</sub>	$\Sigma_3 = q_0 + 0,90 (q_1 + q_2 + q_3)$	5,05
1	Q <sub>4</sub>	$\Sigma_4 = q_0 + 0,85 (q_1 + q_2 + q_3 + q_4)$	6,1
R.D.C	Q <sub>5</sub>	$\Sigma_5 = q_0 + 0,80 (q_1 + q_2 + q_3 + q_4 + q_5)$	7

### II.5. Pré-dimensionnement des poteaux

Les poteaux sont en béton armé dont la forme est généralement carrée, rectangulaire ou circulaire. Ils sont pré-dimensionnés en compression simple et leur résistance est notamment limitée par le risque de flambage.

Le choix se fait selon le poteau le plus sollicité de la structure ; ce qui correspond à un poteau reprenant la surface du plancher la plus importante.

On utilise un calcul basé sur la descente de charge tous en appliquant la loi de dégression des charges d'exploitation.

Dans notre structure on a 3 types de coffrages :

- **Type 1 :** R.D.C.
- **Type 2 :** du 1<sup>er</sup> étage jusqu'au la 3<sup>ème</sup> étage.
- **Type 3 :** du 4<sup>ème</sup> étage jusqu'au la 5<sup>ème</sup> étage.

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

$$N_u = \alpha \left[ \frac{Br.f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right]$$

Avec :

- $N_u$  : Effort normal ultime (compression).
- $\alpha$  : Coefficient réducteur tenant compte de la stabilité

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

- $\lambda$  : Élancement d'EULER  $\left( \lambda = \frac{L_f}{i} \right)$ .
- $L_f$  : 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  $\left( I = \frac{bh^3}{12} \right)$ .
- $B$  : Surface de la section du béton ( $B = a \times b$ ).
- $\gamma_b$  : Coefficient de sécurité pour le béton ( $\gamma_b = 1,50$ ) .....Situation durable.
- $\gamma_s$  : Coefficient de sécurité pour l'acier ( $\gamma_s = 1,15$ ) .....Situation durable.
- $f_e$  : Limite élastique de l'acier ( $f_e = 400$  MPa).
- $f_{c28}$  : Contrainte caractéristique du béton à 28 jours  $f_{c28} = 25$  MPa.
- $A_s$  : Section d'acier comprimée.
- $B_r$  : Section réduite d'un poteau, obtenue en réduisant de sa section réelle 1 cm d'épaisseur sur toute sa périphérie  $B_r = (a - 2)(b - 2)$ .

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

### II.5.1.Exemple de calcul

On prend comme exemple de calcul les poteaux de RDC, d'où:  $h_0 = 3,06$  m.

Donc:  $L_f = 0,7 h_0 = 0,7 \times 3,06 \Rightarrow L_f = 2,14$  m.

### II.5.1.1. Poteau le plus sollicité

On fixe notre choix au poteau axes (B, 3) comme il est motionné au figure suivante d'où la surface hachure c'est elle supporte par le poteau pour toute étages.

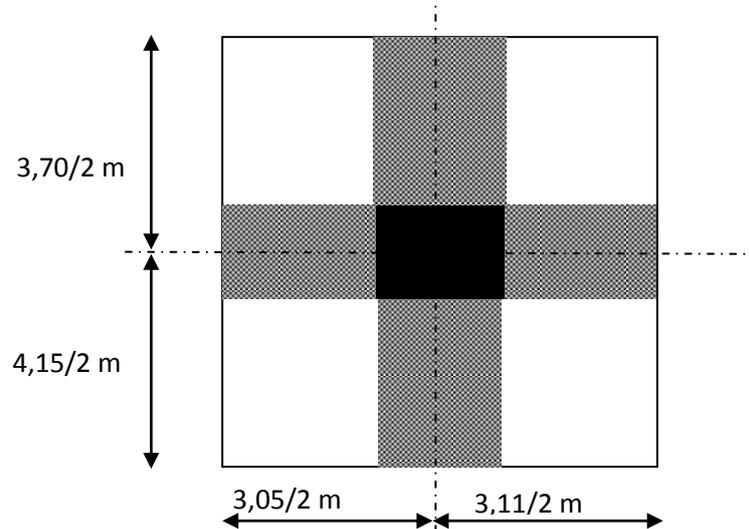


Figure II.6 : Le poteau le plus sollicité.

### II.5.1.2. Surface reprise par poteau à chaque étage

Soit  $S$  La surface supportée par poteau axe (B, 3):

$$S = \left( \frac{3,05}{2} + \frac{3,11}{2} \right) \times \left( \frac{3,70}{2} + \frac{4,15}{2} \right)$$

$$S = 12,14 \text{ m}^2.$$

### II.5.1.3. Effort normal ultime due à chaque niveau $N_u$

#### a) Les efforts de compression due aux charges permanentes $N_G$

##### a.1) Poids propre des plancher terrasse

$$G_{\text{terrasse}} \times S = (6,48) \times 12,14 = 78,67 \text{ KN.}$$

##### a.2) Poids propre des planchers étages courants et de plancher RDC

$$G_{\text{RDC, E courants}} \times S = (5,04) \times 12,14 = 61,19 \text{ KN.}$$

##### a.3) Poids propre des poutres principales

$$G_{\text{p.principale}} = \gamma_b \times (b \times h) \times L$$

$$G_{\text{p.principale}} = 25 \times 0,30 \times 0,35 \times \left( \frac{4,15}{2} + \frac{3,70}{2} \right) = 10,32 \text{ KN.}$$

##### a.4) Poids propre des poutres secondaires

$$G_{\text{p.secondeire}} = \gamma_b \times (b \times h) \times L$$

$$G_{p,secondaire} = 25 \times 0,30 \times 0,30 \times \left( \frac{3,05}{2} + \frac{3,11}{2} \right) = 6,93 \text{ KN.}$$

### a.5) Poids propre total

$$G_{total} = G_{terrasse} + G_{RDC, \text{ E courants}} \times n + (G_{p,principale} + G_{p,secondaire}) \times (n).$$

Avec : n c'est le nombre de planchers d'étages courants; n=5.

$$G_{total} = 78,67 + 61,19 \times 5 + (10,32 + 6,93) \times (5)$$

$$G_{total} = 470,85 \text{ KN.}$$

### b) Les efforts de compression dus aux charges d'exploitation $N_Q$

$$Q_{total} = Q \times S = 12,14 \times 7 \Rightarrow Q_{total} = 84,98 \text{ KN.}$$

### c) Majoration des efforts

On doit majorer les efforts de 10 %

$$N_G = 1,1 \times 470,85 = 517,94 \text{ KN.}$$

$$N_Q = 1,1 \times 84,98 = 93,48 \text{ KN.}$$

$$N_U = (1,35 \times 517,94) + (1,5 \times 93,48) = 891,59 \text{ KN.}$$

$$N_U = 839,44 \text{ KN.}$$

#### II.5.1.4. Détermination de (a)

$$B = b.a$$

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

$$i = \sqrt{\frac{b.a^3}{12.a.b}} = \sqrt{\frac{a^2}{12}} = 0,289a$$

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{214,2}{0,289a} \leq 50 \Rightarrow a \geq \frac{214,2}{0,289.50} = 14,82 \text{ cm}$$

On prend : a = 40cm.

$$\lambda = 0,7 \times \frac{L_0}{i} \Rightarrow \lambda = \frac{214,2}{(0,289 \times 40)} = 18,53 < 50$$

$\lambda = 18,53 < 50$ .....Condition vérifiée.

**II.5.1.5. Détermination de (b)**

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

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

$$B_r = (40 - 2)(b - 2) = 38 \times (b - 2) \text{ cm}$$

- Selon « RPA 99 version 2003 »  $A_s = 0,8\% B_r$  ..... Zone IIa

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

$$\lambda = 18,53 < 50$$

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

$$\alpha = \left[ \frac{0,85}{1 + 0,2(18,53/35)^2} \right]$$

$$\alpha = 0,80$$

$$f_{c28} = 25 \text{ MPA} ; F_e = 400 \text{ MPA} ; \gamma_b = 1,5 ; \gamma_s = 1,15.$$

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

$$N_u \leq 0,80 \times \left[ \frac{38 \times (b - 2) \times 25}{0,9 \times 1,5 \times 10} + \frac{0,304 \times (b - 2) \times 400}{1,15 \times 10} \right]$$

$$b \geq 12,37 \text{ cm.}$$

Donc, on prend :  $b = 40 \text{ cm.}$

D'après le R.P.A 99(version 2003)

$$\min(a, b) = 40 \text{ cm} \geq 25 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée .}$$

$$\min(a, b) = 40 \text{ cm} \geq \frac{3,06}{20} = 15,3 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée.}$$

$$1/4 < \frac{a}{b} = 1 < 4 \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée.}$$

Donc :  $a = b = 40 \text{ cm.}$

**Tableau II .6 : Tableau récapitulatif des dimensions des poteaux.**

types	Niveaux	Sections des poteaux (cm <sup>2</sup> )
1	R.D.C	40x40
2	1	35x35
	2	35x35
	3	35x35
3	4	30x30
	5	30x30

## II.6.Pré dimensionnement des voiles

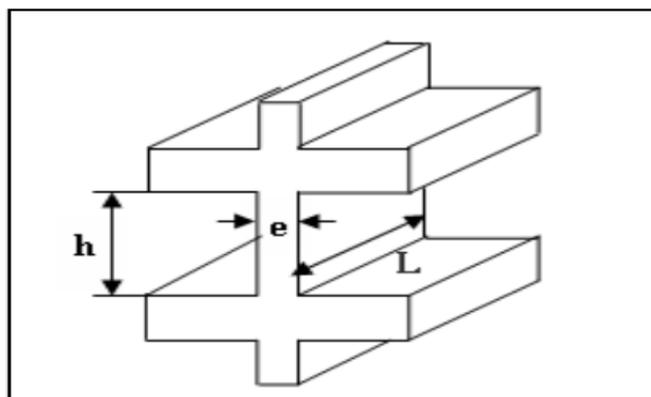
L'épaisseur des murs voile se fait selon les règles parasismiques algériennes (version 2003).D'où leur l'épaisseur minimale est de 15 cm. De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage  $h_e$  et des conditions de rigidité aux extrémités.

Les voiles servent, d'une part, à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et ou vent), et d'autre part, à reprendre les efforts verticaux (charges et surcharges) et les transmettent aux fondations. D'après le « RPA99 version 2003 » article 7.7.1 sont considérés comme voiles les éléments satisfaisant à la condition:

$L \geq 4e$ . Dans le cas contraire, les éléments sont considérés comme des éléments linéaires.

Avec :

$L$  : longueur de voile,  $e$  : épaisseur du voile. L'épaisseur minimale est de 15 cm. De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage  $h_e$  et des conditions de rigidité aux extrémités indiquées.



**Figure II.7: Coupe de voile en élévation.**

**II.6.1. Pour RDC, 1<sup>er</sup> au 5<sup>ème</sup> étage**

$$\begin{cases} e \geq \max\left(\frac{h_e}{22}; 15\right) \text{ cm} \\ L \geq 4e \text{ et } e_{\min} = 15 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow e \geq \frac{h_e}{25} \Rightarrow e \geq \frac{306}{22} \Rightarrow e \geq 13,91 \text{ cm}$$

Avec :

- $L$  : Longueur du voile ;
- $e$  : Épaisseur du voile ;
- $h_e$  : Hauteur d'étage.

Donc l'épaisseur des voiles des contreventements :  $e = 20 \text{ cm}$

**II.7. Conclusion**

Dans ce chapitre, nous avons pré-dimensionné les éléments principaux (plancher, Poutres principales, Poutres secondaires, Poteaux et voiles) et le tableau suivant représente les différentes sections des éléments.

**Tableau II .7: Tableau récapitulatif des dimensions des différents éléments porteurs.**

Eléments		Sections	Epaisseur
Plancher		/	(16+4) cm
Poutres principales		(30x35) cm <sup>2</sup>	/
Poutres secondaires		(30x30) cm <sup>2</sup>	/
Poteaux	Type 1(RDC)	(40x40) cm <sup>2</sup>	/
	Type 2(1 <sup>er</sup> au 3 <sup>ème</sup> étage)	(35x35) cm <sup>2</sup>	/
	Type 3(4 <sup>ème</sup> au 5 <sup>ème</sup> étage)	(30x30) cm <sup>2</sup>	/
Voiles		/	20 cm

### III.1.Introduction

C'est l'ensemble des éléments horizontaux de la structure d'un bâtiment destinés à reprendre les charges d'exploitation, les charges permanentes (cloisons, revêtement...), et les transmettent sur des éléments porteurs verticaux (poteaux, voiles, murs ...).

Dans ce projet les planchers sont des corps creux.

Les planchers assurent deux fonctions principales:

- **Fonction de résistance**

Les planchers supportant leur poids propre et les surcharges d'exploitation.

- **Fonction d'isolation**

Ils isolent thermiquement et acoustiquement les différents étages, Comme notre projet a usage d'habitation et commerce, on adopte un plancher à corps creux qui est constitué par des poutrelles en béton armé sur lesquelles reposent les entrevous. Les poutrelles sont disposées suivant la petite portée et elles travaillent dans une seule direction.

### III.2.Dimensionnement des poutrelles

Notre projet étant une construction courante à une surcharge modérée ( $Q \leq 5 \text{KN/m}^2$ ). La hauteur du plancher est 20cm soit (16+4) cm.

Avec :  $\begin{cases} 16 \text{ cm} : \text{corps creux ;} \\ 4 \text{ cm} : \text{dalle de compression.} \end{cases}$

Les poutrelles sont disposés perpendiculaire au sens porteur avec un espacement de 65cm entre axes.

$\begin{cases} \text{Hauteur du plancher : } h_t = 20\text{cm.} \\ \text{Épaisseur de la nervure : } h_0 = 4\text{cm.} \\ \text{Largeur de la nervure : } b_0 = 12\text{cm.} \end{cases}$

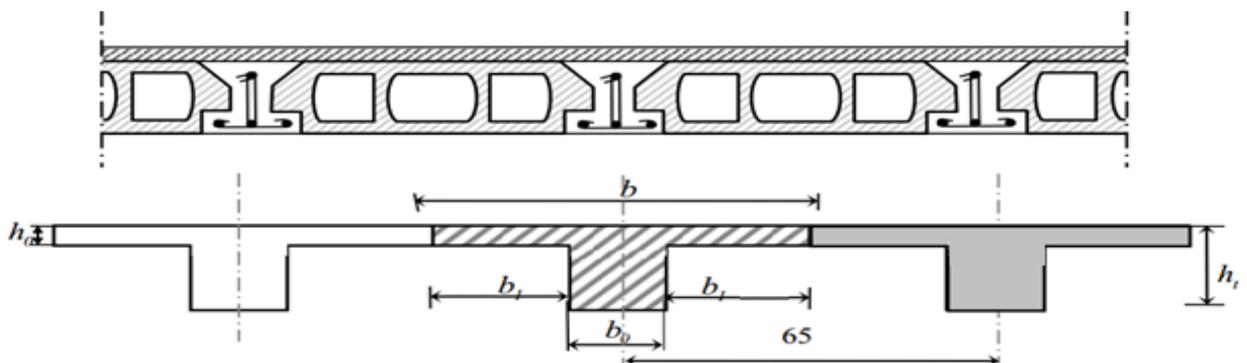


Figure III.1: Dimensionnement des poutrelles.

### ▪ Calcul de la largeur (b) de la poutrelle

Le calcul de la largeur "b" se fait à partir des conditions suivantes:  $b=2b_1+b_0$  ..... (1)

La portée maximale est :  $L = 2,81$  m et  $l_1=65$ cm.

$$b_1 = \min \begin{cases} b_1 \leq \frac{(l_1 - b_0)}{2} \\ b_1 \leq \frac{l}{10} \\ 6h_0 \leq b_1 \leq 8h_0 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} b_1 \leq \frac{(65 - 12)}{2} = 26,5 \text{ cm} \\ b_1 \leq \frac{281}{10} = 28 \text{ cm} \\ 24 \text{ cm} \leq b_1 \leq 32 \text{ cm} \end{cases}$$

Soit :  $b_1 = 26,5$ cm.

Pour avoir  $b = 2b_1 + b_0 \Rightarrow b = 2 \times 26,5 + 12 = 65$ cm.

## III.3.Méthode de calcul des poutrelles

### III.3.1Méthode forfaitaire

Il existe plusieurs méthodes pour le calcul des poutrelles, Le règlement BAEL 91 est proposé une méthode simplifiée applicable pour les planchers courantes si les conditions ci après sont satisfaites.

#### III.3.1.1.Les conditions d'application de la méthode forfaitaire

Cette méthode est applicable si les quatre conditions suivantes sont remplies :

- La charge d'exploitation  $Q \leq \max(2G; 5 \text{ KN/m}^2)$ ;
- Les moments d'inerties des sections transversales sont les même dans les différentes travées ;
- Le rapport des portées successives est compris entre 0,8 et 1,25

$$0,8 \leq \frac{L}{L_{(i+1)}} \leq 1,25 ;$$

- la fissuration est considérée comme non préjudiciable.

#### III.3.1.2.Principe de calcul

Il exprime les maximaux en travée et sur appuis en fonction des moments Fléchissant isostatiques " $M_0$ " De la travée indépendante.

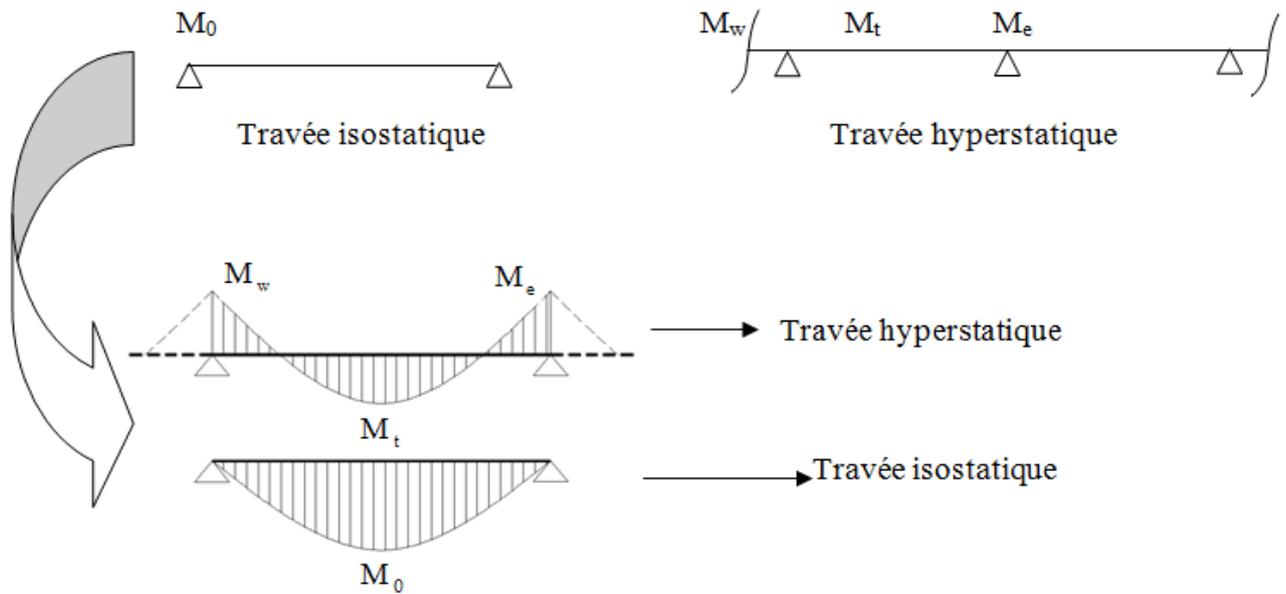


Figure III.2: Diagrammes du moment corrigé.

Selon le BAEL 91, les valeurs de  $M_w$ ,  $M_t$ ,  $M_e$  doivent vérifier les conditions suivantes:

$$M_t \geq \max[1,05M_0; (1 + 0,3\alpha)M_0] - (M_w + M_e)/2$$

$$M_t \geq (1 + 0,3\alpha)M_0/2 \text{ dans une travée intermédiaire.}$$

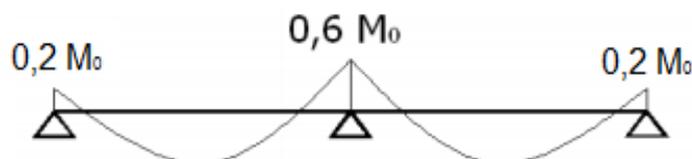
$$M_t \geq (1,2 + 0,3\alpha)M_0/2 \text{ dans une travée de rive.}$$

- ✓  $M_0$  : Le moment maximal dans la travée indépendante ;
- ✓  $M_t$  : Le moment maximal dans la travée étudiée ;
- ✓  $M_w$  : Le moment sur l'appui gauche de la travée ;
- ✓  $M_e$  : Le moment sur l'appui droit de la travée ;
- ✓  $\alpha$  :  $Q/(G + Q)$  Le rapport de la charge d'exploitation a la somme des charges permanentes et d'exploitations.

### III.3.1.3. Les valeurs des moments aux appuis

Les valeurs absolues des moments sur appuis sont évaluées selon le nombre des travées :

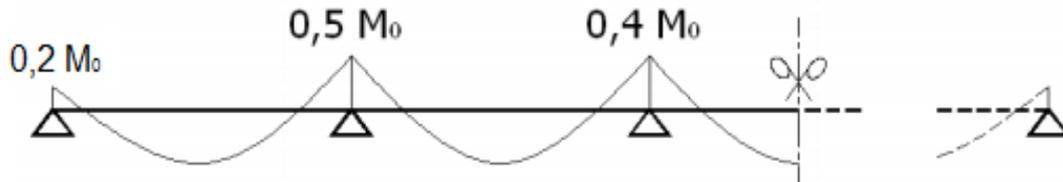
- **Poutre contenue a deux travées**



- Poutre contenue a trois travées



- Poutre contenue a plus de trois travées



### III.3.1.4.Effort tranchant

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

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

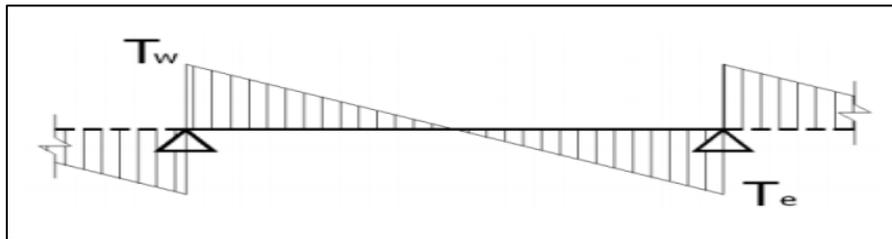


Figure III.3: Diagramme de l'effort tranchant.

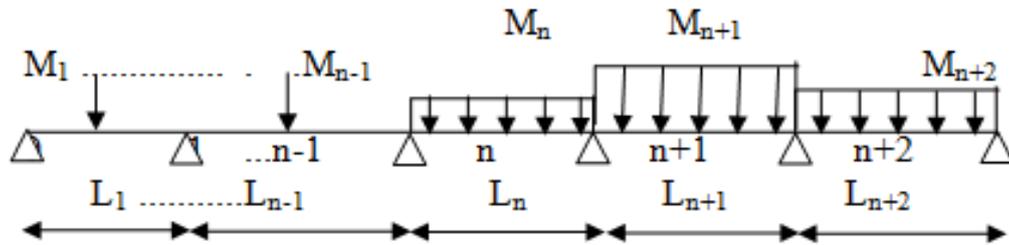
$$\begin{cases} T_w = \frac{M_w - M_e}{l} + \frac{ql}{2} \\ T_e = \frac{M_w - M_e}{l} - \frac{ql}{2} \end{cases}$$

### III.3.2.Méthode des trois moments

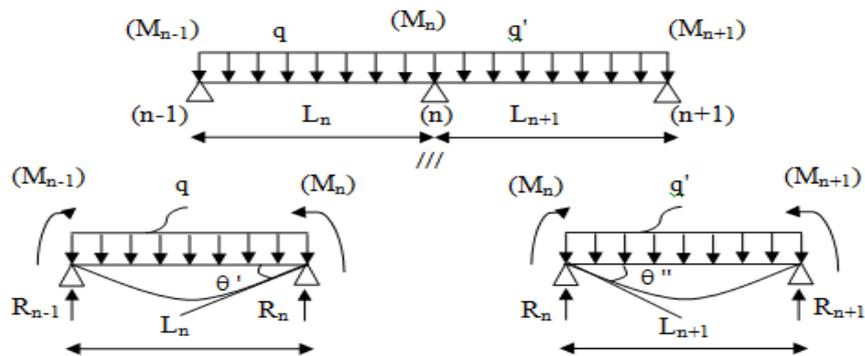
Vu que la 3<sup>ème</sup> condition de la méthode forfaitaire n'est pas vérifiée c.à.d la fissuration est préjudiciable ou très préjudiciable (cas du plancher terrasse), on propose pour le calcul des moments sur appuis la méthode des trois moments.

#### III.3.2.1.Principe de calcul de la méthode des trois moments

Pour les poutres continues à plusieurs appuis



Isolant deux travées adjacentes, elles sont chargées d'une manière quelconque; c'est un système statiquement indéterminé, il est nécessaire de compléter les équations statiques disponibles par d'autres méthodes basées sur les déformations du système.



$M_n, M_{n-1}, M_{n+1}$  : les moments de flexion sur appuis (n), (n-1), (n+1), il sont supposés positifs, suivant les conditions aux limites et les conditions de continuité,  $(\theta' = \theta'')$ .....(1)

Les moments de flexion pour chacune des travées  $L_n, L_{n+1}$  sous les charges connues  $q, q'$  peuvent être tracer selon la méthode classique.  $M_n, M_{n-1}, M_{n+1}$  sont provisoirement omis.



$G_n, G_{n+1}$ : les centres d'inertie des aires de diagramme des moments.

$a_n, b_n, a_{n+1}, b_{n+1}$ : sont la signification indiqué sur la figure.

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

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

Selon le théorème des Aires des moments, on aura :

$$\theta' = \frac{S_n \cdot a_n}{L_n \cdot E_I} + \frac{M_{n-1} \cdot L_n}{6 \cdot E_I} + \frac{M_n \cdot L_n}{3 \cdot E_I}$$

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

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

C'est le théorème des trois moments et sous cette forme générale il est applicable à tous les types de chargement. cette équation est appelée équation de CLAPEYRON.

### III.3.2.2.Évaluation de l'effort tranchant

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

## III.4.Calcul du ferrailage

### III.4.1.Planchers étages courant

#### III.4.1.1.Etude des poutrelles Planchers RDC, étages courants

On a deux (02) types des poutrelles par chaque niveau selon le nombre et des longueurs des travées

**Type 01** : Travées A-B ; B-C ; C-D



**Type 02** : Travées A-B ; B-C ; C-D ; D-E ; E-F ; F-G ; G-H



#### a)Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire

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

$$Q = 1,5 \text{ KN/m}^2 < (2G = 10,08 \text{ KN/m}^2 ; 5 \text{ KN/m}^2)$$

- $Q = 1,5 \text{ KN/m}^2 < 10,08 \text{ KN/m}^2$  ..... Condition vérifiée.
- Poutrelle à d'inertie constante ( $I = C^{et}$ ).....Condition vérifiée.
- Fissuration peu préjudiciable ..... Condition vérifiée.
- Le rapport entre les travées successives :  $0,8 \leq \frac{L}{L_{(i+1)}} \leq 1,25$

**Tableau III.1 : Rapport entre les travées successives.**

Travées	A-B	B-C	C-D	A-B	B-C	C-D	D-E	E-F	F-G	G-H
Portée	2,75	2,81	2,75	2,75	2,81	2,75	2,65	2,75	2,81	2,75
Rapport	0,98		1,02	0,98		1,02	1,04	0,96	0,98	1,02

- $0,8 \leq \frac{L}{L_{(i+1)}} \leq 1,25$  .....Condition vérifiée.

Puisque toutes les conditions sont satisfaites pour les planchers étages donc la méthode forfaitaire est applicable.

**b)Sollicitations**

Le plancher d'étage courant comporte « 02 » types des poutrelles.

D'où :  $G = 5,04 \text{ KN/m}^2$  et  $Q = 1,5 \text{ KN/m}^2$

**b.1)E.L.U :**

$$q_u = (1,35G + 1,5Q) \times 0,65 = 5,89 \text{ KN/ml}$$

$$\alpha = Q / (G + Q) = 1,50 / (5,04 + 1,50) = 0,23$$

$(1 + 0,3\alpha) = 1,07 > 1,05$  , donc : on doit tenir compte de 1,07

$$(1,2 + 0,3\alpha) \frac{1}{2} = 0,63 \text{ (travée de rive)}$$

$$(1 + 0,3\alpha) \frac{1}{2} = 0,53 \text{ (travée intermédiaire)}$$

$$q_u = 5,89 \text{ KN/ml.}$$

**b.2)E.L.S :**

$$q_s = (G + Q) \times 0,65 \rightarrow q_s = 4,25 \text{ KN/ml.}$$

➤ **Exemple de calcul type 01 :**

◆ **à l'ELU :**

• **Moments fléchissant (isostatiques)**

$$M_0 = \frac{q_u \times L^2}{8}$$

$$M_0^{AB} = \frac{5,89 \times 2,75^2}{8} = 5,57 \text{ KN.m.}$$

$$M_0^{BC} = \frac{5,89 \times 2,81^2}{8} = 5,81 \text{ KN.m.}$$

$$M_0^{CD} = \frac{5,89 \times 2,75^2}{8} = 5,57 \text{ KN.m.}$$

• **Moments sur appuis**

En appui(A)et (D) :  $M_A = M_D = 0,2M_0$

$$M_A = 0,2M_0^{AB} = 1,11 \text{ KN.m}$$

$$M_D = 0,2M_0^{CD} = 1,11 \text{ KN.m}$$

En appui(B)et (C) :  $M_B = M_C = 0,5M_0$

$$M_B = 0,5\max(M_0^{AB}; M_0^{BC}) = 2,91 \text{ KN.m}$$

$$M_C = 0,5\max(M_0^{BC}; M_0^{CD}) = 2,91 \text{ KN.m}$$

• **Moments En travées**

Travée (AB), (BC) et(CD)

$$\left\{ \begin{array}{l} M_T^{AB} \geq 1,07.M_0^{AB} - \frac{M_A + M_B}{2} = 3,95 \text{ KN.m} \\ M_T^{AB} \geq 0,63.M_0^{AB} = 3,51 \text{ KN.m} \end{array} \right\} \Rightarrow M_T^{AB} = 3,95 \text{ KN.m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_T^{BC} \geq 1,07.M_0^{BC} - \frac{M_B + M_C}{2} = 3,31 \text{ KN.m} \\ M_T^{BC} \geq 0,63.M_0^{BC} = 3,08 \text{ KN.m} \end{array} \right\} \Rightarrow M_T^{BC} = 3,31 \text{ KN.m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_T^{CD} \geq 1,07.M_0^{CD} - \frac{M_C + M_D}{2} = 3,95 \text{ KN.m} \\ M_T^{CD} \geq 0,63.M_0^{CD} = 3,51 \text{ KN.m} \end{array} \right\} \Rightarrow M_T^{CD} = 3,95 \text{ KN.m}$$

- **Efforts tranchants**

Les valeurs des efforts tranchants de chaque travée étant calculées selon la formule suivant :

$$\begin{cases} T_w = \frac{M_w - M_e}{L} + \frac{q_u \times L}{2} \\ T_e = \frac{M_w - M_e}{L} - \frac{q_u \times L}{2} \end{cases} \quad \text{Avec : } \begin{cases} T_w : \text{effort tranchant a droit} \\ T_e : \text{effort tranchant a gauche} \end{cases}$$

$$\text{Travée (A-B)} \begin{cases} T_w = \frac{1,11 - 2,91}{2,75} + \frac{5,89 \times 2,75}{2} = 7,45 \text{ KN.} \\ T_e = \frac{1,11 - 2,91}{2,75} - \frac{5,89 \times 2,75}{2} = -8,75 \text{ KN.} \end{cases}$$

$$\text{Travée (B-C)} \begin{cases} T_w = \frac{2,91 - 2,91}{2,81} + \frac{5,89 \times 2,81}{2} = 8,28 \text{ KN.} \\ T_e = \frac{2,91 - 2,91}{2,81} - \frac{5,89 \times 2,81}{2} = -8,28 \text{ KN.} \end{cases}$$

$$\text{Travée (C-D)} \begin{cases} T_w = \frac{2,91 - 1,11}{2,75} + \frac{5,89 \times 2,75}{2} = 8,75 \text{ KN.} \\ T_e = \frac{2,91 - 1,11}{2,75} - \frac{5,89 \times 2,75}{2} = -7,45 \text{ KN.} \end{cases}$$

- ◆ **à l'ELS :**

- **Moments fléchissant (isostatiques)**

$$M_0 = \frac{q_u \times L^2}{8}$$

$$M_0^{AB} = \frac{4,25 \times 2,75^2}{8} = 4,02 \text{ KN.m.}$$

$$M_0^{BC} = \frac{4,25 \times 2,81^2}{8} = 4,19 \text{ KN.m.}$$

$$M_0^{CD} = \frac{4,25 \times 2,75^2}{8} = 4,02 \text{ KN.m.}$$

- **Moments sur appuis**

En appui(A) et (D) :  $M_A = M_D = 0,2M_0$

$$M_A = 0,2M_0^{AB} = 0,80 \text{ KN.m}$$

$$M_D = 0,2M_0^{CD} = 0,80 \text{ KN.m}$$

$$\text{En appui(B)et (C) : } M_B = M_C = 0,5M_0$$

$$M_B = 0,5\max(M_0^{AB}; M_0^{BC}) = 2,10 \text{ KN.m}$$

$$M_C = 0,5\max(M_0^{BC}; M_0^{CD}) = 2,10 \text{ KN.m}$$

- Moments En travées**

Travée (AB), (BC) et(CD)

$$\left\{ \begin{array}{l} M_T^{AB} \geq 1,07.M_0^{AB} - \frac{M_A + M_B}{2} = 2,85\text{KN.m} \\ M_T^{AB} \geq 0,63.M_0^{AB} = 2,53 \text{ KN.m} \end{array} \right\} \Rightarrow M_T^{AB} = 2,85 \text{ KN.m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_T^{BC} \geq 1,07.M_0^{BC} - \frac{M_B + M_C}{2} = 2,38\text{KN.m} \\ M_T^{BC} \geq 0,63.M_0^{BC} = 2,22 \text{ KN.m} \end{array} \right\} \Rightarrow M_T^{BC} = 2,38 \text{ KN.m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_T^{CD} \geq 1,07.M_0^{CD} - \frac{M_C + M_D}{2} = 2,85\text{KN.m} \\ M_T^{CD} \geq 0,63.M_0^{CD} = 2,53 \text{ KN.m} \end{array} \right\} \Rightarrow M_T^{CD} = 2,85 \text{ KN.m}$$

- Efforts tranchants**

$$\text{Travée (A-B)} \left\{ \begin{array}{l} T_w = \frac{0,80 - 2,10}{2,75} + \frac{4,25 \times 2,75}{2} = 5,37 \text{ KN.} \\ T_e = \frac{0,80 - 2,10}{2,75} - \frac{4,25 \times 2,75}{2} = -6,31 \text{ KN.} \end{array} \right.$$

$$\text{Travée (B-C)} \left\{ \begin{array}{l} T_w = \frac{2,10 - 2,10}{2,81} + \frac{4,25 \times 2,81}{2} = 5,97 \text{ KN.} \\ T_e = \frac{2,10 - 2,10}{2,81} - \frac{4,25 \times 2,81}{2} = -5,97 \text{ KN.} \end{array} \right.$$

$$\text{Travée (C-D)} \left\{ \begin{array}{l} T_w = \frac{2,10 - 0,80}{2,75} + \frac{4,25 \times 2,75}{2} = 6,31 \text{ KN.} \\ T_e = \frac{2,10 - 0,80}{2,75} - \frac{4,25 \times 2,75}{2} = -5,37 \text{ KN.} \end{array} \right.$$

**Tableau III.2 : Tableau récapitulatif des sollicitations des poutrelles (étage courants).**

Type	Travée	L (m)	E.L.U M (KN. m) et T(KN)						E.L.S M (KN. m) et T(KN)					
			M <sub>0</sub>	M <sub>w</sub>	M <sub>e</sub>	M <sub>t</sub>	T <sub>w</sub>	T <sub>e</sub>	M <sub>0</sub>	M <sub>w</sub>	M <sub>e</sub>	M <sub>t</sub>	T <sub>w</sub>	T <sub>e</sub>
1	A-B	2,75	5,57	1,11	2,91	3,95	7,45	-8,75	4,02	0,80	2,10	2,85	5,37	-6,31
	B-C	2,81	5,81	2,91	2,91	3,31	8,28	-8,28	4,19	2,10	2,10	2,38	5,97	-5,97
	C-D	2,75	5,57	2,91	1,11	3,95	8,75	-7,45	4,02	2,10	0,80	2,85	6,31	-5,37
2	A-B	2,75	5,57	1,11	2,91	3,95	7,45	-8,75	4,02	0,80	2,10	2,85	5,37	-6,31
	B-C	2,81	5,81	2,91	2,32	3,61	8,49	-8,07	4,19	2,10	1,68	2,59	6,12	-5,82
	C-D	2,75	5,57	2,32	2,23	3,68	8,13	-8,07	4,02	1,68	1,61	2,66	5,87	-5,81
	D-E	2,65	5,17	2,23	2,23	3,30	7,80	-7,80	3,73	1,61	1,61	2,38	5,63	-5,63
	E-F	2,75	5,57	2,23	2,32	3,68	8,07	-8,13	4,02	1,61	1,68	2,66	5,81	-5,87
	F-G	2,81	5,81	2,32	2,91	3,61	8,07	-8,49	4,19	1,68	2,10	2,59	5,82	-6,12
	G-H	2,75	5,57	2,91	1,11	3,95	8,75	-7,45	4,02	2,10	0,80	2,85	6,31	-5,37

#### III.4.1.2. Calcul du ferrailage des poutrelles (à l'ELU)

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

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

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

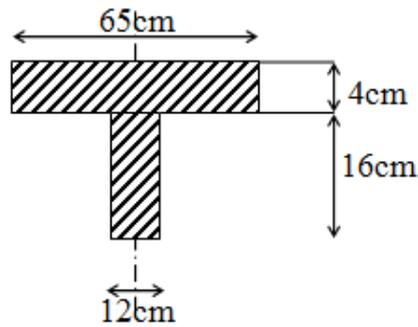


Figure III.4: La section de la poutrelle calculée (en T).

Pour le calcul de ferrailage on prend les sollicitations maximales suivantes à L'ELU:

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{0 \max} = 5,81 \text{ KN.m} \\ M_{t \max} = 3,95 \text{ KN.m} \\ M_{a(\text{rive}) \max} = 1,11 \text{ KN.m} \\ M_{a(\text{inter}) \max} = 2,91 \text{ KN.m} \\ T_{\max} = 8,75 \text{ KN.} \end{array} \right.$$

#### III.4.1.2.1. Ferrailage en travée

##### a) Vérification de l'étendue de la zone comprimée

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

$$M_{\text{tab}} = 65 \times 4 \times 14,17(18 - 2) \cdot 10^{-3} = 58,95 \text{ KN.m}$$

$$M_{t \max} = 3,95 \text{ KN.m} < M_{\text{tab}} = 58,95 \text{ KN.m} \quad M_t^u < M_0$$

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

$$M_{\text{tmax}} = 3,95 \text{ KN.m}$$

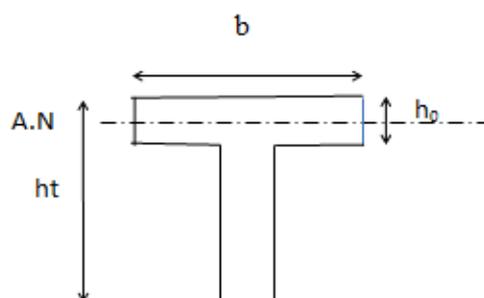


Figure III.5: position de l'axe neutre.

**b) Vérification de l'existante des armatures comprimées (A')**

$$\mu = \frac{M_t}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b} = \frac{3,95 \times 10^3}{14,17 \times (18)^2 \times 65} = 0,013 < 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0,034 < 0,392 \Rightarrow \text{pivot.A: } \xi_s = 10\%$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,043$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,983$$

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

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{3,95 \times 10^3}{0,983 \times 18 \times 348} = 0,64 \text{ cm}^2.$$

$$\Rightarrow A_s = 0,64 \text{ cm}^2.$$

**c) Condition de non fragilité (B.A.E.L 91 art A.4.2.1)**

$$A_{\min} \geq \max\left(\frac{b \cdot h}{1000}; 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}\right) = \left(\frac{65 \times 20}{1000}; 0,23 \times 65 \times 18 \times \frac{2,1}{400}\right)$$

$$\Rightarrow A_{\min} \geq \max(1,3; 1,41)$$

$$A_{\min} = 1,41 \text{ cm}^2.$$

$$\Rightarrow A_{\text{adoptif}} = \max(A_{\min}; A_{\text{cal}}) = \max(1,41; 0,64) = 1,41 \text{ cm}^2.$$

**➤ Le choix :**

$$A_s = 3T10 = 2,36 \text{ cm}^2.$$

**III.4.1.2.2. Ferrailage Sur appuis****• Appuis intermédiaire**

Etat- limite ultime de résistance :

$$M_a^u \text{ max(inter)} = 2,91 \text{ KN.m}$$

La section de calcul est une section rectangulaire de dimension :

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

$$\mu = \frac{M_{a(\text{inter})}}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b_0} = \frac{2,91 \times 10^3}{14,17(18)^2 \times 12} = 0,053 < 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,068$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,973$$

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

$$A_{s(\text{inter})} = \frac{M_{a(\text{inter})}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{2,91 \times 10^3}{0,973 \times 18 \times 348} = 0,48 \text{ cm}^2.$$

- **Appuis de rive**

$$M_a^u \text{ max(rive)} = 1,11 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{a(\text{inter})}}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b_0} = \frac{1,11 \times 10^3}{14,17(18)^2 \times 12} = 0,020 < 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,025$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,990$$

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

$$A_{s(\text{rive})} = \frac{M_{a(\text{inter})}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{1,11 \times 10^3}{0,990 \times 18 \times 348} = 0,18 \text{ cm}^2.$$

**a) Condition de non fragilité (B.A.E.L 91 art A.4.2.1)**

$$A_{\min} \geq \max\left(\frac{b \cdot h}{1000}; 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}\right) = \left(\frac{12 \times 20}{1000}; 0,23 \times 12 \times 18 \times \frac{2,1}{400}\right)$$

$$\Rightarrow A_{\min} \geq \max[0,24; 0,26]$$

$$A_{\min(\text{inter})} = 0,26 \text{ cm}^2.$$

$$\Rightarrow A_{a \text{ doptif}} = \max(A_{\min}; A_{\text{cal}}) = \max(0,26; 0,48) = 0,48 \text{ cm}^2.$$

➤ **Le choix :**

$$A_s = 2T10 = 1,57 \text{ cm}^2.$$

$$A_{\min(\text{rive})} = 0,26 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_{\text{adoptif}} = \max(A_{\text{min}} ; A_{\text{cal}}) = \max(0,26;0,18) = 0,26 \text{ cm}^2.$$

➤ **Le choix:**

$$A_s = 1T10 = 0,79 \text{ cm}^2.$$

**III.4.1.3.Vérifications**

**a)L'influence de l'effort tranchant**

D'après le BAEL91 (art A.5.1 ,211) :

$$\tau_u = \frac{T_{\text{max}}^u}{b_0 \times d} = \frac{8,75 \times 10^3}{12 \times 18 \times 100} = 0,41 \text{ MPa}.$$

$$\text{Fissuration peut nuisible : } \bar{\tau}_u = \min\left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{MPa}\right) = 3,33 \text{ MPa}.$$

$$\tau_u = 0,41 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{MPa}.. \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Pas de risque de cisaillement.

**b)Section et écartement des armatures transversales  $A_t$**

**b.1)Diamètre des armatures transversales**

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

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{200}{35}; \frac{120}{10}; 10\right) = 5,71 \approx 8 \text{mm}.$$

On prend :

$$\phi_t = 8 \text{ mm} \Rightarrow A_t = 1 \phi 8 = 0,5 \text{ cm}^2.$$

**b.2)Calcul des espacements**

$$\begin{cases} S_t \leq \min(0,9 \times d; 40) \text{ cm} \\ S_t \leq \min(16,2; 40) \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow S_t \leq 16,20 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm}.$$

**b.3)La section des armatures transversales**

$$\frac{A_t}{b_0 \cdot s_t} \geq \frac{\gamma_s (\tau_u - 0,3k \cdot f_{ij})}{0,9 \cdot f_e \cdot (\sin\alpha + \cos\alpha)} \dots\dots\dots (*)$$

K=1 (fissuration non préjudiciable).

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

$$f_e = 235 \text{ MPa} \quad ; \quad \gamma_s = 1,15$$

$$(*) \Rightarrow A_t \geq \frac{\gamma_s \left( \tau_u - 0,3k.f_{tj} \right)}{0,9.f_e} \cdot b_0 \cdot s_t$$

$$A_t \geq \frac{1,15(0,41 - 0,3 \times 1 \times 2,1)}{0,9 \times 235} \times 0,12 \times 0,15$$

$$A_t = -2,15 \cdot 10^{-5}$$

La section exigée par la condition de non fragilité (B.A.E.L 91)

### c) Pourcentage minimal des armatures transversales

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

$$\frac{A_t \times f_e}{b_0 \times s_t} \geq \max (0,21; 0,4 \text{ Mpa}) = 0,4 \text{ Mpa.}$$

$$A_t \geq \left( \frac{0,4 \times b_0 \times s_t}{f_e} \right) = \frac{0,4 \times 0,12 \times 0,15}{235} = 3,06 \times 10^{-5} \text{ m}^2 \approx 0,31 \text{ cm}^2.$$

Alors on adopte :

$$\phi_t = 8 \text{ mm} \Rightarrow A_t = 1 \phi 8 = 0,5 \text{ cm}^2.$$

### d) Compression de la bille d'about

La contrainte de compression dans la bielle est:

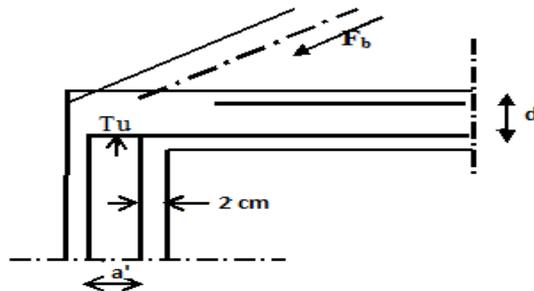


Figure III.6: Compression de la bille d'about.

$$\bar{\sigma}_b = \frac{F_b}{S} \text{ avec : } \begin{cases} F_b = T_u \times \sqrt{2} \\ S = \frac{a \times b_0}{\sqrt{2}} \end{cases}$$

$$D'où : \bar{\sigma}_b = \frac{2 \cdot T_u}{a \cdot b_0}$$

$a$  = la longueur d'appui de la biellette  $\leq 0,9 \times d$

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

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

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

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

$$\Rightarrow a \geq \frac{2 \times 8,75 \times 1,5}{0,8 \times 12 \times 25 \times 10} = 0,01 \text{ cm}$$

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

$$a' = c - c' - 2 \text{ cm} = 40 - 2 - 2 = 36 \text{ cm}$$

$$a = \min(36 \text{ cm} ; 16,2 \text{ cm}) = 16,20 \text{ cm} > 0,01 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

### e) Vérification à L' E .L .S

#### e.1) Au niveau des travées

Lorsque la fissuration est peu préjudiciable, il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte maximale dans l'acier tendu  $\sigma_{st}$ .

$$\begin{cases} \text{Section rectangulaire} \\ \text{Acier } F_e E400 \end{cases} \Rightarrow \text{Si : } \alpha \leq \left( \frac{\gamma - 1}{2} \right) + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

#### e.2) Vérification des compressions dans le béton à l'E.L.S

- Si la condition ci-dessous est vérifiée la vérification des contraintes de compression dans le béton est inutile (sur appuis et en travées).

$$\alpha \leq \left( \frac{\gamma - 1}{2} \right) + \frac{f_{c28}}{100}; \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$$

**Tableau III.3 : Vérification des compressions.**

/	M <sub>u</sub> (KN.m)	M <sub>ser</sub> (KN.m)	α	$\left(\frac{\gamma-1}{2}\right) + \frac{f_{c28}}{100}$	Observation
<b>Appui</b>	2,91	2,10	0,068	0,443	Condition vérifiée
<b>Travée</b>	3,95	2,85	0,043	0,443	Condition vérifiée

$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$  Les armatures calculées à L'ELU seront maintenues.

**f)Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis**

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

$$V_u \leq \bar{V}_u \text{ et } V_u \leq 0,267.a.b_0.f_{c28} \Rightarrow \frac{0,75.V_u}{b_0.f_{c28}} \leq \alpha \leq d$$

Lorsque « a » n'est pas donnée on utilise la formule suivant :

$$a = l_a - 2\text{cm} \text{ tel que : } l_a = l_s - \text{Type de crochet}$$

$l_a$  : Longueur d'ancrage.

$l_s$  : Longueur de scellement droit( donnée a partir du BAEL91)

On choisit par exemple un crochet de 90°

$$\text{Donc : } l_a = l_s - 24,69\phi \text{ tel que : } l_s = 35\phi \text{ (} F_{c28} = 25\text{MPa; } F_e = 400\text{)}$$

$$l_a = 10,31\phi = 10,31 \times 1,00 = 10,31\text{cm}$$

$$\text{Alors : } a = l_a - 2 = 10,31 - 2 = 8,31\text{cm}$$

$$\bar{V}_u = 0,267 \times a \times b_0 \times f_{c28} = 0,267(8,31 \times 12) \times 10^{-1} \times 25 = 66,56\text{KN.}$$

$$V_u \leq \bar{V}_u \Rightarrow 8,75\text{KN} \leq 66,56\text{KN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

**g)Vérification des armatures longitudinales**

Au droit d'un appui simple, la section A des armatures longitudinales inférieures doit être telle que l'on ait :

$$A_s \geq \frac{V_u}{f_e / \gamma_s}$$

$$A_s = \frac{1,15 \times 8,75 \times 10}{400} = 0,25\text{cm}^2.$$

$$A_s = 2,36 \text{ cm}^2 \geq 0,25 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

### h) Vérification de la contrainte d'adhérence limite

Il faut vérifier que :  $\tau_s \leq \bar{\tau}_s$

$$\tau_s = \frac{V_u}{0,9 \times 0,23 \Sigma u}; \quad (\Sigma u : \text{Étant la somme des périmètres utiles des barres})$$

$$\bar{\tau}_s = 0,6 \cdot \psi_s^2 \cdot f_{tj}; \quad \text{Pour les armatures à H.A} \Rightarrow \psi_s = 1,5$$

$$f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}; \quad \bar{\tau}_s = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,84 \text{ MPa.}$$

$$\Sigma u = 3 \times 2 \times \pi \times R = 3 \times 2 \times 3,14 \times 0,8 = 15,07 \text{ cm.}$$

$$\tau_s = \frac{8,75 \cdot 10^{-3}}{0,9 \times 0,23 \times 0,151} = 0,28 \text{ MPa.}$$

Donc  $\tau_s = 0,28 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 2,84 \text{ MPa}$ ..... Condition vérifiée.

### i) Vérification de la flèche

D'après BAEL 91 modifiée 99 :  $f \leq f_{\text{adm}}$

**Avec :**  $F_{\text{adm}} = \frac{L_{\text{max}}}{500} \rightarrow L_{\text{max}}$  : la portée maximal

Dans notre cas, on a :  $L_{\text{max}} = 2,81 \text{ m}$

$$F_{\text{adm}} = \frac{2,81}{500} = 0,0056 \text{ m.}$$

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15 A_{\text{ut}} \left( \frac{h}{2} - d' \right)^2 \rightarrow d' = 0,1h$$

$$I_0 = \frac{0,65 \times 0,20^3}{12} + 15 \times 2,36 \left( \frac{0,20}{2} - 0,02 \right)^2$$

$$I_0 = 2,30 \cdot 10^{-1} \text{ m}^4.$$

$$\rho = \frac{A_{\text{ut}}}{b_0 d} = \frac{2,36 \cdot 10^{-4}}{0,12 \times 0,18} = 0,011$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{\left( 2 + 3 \frac{b_0}{b} \right) \rho} = \frac{0,05 \times 2,1}{\left( 2 + 3 \times \frac{0,12}{0,65} \right) 0,011} = 3,74$$

$$U^* = 1 - \frac{1,75f_{t28}}{(4\rho \sigma_{st}) + f_{t28}} = 0,66$$

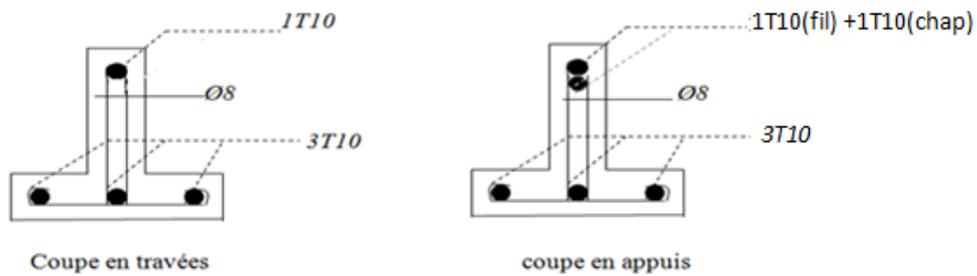
$$I_{Fi} = \frac{1,1I_0}{(1 + \lambda_i U^*)} = \frac{1,1 \times 2,30 \cdot 10^{-1}}{(1 + 3,74 \times 0,66)} = 0,07m^4.$$

$$f = \frac{M_{st} \cdot L^2}{10E_i \cdot I_{Fi}} = \frac{2,85 \cdot 10^{-3} \times 2,81^2}{10 \times 32164,2 \times 0,07} = 10 \cdot 10^{-7}m.$$

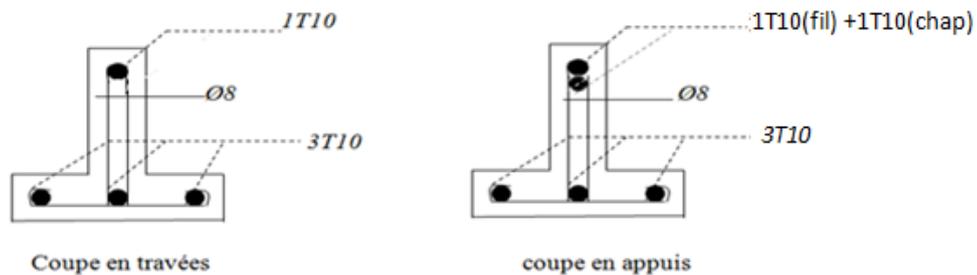
Avec :  $E_i = 11000(f_{c28})^{1/3} = 32164,2 \text{ MPa}$

Donc :  $f = 10 \cdot 10^{-5} \text{ cm} \leq f_{adm} = 0,56 \text{ cm} \dots \dots \dots$  Condition vérifiée.

**III.4.1.4.Schemas de ferrailage des poutrelles (Etage courant)**



**Figure III.7: Ferrailage des poutrelles de rive.**



**Figure III.8: Ferrailage des poutrelles intermédiaire.**

**II.4.2.Planchers terrasse**

**III.4.2.1.Étude des poutrelles Planchers terrasse**

On a un seul type de poutrelle selon le nombre et des longueurs des travées

**Type 01 :** Travées A-B ; B-C ; C-D ; D-E ; E-F ; F-G ; G-H



**a)Vérification des conditions d’application de la méthode forfaitaire**

- la charge d’exploitation  $Q \leq \max(2G, 5 \text{ KN/m}^2)$ ;
- $Q = 1,5 \text{ KN/m}^2 < 10,08 \text{ KN/m}^2$  ..... Condition vérifiée.
- Poutrelle à d’inertie constante ( $I = C^{et}$ ).....Condition vérifiée.
- Fissuration peu préjudiciable ..... Condition non vérifiée.

Pour le plancher terrasse la fissuration est préjudiciable ou très préjudiciable

Donc dans le cas du plancher terrasse, on applique la méthode des trois moments

**b)Sollicitations**

$$G = 6,48 \text{ KN/m}^2 \quad ; Q = 1 \text{ KN/m}^2$$

$$G = 6,48 \text{ KN/m}^2 \quad ; Q = 1 \text{ KN/m}^2$$

$$\begin{cases} G = 6,48 \times 0,65 = 4,21 \text{ KN/ml} \\ Q = 1 \times 0,65 = 0,65 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

$$\begin{cases} Q_U = 1,35G + 1,5Q = 6,66 \text{ KN/ml} \\ Q_{ser} = G + Q = 4,86 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

➤ **Exemple de calcul type 01 :**

Le calcul se fait selon la formule:

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

$$M_0 = Ql^2/8$$

$$a_n = b_n = L_n/2$$

$$S_n = 2/3 \cdot L_n \cdot M_0$$

$$a_{n+1} = b_{n+1} = L_{n+1}/2$$

$$S_{n+1} = 2/3 \cdot L_{n+1} \cdot M_0$$

✓ à l'ELU :

#### ✚ Sur appuis de rive

$$M_0^{AB} = \frac{q \times L^2}{8} = \frac{6,66 \times (2,75)^2}{8} = 6,3 \text{ KN.m} \Rightarrow M_A = -0,2 \quad M_0^{AB} = 0,2(6,3) = -1,26 \text{ KN.m.}$$

$$M_0^{GH} = \frac{q \times L^2}{8} = \frac{6,66 \times (2,75)^2}{8} = 6,3 \text{ KN.m} \Rightarrow M_H = -0,2 \quad M_0^{GH} = 0,2(6,3) = -1,26 \text{ KN.m.}$$

#### ✚ Sur appuis intermédiaires

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

$$M_{0AB} = Ql^2/8 = 6,30 \text{ KN.m} ; M_{0BC} = Ql^2/8 = 6,57 \text{ KN.m}$$

$$\text{Donc (1)} \Rightarrow 2,75M_A + 2(2,75 + 2,81) \cdot M_B + 2,81M_C = -71,57$$

$$\text{Avec: } M_A = -0,2 \cdot M_{0AB} = -1,26 \text{ KN.m}$$

$$11,12M_B + 2,81M_C = -68,11 \dots \dots \dots (1)$$

##### ◆ En isolant deux travées adjacentes, on prend B-C et C-D

$$M_{0BC} = Ql^2/8 = 6,57 \text{ KN.m} ; M_{0CD} = Ql^2/8 = 6,30 \text{ KN.m}$$

$$\text{Donc (1)} \Rightarrow 2,81M_B + 2(2,81 + 2,75) M_C + 2,75M_D = -71,57$$

$$2,81M_B + 11,12 M_C + 2,75M_D = -71,57 \dots \dots \dots (2)$$

##### ◆ En isolant deux travées adjacentes, on prend C-D et D-E

$$M_{0CD} = Ql^2/8 = 6,30 \text{ KN.m} ; M_{0DE} = Ql^2/8 = 5,85 \text{ KN.m}$$

$$\text{Donc (1)} \Rightarrow 2,75M_C + 2(2,75 + 2,65) M_D + 2,65M_E = -65,62$$

$$2,75M_C + 10,8 M_D + 2,65M_E = -65,62 \dots \dots \dots (3)$$

##### ◆ En isolant deux travées adjacentes, on prend D-E et E-F

$$M_{0DE} = Ql^2/8 = 5,85 \text{ KN.m} ; M_{0EF} = Ql^2/8 = 6,30 \text{ KN.m}$$

$$\text{Donc (1)} \Rightarrow 2,65M_D + 2(2,65 + 2,75) M_E + 2,75M_F = -65,62$$

$$2,65M_D + 10,8 M_E + 2,75M_F = -65,62 \dots \dots \dots (4)$$

◆ **En isolant deux travées adjacentes, on prend E-F et F-G**

$$M_{0EF} = Ql^2/8 = 6,30 \text{ KN.m} ; M_{0FG} = Ql^2/8 = 6,57 \text{ KN.m}$$

$$\text{Donc (1)} \Rightarrow 2,75M_E + 2(2,75 + 2,81) M_F + 2,81M_G = -71,57$$

$$2,75M_E + 11,12 M_F + 2,81M_G = -71,57 \dots \dots \dots (5)$$

◆ **En isolant deux travées adjacentes, on prend F-G et G-H**

$$M_{0FG} = Ql^2/8 = 6,57 \text{ KN.m} ; M_{0GH} = Ql^2/8 = 6,30 \text{ KN.m}$$

$$\text{Donc (1)} \Rightarrow 2,81M_F + 2(2,81 + 2,75) M_G + 2,75M_H = -71,57$$

$$\text{Avec: } M_H = -0,2.M_{0GH} = -1,26 \text{ KN.m}$$

$$2,81M_F + 11,12 M_G = -68,11 \dots \dots \dots (6)$$

• **Les moments sur appuis**

$$M_A = -1,26 \text{ KN.m}$$

$$M_B = -5,07 \text{ KN.m}$$

$$M_C = -4,16 \text{ KN.m}$$

$$M_D = -4,01 \text{ KN.m}$$

$$M_E = -4,11 \text{ KN.m}$$

$$M_F = -3,84 \text{ KN.m}$$

$$M_G = -6,23 \text{ KN.m}$$

$$M_H = -1,26 \text{ KN.m}$$

• **Efforts tranchants**

$$\text{Travée (A-B)} \left\{ \begin{array}{l} T_w = \frac{1,26 - 5,07}{2,75} + \frac{6,66 \times 2,75}{2} = 7,77 \text{ KN.} \\ T_e = \frac{1,26 - 5,07}{2,75} - \frac{6,66 \times 2,75}{2} = -10,55 \text{ KN.} \end{array} \right.$$

$$\text{Travée (B-C)} \left\{ \begin{array}{l} T_w = \frac{5,07 - 4,16}{2,81} + \frac{6,66 \times 2,81}{2} = 9,68 \text{ KN.} \\ T_e = \frac{5,07 - 4,16}{2,81} - \frac{6,66 \times 2,81}{2} = -9,04 \text{ KN.} \end{array} \right.$$

$$\text{Travée (C-D)} \begin{cases} T_w = \frac{4,16 - 4,01}{2,75} + \frac{6,66 \times 2,75}{2} = 9,21 \text{ KN.} \\ T_e = \frac{4,16 - 4,01}{2,75} - \frac{6,66 \times 2,75}{2} = -9,11 \text{ KN.} \end{cases}$$

$$\text{Travée (D-E)} \begin{cases} T_w = \frac{4,01 - 4,11}{2,65} + \frac{6,66 \times 2,65}{2} = 8,72 \text{ KN.} \\ T_e = \frac{4,01 - 4,11}{2,65} - \frac{6,66 \times 2,65}{2} = -8,92 \text{ KN.} \end{cases}$$

$$\text{Travée (E-F)} \begin{cases} T_w = \frac{4,11 - 3,84}{2,75} + \frac{6,66 \times 2,75}{2} = 9,26 \text{ KN.} \\ T_e = \frac{4,11 - 3,84}{2,75} - \frac{6,66 \times 2,75}{2} = -9,06 \text{ KN.} \end{cases}$$

$$\text{Travée (F-G)} \begin{cases} T_w = \frac{3,84 - 6,23}{2,81} + \frac{6,66 \times 2,81}{2} = 8,51 \text{ KN.} \\ T_e = \frac{3,84 - 6,23}{2,81} - \frac{6,66 \times 2,81}{2} = -10,21 \text{ KN.} \end{cases}$$

$$\text{Travée (G-H)} \begin{cases} T_w = \frac{6,23 - 1,26}{2,75} + \frac{6,66 \times 2,75}{2} = 10,97 \text{ KN.} \\ T_e = \frac{6,23 - 1,26}{2,75} - \frac{6,66 \times 2,75}{2} = -7,35 \text{ KN.} \end{cases}$$

- **Les moments en travée**

$$M_{tAB} = M_A + M_B / 2 + M_{0AB} = 3,27 \text{ KN.m}$$

$$M_{tBC} = M_B + M_C / 2 + M_{0BC} = 1,96 \text{ KN.m}$$

$$M_{tCD} = M_C + M_D / 2 + M_{0CD} = 2,22 \text{ KN.m}$$

$$M_{tDE} = M_D + M_E / 2 + M_{0DE} = 1,79 \text{ KN.m}$$

$$M_{tEF} = M_E + M_F / 2 + M_{0EF} = 2,33 \text{ KN.m}$$

$$M_{tFG} = M_F + M_G / 2 + M_{0FG} = 1,54 \text{ KN.m}$$

$$M_{tGH} = M_G + M_H / 2 + M_{0GH} = 3,27 \text{ KN.m}$$

✓ à l'ELS :

✚ Sur appuis de rive

$$M_0^{AB} = \frac{q \times L^2}{8} = \frac{4,86 \times (2,75)^2}{8} = 4,59 \text{ KN.m} \Rightarrow M_A = -0,2 M_0^{AB} = 0,2(4,59) = -0,92 \text{ KN.m.}$$

$$M_0^{GH} = \frac{q \times L^2}{8} = \frac{4,86 \times (2,75)^2}{8} = 4,59 \text{ KN.m} \Rightarrow M_H = -0,2 M_0^{GH} = 0,2(4,59) = -0,92 \text{ KN.m.}$$

✚ Sur appuis intermédiaires

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

$$M_{0AB} = Ql^2/8 = 4,59 \text{ KN.m} ; M_{0BC} = Ql^2/8 = 4,80 \text{ KN.m}$$

$$\text{Donc (1)} \Rightarrow 2,75M_A + 2(2,75+2,81)M_B + 2,81M_C = -52,23$$

$$\text{Avec: } M_A = -0,2.M_{0AB} = -0,92 \text{ KN.m}$$

$$11,12M_B + 2,81M_C = -49,7 \dots \dots \dots (1)$$

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

$$M_{0BC} = Ql^2/8 = 4,80 \text{ KN.m} ; M_{0CD} = Ql^2/8 = 4,59 \text{ KN.m}$$

$$\text{Donc (1)} \Rightarrow 2,81M_B + 2(2,81+2,75)M_C + 2,75M_D = -52,23$$

$$2,81M_B + 11,12M_C + 2,75M_D = -52,23 \dots \dots \dots (2)$$

◆ En isolant deux travées adjacentes, on prend C-D et D-E

$$M_{0CD} = Ql^2/8 = 4,59 \text{ KN.m} ; M_{0DE} = Ql^2/8 = 4,27 \text{ KN.m}$$

$$\text{Donc (1)} \Rightarrow 2,75M_C + 2(2,75+2,65)M_D + 2,65M_E = -47,88$$

$$2,75M_C + 10,8M_D + 2,65M_E = -47,88 \dots \dots \dots (3)$$

◆ En isolant deux travées adjacentes, on prend D-E et E-F

$$M_{0DE} = Ql^2/8 = 4,27 \text{ KN.m} ; M_{0EF} = Ql^2/8 = 4,59 \text{ KN.m}$$

$$\text{Donc (1)} \Rightarrow 2,65M_D + 2(2,65+2,75)M_E + 2,75M_F = -47,88$$

$$2,65M_D + 10,8M_E + 2,75M_F = -47,88 \dots \dots \dots (4)$$

◆ En isolant deux travées adjacentes, on prend E-F et F-G

$$M_{0EF} = Ql^2/8 = 4,59 \text{ KN.m} ; M_{0FG} = Ql^2/8 = 4,80 \text{ KN.m}$$

$$\text{Donc (1)} \Rightarrow 2,75M_E + 2(2,75+2,81)M_F + 2,81M_G = -52,23$$

$$2,75M_E + 11,12 M_F + 2,81M_G = -52,23 \dots\dots\dots (5)$$

◆ **En isolant deux travées adjacentes, on prend F-G et G-H**

$$M_{0FG} = Ql^2/8 = 4,80 \text{ KN.m} ; M_{0GH} = Ql^2/8 = 4,59 \text{ KN.m}$$

$$\text{Donc (1)} \Rightarrow 2,81M_F + 2(2,81 + 2,75) M_G + 2,75M_H = -52,23$$

$$\text{Avec: } M_H = -0,2.M_{0GH} = -0,92 \text{ KN.m}$$

$$2,81M_F + 11,12 M_G = -49,7 \dots\dots\dots (6)$$

• **Les moments sur appuis**

$$M_A = -0,92 \text{ KN.m}$$

$$M_B = -3,70 \text{ KN.m}$$

$$M_C = -3,04 \text{ KN.m}$$

$$M_D = -2,92 \text{ KN.m}$$

$$M_E = -3 \text{ KN.m}$$

$$M_F = -2,79 \text{ KN.m}$$

$$M_G = -4,6 \text{ KN.m}$$

$$M_H = -0,92 \text{ KN.m}$$

• **Efforts tranchants**

$$\text{Travée (A-B)} \left\{ \begin{array}{l} T_w = \frac{0,92 - 3,70}{2,75} + \frac{4,86 \times 2,75}{2} = 5,29 \text{ KN.} \\ T_e = \frac{0,92 - 3,70}{2,75} - \frac{4,86 \times 2,75}{2} = -8,07 \text{ KN.} \end{array} \right.$$

$$\text{Travée (B-C)} \left\{ \begin{array}{l} T_w = \frac{3,70 - 3,04}{2,81} + \frac{4,86 \times 2,81}{2} = 7,06 \text{ KN.} \\ T_e = \frac{3,70 - 3,04}{2,81} - \frac{4,86 \times 2,81}{2} = -6,60 \text{ KN.} \end{array} \right.$$

$$\text{Travée (C-D)} \left\{ \begin{array}{l} T_w = \frac{3,04 - 2,92}{2,75} + \frac{4,86 \times 2,75}{2} = 6,72 \text{ KN.} \\ T_e = \frac{3,04 - 2,92}{2,75} - \frac{4,86 \times 2,75}{2} = -6,64 \text{ KN.} \end{array} \right.$$

$$\text{Travée (D-E)} \left\{ \begin{array}{l} T_w = \frac{2,92 - 3}{2,65} + \frac{4,86 \times 2,65}{2} = 6,41 \text{ KN.} \\ T_e = \frac{2,92 - 3}{2,65} - \frac{4,86 \times 2,65}{2} = -6,47 \text{ KN.} \end{array} \right.$$

$$\text{Travée (E-F)} \left\{ \begin{array}{l} T_w = \frac{3 - 2,79}{2,75} + \frac{4,86 \times 2,75}{2} = 6,76 \text{ KN.} \\ T_e = \frac{3 - 2,79}{2,75} - \frac{4,86 \times 2,75}{2} = -6,6 \text{ KN.} \end{array} \right.$$

$$\text{Travée (F-G)} \left\{ \begin{array}{l} T_w = \frac{2,79 - 4,6}{2,81} + \frac{4,86 \times 2,81}{2} = 6,19 \text{ KN.} \\ T_e = \frac{2,79 - 4,6}{2,81} - \frac{4,86 \times 2,81}{2} = -7,47 \text{ KN.} \end{array} \right.$$

$$\text{Travée (G-H)} \left\{ \begin{array}{l} T_w = \frac{4,6 - 0,92}{2,75} + \frac{4,86 \times 2,75}{2} = 8,02 \text{ KN.} \\ T_e = \frac{4,6 - 0,92}{2,75} - \frac{4,86 \times 2,75}{2} = -5,34 \text{ KN.} \end{array} \right.$$

- **Les moments en travée**

$$M_{t_{AB}} = M_A + M_B / 2 + M_{0AB} = 2,38 \text{ KN.m}$$

$$M_{t_{BC}} = M_B + M_C / 2 + M_{0BC} = 1,43 \text{ KN.m}$$

$$M_{t_{CD}} = M_C + M_D / 2 + M_{0CD} = 1,61 \text{ KN.m}$$

$$M_{t_{DE}} = M_D + M_E / 2 + M_{0DE} = 1,31 \text{ KN.m}$$

$$M_{t_{EF}} = M_E + M_F / 2 + M_{0EF} = 1,7 \text{ KN.m}$$

$$M_{t_{FG}} = M_F + M_G / 2 + M_{0FG} = 1,11 \text{ KN.m}$$

$$M_{t_{GH}} = M_G + M_H / 2 + M_{0GH} = 2,38 \text{ KN.m}$$

**Tableau III.4 : Tableau récapitulatif des sollicitations des poutrelles (Terrasse).**

Type	Travée	L (m)	E.L.U M (KN. m) et T(KN)						E.L.S M (KN. m) et T(KN)					
			M <sub>0</sub>	M <sub>w</sub>	M <sub>e</sub>	M <sub>t</sub>	T <sub>w</sub>	T <sub>e</sub>	M <sub>0</sub>	M <sub>w</sub>	M <sub>e</sub>	M <sub>t</sub>	T <sub>w</sub>	T <sub>e</sub>
1	A-B	2,75	6,30	1,26	5,07	3,27	7,77	-10,55	4,59	0,92	3,70	2,38	5,29	-8,07
	B-C	2,81	6,57	5,07	4,16	1,96	9,68	-9,04	4,80	3,70	3,04	1,43	7,06	-6,6
	C-D	2,75	6,30	4,16	4,01	2,22	9,21	-9,11	4,59	3,04	2,92	1,61	6,72	-6,64
	D-E	2,65	5,85	4,01	4,11	1,79	8,72	-8,92	4,27	2,92	3	1,31	6,41	-6,47
	E-F	2,75	6,30	4,11	3,84	2,33	9,26	-9,06	4,59	3	2,79	1,7	6,76	-6,6
	F-G	2,81	6,57	3,84	6,23	1,54	8,51	-10,21	4,80	2,79	4,6	1,11	6,19	-7,47
	G-H	2,75	6,30	6,23	1,26	3,27	10,97	-7,35	4,59	4,6	0,92	2,38	8,02	-5,34

Le ferrailage des poutrelles se fait pour une section en **T** soumise à la flexion simple à l'E.L.U.R. En suit la vérification du béton et les sections d'armatures se fait à l'E.L.S.

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

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{0 \max} = 6,57 \text{ KN.m} \\ M_{t \max} = 3,27 \text{ KN.m} \\ M_{a(\text{rive}) \max} = 1,26 \text{ KN.m} \\ M_{a(\text{inter}) \max} = 6,23 \text{ KN.m} \\ T_{\max} = 10,97 \text{ KN.} \end{array} \right.$$

### III.4.2.2.Ferrailage en travée

#### a)Vérification de l'étendue de la zone comprimée

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

$$M_{\text{tab}} = 65 \times 4 \times 14,17(18-2) \cdot 10^{-3} = 58,95 \text{ KN.m}$$

$$M_{\text{t max}} = 3,27 \text{ KN.m} < M_{\text{tab}} = 58,95 \text{ KN.m} \quad M_t'' < M_0$$

Donc la zone comprimée se trouve dans la table de compression.

⇒ La section de calcul sera une section rectangulaire de dimensions :

$$(b \times h) = (65 \times 20) \text{ cm}^2.$$

### b) Vérification de l'existante des armatures comprimées (A')

$$\mu = \frac{M_t}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b} = \frac{3,27 \times 10^3}{14,17 \times (18)^2 \times 65} = 0,011 < 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0,011 < 0,392 \Rightarrow \text{pivot.A: } \xi_s = 10\%$$

$$\alpha = 1,25 \left( 1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) = 0,014$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,994$$

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

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{3,27 \times 10^3}{0,994 \times 18 \times 348} = 0,53 \text{ cm}^2.$$

$$\Rightarrow A_s = 0,53 \text{ cm}^2.$$

### c) Condition de non fragilité (B.A.E.L 91 art A.4.2.1)

$$A_{\text{min}} \geq \max \left( \frac{b \cdot h}{1000}; 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \right) = \left( \frac{65 \times 20}{1000}; 0,23 \times 65 \times 18 \times \frac{2,1}{400} \right)$$

$$\Rightarrow A_{\text{min}} \geq \max[1,3; 1,41]$$

$$A_{\text{min}} = 1,41 \text{ cm}^2.$$

$$\Rightarrow A_{\text{adoptif}} = \max(A_{\text{min}}; A_{\text{cal}}) = \max(1,41; 0,53) = 1,41 \text{ cm}^2.$$

### ➤ Le choix:

$$A_s = 3T10 = 2,36 \text{ cm}^2.$$

### III.4.2.3. Ferrailage Sur appuis

- **Appuis intermédiaire**

Etat- limite ultime de résistance :

$$M_a^u \text{ max(inter)} = 6,23 \text{ KN.m}$$

La section de calcul est une section rectangulaire de dimension :

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

$$\mu = \frac{M_{a(\text{inter})}}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b_0} = \frac{6,23 \times 10^3}{14,17(18)^2 \times 12} = 0,113 < 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,150$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,940$$

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

$$A_{s(\text{inter})} = \frac{M_{a(\text{inter})}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{6,23 \times 10^3}{0,940 \times 18 \times 348} = 1,06 \text{ cm}^2.$$

- **Appuis de rive :**

$$M_a^u \text{ max(rive)} = 1,26 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{a(\text{inter})}}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b_0} = \frac{1,26 \times 10^3}{14,17(18)^2 \times 12} = 0,023 < 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,029$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,988$$

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

$$A_{s(\text{rive})} = \frac{M_{a(\text{inter})}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{1,26 \times 10^3}{0,988 \times 18 \times 348} = 0,20 \text{ cm}^2.$$

#### a) Condition de non fragilité (B.A.E.L 91 art A.4.2.1)

$$A_{\min} \geq \max \left( \frac{b \cdot h}{1000}; 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \right) = \left( \frac{12 \times 20}{1000}; 0,23 \times 12 \times 18 \times \frac{2,1}{400} \right)$$

$$\Rightarrow A_{\min} \geq \max[0,24; 0,26]$$

$$A_{\min(\text{inter})} = 0,26 \text{ cm}^2.$$

$$\Rightarrow A_{\text{a doptif}} = \max(A_{\min}; A_{\text{cal}}) = \max(0,26; 1,06) = 1,06 \text{ cm}^2.$$

➤ **Le choix:**

$$A_s = 2T10 = 1,57 \text{ cm}^2.$$

$$A_{\min(\text{rive})} = 0,26 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_{\text{adoptif}} = \max(A_{\min}; A_{\text{cal}}) = \max(0,26; 0,20) = 0,26 \text{ cm}^2.$$

➤ **Le choix:**

$$A_s = 1T10 = 0,79 \text{ cm}^2.$$

### III.4.2.4. Vérifications

#### a) L'influence de l'effort tranchant

D'après le BAEL91 (art A.5.1 ,211) :

$$\tau_u = \frac{T_{\max}^u}{b_0 \times d} = \frac{10,97 \times 10^3}{12 \times 18 \times 100} = 0,51 \text{ MPa}.$$

$$\text{Fissuration peut nuisible : } \bar{\tau}_u = \min\left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) = 3,33 \text{ MPa}.$$

$$\tau_u = 0,51 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Pas de risque de cisaillement.

#### b) Section et écartement des armatures transversales $A_t$

##### b.1) Diamètre des armatures transversales

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

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{200}{35}; \frac{120}{10}; 10\right) = 5,71 \approx 8 \text{ mm}.$$

On prend :

$$\phi_t = 8 \text{ mm} \Rightarrow A_t = 1 \phi 8 = 0,5 \text{ cm}^2.$$

**b.2) Calcul des espacements**

$$\begin{cases} S_t \leq \min(0,9 \times d; 40) \text{ cm} \\ S_t \leq \min(16,2; 40) \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow S_t \leq 16,20 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm.}$$

**b.3) La section des armatures transversales**

$$\frac{A_t}{b_0 \cdot s_t} \geq \frac{\gamma_s (\tau_u - 0,3k \cdot f_{ij})}{0,9 \cdot f_e \cdot (\sin \alpha + \cos \alpha)} \dots \dots \dots (*)$$

K=1 (fissuration non préjudiciable).

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

$$f_e = 235 \text{ MPa} \quad ; \quad \gamma_s = 1,15$$

$$(*) \Rightarrow A_t \geq \frac{\gamma_s (\tau_u - 0,3k \cdot f_{ij})}{0,9 \cdot f_e} \cdot b_0 \cdot s_t$$

$$A_t \geq \frac{1,15(0,51 - 0,3 \times 1 \times 2,1)}{0,9 \times 235} \times 0,12 \times 0,15$$

$$A_t = -1,17 \cdot 10^{-5}$$

La section exigée par la condition de non fragilité (B.A.E.L 91)

**c) Pourcentage minimal des armatures transversales**

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

$$\frac{A_t \times f_e}{b_0 \times s_t} \geq \max (0,2; 0,4 \text{ Mpa}) = 0,2 \text{ Mpa.}$$

$$A_t \geq \left( \frac{0,4 \times b_0 \times s_t}{f_e} \right) = \frac{0,4 \times 0,12 \times 0,15}{235} = 3,06 \times 10^{-5} \text{ m}^2 \approx 0,30 \text{ cm}^2.$$

Alors on adopte :

$$\phi_t = 8 \text{ mm} \Rightarrow A_t = 1 \phi 8 = 0,5 \text{ cm}^2.$$

**d) Compression de la bille d'about**

La contrainte de compression dans la bielle est:

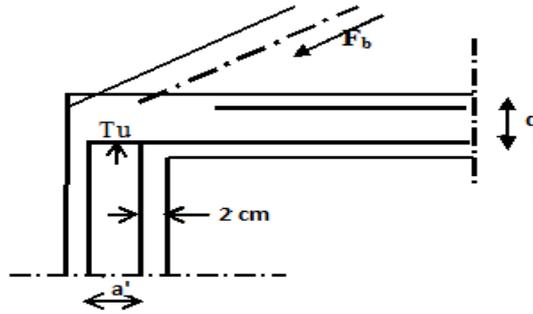


Figure III.9: Compression de la bille d'about.

$$\bar{\sigma}_b = \frac{F_b}{S} \text{ avec : } \begin{cases} F_b = T_u \times \sqrt{2} \\ S = \frac{a \times b_0}{\sqrt{2}} \end{cases}$$

$$D'où : \bar{\sigma}_b = \frac{2 \cdot T_u}{a \cdot b_0}$$

a = la longueur d'appui de la biellette  $\leq 0,9 \times d$

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

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

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

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

$$\Rightarrow a \geq \frac{2 \times 10,97 \times 1,5}{0,8 \times 12 \times 25 \times 10} = 0,01 \text{ cm}$$

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

$$a' = c - c' - 2 \text{ cm} = 30 - 2 - 2 = 26 \text{ cm}$$

$a = \min(26 \text{ cm} ; 16,2 \text{ cm}) = 16,20 \text{ cm} > 0,01 \text{ cm} \dots\dots\dots$  Condition vérifiée.

**e) Vérification à L' E .L .S**

**e.1) Au niveau des travées**

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Section rectangulaire} \\ \text{Acier } F_e E400 \end{array} \right. \Rightarrow \text{Si : } a \leq \left( \frac{\gamma - 1}{2} \right) + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{MPa.}$$

### e.2) Vérification des compressions dans le béton à l'E.L.S

- Si la condition ci-dessous est vérifiée la vérification des contraintes de compression dans le béton est inutile (sur appuis et en travées).

$$a \leq \left( \frac{\gamma - 1}{2} \right) + \frac{f_{c28}}{100}; \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$$

**Tableau III.5 : Vérification des compressions.**

/	$M_u$ (KN.m)	$M_{ser}$ (KN.m)	$\alpha$	$\left( \frac{\gamma - 1}{2} \right) + \frac{f_{c28}}{100}$	Observation
<b>Appui</b>	6,23	4,60	0,150	0,427	Condition vérifiée
<b>Travée</b>	3,14	2,28	0,014	0,438	Condition vérifiée

$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$  Les armatures calculées à L'ELU seront maintenues.

### f) Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis

Sur un appui de rive ou intermédiaire on vérifie que l'on a :

$$V_u \leq \bar{V}_u \text{ et } V_u \leq 0,267 \cdot a \cdot b_0 \cdot f_{c28} \Rightarrow \frac{0,75 \cdot V_u}{b_0 \cdot f_{c28}} \leq \alpha \leq d$$

Lorsque « a » n'est pas donnée on utilise la formule suivant :

$$a = l_a - 2\text{cm} \text{ tel que : } l_a = l_s - \text{Type de crochet}$$

$l_a$  : Longueur d'ancrage.

$l_s$  : Longueur de scellement droit (donnée à partir du BAEL91)

On choisit par exemple un crochet de  $90^\circ$

$$\text{Donc : } l_a = l_s - 24,69\phi \text{ tel que : } l_s = 35\phi \text{ ( } F_{c28} = 25 \text{MPa; } F_e = 400 \text{)}$$

$$l_a = 10,31\phi = 10,31 \times 1,00 = 10,31 \text{cm}$$

$$\text{Alors : } a = l_a - 2 = 10,31 - 2 = 8,31 \text{cm}$$

$$\bar{V}_u = 0,267 \times a \times b_0 \times f_{c28} = 0,267(8,31 \times 12) \times 10^{-1} \times 25 = 66,56 \text{KN.}$$

$$V_u \leq \bar{V}_u \Rightarrow 10,97 \text{ KN} \leq 66,56 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

### g) Vérification des armatures longitudinales

Au droit d'un appui simple, la section A des armatures longitudinales inférieures doit être telle que l'on ait :

$$A_s \geq \frac{V_u}{f_e / \gamma_s}$$

$$A_s = \frac{1,15 \times 10,97 \times 10}{400} = 0,32 \text{ cm}^2.$$

$$A_s = 2,36 \text{ cm}^2 \geq 0,32 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

### h) Vérification de la contrainte d'adhérence limite

Il faut vérifier que :  $\tau_s \leq \bar{\tau}_s$

$$\tau_s = \frac{V_u}{0,9 \times 0,23 \Sigma u}; (\Sigma u : \text{Étant la somme des périmètres utiles des barres})$$

$$\bar{\tau}_s = 0,6 \cdot \psi_s^2 \cdot f_{tj}; \text{ Pour les armatures à H.A} \Rightarrow \psi_s = 1,5$$

$$f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}; \bar{\tau}_s = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,84 \text{ MPa.}$$

$$\Sigma u = 3 \times 2 \times \pi \times R = 3 \times 2 \times 3,14 \times 0,8 = 15,07 \text{ cm.}$$

$$\tau_s = \frac{8,07 \cdot 10^{-3}}{0,9 \times 0,23 \times 15,1} = 0,26 \text{ MPa.}$$

Donc  $\tau_s = 0,26 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 2,84 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$

### i) Vérification de la flèche

D'après BAEL 91 modifiée 99 :  $f \leq f_{adm}$

Avec :  $F_{adm} = \frac{L_{max}}{500} \rightarrow L_{max} : \text{la portée maximale}$

Dans notre cas, on a :  $L_{max} = 2,81 \text{ m}$

$$F_{adm} = \frac{2,81}{500} = 0,0056 \text{ m.}$$

Il faut que les conditions suivantes soient vérifiées :

$$\left( \frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22,5} \right) \Rightarrow \left( \frac{20}{430} \geq \frac{1}{22,5} \right) \Rightarrow (0,046 \geq 0,0444) \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\left( \frac{h_t}{L} \geq \frac{M_{ser}}{10.M_{0ser}} \right) \Rightarrow \left( \frac{20}{281} \geq \frac{2,38}{10 \times 4,80} \right) \Rightarrow (0,071 \geq 0,050) \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\left( \frac{A_s}{b_0 \cdot d} \leq \frac{L}{f_e} \right) \Rightarrow \left( \frac{2,36}{12,18} = 0,011 \leq \frac{2,81}{400} = 0,007 \right) \dots \dots \dots \text{Condition non vérifiée.}$$

Vu que la 3<sup>ème</sup> condition ne pas vérifiée; on procédera donc au calcul de la flèche.

Donc on passe au calcul pratique de la flèche:

On va calculer:

$$F_i = \frac{M_i.L^2}{10E_i.If_i} ; F_v = \frac{M_v.L^2}{10E_v.If_v}$$

$F_i$  : Flèche due aux charges de faible durée d'application.

$F_v$  : Flèche due aux charges de longue durée d'application

$$\text{Avec : } E_i = 11000(f_{c28})^{1/3} = 32164,2 \text{ MPa}$$

$$E_v = 3700(f_{c28})^{1/3} = 10818,86 \text{ MPa}$$

$$If_i = \frac{1,1.I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu_i} ; If_v = \frac{1,1.I_0}{1 + \lambda_v \cdot \mu_g}$$

$I_0$  : Moment d'inertie de la section total rendue homogène /à l'axe passant par son C.D.G ;

$If_i$ : Moment d'inertie fictif pour les déformations instantanées ;

$If_v$  : Moment d'inertie fictif pour les déformations de longue durée.

### i.1) Détermination du centre de gravité :

$$y_G = \frac{\sum A_i \cdot y_i}{\sum A_i}$$

$$y_G = \frac{(65 \times 4)(2 + 20 - 4) + [(20 - 4)12(20 - 4)/2] + 15 \times 2,36 \times 2}{(65 \times 4) + (20 - 4)12 + 15 \times 2,36}$$

$$y_G = 12,90 \text{ cm}$$

### i.2) Détermination du moment d'inertie :

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

$$I_g = \frac{65(12,90)^3}{3} - \frac{(65 - 12)(12,90 - 4)^3}{3} + \frac{12(20 - 12,90)^3}{3} + 15 \times 2,36(18 - 12,90)^2$$

$$I_g = 36409,54 \text{ cm}^4.$$

### i.3) Charges prises en comptes :

1-charge avant mise de revêtement :  $j = 2,80 \times 0,65 = 1,82 \text{ KN/m}^2$ .

2-charge après mise de revêtement :  $G = 6,48 \times 0,65 = 4,21 \text{ KN/m}^2$ .

3-charge total à l'E.L.S :  $P = (G + Q); P = (6,48 + 1) \times 0,65 = 4,86 \text{ KN/m}^2$ .

### i.4) Calcul des moments correspondants :

$$M_j = 0,85 \times J \times L^2 / 8 = 0,85 \times 1,82 \times 2,81^2 / 8 = 1,53 \text{ KN.m}$$

$$M_G = 0,85 \times G \times L^2 / 8 = 0,85 \times 4,21 \times 2,81^2 / 8 = 3,53 \text{ KN.m}$$

$$M_P = 0,85 \times P \times L^2 / 8 = 0,85 \times 4,86 \times 2,81^2 / 8 = 4,08 \text{ KN.m}$$

### i.5) calcul des contraintes:

$$\sigma_{sj} = \frac{M_j}{A_s \cdot Z} = \frac{M_j}{A_s \cdot d(1 - 0,4\alpha_t)} = \frac{M_j}{A_s \cdot d(1 - 0,4[1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u})])} = \frac{1,53 \cdot 10^3}{2,36 \times 17,82} = 36,38 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{sg} = \frac{M_G}{A_s \cdot Z} = \frac{3,53 \cdot 10^3}{2,36 \times 17,82} = 83,94 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{sp} = \frac{M_P}{A_s \cdot Z} = \frac{4,08 \cdot 10^3}{2,36 \times 17,82} = 97,02 \text{ MPa.}$$

**i.6) Calcul des coefficients :**

$$f = \frac{A_s}{b_0 \cdot d} = \frac{2,36}{12 \cdot 18} = 0,011$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 \cdot f_{t28}}{(2 + 3 \cdot b_0 / b) \cdot f} = \frac{0,05 \times 2,1}{(2 + 3(12)/65) \times 0,011} = 3,74$$

$$\lambda_v = (2/5) \cdot \lambda_i = 1,50$$

**i.7) Calcul des coefficients ( $\mu_i$ ) :**

$$\mu_i = 1 - \frac{1,75 \cdot f_{t28}}{(4 \cdot F_{si}) + f_{t28}}$$

$$\mu_j = 1 - \left[ \frac{1,75 \times 2,1}{(4 \times 0,011 \times 36,38) + 2,1} \right] = 0,99$$

$$\mu_G = 1 - \left[ \frac{1,75 \times 2,1}{(4 \times 0,011 \times 83,94) + 2,1} \right] = 0,63$$

$$\mu_P = 1 - \left[ \frac{1,75 \times 2,1}{(4 \times 0,011 \times 97,02) + 2,1} \right] = 0,58$$

**i.8) Calcul des moments d'inertie après fissuration**

$$I_{Fi} = \frac{1,1 \cdot I_0}{(1 + \lambda_i \cdot \mu_i)}; I_0 = I_G$$

$$\text{Avec : } I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15 \left[ A_s \left( \frac{h}{2} - d'' \right)^2 + A'_s \left( \frac{h}{2} - d' \right)^2 \right]$$

$$\text{avec : } d'' = h - (\Phi + c) = 20 - (0,10 + 2) = 17,9 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{65 \times 20^3}{12} + 15 \left[ 2,36 \left( \frac{20}{2} - 17,9 \right)^2 + 0 \right] = 45542,64 \text{ cm}^4$$

$$I_{Fj} = \frac{1,1 \times 45542,65}{(1 + 3,74 \times 0,99)} = 10658,92 \text{ cm}^4; I_{FG} = \frac{1,1 \times 45542,65}{(1 + 3,74 \times 0,63)} = 14909,80 \text{ cm}^4.$$

$$I_{FP} = \frac{1,1 \times 45542,65}{(1 + 3,74 \times 0,58)} = 15803,44 \text{ cm}^4; I_{FV} = \frac{1,1 \times 45542,65}{(1 + 1,50 \times 0,63)} = 25690,72 \text{ cm}^4.$$

**i.9) Calcul des valeurs de la flèche correspondantes**

$$F_i = \frac{M_i \times L^2}{10 \times E_i \times I_{Fi}}$$

$$F_{ij} = \frac{1,53 \times (2,81)^2 \times 10^7}{10 \times 32164,2 \times 10658,92} = 0,035 \text{ cm} ; F_{ig} = \frac{3,53 \times (2,81)^2 \times 10^7}{10 \times 32164,2 \times 14909,80} = 0,058 \text{ cm.}$$

$$F_{ip} = \frac{4,08 \times (2,81)^2 \times 10^7}{10 \times 32164,2 \times 15803,44} = 0,063 \text{ cm} ; F_{vg} = \frac{3,53 \times (2,81)^2 \times 10^7}{10 \times 32164,2 \times 25690,72} = 0,034 \text{ cm.}$$

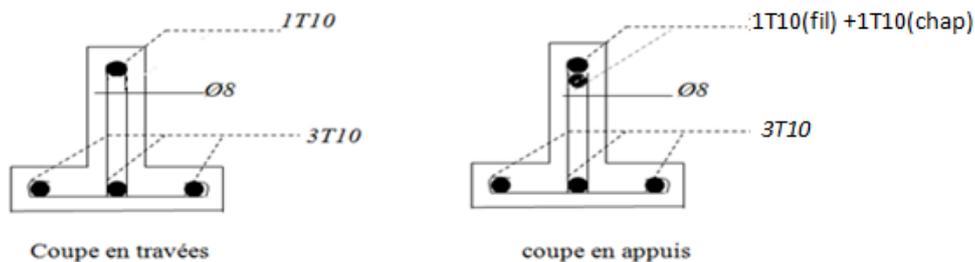
$$F_{total} = F_{vg} - F_{ij} + F_{ip} - F_{ig}$$

$$F_{total} = 0,034 - 0,035 + 0,058 - 0,063 = 0,004 \text{ cm}$$

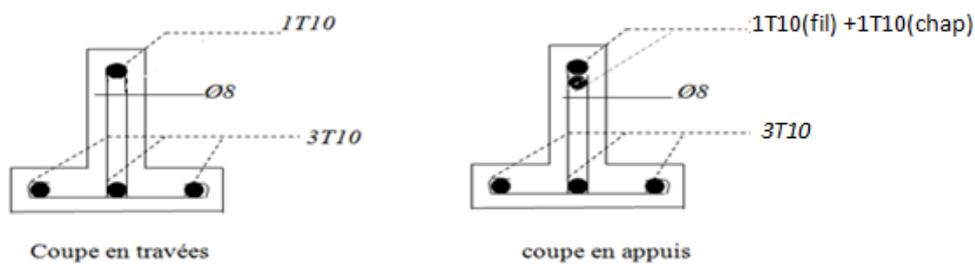
$$F_{total} = 0,004 \text{ cm.}$$

$F_{total} = 0,004 \text{ cm} < f_{adm} = 0,86 \text{ cm} \dots\dots\dots$  Condition vérifiée.

**III.4.2.5. Schemas de ferrailage des poutrelles (Terrasse)**



**Figure III.10: Ferrailage des poutrelles de rive.**



**Figure III.11: Ferrailage des poutrelles intermédiaire.**

**❖ Calcul le ferrailage de la dalle de compression**

La dalle doit avoir une épaisseur minimale de 4 cm, elle est armée d'un quadrillage des barres, les dimensions de la maille ne doivent pas dépasser :

- 20cm (5.par m) pour les armatures perpendiculaire aux poutrelles.
- 33cm (3.par m) pour les armatures parallèle aux poutrelles.

➤ section minimale des armatures perpendiculaire aux poutrelles :

$$A_{\perp} \geq 200/f_e \quad (\text{cm}^2/\text{ml}) \quad \text{si } l \leq 50\text{cm}$$

$$A_{\perp} \geq 4L/f_e \quad (\text{cm}^2/\text{ml}) \quad \text{si } 50\text{cm} \leq l \leq 80\text{cm}$$

Avec  $l$  : l'écartement entre axe des nervures

➤ section minimale des armatures parallèles aux poutrelles :

$$A_{//} \geq A_{\perp}/2$$

$$L = 0,65 \text{ m}$$

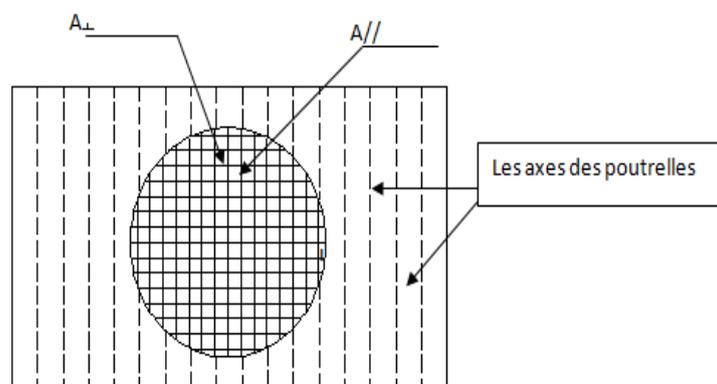
$$f_e = 235 \text{ Mpa}$$

$$50\text{cm} \leq L = 65 \text{ cm} \leq 80 \text{ cm} \rightarrow A_{\perp} \geq 4 \times 65 / 235 = 1,10 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{On prend } A_{\perp} = 6 \phi 5 = 1,18 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{//} \geq 1,18/2 = 0,59 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad \text{on prend } A_{//} = 6 \phi 5 = 1,18 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On prend un quadrillage de section TS  $\phi 5$  avec un espacement de 15cm.



**Figure III.12: Schéma de Ferrailage de la dalle de compression.**

### III.5.Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons présentés le calcul de type de plancher et le ferrailage des poutrelles et de la dalle de compression.

### IV.1.Introduction

Les éléments non structuraux sont des éléments qui n'ont pas une fonction porteuse ou de contreventement ; c'est des éléments en maçonnerie (murs extérieurs, cloison...etc.) ou autres (escaliers, balcon, acrotère...etc.).

Le ferrailage de ces éléments s'effectue selon les règles **BAEL91** et les règles parasismique Algériennes en vigueur (**RPA99/version 2003**).

### IV.2.Acrotère

L'acrotère est couronnement placé à la périphérie d'une terrasse, il assure la sécurité en formant un écran pour toute chute. Il est assimilé à une console au niveau de sa base au plancher terrasse soumise à son poids propre  $G$  et aux charges horizontales qui sont dues à une main courante ( $N_Q = Q = 1 \text{ KN/m}$ ) et au séisme qui créent un moment de renversement.

L'acrotère est exposé aux intempéries ce qui peut provoquer des fissures et des déformations importantes (fissuration préjudiciable) ; Dans ce cas le calcul s'effectue à L'ELU et L'ELS.

L'acrotère correspondre aux notre structure à une dimension de 60 cm d'ateur et 10 cm d'épaisseur.

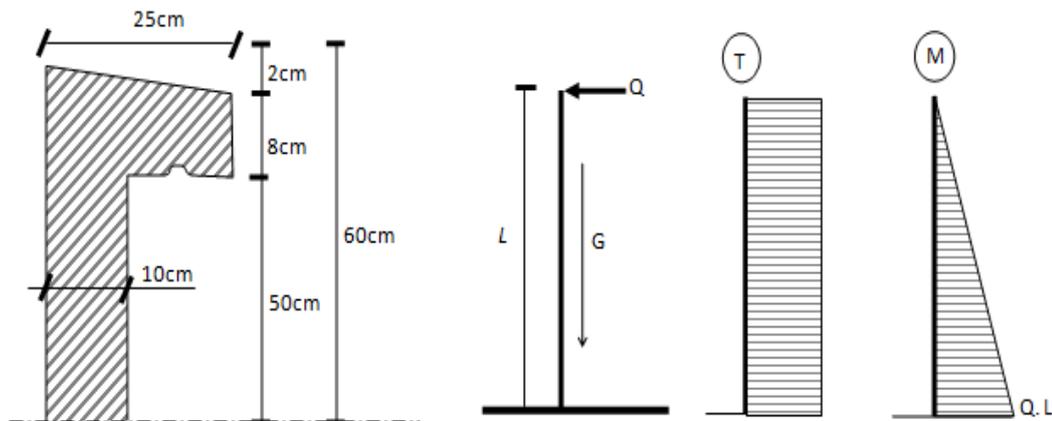


Figure IV. 1: Représentation des actions agissantes sur l'acrotère.

#### IV.2.1.Calcul les sollicitations

##### ➤ Poids propre

$$S = \left[ \frac{0,25 \times 0,02}{2} + (0,1 \times 0,5) + (0,25 \times 0,08) \right] = 0,073 \text{ m}^2.$$

$$G = S \times \gamma_b = 0,073 \times 25 = 1,83 \text{ KN/ml}$$

$$G = 1,83 \text{ KN/ml.}$$

##### ➤ Effort normal

Une surcharge due à l'application d'une main courante  $Q = 1 \text{ KN/m}$

$$N_u = 1,35 \times G = 1,35 \times 1,83 = 2,47 \text{ KN/ml}$$

$$N_{\text{ser}} = N_G = 1,83 \text{ KN/ml}$$

➤ **Moment de flexion**

$$M_u = 1,5 \times Q \times h = 1,5 \times 1 \times 0,6 = 0,9 \text{ KN.m}$$

$$M_{\text{ser}} = M_Q = Q \times h = 1 \times 0,6 = 0,6 \text{ KN.m}$$

La section d'encastrement sera soumise à la flexion composée

➤ **Effort tranchant**

$$V = N_Q = 1 \text{ KN}$$

$$V_u = 1,5 \times V = 1,5 \text{ KN}$$

$$V_{\text{ser}} = V = 1 \text{ KN}$$

➤ **Enrobage**

Vu que la fissuration préjudiciable, on prend :  $C = C' = 2 \text{ cm}$

➤ **L'excentricité**

• **L'excentricité de 1<sup>er</sup> ordre**

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,9}{2,47} = 0,36 \text{ m}$$

• **L'excentricité additionnelle**

$$e_a = \text{Max} \left( 2 \text{ cm} ; \frac{L}{250} \right) = 2 \text{ cm}$$

• **L'excentricité de 2<sup>ème</sup> ordre**

$$e_2 = \frac{3L_f^2}{10^4 h} (2 + \alpha \phi)$$

$$L_f = 2l = 1,2 \text{ m} ; \alpha = 10 \left( 1 - \frac{M_u}{1,5 M_s} \right) = 0 \Rightarrow e_2 = 0,00144 \text{ m}$$

$$e_0 = e_1 + e_a + e_2 = 0,381 \text{ m}$$

$$\begin{cases} e_0 = 0,381 \text{ m} \\ \frac{h_0}{2} - C' = 0,03 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow e_0 > \left( \frac{h_0}{2} - C' \right) \Rightarrow \text{la section est Partiellement comprimée}$$

**IV.2.2. Sollicitation au centre de gravité de l'acier tendue**

• **ELU**

$$e_u = e_0 + \left( d - \frac{h_0}{2} \right) = 0,421 \text{ m}$$

$$M_u = N_u e_u = 1,04 \text{ KN.m}$$

- **ELS**

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0,6}{1,83} = 0,33 \text{ m}$$

$$e_s = e_0 + \left( d - \frac{h_0}{2} \right) = 0,37 \text{ m}$$

$$M_{ser} = N_{ser} \times e_s = 0,68 \text{ KN.m}$$

Donc la section est partiellement comprimée et le calcul se fait pour une section rectangulaire  $b.h = (100 \times 10) \text{ cm}^2$ .

#### IV.2.3. Calcul du ferrailage (E. L. U. R)

$$\mu = \frac{M_u}{b.d^2.f_{bc}} = \frac{1,04 \times 10^3}{100 \times 9^2 \times 14,17} = 0,009$$

##### IV.2.3.1. Vérification de l'existence des armatures comprimés A'

$$\mu_1 = 0,8 \alpha_1 (1 - 0,4 \alpha_1)$$

$$\alpha_1 = \frac{3,5}{3,5 + 1000 \varepsilon_{sl}} = \frac{3,5}{3,5 + 1,74} = 0,668 \quad ; \quad 1000 \varepsilon_{sl} = \frac{f_e}{E \times \gamma_s} = \frac{400}{2 \times 10^5 \times 1,15} = 1,74$$

$$\mu_1 = 0,8 \times 0,668 (1 - 0,4 \times 0,668) = 0,392 > \mu = 0,009 \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu = 0,009 \Rightarrow \beta = 0,995.$$

➤ **On calcul:**

$$\begin{cases} A_{fs} : \text{Section d'armatures en flexion simple;} \\ A_{fc} : \text{Section d'armatures en flexion composée.} \end{cases}$$

$$A_{fs} = \frac{M_U}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{1,04 \times 10^3}{348 \times 0,995 \times 9} = 0,33 \text{ cm}^2$$

$$A_{fc} = A_{fs} - \frac{N_u}{100 \cdot \sigma_s} = 0,33 - \frac{2,47 \times 10^3}{100 \times 348} = 0,26 \text{ cm}^2$$

##### IV.2.3.2. Section minimale des armatures en flexion composée pour une section rectangulaire

➤ **Les armatures principales**

$$A_{smin} = \frac{d \times b \times f_{t28}}{f_e} \times \frac{e_{ser} - 0,45d}{e_{ser} - 0,185d} \times 0,23 = 1,09 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_s = \max(A_{su} ; A_{sl} ; A_{min}) = 1,09 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte :  $4\phi 8 \text{ p.m} \Rightarrow A_s = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad ; \quad S_t = 33 \text{ cm.}$

➤ **Les armatures de répartition**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2,01}{4} = 0,50 \text{ cm}^2/\text{ml} ; \text{ On adopte : } A_s = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ soit } 4\phi 8 \text{ p.m}$$

**IV.2.4.Vérification des contraintes (E. L. S)**

➤ **Position de l'axe neutre**

$$\frac{b}{2} y_1^2 - \eta \cdot A_s (d - y_1) = 0$$

$$50 y_1^2 + 30,15 y_1 - 271,35 = 0 \Rightarrow y_1 = 2,05 \text{ cm}$$

➤ **Moment d'inertie**

$$I = \frac{b}{3} y_1^3 + \eta \cdot A_s (d - y_1)^2 = \frac{100 \times (2,05)^3}{3} + 15 \times 2,01 \times (9 - 2,05)^2$$

$$I = 1524,65 \text{ cm}^4$$

**IV.2.4.1.Détermination des contraintes dans le béton comprimé  $\sigma_{bc}$**

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y_1 = \frac{0,68 \times 10^3}{1524,65} \times 2,05 = 0,91 \text{ MPa.}$$

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

$$\sigma_{bc} = 0,91 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa.} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

**IV.2.4.2.Détermination des contraintes dans l'acier tendue  $\sigma_{st}$**

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{nf_{t28}} \right\} \Rightarrow \text{Fissuration préjudiciable.}$$

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

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \{ 266,67 ; 201,63 \} = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y_1) = 15 \frac{680}{1524,65} (9 - 2,05) = 46,50 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 46,50 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

**IV.2.4.3.Contrainte de cisaillement**

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d}$$

$$T = 1,5Q = 1,5K N \Rightarrow \tau_u = \frac{1,5}{0,09 \times 1} = 16,67 \text{ KN/m}^2 = 0,017 \text{ Mpa}$$

$$\overline{\tau}_u = \min(0,1f_{c28} ; 4 \text{ MPa}) \Leftrightarrow \text{fissuration préjudiciable.}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(2,5 \text{ MPa}; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,017 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

**IV.2.4.4. Vérification du ferrailage vis-à-vis au séisme**

D'après le R.P.A 99 (version 2003 Article 6-3), les éléments de structure secondaires doivent être vérifiés aux forces horizontales selon la formule suivante :

$$F_p = 4.C_p.A.W_p$$

Les coefficients  $A, C_p$  et  $W_p$  sont obtenus par le RPA99/version 2003 tableau (6-1)

$A$  : Coefficient d'accélération de zone  $A = 0,15$

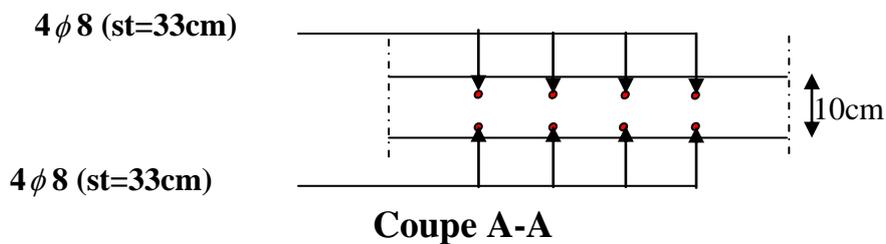
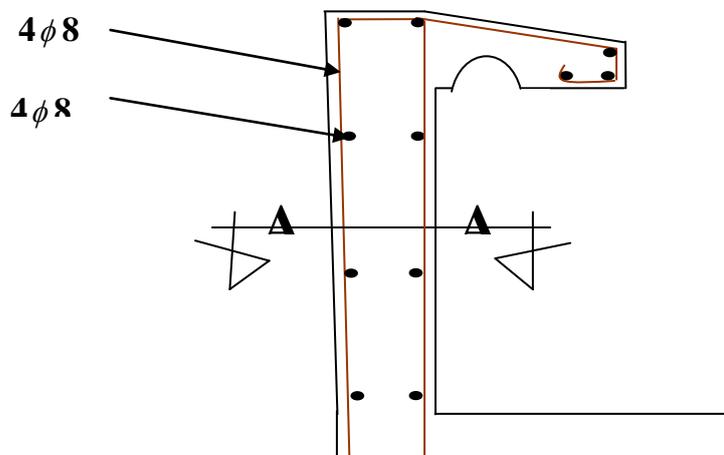
$C_p$  : Facteur de force horizontale  $C_p = 0,8$

$W_p$  : Poids propre de l'acrotère  $W_p = 1,83 \text{ KN.}$

$F_p$  : Force horizontale pour les éléments secondaires des structures

Il faut vérifier que:  $F_p < 1,5.Q \Rightarrow F_p = 4 \times 0,15 \times 1,83 \times 0,8 = 0,88 \text{ KN.}$

$$F_p = 0,88 \text{ KN} < 1,5.Q = 1,5 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$



**Figure IV. 2: Schéma du ferrailage d'acrotère.****IV.3. Balcon****IV.3.1. Introduction**

Le balcon est une dalle pleine encastrée dans la poutre, entourée d'une rampe ou un mur de protection, elle est assimilée à une console qui dépasse de la façade d'un bâtiment et communique avec l'intérieur par une porte ou une fenêtre.

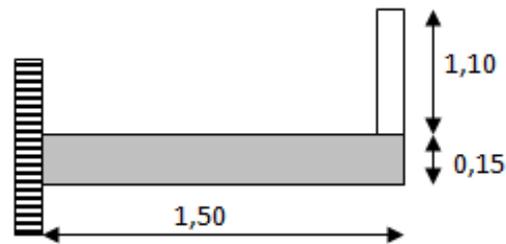
Le calcul se fait pour une bande de 1m de largeur.

L'épaisseur des dalles pleines résulte des conditions suivantes:

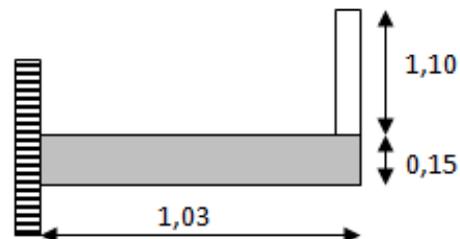
- Résistance à la flexion.
- Isolation acoustique  $e \geq 12\text{cm}$ .
- Sécurité en matière d'incendie  $e = 11\text{cm}$  pour 2 heures de coup feu.

Donc on adopte  $e = 15\text{cm}$ .

Dans notre étude, les différents types des balcons sont les suivantes :



- **Type 1** :(Balcon)



- **Type 2** : (séchoir)

**Figure IV. 3: Schéma représente les types des balcons.**

Le calcul se fera à la flexion simple pour une bande d'un mètre linéaire.

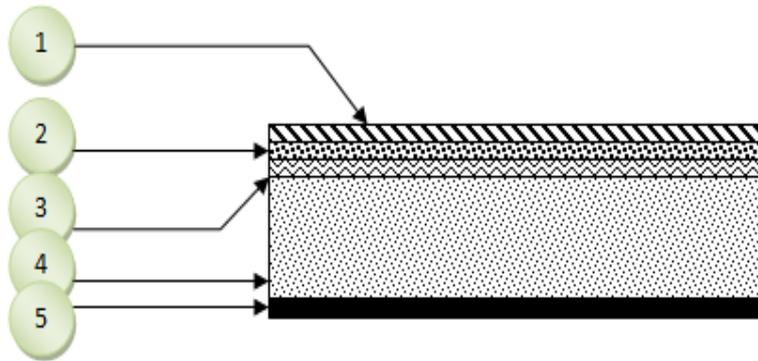
On adopte pour les balcons, les séchoirs une épaisseur de 15cm.

## IV.3.2. Exemple de calcul Type 01

## IV.3.2.1. Descente de charge : (Balcon)

Tableau IV.1: La descente des charges d'une dalle pleine.

N°	Désignation	e (m)	G (KN/m <sup>2</sup> )
1	Carrelage	0,02	0,40
2	Mortier de pose	0,02	0,40
3	Lit de sable	0,02	0,36
4	Dalle pleine	0,15	3,75



5	Enduit en ciment	0,02	0,36
Totale	G	5,27	

Figure IV. 4: Schéma représente détail d'une dalle pleine.

Poids propre  $G = 5,27 \text{ KN/m}^2$ .

Surcharge  $Q = 3,5 \text{ KN/m}^2$ .

$$Q_u = (1,35G + 1,5Q) = 12,36 \text{ K N/m}^2.$$

Charge par ml:  $Q_u = 12,36 \times 1 = 12,36 \text{ KN/ml}.$

• **Calcul de la charge concentrée**

- Poids propre du mur :

$$p = \gamma \times b \times h \times 1\text{m} = 13 \times 0,1 \times 1,1 \times 1\text{m} = 1,43\text{KN}.$$

$$P_u = 1,35P = 1,93\text{KN}.$$

$$P_s = 1,43\text{KN}.$$

• **Calcul du moment max et de l'effort tranchant max**

$$M_{\text{max}} = -\frac{Q_u l^2}{2} - P_u l = -16,80\text{KN.m}$$

$$T_{\text{max}} = Q_u \cdot l + P_u = 20,47\text{KN}.$$

$$d = 0,9 h = 13,5 \text{ cm}.$$

• **Ferrailage du balcon**

**Tableau IV.2: Ferrailage du balcon.**

M (KN.m)	$\mu$	$\beta$	A'	A <sub>cal</sub>	A <sub>adop</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	A <sub>r</sub> =A <sub>s</sub> /4	A <sub>adop</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)
16,80	0,065	0,966	0	3,70cm <sup>2</sup>	4T12 Pm A <sub>s</sub> =4,52 S <sub>t</sub> =33cm	1,13cm <sup>2</sup>	4ø8 A <sub>s</sub> =2,01 S <sub>t</sub> =33 cm

**IV.3.3. Vérifications**

**IV.3.3.1. Condition de non fragilité**

$$A_{\text{min}} = 0,23bd f_{t28} / f_e = 0,23 \times 100 \times 13,5 \times 2,1 / 400 = 1,63 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A = 3,70\text{cm}^2 > A_{\text{min}} = 1,63\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

**IV.3.3.2. Contrainte de cisaillement**

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{20,47 \times 10}{13,5 \times 100} = 0,15\text{MPa}$$

$$\overline{\tau}_u = \min(0,10 \times f_{c28}; 4\text{MPa}) = 2,5\text{MPa} \dots\dots (\text{Fissuration préjudiciable})$$

$$\tau_u = 0,15\text{MPa} < \overline{\tau}_u = 2,5\text{MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Il n'y a pas de reprise de bétonnage.

**IV.3.3.3. Contrainte d'adhérence**

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0,9 \times d \times n \times \mu} = \frac{20,47 \times 10^3}{0,9 \times 13,5 \times 12,56 \times 10^2} = 1,34 \text{MPa}$$

n = 4 : nombre. d'armatures longitudinales tendues

$$\mu = 2\pi \frac{1}{2} = 3,14 \text{cm} : \text{périmètre d'armatures tendues}$$

$$\overline{\tau}_{se} = \psi_s \times f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{MPa}$$

$$\tau_{se} = 1,34 \text{MPa} < \overline{\tau}_{se} = 3,15 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

**IV.3.3.4. La vérification des contraintes à l'E.L.S**

$$Q_{ser} = G + Q = 8,77 \text{KN.ml}, P_{ser} = 1,43 \text{KN} \text{ et } M_{ser} = -12,01 \text{KN.m}$$

**IV.3.3.5. Détermination de la position de l'axe neutre**

$$by^2/2 - 15A_s(d - y) = 0$$

$$50y^2 + 67,80y - 915,30 = 0 \Rightarrow y = 3,65 \text{cm (position de l'axe neutre à la fibre la plus comprimée).}$$

**a) Détermination du moment d'inertie**

$$I = \frac{b}{3} y_1^3 + \eta A_s(d - y_1)^2 = \frac{100(3,65)^3}{3} + 15 \times 4,52(13,5 - 3,65)^2$$

$$I = 8199,03 \text{cm}^4$$

**b) Détermination de contrainte dans le béton comprimé  $\sigma_{bc}$**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y_1 = \frac{12,01 \times 10^3}{8199,03} \times 3,65 = 5,35 \text{MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 5,35 \text{MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

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

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\} \text{ Fissuration préjudiciable}$$

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

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

$$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y_1) = 15 \times \frac{12,01 \times 10^3}{8199,03} (13,5 - 3,65) = 216,43 \text{MPa.}$$

$$\sigma_{st} = 216,43 \text{Mpa} > \overline{\sigma}_{st} = 202 \text{Mpa} \dots \dots \dots \text{Condition non vérifiée.}$$

Donc on doit augmenter la section d'armature tendue pour diminuer la contrainte de traction dans l'acier tendu, pour cela on adopte **5T12** ( $A_s = 5,65\text{cm}^2$ )

Après le recalcul on aura :

$$y = 4,01\text{cm}$$

$$I = 9781,75\text{cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 4,92\text{MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

$$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y_1) = 15 \times \frac{12,01 \times 10^3}{9781,75} (13,5 - 4,01) = 174,78\text{MPa}$$

$$\sigma_{st} = 174,78\text{MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 202\text{MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

#### d) Armatures de répartitions

$$\Rightarrow A_r = \frac{A_p}{4} = \frac{5,65}{4} = 1,41\text{cm}^2$$

On adopte **4Ø8/mL** ( $A_s = 2,01\text{cm}^2$ )

#### IV.3.3.6. Vérification de la flèche

Pour les éléments supportés en console, la flèche F est égale à :

$F = F_1 + F_2$  avec :

$$F_1 = \frac{QL^4}{8EI} \dots \dots \dots \text{flèche due à la charge répartie.}$$

$$F_2 = \frac{PL^3}{3EI} \dots \dots \dots \text{flèche due à la charge concentrée.}$$

#### 1) Détermination du centre de gravité

$$Y_G = \frac{\sum A_i \times Y_i}{\sum A_i} = \frac{b \times h \times h/2 + \eta \times A_s \times d}{b \times h + \eta \times A_s}$$

$$Y_G = \frac{100 \times 15 \times 7,5 + 15 \times 5,65 \times 13,5}{100 \times 15 + 15 \times 5,65} = 7,82\text{cm.}$$

$$Y_1 = Y_G = 7,82\text{cm.}$$

$$Y_2 = h - Y_G = 7,18\text{cm.}$$

## 2) Calcul du moment d'inertie

$$I = \frac{bY_1^3}{3} + \frac{bY_2^3}{3} + \eta A(d - Y_1)^2$$

$$I = \frac{100(7,82)^3}{3} + \frac{100 \times (7,18)^3}{3} + 15 \times 5,65 \times (13,5 - 7,82)^2 = 31012,84 \text{ cm}^4$$

$$F = \frac{L^3}{EI} \left[ \frac{QL}{8} + \frac{P}{3} \right]$$

$$F = \frac{(1,50)^3 \times 10^2}{32164,2 \times 10^{-5} \times 31012,84} \left[ \frac{8,77 \times 1,50}{8} + \frac{1,43}{3} \right] = 0,064 \text{ cm.}$$

$$F = 0,064 \text{ cm.}$$

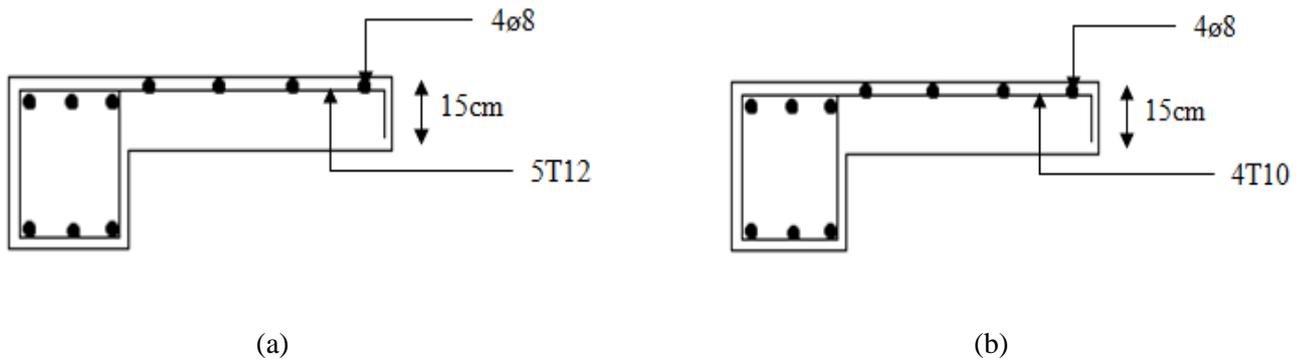
$$F_{\text{adm}} = L/250 = 150/250 = 0,60 \text{ cm.}$$

$$F_{\text{cal}} = 0,064 \text{ cm} < F_{\text{adm}} = 0,60 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

Tableau IV.3: Tableau récapitulatif des armatures des différents types des balcons.

Type	01	02
$M_u$ (KN.m)	16,80	8,54
$T_u$ (KN)	20,47	14,66
$M_{\text{ser}}$ (KN.m)	12,01	6,12
$\mu$	0,966	0,033
$\alpha$	0,08	0,04
Z (cm)	13,04	13,28
$A_{\text{cal}}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	3,70	1,85
$A_{\text{min}}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	1,63	1,63
Choix d'acier (p.m)	5 T 12	4 T 10
$A_{\text{adopte}}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	5,65	3,14
$A_r$ (cm <sup>2</sup> /ml)	1,41	0,79
Choix d'acier (p.m)	4 $\emptyset$ 8	4 $\emptyset$ 8
$A_{\text{adopte}}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	2,01	2,01
$\sigma_{bc}$ (Mpa)	4,92	3,15
$\bar{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	15,00	15
$\tau_u$ (Mpa)	0,15	0,11

$\bar{\tau}_u (Mpa)$	2,50	2,50
Flèche (cm)	0,064	0,016
$F_{adm}$ (cm)	0,60	0,41



**Figure IV. 5:** Schéma de ferrailage du : (a) balcon ; (b) Séchoir.

#### IV.4. Escaliers

##### IV.4.1. Définition

L'escalier est une construction architecturale constituée d'une suite régulière de marches, permettant d'accéder à un étage, de passer d'un niveau à un autre en montant et descendant.

Ils constituent une issue de secours importante en cas d'incendie, l'établissement des escaliers nécessite le respect de certains facteurs, ils doivent être agréable à l'œil et fonctionnelle et aussi facile à monter.

##### IV.4.2. Terminologie

Un escalier se compose d'un nombre de marches, on appelle emmarchement la longueur de ces marches, la largeur d'une marche "g" s'appelle le giron, et la hauteur d'une marche "h".

Le plafond qui monte sous les marches s'appelle paillasse, la partie verticale d'une marche s'appelle la contre marche, la cage est le volume se situe l'escalier. La projection horizontale d'un escalier laisse au milieu un espace appelé jour.

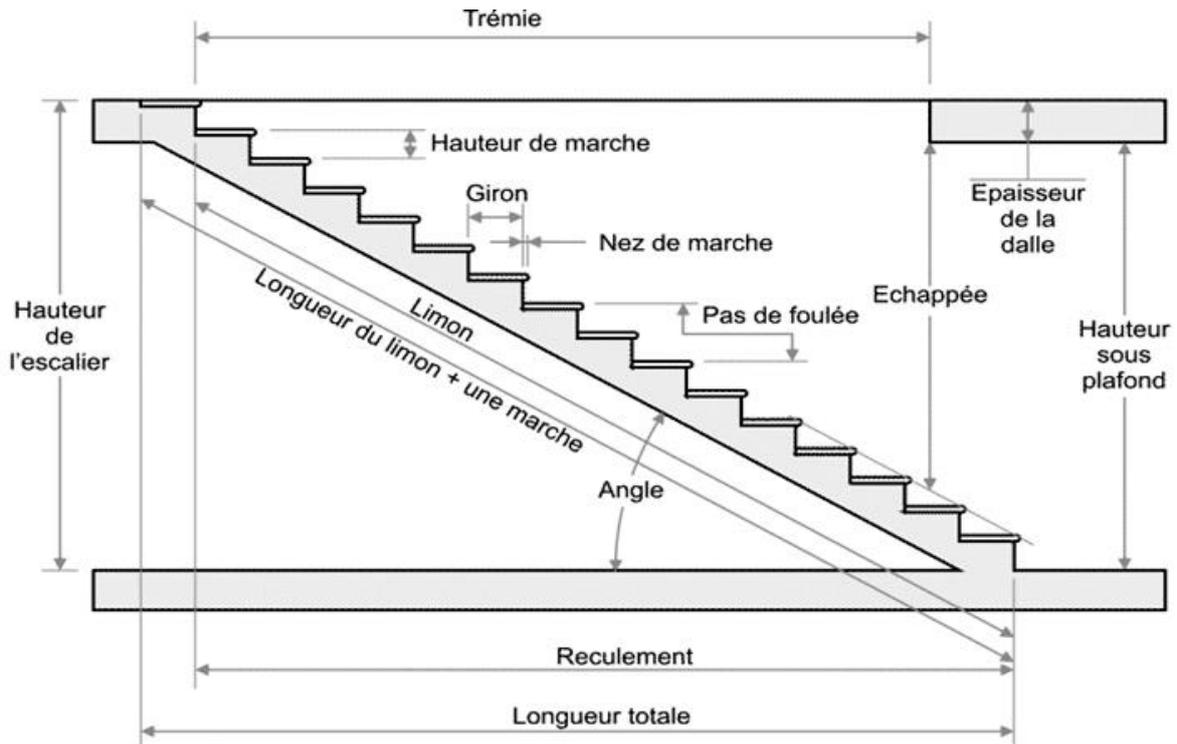


Figure IV. 6: Schéma de l'escalier.

Notre bâtiment dispose un seul type d'escaliers :

- Escalier droit à deux volées avec un palier intermédiaire.

#### IV.4.3. Dimensions des escaliers

Pour les dimensions des marches "g" et contre marches "h", on utilise généralement la formule de BLONDEL:

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

h : Hauteur de la marche (contre marche),

g : Largeur de la marche,

On prend :  $2h + g = 64 \text{ cm}$  ( $H = n.h = \frac{h_c}{2}$ )

$H = n \times h \Rightarrow h = H/n$  Hauteur entre les faces supérieures des deux paliers successifs d'étage

$$(H = n.h = \frac{h_c}{2})$$

n : Nombre de contre marches

L : Projection horizontale de la longueur totale de la volée :  $L = (n - 1)g$

#### IV.4.4. Étude l'escalier

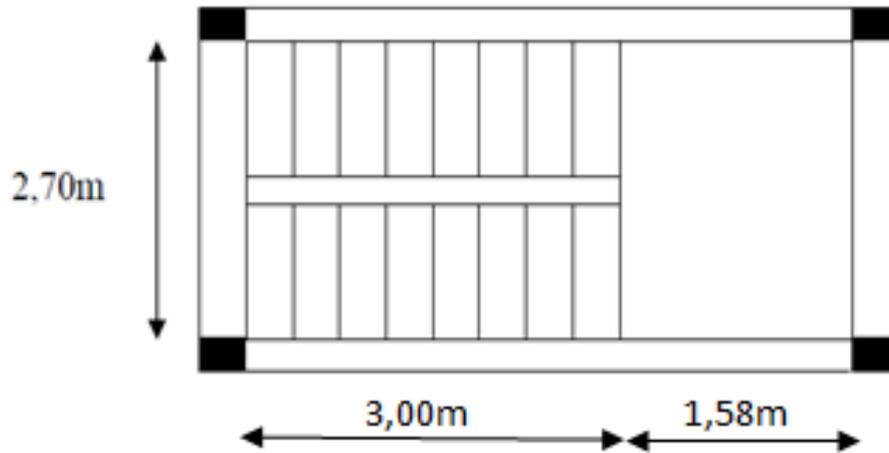


Figure IV. 7: Vu en plan de l'escalier.

IV.4.4.1. Cas de volée

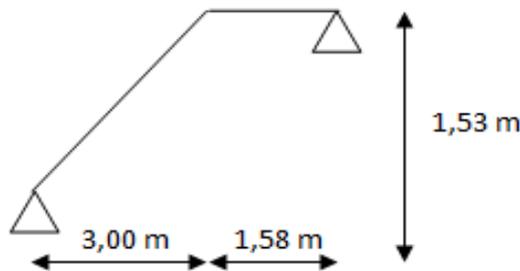


Figure IV. 8: Schéma statique de l'escalier.

a) Dimensionnement

a.1) Marches et contre marches

$$h = H/n \text{ et } g = L/(n - 1)$$

Donc d'après Blondel on a :

$$m = (L/(n - 1)) + 2 \times H/n$$

$$\text{Et puis: } mn^2 - (m + L + 2H)n + 2H = 0 \dots \dots \dots (2)$$

Avec :  $m = 64\text{cm}$  ,  $H = 153\text{ cm}$  et  $L = 300\text{cm}$

Donc l'équation (2) devient :  $64n^2 - 670n + 306 = 0$

La solution de l'équation est :  $n=10$ (nombre de contre marche)

Donc :  $n-1=9$ (nombre de marche)

$h = 153/10 = 15,30\text{ cm}$  . ; donc on prend :  $h = 17\text{ cm}$ .

$$g = L/(n - 1) = 30\text{ cm}.$$

On vérifie avec la formule de Blondel :

$$59 \text{ cm} \leq (2 \times 17) + 30 \leq 66 \text{ cm} \Rightarrow 59 \text{ cm} \leq 64 \text{ cm} \leq 66 \text{ cm} ; \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

L'inégalité vérifiée, on a : 9 marches avec  $g = 30 \text{ cm}$ . et  $h = 17 \text{ cm}$ .

$$\text{L'angle d'inclinaison est: } \tan \alpha = 17/30 = 0,57 \Rightarrow \alpha = 29,54^\circ \rightarrow \cos \alpha = 0,87$$

### a.2) Épaisseur de la volée ( $e_v$ )

$$\frac{1}{30} \leq e_v \leq \frac{1}{20} \rightarrow \frac{L}{30 \cos \alpha} \leq e_v \leq \frac{L}{20 \cos \alpha} \rightarrow \frac{300}{30 \times 0,87} \leq e_v \leq \frac{300}{20 \times 0,87}$$

$$\rightarrow 11,49 \text{ cm} \leq e_v \leq 17,24 \text{ cm}$$

$$e_v = 12 \text{ cm.}$$

### a.3) Épaisseur du palier ( $e_p$ )

$$e_p = \frac{e_v}{\cos \alpha} = \frac{12}{0,87} = 13,79 \text{ cm.}$$

$$e_p = 14 \text{ cm.}$$

## b) Descente de charges

### b.1) Paillasse

**Tableau IV. 4 : Charges et surcharge du paillasse.**

$N=^0$	Désignation	$E_p$ (m)	Poids $\text{KN/m}^2$
1	Revêtement en carrelage horizontal	0,02	0,40
2	Mortier de ciment horizontal	0,02	0,40
3	Lit de sable	0,02	0,36
4	Revêtement en carrelage vertical $R_h \times h/g$	/	0,23
5	Mortier de ciment vertical $e_p \times h/g$	/	0,23
6	Poids propre de la paillasse $e_v \times 25/\cos \alpha$	0,12	3,45
7	Poids propre des marches $\frac{h}{2} \times 22$	/	1,87
8	Garde- corps	/	0,10
9	Enduit en plâtre $2 \times 0,1/0,87$	0,02	0,23
Totale	G		7,27

-Charge permanente :  $G=7,27 \text{ KN/m}^2$

-Surcharge :  $Q=2,5\text{KN/m}^2$

Le calcul suivant se fait pour une bande de 1m de largeur

$$\begin{cases} q_u = 1,35G + 1,5Q = 13,56 \text{ kN/m} \\ q_{ser} = G + Q = 9,77 \text{ kN/m} \end{cases}$$

### b.2) Palier

**Tableau IV.5 : Charges et surcharge du palier.**

N°	Désignation	Ep (m)	Poids $\text{KN/m}^2$
1	Poids propre du palier $e \times 25$	0,14	3,50
2	Revêtement en carrelage horizontal	0,02	0,40
3	Mortier de pose	0,02	0,40
4	Lit de sable	0,02	0,36
5	Enduit de plâtre	0,02	0,20
Totale	G		4,86

-Charge permanente :  $G=4,86\text{KN/m}^2$

-Surcharge :  $Q=2,5\text{KN/m}$

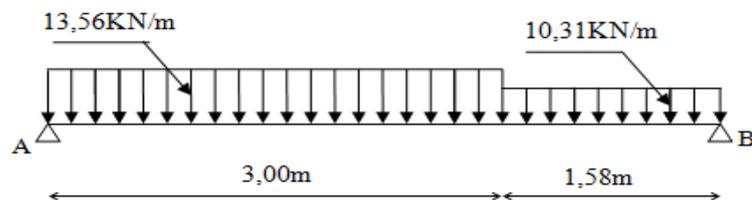
Le calcul suivant se fait pour une bande de 1m de largeur

$$\begin{cases} q_u = 1,35G + 1,5Q = 10,31 \text{ kN/m} \\ q_{ser} = G + Q = 7,36 \text{ kN/m} \end{cases}$$

### c) Calcul des sollicitations

$$\frac{q_{\text{Pailasse}} - q_{\text{Palier}}}{q_{\text{Palier}}} = \frac{13,56 - 10,31}{10,31} = 0,32 > 10\%$$

On garde le schéma statique réel.



**Figure IV. 9: Schéma statique des charges de l'escalier.**

#### c.1) Les réactions d'appuis

$$\sum F/y = 0 \Rightarrow R_a + R_b = 13,56 \times 3,00 + 10,31 \times 1,58 = 56,97\text{KN.}$$

$$\sum M/A = 0 \Rightarrow R_b \times 4,58 = 13,56 \times 3,00 \times 1,5 + 10,31 \times 1,58 \times 3,79$$

$$R_b = 26,80 \text{ KN.}$$

$$R_a = 30,17 \text{ KN.}$$

### c.2) Moment fléchissant max

$$M(x) = 30,17 \times x - 13,56 \times \frac{x^2}{2}$$

Position du moment max :

$$\frac{dM(x)}{dx} = T(x) = \frac{d\left(30,17 \times x - 13,56 \times \frac{x^2}{2}\right)}{dx}$$

$$T(x) = 30,17 - 13,56x$$

$$\text{Par } T(x)=0 \rightarrow x = 2,22 \text{ m}$$

$$\text{Donc : } M_{\max} = M(2,22)$$

$$M(x) = 30,17 \times 2,22 - 13,56 \times \frac{(2,22)^2}{2}$$

$$M_{\max} = 33,59 \text{ KN.m}$$

### c.3) Effort tranchant

$$0 \leq x \leq 3$$

$$T(x) = 30,17 - 13,56x$$

$$T(0) = 30,17 \text{ KN.}$$

$$T(3) = -10,51 \text{ KN.}$$

$$3 \leq x \leq 4,58$$

$$T(x) = -10,31x + 20,42$$

$$T(3) = -10,51 \text{ KN}$$

$$T(4,58) = -26,80 \text{ KN}$$

## c.4) Diagrammes M et T

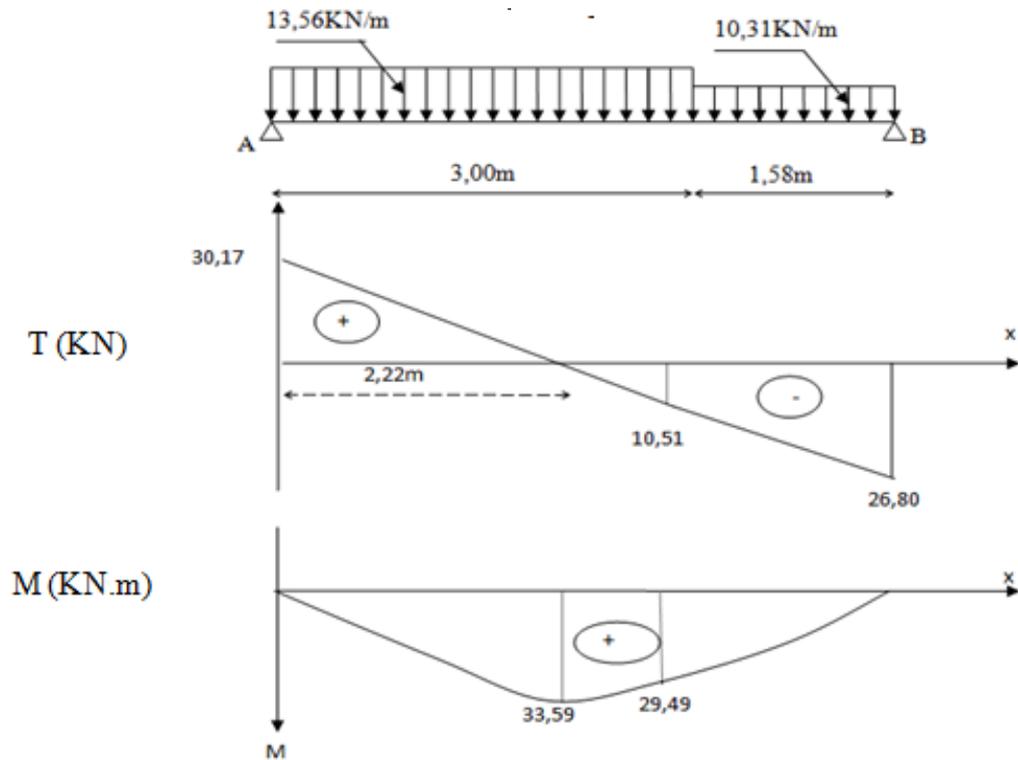


Figure IV. 10: Diagrammes Moments et efforts tranchant (M, T) de l'escalier.

## c.5) Calcul des moments maximaux en travée à l'E.L.U

On a:  $M_{\max} = 33,59 \text{ kN.m}$

$M_t = 0,85 \times M_{\max} = 28,55 \text{ kN.m}$

$M_a = 0,40 \times M_{\max} = 13,44 \text{ kN.m}$

## d) Ferrailage de l'escalier

## d.1) En travée

Le moment ultime :

$M_t = 28,55 \text{ kN.m}$  ;  $h = 12 \text{ cm}$  ;  $d = 0,9h = 10,8 \text{ cm}$  ;  $b = 1 \text{ m}$

Le moment réduit  $\mu$  :

$$\mu = \frac{M_t}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b} = \frac{28,55 \times 10^3}{100 \times (10,8)^2 \times 14,17} = 0,173 < 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

On a :  $\beta = 0,905$

La section d'acier :

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{3,95 \times 10^3}{0,905 \times 10,8 \times 348} = 8,74 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

On adopte 5T16 avec :  $A_{adm} = 10,05 \frac{\text{cm}^2}{\text{ml}}$  et  $S_t = 25 \text{ cm}$ .

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{10,05}{4} = 2,51 \text{ cm}^2.$$

On adopte 4T10 avec :  $A_{adm} = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml}$  et  $S_t = 33 \text{ cm}$ .

### d.2) Sur appuis

$M_a = 13,44 \text{ KN.m}$  ;  $h = 14 \text{ cm}$  ;  $d = 0,9h = 12,6 \text{ cm}$  ;  $b = 1 \text{ m}$

Le moment réduit  $\mu$ :

$$\mu = \frac{M_t}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b} = \frac{13,44 \times 10^3}{100 \times (12,6)^2 \times 14,17} = 0,060 < 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

On a :  $\beta = 0,969$

La section d'acier :

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{13,44 \times 10^3}{0,969 \times 12,6 \times 348} = 3,16 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

On adopte 4T12 avec :  $A_{adm} = 4,52 \text{ cm}^2 / \text{ml}$  et  $S_t = 33 \text{ cm}$ .

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{4,52}{4} = 1,13 \text{ cm}^2.$$

On adopte 4T10 avec :  $A_{adm} = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml}$  et  $S_t = 33 \text{ cm}$ .

### e) Vérifications

#### e.1) Condition de non fragilité

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 10,8 \times \frac{2,1}{400} = 1,30 \text{ cm}^2.$$

$A = 8,74 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,30 \text{ cm}^2$  ..... Condition vérifiée.

#### e.2) Justification vis-à-vis de l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{30,17 \times 10}{10,8 \times 100} = 0,28 \text{ MPa}.$$

$$\overline{\tau_u} = \min(0,13 \times f_{c28}; 5 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa}.$$

$\tau_u = 0,28 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 3,25 \text{ MPa}$  ..... Condition vérifiée.

#### e.3) Vérification au niveau des appuis

$$A_{\min} = \frac{1,15}{f_e} \left( T + \frac{M_a}{0,9 \times d} \right) = \frac{1,15}{400} \times 10 \times \left( 30,17 + \frac{13,44 \cdot 10^2}{0,9 \times 12,6} \right) = 4,27 \text{ cm}^2.$$

$A_{adm} = 4,52 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 4,27 \text{ cm}^2$  ..... Condition vérifiée.

### f) Les vérifications des contraintes à l'E.L.S

$M_{\max} = 24,12 \text{ kN.m}$  ; déterminé par méthode des coupures (RDM)

$M_{t \text{ ser}} = 0,85 \times M_{\max} = 20,50 \text{ kN.m}$

$M_{a \text{ ser}} = 0,4 \times M_{\max} = 9,65 \text{ kN.m}$

**f.1) En travée**

$$M_{t\text{ ser}} = 20,50 \text{ kN.m} ; A_s = 7,70 \text{ cm}^2 / \text{ml.}$$

- **Détermination de la position de l'axe neutre**

$$\frac{b}{2}y^2 - 15A_s(d - y) = 50y^2 + 115,5y - 1247,4 = 0 \rightarrow y = 3,897 \text{ cm}$$

L'axe neutre se trouve à la fibre la plus comprimée.

- **Détermination du moment d'inertie**

$$I = \frac{by^3}{3} + 15A_s(d - y)^2 = \frac{100 \times 3,97^3}{3} + 15 \times 7,70(10,8 - 3,97)^2 = 7473,64 \text{ cm}^4.$$

- **Détermination de contrainte dans le béton comprimé  $\sigma_{bc}$**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{\text{ser}}}{I} \times y = \frac{20,50 \times 10^3}{7473,64} \times 3,97 = 10,89 \text{ Mpa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 10,89 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

**f.2) Sur appuis**

$$M_{a\text{ ser}} = 9,65 \text{ kN.m} ; A_s = 4,52 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

- **Détermination de la position de l'axe neutre**

$$\frac{b}{2}y^2 - 15A_s(d - y) = 50y^2 + 67,8y - 854,28 = 0 \rightarrow y = 3,50 \text{ cm}$$

L'axe neutre se trouve à la fibre la plus comprimée,

- **Détermination du moment d'inertie**

$$I = \frac{by^3}{3} + 15A_s(d - y)^2 = \frac{100 \times 3,50^3}{3} + 15 \times 4,52(12,6 - 3,50)^2 = 7043,54 \text{ cm}^4.$$

- **Détermination de contrainte dans le béton comprimé  $\sigma_{bc}$**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{\text{ser}}}{I} \times y = \frac{9,65 \times 10^3}{7043,54} \times 3,50 = 4,80 \text{ Mpa.}$$

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

$$\sigma_{bc} = 4,80 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

**g) Vérification de la flèche**

$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{30} \Rightarrow \frac{17}{300} = 0,057 \geq \frac{1}{30} = 0,033 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \Rightarrow \frac{5,56}{100 \times 10,8} = 0,0052 \leq \frac{1}{30} = 0,0050 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

**h) Schéma de ferrailage**

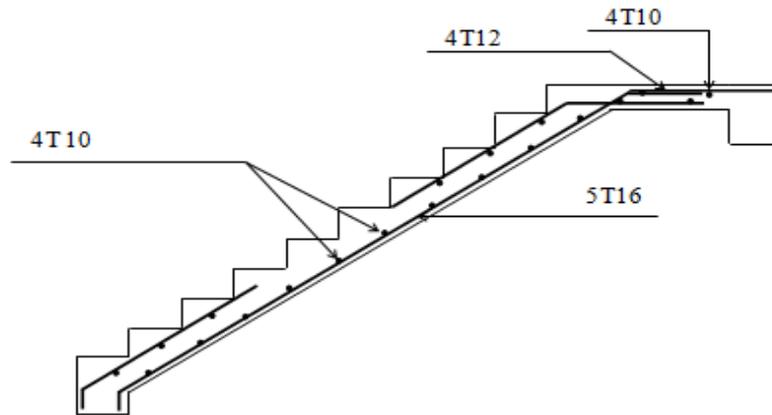


Figure IV. 11: Schéma de ferrailage de l'escalier.

**IV.4.5. Étude de la poutre palière**

**IV.4.5.1. Dimensionnement**

Selon le B.A.E.L 91/1999, le critère de rigidité est :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{270}{15} \leq h \leq \frac{270}{10} \Rightarrow 18\text{cm} \leq h \leq 27\text{ cm}$$

On prend : h = 30 cm donc d = 0,9h = 27 cm

$$0,3d \leq b \leq 0,4d \Rightarrow 8,1\text{ cm} \leq b \leq 10,8\text{ cm}$$

On prend : b = 30cm

Les vérifications des conditions du R.P.A, 99/2003 :

b = 30 cm ≥ 20 cm .....Condition vérifiée.

h<sub>t</sub> = 30 cm ≥ 30 cm ..... Condition vérifiée.

$\frac{h_t}{b} = 1 \leq 4$  ..... Condition vérifiée.

**IV.4.5.2. Charges supportées par la poutre**

Poids propre de la poutre : G<sub>p</sub> = 0,30 × 0,30 × 25 = 2,25 kN/m

Poids du mur situé sur la poutre (enduit y compris) (25 cm):

G<sub>m</sub> = 3,06 × 2 = 6,12 kN/m

Réaction du palier : R<sub>b</sub>(ELU) = 26,80 kN/ml

Q<sub>u</sub> = (1,35 × (2,25 + 6,12)) + 26,80 = 38,10 kN/m

Q<sub>ser</sub> = 2,25 + 6,12 + 26,80 = 35,17 kN/m

**IV.4.5.3. Calcul des sollicitations à l'E.L.U**

$$M_0 = \frac{Q_u \times l^2}{8} = \frac{38,10 \times 2,70^2}{8} = 34,72\text{ kN.m}$$

M<sub>t</sub> = 0,85M<sub>0</sub> = 29,51 kN.m , M<sub>a</sub> = 0,40M<sub>0</sub> = 13,89 kN.m

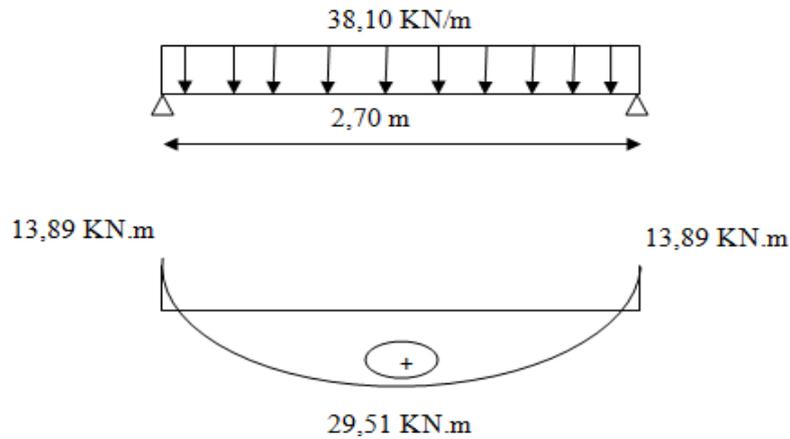


Figure IV. 12: Diagramme du moment pour la poutre palière.

#### IV.4.5.4. Calcul du ferrailage à l'E.L.U

On a :  $b = 30 \text{ cm}$  ;  $h = 30 \text{ cm}$  ;  $d = 0,9h = 27 \text{ cm}$

- **En travée**

Le moment ultime :

$$M_t = 29,51 \text{ kN.m}$$

Le moment réduit  $\mu_u$  :

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{29,51 \times 10^3}{30 \times 27^2 \times 14,17} = 0,095 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

On a :  $\beta = 0,950$

La section d'acier :

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{29,51 \times 10^3}{0,950 \times 27 \times 348} = 3,51 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On prend comme choix 6T10 avec :  $A_{adm} = 4,71 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

- **Sur appuis**

Le moment ultime :

$$M_a = 13,89 \text{ kN.m}$$

Le moment réduit  $\mu_u$  :

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{13,89 \times 10^3}{30 \times 27^2 \times 14,17} = 0,045 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

On a :  $\beta = 0,977$

La section d'acier :

$$A_s = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{13,89 \times 10^3}{0,977 \times 27 \times 348} = 1,51 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On prend comme choix 3T10 avec :  $A_{adm} = 2,36 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

## IV.4.5.5. Vérifications de la poutre palière

Tableau IV. 6 : Vérification des différentes conditions (poutre palière).

Condition	Vérification	
Condition de non fragilité (travée)	$A_{\min} = 0,98 \text{ cm}^2$	$A = 4,71 \text{ cm}^2$ $A > A_{\min}$ Condition vérifiée
Condition de non fragilité (appui)	$A_{\min} = 0,98 \text{ cm}^2$	$A = 2,36 \text{ cm}^2$ $A > A_{\min}$ Condition vérifiée
Vérification des contraintes à L'ELS (travée)	$\sigma_b = \frac{M_{\text{ser}}}{I} \times y$ $\overline{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$	$\sigma_b = 8,28 < \overline{\sigma}_{bc}$ Condition vérifiée
Vérification des contraintes à L'ELS (appui)	$\sigma_b = \frac{M_{\text{ser}}}{I} \times y$ $\overline{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$	$\sigma_b = 3,90 < \overline{\sigma}_{bc}$ Condition vérifiée
Justification vis à vis de l'effort tranchant	$\tau = \frac{T}{b.d}$ $\overline{\tau}_u = \min(0,13f_{c28}, 5\text{Mpa}) = 3,25\text{Mpa}$	$\tau_u = 0,59 \text{ MPa} < \overline{\tau}_u$ Condition vérifiée

## IV.4.5.6. Ferrailage des armatures transversales

## a) Détermination du diamètre des armatures transversal

$$\Phi_t \leq \min\left\{\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \Phi_1\right\} = \min\{8,6 \text{ mm}; 30 \text{ mm}; 10 \text{ mm}\} \Rightarrow \Phi_t = 8 \text{ mm}$$

## b) L'espacement

$$S_t \leq \min\{0,9d; 40 \text{ cm}\} \rightarrow S_t \leq \min\{27 \text{ cm}; 40 \text{ cm}\}$$

D'après le R,P,A 99/2003 :

$$\text{Zone nodale : } S_t \leq \min\{15 \text{ cm}; 10\Phi_1\} = \min\{15 \text{ cm}; 10 \text{ cm}\} \Rightarrow S_t = 10 \text{ cm}$$

$$\text{Zone courante : } S_t \leq 15\Phi_1 \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm}; \text{ On prend } S_t = 15 \text{ cm.}$$

c) La longueur de scellement droit  $l_s$ 

$$l_s = \frac{\Phi_1 f_e}{4\tau_e} = \frac{1,4 \times 400}{4 \times 2,835} = 49,38 \text{ cm.}$$

On adopte une courbure égale à :  $r = 5\Phi_1 = 7,7 \text{ cm.}$

$$L_2 = d - \left(c + \frac{\Phi}{2} + r\right) = 27 - (3 + 0,7 + 7,7) = 15,6 \text{ cm.}$$

$$L_1 = \frac{L_s - 2,19r - L_2}{1,87} = \frac{49,38 - 16,86 - 15,6}{1,87} = 9,05 \text{ cm.}$$

**IV.4.5.7.Calcul de la flèche**

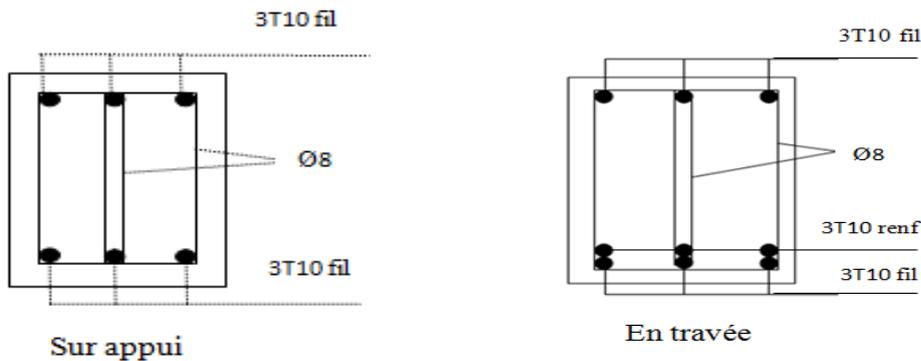
$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{30}{270} = 0,11 \geq \frac{1}{16} = 0,06 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow \frac{30}{270} = 0,11 \geq \frac{29,51}{10 \times 34,72} = 0,08 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A_s}{b.d} \leq \frac{4,71}{f_e} \Rightarrow \frac{4,52}{30 \times 27} = 0,0058 \leq \frac{4,2}{400} = 0,0105 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

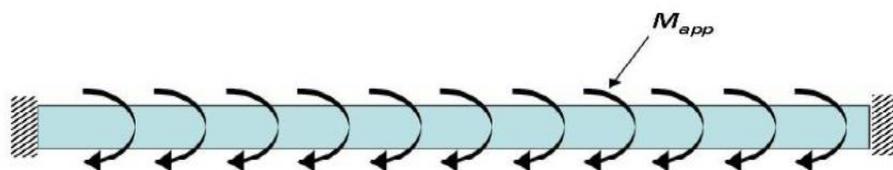
Il n'est pas nécessaire de calculer la flèche.

**IV.4.5.8.Schéma de ferrailage de la poutre palière**



**Figure IV. 13: Schéma de ferrailage de la poutre palière.**

**IV.4.6. Calcul de la poutre palière à la torsion**



**Figure IV. 14: La poutre palière à la torsion.**

La torsion de la poutre palière est provoquée par la flexion de l'escalier.

$$M_{\text{tors}} = M_a (\text{escalier}) = 13,44 \text{ KN.m}$$

**IV.4.6.1.Vérification de la contrainte de cisaillement**

On a pour une section pleine:

$$\tau_f^2 + \tau_t^2 \leq \tau_u^2$$

**a)Contrainte de cisaillement due à la torsion**

$$\tau_{torsion} = \frac{M_T}{2 \times \Omega \times e}$$

Sections pleines : à ELU noyau d'une section pleine ne joue aucun rôle vis-à-vis de la torsion.

On remplace la section réelle par une section creuse équivalente dans l'épaisseur de la paroi sera égale au 1/6 du diamètre du plus grand cercle qu'il est possible d'inscrire dans le contour extérieur de la section.

$M_t$ : moment de torsion ( $M_t = 13,44\text{KN.m}$ )

$$e = (a/6) = (b/6) = (30/6) = 5\text{cm.}$$

$\Omega$  : Aire du contour à mi- épaisseur.

$$\Omega = (a-e) \times (b-e) = 625\text{cm}^2$$

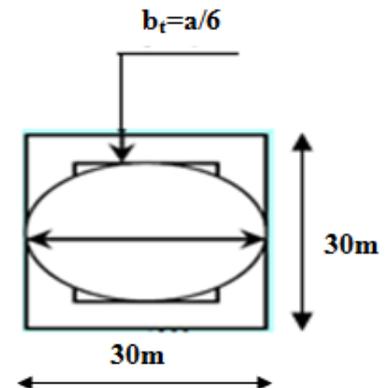
D'après le BAEL :

$$\tau_{torsion} = \frac{M_T}{2 \times \Omega \times e} = \frac{13,44 \times 10^6}{2 \times 62500 \times 50} = 2,15 \text{ MPa.}$$

Les contraintes tangentes sont limitées par la valeur suivante :

Pour une fissuration très préjudiciable ou préjudiciable

$$\tau_{ul} \leq \min\left(\frac{0,2.f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{Mpa}\right) = 3,33\text{Mpa}$$



**b) Contraintes de cisaillement due à l'effort tranchant**

Les contraintes dues à l'effort tranchant et à la torsion doivent être combinées et comparées aux contraintes limite données précédemment.

$$\tau_f = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{30,17 \times 10}{30 \times 27} = 0,37 \text{ MPa.}$$

• **Résistance en torsion et flexion**

$$\tau_f^2 + \tau_t^2 \leq \tau_{u \text{ limite}}^2$$

$$\tau_f^2 + \tau_t^2 = (0,37)^2 + (2,15)^2 = 3,19\text{MPa}$$

$$\tau_f^2 + \tau_t^2 = 4,76\text{MPa} \leq 11,09\text{MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifié.}$$

**IV.5. Conclusion**

Nous avons présentés le calcul et le ferrailage des éléments non structuraux (l'acrotère, balcon, escalier).

## **V.1.Introduction**

### **V.1.1.Définition d'un séisme**

Il est nécessaire d'étudier le comportement ou bien la réponse de la structure sous l'action sismique pour garantir un degré de protection acceptable à la construction en cas de séisme ou tremblement de terre, et éviter au maximum les dégâts qui pourraient être provoqués par ce phénomène.

### **V.1.2.Causes du séisme**

- ✓ Activités volcaniques (explosions, ascension des matières fondues).
- ✓ Actions de l'eau souterraine.
- ✓ Mouvements tectoniques (tension et rupture dans l'écorce causées par les mouvements des plaques).

### **V.1.3.Effets du séisme sur les structures**

- La translation du sol entraîne des oscillations forcées dans les structures portées.
- Les composantes horizontales H (qui sont dangereuses) produisent des oscillations latérales de flexion dans les 2 directions.
- Dissymétrie de rigidité ou de masse dans la structure qui produit des oscillations de torsion d'axe vertical.
- Les composantes verticales V produisent des vibrations longitudinales qui affectent la résistance des poteaux aux charges latérales et leur ductilité.

### **V.1.4.L'étude sismique**

L'étude sismique consiste à évaluer les efforts de l'action séismique sur notre structure. Pour cela, plusieurs méthodes approchées ont été proposées à fin d'évaluer les efforts internes engendrés à l'intérieur de la structure sollicitée.

## **V.2.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 ses vibrations. Une telle étude pour notre structure telle qu'elle se présente, est souvent très complexe c'est pourquoi on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment les problèmes pour permettre l'analyse.

## **V.3.Méthodes de calcul**

Selon le RPA 99/ version 2003 le calcul des forces sismiques peut être mener suivant trois méthodes :

- Méthode d'analyse modale spectrale.
- Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.
- Méthode statique équivalente.

### **V.3.1. Analyse statique équivalente**

Pour les bâtiments réguliers et moyennement réguliers, on peut simplifier les calculs en ne considérant que le premier mode de la structure (mode fondamental). Le calcul statique a pour but de se substituer au calcul dynamique plus compliqué en ne s'intéressant qu'à produire des effets identiques.

### **V.3.2. Analyse modale spectrale**

Peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise. On utilise directement les spectres de dimensionnement puisque ce sont surtout les maxima des réponses qui intéressent le concepteur et non la variation temporelle. Elle permet de simplifier les calculs. On procède alors à une analyse modale en étudiant un certain nombre de modes propres de la structure.

### **V.3.3. Choix de la méthode**

Dans notre cas la méthode statique équivalente n'est pas applicable puisque notre bâtiments ne vérifient pas toutes les conditions de l'article (4.1.2), D'où la méthode choisit sera la méthode d'analyse modale spectrale.

## **V.4. Modélisation**

La modélisation est la détermination d'un modèle, tenant compte le plus correctement possible de la masse et de la raideur de tous les éléments d'une structure, qui est par la suite une phase essentielle pour l'étude de la réponse au séisme.

Le choix du modèle représente une phase très importante de l'étude : plus il se rapproche de la réalité, plus l'étude ne sera précise. C'est également une phase délicate : un mauvais modèle peut s'écarter totalement de la réalité, ou encore l'incohérence des hypothèses peut apporter un degré de précision illusoire.

La modélisation doit rendre compte du comportement mécanique réel du bâtiment. Il ne s'agit pas toujours de recopier simplement le plan du bâtiment, il faut surtout prendre en compte le comportement des éléments d'ossature pour les utiliser de la meilleure manière.

### **V.4.1. Modélisation des structures**

L'analyse dynamique nécessite toujours initialement de créer un modèle de calcul représentant la structure. Ce modèle introduit ensuite dans un logiciel de calcul dynamique.

Pour l'évaluation des forces sismiques, on utilise le logiciel «ETABS V9.6.0» qui peut les calculer suivant différentes méthodes :( Réponse Spectrum Function, Time History Function, ...) «Réponse Spectrum Function » a été choisi parce qu'elle est basée sur la méthode dynamique modale spectrale et qui prend en compte la réponse de la structure suivant les modes déterminés en se basant sur les hypothèses suivantes équivalente et la méthode dynamique modale spectrale

- Masse supposée concentrée au niveau des nœuds principaux (nœud maître) ;
- Seul les déplacements horizontaux sont pris en compte ;
- Les planchers et les fondations sont considérés rigides dans leur plan ;
- Le nombre de mode à prendre en compte est tel que la somme des coefficients de participation modale soit au moins égale à 90%.

#### V.4.2. Présentation du logiciel ETABS V9.6.0

ETABS est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments. Il permet de modéliser facilement et rapidement tous types de bâtiments grâce à une interface graphique unique. Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique. Ce logiciel permet la prise en compte des propriétés non-linéaires des matériaux, ainsi que le calcul et le dimensionnement des éléments structuraux suivant différentes réglementations en vigueur à travers le monde (Euro code, UBC, ACI...Etc).

De plus de par sa spécificité pour le calcul des bâtiments, ETABSV9.6.0 offre un avantage certain par rapport aux codes de calcul à utilisation plus étendue. En effet, grâce à ces diverses fonctions il permet une descente de charge automatique et rapide, un calcul automatique du centre des masses et des rigidités, ainsi que la prise en compte implicite d'une éventuelle excentricité accidentelle. De plus, ce logiciel utilise une terminologie propre au domaine du bâtiment (plancher, dalle, trumeau, linteau etc.).

La modélisation des éléments structuraux est effectuée comme suit :

- Les voiles ont été modélisés par des éléments « SHELL » à quatre nœuds.
- Les dalles ont été modélisées par des éléments « SHELL » (dalles pleines).

La masse des planchers est calculée de manière à inclure la quantité  $\beta Q$  selon RPA99/version 2003 (dans notre cas  $\beta=0,2$ ) correspondant à la surcharge d'exploitation.

La masse des éléments modélisés est introduite de façon implicite, par la prise en compte du poids volumique correspondant à celui du béton armé à savoir  $2,5 \text{ t/m}^3$ .

#### V.4.3. Démarches de modélisation sur ETABSV9.6.0 à suivre

- **Modélisation de la structure**

Cette étape consiste à construire un modèle équivalente au projet réel, concernant la géométrie et les liaisons entre les éléments de modèle comme suite :

- ✓ **Edite Grid data:**

Nous permet de définir les grille à suivre prochainement.

- ✓ **Add New System:**

Pour ajoute un autre forme cartésien ou cylindrique.

✓ **Define materials:**

Permet de définir le matériau utilisé et ces différentes propriétés :

- CONC (béton)
- STEEL (acier)
- OTHER (autre)

✓ **Define/frame section :**

Pour saisir les dimensions des sections des éléments et matériel utilisé, ainsi pour définir la nature d'éléments (poteau ; poutre).

✓ **Define/static load case :**

Pour définir les types des charges statiques (G, Q) et leurs coefficients de majoration.

✓ **Assign /joint /restreint :**

Pour définir le degré de liberté des nœuds sélectionnées (translations et rotations).

✓ **Assign /joint / diaphragme :**

Pour l'affectation d'un diaphragme rigide.

✓ **Assign/frame line load /Distributed:**

Permet d'appliquer les charges réparties sur élément frame sélectionné.

✓ **Define /load combinaison :**

Permet de définir les différentes combinaisons d'actions.

✓ **Define response spectrum function :**

Pour introduire la fonction de la réponse spectrale de la structure d'après un fichier texte.

✓ **Define response spectrum Cases :**

Pour la nomination l'effort sismique, et la détermination de leur sens d'application, amortissement, angle d'excitation et la portion d'excentricité.

✓ **Définition du centre de masse:**

Lorsque la définition des diaphragmes des plancher ETABS permet une création automatiquement d'un nœud (c'est le centre des masses) ainsi il sera lié tous les nœuds situés à ce plan par ce dernier avec une excentricité qu'il est définir précédemment.

✓ **Analyse /set options :**

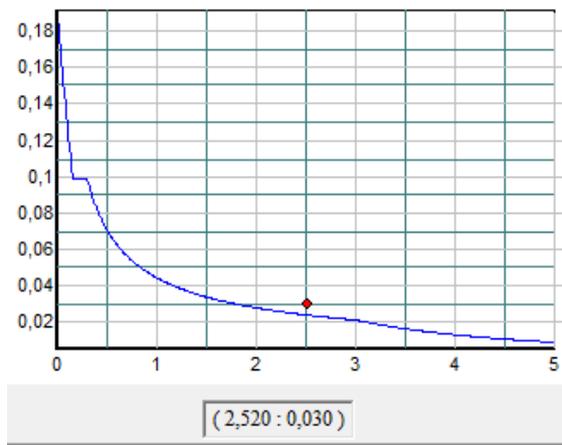
Pour spécifier le nombre des modes propres de vibration à tenir en compte dans le calcul.

✓ **Analyse/ Run :**

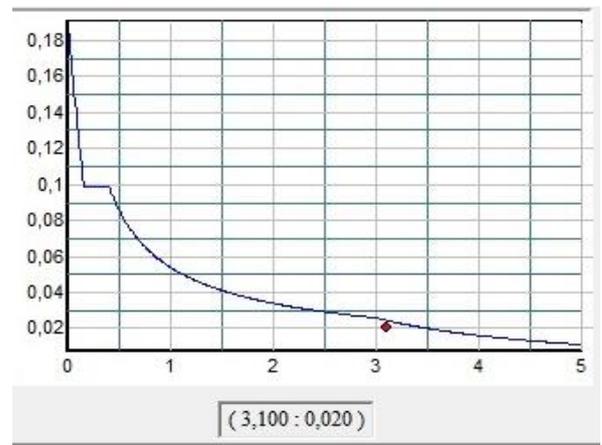
C'est la commande qui permet de lancer le calcul.

### V.5.Évaluation des efforts sismiques

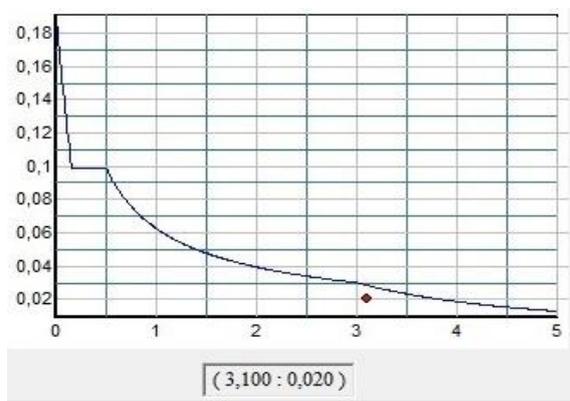
Pour la détermination de la fonction du spectre de réponse on utilise le programme « spectre» qui permet de donner donnent les valeurs du spectre de réponse en fonction des périodes.



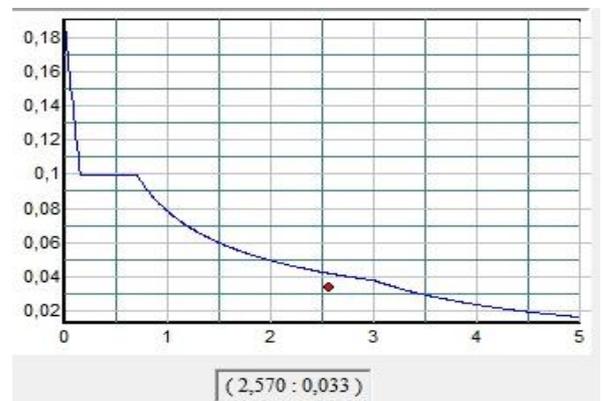
Type 1 : rocheux



Type 2 : ferme



Type 3 : meuble



Type 4 : très meuble

**Figure V.1: Spectre de réponse.**

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25A \left[ 1 + \frac{T}{T_1} \left( 2,5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right] & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta(1,25A) \left( \frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta(1,25A) \left( \frac{Q}{R} \right) \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3,0\text{sec} \\ 2,5\eta(1,25A) \left( \frac{T_2}{3,0} \right)^{2/3} \left( \frac{3}{T} \right)^{5/3} \left( \frac{Q}{R} \right) & T > 3,0\text{sec} \end{cases}$$

Avec :  $\frac{\delta_a}{g}$  Spectre de Réponse de calcul.

### V.6. Calcul de la force sismique totale

La force sismique totale  $V$ , appliquée à la base de la structure, doit être calculée Successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule 4.1 des RPA99/Version 2003 :

$$V = \frac{A \times D \times Q \times W}{R}$$

Avec :

➤ **Coefficient d'accélération de zone «A »**

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Zone sismique IIa} \\ \text{Groupe d'usage 2} \end{array} \Rightarrow A = 0,15 \right.$$

➤ **Facteur d'amplification dynamique moyenne « D »**

Est fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement ( $\eta$ ) et de la période fondamentale de la structure ( $T$ ) selon formule :

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3,0\text{sec} \\ 2,5\eta \left( \frac{T_2}{3,0} \right)^{2/3} \left( \frac{3}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3,0\text{sec} \end{cases}$$

• **Pourcentage d'amortissement critique « $\xi$  »**

Est en fonction du matériau constitutif du type de structure et de l'importance des remplissages.

$$\xi = 10\% \left\{ \begin{array}{l} \text{Portique en béton armé.} \\ \text{Remplissage dense.} \end{array} \right.$$

• **Le facteur de correction d'amortissement « $\eta$  »**

Est donnée par la formule suivante :

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0,7$$

$$\eta = \sqrt{7/(2 + 10)} = 0,764 \geq 0,7$$

• **La valeur de la période fondamentale « $T$  »**

De la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante :

$$T = C_t h_N^{3/4}$$

$h_N$  : Hauteur mesurée en mètres à partir de la base la structure jusqu'au dernier niveau ;

$C_t$  : Coefficient en fonction du système de contreventement et du type de remplissage ;

$\xi$  : pourcentage d'amortissement critique ;

Q: Facteur de qualité ;

$T_1, T_2$  : périodes caractéristiques associées à la catégorie du site,

On à :

$(T_1, T_2)$  : Période caractéristique associé la catégorie du sol :

### - Type 01 :

Sol rocheux  $\Rightarrow$  site 1 donc  $T_1 = 0,15$  sec et  $T_2 = 0,30$  sec.

On à :  $T_2 \leq T \leq 3$  s  $\rightarrow 0,30 \leq 0,354 \leq 3$

T : La valeur de la période fondamentale T

$h_N = 18,36$  m

$C_t = 0,05$

$$T = \min \begin{cases} C_t \times (h_N)^{3/4} \\ 0,09 \times \frac{h_N}{\sqrt{D}} \end{cases}$$

**D** : La dimension du bâtiment mesurée à la base dans la direction de calcul considérée.

$$D_x = 21,80 \text{ m} \Rightarrow T_x = \min \begin{cases} C_t \times (h_N)^{3/4} = 0,05 \times (18,36)^{3/4} = 0,443 \text{ s} \\ 0,09 \times \frac{h_N}{\sqrt{D_x}} = 0,09 \times \frac{18,36}{\sqrt{21,80}} = 0,354 \text{ s} \end{cases}$$

$$\Rightarrow T_x = 0,354 \text{ s}$$

$$D_y = 12,33 \text{ m} \Rightarrow T_y = \min \begin{cases} C_t \times (h_N)^{3/4} = 0,05 \times (18,36)^{3/4} = 0,443 \text{ s} \\ 0,09 \times \frac{h_N}{\sqrt{D_y}} = 0,09 \times \frac{18,36}{\sqrt{23,10}} = 0,354 \text{ s} \end{cases}$$

$$\Rightarrow T_y = 0,443 \text{ s}$$

On prend :

$T = 0,354$  s

$$D = 2,5\eta \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} \Rightarrow D = 2,5 \times 0,764 \left( \frac{0,30}{0,354} \right)^{2/3} \Rightarrow D = 1,50$$

**-Type 02 :**

Sol ferme  $\Rightarrow$  site 2 donc  $T_1 = 0,15$  sec et  $T_2 = 0,40$  sec.

On à :  $0 \leq T \leq T_2 \rightarrow 0 \leq 0,354 \leq 0,40$

$D = 2,5\eta \Rightarrow D = 2,5 \times 0,764 \Rightarrow D = 1,91$

**-Type 03 :**

Sol meuble  $\Rightarrow$  site 3 donc  $T_1 = 0,15$  sec et  $T_2 = 0,50$  sec.

On à :  $0 \leq T \leq T_2 \rightarrow 0 \leq 0,354 \leq 0,50$

$D = 2,5\eta \Rightarrow D = 2,5 \times 0,764 \Rightarrow D = 1,91$

**-Type 04 :**

Sol très meuble  $\Rightarrow$  site 4 donc  $T_1 = 0,15$  sec et  $T_2 = 0,70$  sec.

On à :  $0 \leq T \leq T_2 \rightarrow 0 \leq 0,354 \leq 0,70$

$D = 2,5\eta \Rightarrow D = 2,5 \times 0,764 \Rightarrow D = 1,91$

**➤ Coefficient de comportement de la structure « R »**

Mixte portiques/voiles  $\Rightarrow R = 5$ .

**➤ Le facteur de qualité de la structure est fonction de « Q »**

$Q = 1 + \sum Pq = 1 + (0,05 + 0,05 + 0,00 + 0,00 + 0,05 + 0,10) = 1,25$ .

**La masses de la structure « W »**

La valeur W à prendre en compte est égale à la somme des poids  $W_i$  calculés à chaque niveau de la structure.  $W = \sum W_i$  avec  $W_i = G_i + \beta P_i$

$G_i$  : Poids du aux charges permanente et à celle des équipements fixés éventuelles solidaires de la structure.

$P_i$  : Charge d'exploitation.

**• Coefficient de pondération «  $\beta$  »**

Est fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation.

Pour notre projet (cas des bâtiments d'habitation, bureaux ou assimilés)  $\Rightarrow \beta = 0,2$

Le tableau suivant résume le poids en (KN) aux différents niveaux :

Avec :  $S = 241,76 \text{ m}^2$

**Tableau V.1: Détermination des poids des différents niveaux W(KN).**

Éléments	Poids (KN)	R.D.C	1 <sup>er</sup> -3 <sup>ème</sup>	4 <sup>ème</sup>	Terrasse
Acrotère	$G_a \times \sum l$	/	/	/	127,88
Plancher	$G \times S$	958,66	958,66	958,66	1417,56
Poteaux	$n \times b \times h \times \gamma_b \times H_t$	293,76	224,91	165,24	82,62
Poutre principale	$b \times h \times \gamma_b \times \sum l$	214,15	214,15	214,15	214,15
Poutre secondaire	$b \times h \times \gamma_b \times \sum l$	181,96	181,96	181,96	181,96
Murs extérieurs	$0,8 \times G_m \times H_t \times \sum l$	451,65	451,65	451,96	228,37
Murs voiles	$e \times H_t \times \gamma_b \times \sum l$	279,99	279,99	279,99	140
Escaliers	$G \times S$	79,64	79,64	79,64	/
Balcons	$G \times S$	88,75	88,75	88,75	/
Charge permanente	$\sum G_i$	2548,56	2479,71	2420,04	2392,54
Charge d'exploitation	$P = Q \times S_t$	375,16	375,16	375,16	218,76
Poids total $w_i$	$G + \beta \times P$	2623,59	2554,74	2495,07	2436,29
Poids totale de la structure	$\sum W_i$	15219,17			

$$W_6 = 2436,29$$

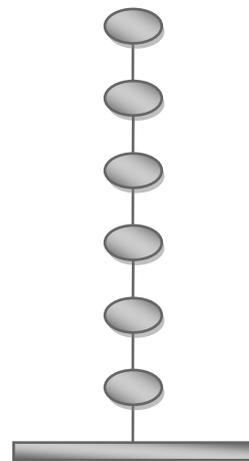
$$W_5 = 2495,07 \text{ KN}$$

$$W_4 = 2554,74 \text{ KN}$$

$$W_3 = 2554,74 \text{ KN}$$

$$W_2 = 2554,74 \text{ KN}$$

$$W_1 = 2623,59 \text{ KN}$$

**Figure V.2: Poids de chaque étage.**

### V.7. Définition des masses

On définit chaque masse ou moment d'inertie massique affectée aux nœuds de chaque niveau (Voir tableau V-1 ci-après).

$$D'où: I_M = \frac{M}{S} (I_{xg} + I_{yg})$$

$I_M$  : inertie massique (KN.m<sup>2</sup>) ;

M: masse sismique qui égale au rapport  $W/g$  ;

W, le poids de chaque niveau i ;

g : l'accélération de pesanteur 10 ;

S : surface du plancher ;

$I_{xg}$  : inertie du plancher suivant l'axe X ;

$I_{yg}$  : inertie du plancher suivant l'axe Y.

$$X_G = x_g + 0,05L_{\max}$$

$$Y_G = y_g + 0,05L_{\max}$$

$X_G$  et  $Y_G$  : coordonnées de l'excentricité fictive de 5% de la longueur max.

$x_g$  et  $y_g$  : coordonnées du centre de gravité.

**Tableau V.2: Masse ou moment d'inertie massique affectée aux nœuds de chaque niveau.**

Niveau	W(KN)	S(m <sup>2</sup> )	$x_g$ (m)	$y_g$ (m)	$X_G$ (m)	$Y_G$ (m)	$I_{xg}$ (m <sup>4</sup> )	$I_{yg}$ (m <sup>4</sup> )	M(KN)	$I_M$ (KN.m <sup>2</sup> )
5 <sup>ème</sup>	2436,29	218,76	11	4	11,16	4,21	5868,71	35530,04	243,63	46105,22
4 <sup>ème</sup>	2495,07	190,21	11	4	11,16	4,21	5657,63	33490,47	249,51	51354,15
3 <sup>ème</sup>	2554,74	190,21	11	4	11,16	4,21	5657,63	33490,47	255,47	52580,84
2 <sup>ème</sup>	2554,74	190,21	11	4	11,16	4,21	5657,63	33490,47	255,47	52580,84
1 <sup>er</sup>	2554,74	190,21	11	4	11,16	4,21	5657,63	33490,47	255,47	52580,84
R.D.C	2623,59	190,21	11	4	11,16	4,21	5657,63	33490,47	262,36	53998,94

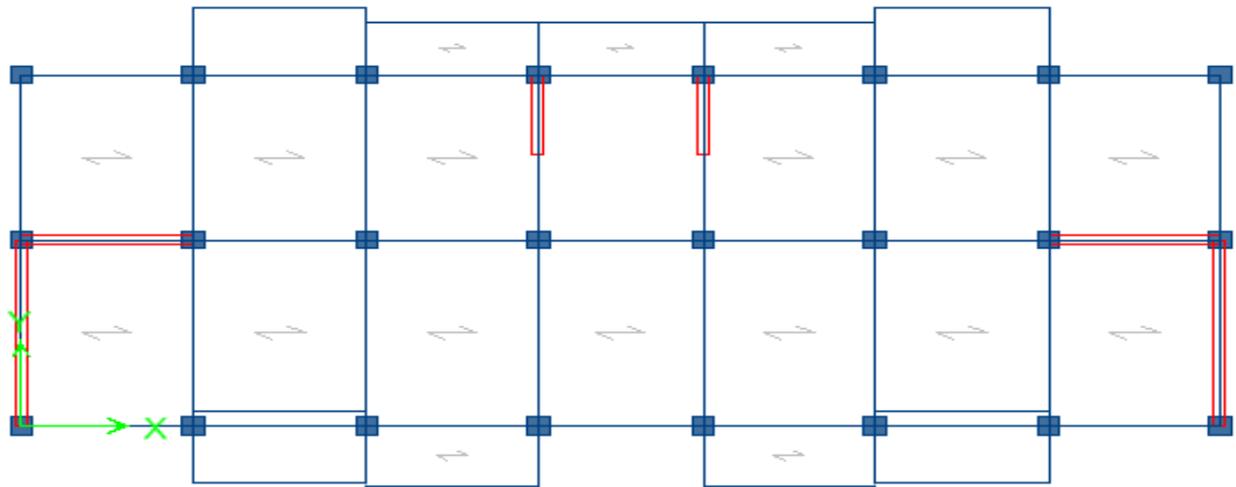
### V.8. Disposition des voiles

Nous avons essayé plusieurs dispositions qui ont abouti, soit à un mauvais comportement de la structure, soit au non vérification de l'interaction voiles-portiques.

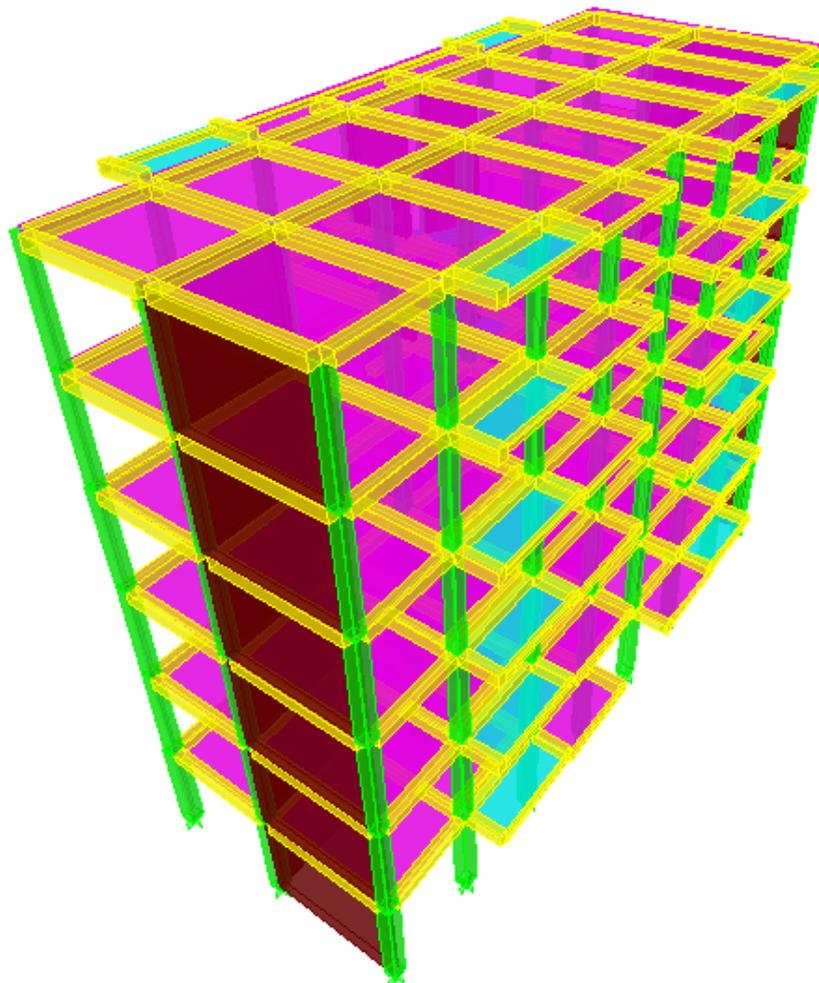
La meilleure disposition c'est elle qui vérifie tous les articles des règles parasismique algériennes

(RPA 99 V.2003) tel que période, déplacements, participation de la masse et l'effort tranchant à la base.

Après plusieurs essais, on a retenu la disposition représentée en figure V.3.

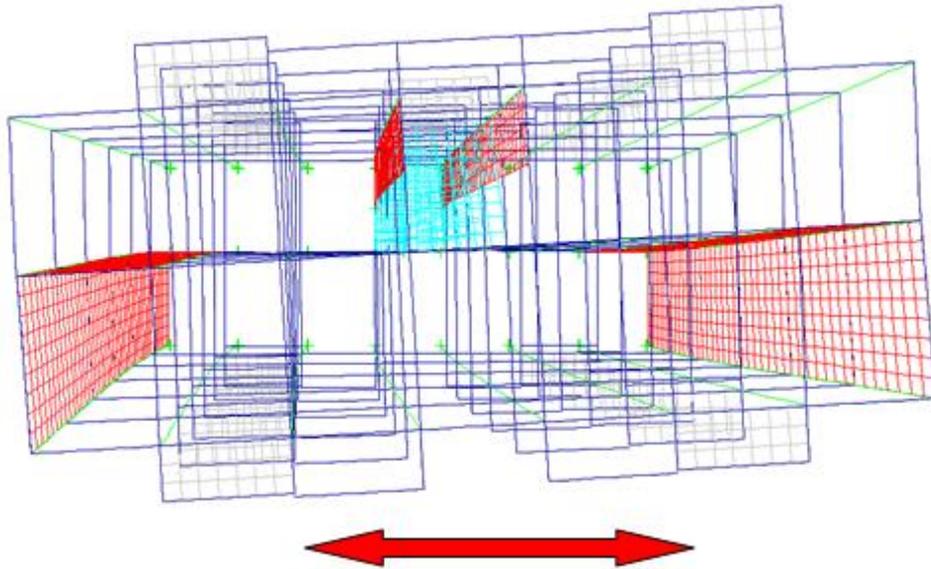


**Figure V.3: Disposition des voiles.**

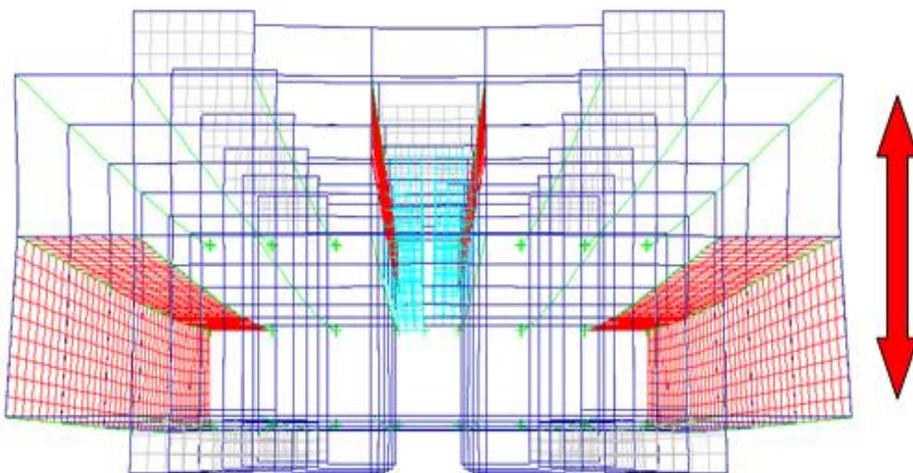


**Figure V.4: Vue en 3D du modèle obtenu par logiciel ETABS 9.6.0.**

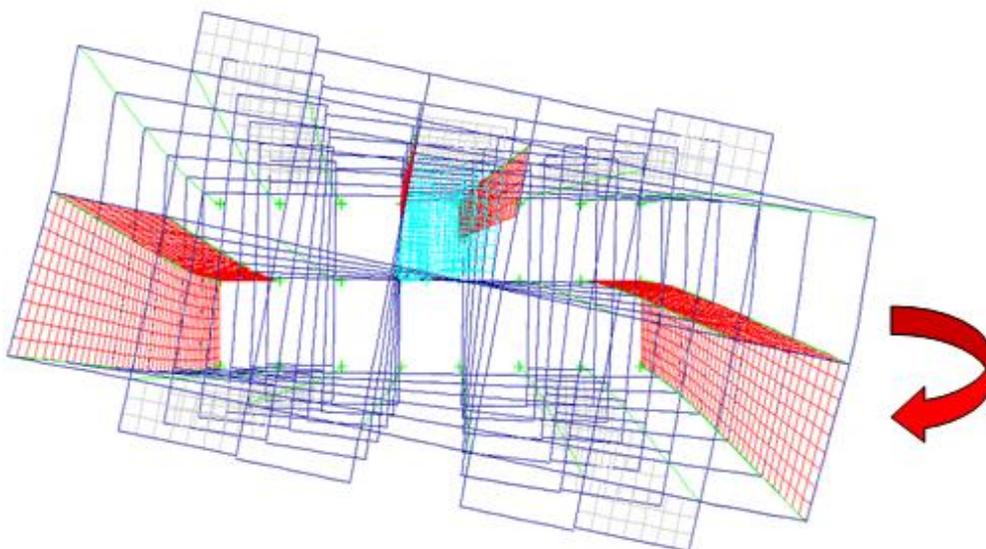
Les trois premiers modes de vibration sont comme suit



**Figure V.5. Première mode principal de vibration suivant x.**



**Figure V.6. Deuxième mode principal de vibration suivant y.**



**Figure V.7. Troisième mode principal de vibration en torsion.**

## V.9.Vérifications

### V.9.1.Calcul de la force sismique

$$V = \frac{A \times D \times Q \times W}{R}$$

On doit vérifier que la résultante des forces sismiques à la base « $V_t$ » obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultant des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente.

Telle que :

$$A=0,15$$

$$\begin{cases} \text{Type1} \rightarrow D = 1,50 \\ \text{Type(2-4)} \rightarrow D = 1,91 \end{cases}$$

$$Q=1,25$$

$$W=15219,17\text{KN}$$

**Tableau V.3: Vérification des forces sismiques**

Types de sol	$V_{st}$ (KN)	Vérification	
		Sens longitudinal (KN)	Sens transversal (KN)
1	856,08	$V_{dx} = 760,62 > 80\% V_{st} = 684,86$ Condition vérifiée.	$V_{dy} = 1000,79 > 80\% V_{st} = 684,86$ Condition vérifiée.
2	1090,07	$V_{dx} = 886,13 > 80\% V_{st} = 872,06$ Condition vérifiée.	$V_{dy} = 1013,17 > 80\% V_{st} = 872,06$ Condition vérifiée.
3-4	1090,07	$V_{dx} = 925,32 > 80\% V_{st} = 872,06$ Condition vérifiée.	$V_{dy} = 1013,44 > 80\% V_{st} = 872,06$ Condition vérifiée.

### V.9.2.Calcul des coefficients de participation modale

On doit vérifier que:  $\sum \bar{\alpha}_i \geq 90\%$

$$\text{Avec : } \bar{\alpha}_i = \frac{\left( \sum_{K=1}^n W_K \Phi_{Ki} \right)^2}{\sum_{K=1}^n W_K \Phi_{Ki}^2} \cdot \frac{1}{\sum_{K=1}^n W_K}$$

$$W = \sum W_K = 38488,35\text{KN}$$

Le logiciel ETAPS V9.6.0 peut déterminer directement les valeurs des coefficient de participation modale, les valeurs données sont :

**Tableau V.4: Participation massique cumulée.**

Mode	Période	UX	UY	SumUX	SumUY
1	0,430656	63,4677	0	63,4677	0
2	0,295536	0	69,4585	63,4677	69,4585
3	0,219233	6,1866	0	69,6543	69,4585
4	0,099599	18,5847	0	88,239	69,4585
5	0,068585	0,0001	21,7204	88,2391	91,1789
6	0,050714	2,5028	0,0001	90,7418	91,1789
7	0,044452	5,1598	0	95,9017	91,179
8	0,032228	0,0001	5,7108	95,9018	96,8898
9	0,028119	2,4465	0,0001	98,3482	96,8899
10	0,024019	0,0512	0	98,3994	96,8899
11	0,023133	0,3601	0	98,7595	96,8899
12	0,023052	0	0,0038	98,7595	96,8937

**a- Sens longitudinal:**

$$\sum \bar{\alpha}_x \geq 90\% \Rightarrow 98,76\% \geq 90\% \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

**b- Sens transversal:**

$$\sum \bar{\alpha}_y \geq 90\% \Rightarrow 96,89\% \geq 90\% \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

**V.9.3. Vérification de la période**

On doit vérifier aussi que la période dynamique ( $T_{\text{dyn}}$ ) ne doit pas être supérieure à la majoration de 30% de période statique fondamentale "T".

$$T_{\text{dyn}} = 0,430 \text{ sec} < 1,30 \times T_{\text{st}} = 1,30 \times 0,354 = 0,46 \text{ sec} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

**Tableau V.5: Tableau des modes et des périodes.**

Mode	Période (S)
1	0,430
2	0,295
3	0,219
4	0,099
5	0,068
6	0,050
7	0,044
8	0,032
9	0,028
10	0,024
11	0,023
12	0,023

### V.9.4. Vérification des déplacements

Sous l'action des forces horizontales ; la structure subira des déformations horizontales. Pour éviter l'augmentation des contraintes dans les systèmes de contreventement, les déplacements doivent être calculés pour chaque élément de contreventement, les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage.

$$\Delta_K = \delta_K - \delta_{K-1} \leq \bar{\delta}_K ; \text{ Avec : } \delta_K = R \times \delta_{ek}$$

R : coefficient de comportement ; R = 5.

$\delta_{ek}$  : Déplacement du aux forces sismiques  $F_i$  (y compris l'effort de torsion).

Les tableaux suivants résument les déplacements relatifs aux différents niveaux dans les deux sens longitudinal et transversal.

**Tableau V.6: Les déplacements relatifs de chaque niveau dans les deux sens (Site 1).**

Niveau	Sens longitudinal (m)		Sens transversal (m)		$\Delta x$ (m)	$\Delta y$ (m)
	$\delta_{ex}$	$\delta_K$	$\delta_{ey}$	$\delta_K$		
5	0,0063	0,0315	0,0037	0,018	0,0065	0,004
4	0,005	0,025	0,0029	0,014	0,0065	0,0035
3	0,0037	0,0185	0,0021	0,010	0,0065	0,003
2	0,0024	0,012	0,0014	0,007	0,0055	0,004
1	0,0013	0,0065	0,0007	0,003	0,0045	0,002
RDC	0,0004	0,002	0,0002	0,001	0,002	0,001

**Tableau V.7: Les déplacements relatifs de chaque niveau dans les deux sens (Site 2).**

Niveau	Sens longitudinal (m)		Sens transversal (m)		$\Delta x$ (m)	$\Delta y$ (m)
	$\delta_{ex}$	$\delta_K$	$\delta_{ey}$	$\delta_K$		
5	0,0076	0,038	0,0038	0,02	0,008	0,0045
4	0,006	0,03	0,0030	0,0155	0,008	0,004
3	0,0044	0,022	0,0022	0,0115	0,0075	0,004
2	0,0029	0,0145	0,0015	0,0075	0,007	0,0035
1	0,0015	0,0075	0,0008	0,004	0,005	0,0025
RDC	0,0005	0,0025	0,0003	0,0015	0,0025	0,0015

**Tableau V.8: Les déplacements relatifs de chaque niveau dans les deux sens (Sites 3et4).**

Niveau	Sens longitudinal (m)		Sens transversal (m)		Δx (m)	Δy (m)
	δ <sub>ex</sub>	δ <sub>K</sub>	δ <sub>ey</sub>	δ <sub>K</sub>		
5	0,008	0,04	0,0038	0,02	0,0085	0,0045
4	0,0063	0,0315	0,0030	0,0155	0,008	0,004
3	0,0047	0,0235	0,0022	0,0115	0,008	0,004
2	0,0031	0,0155	0,0015	0,0075	0,0075	0,0035
1	0,0016	0,008	0,0008	0,004	0,0055	0,0025
RDC	0,0005	0,0025	0,0003	0,0015	0,0025	0,0015

On remarque que tous les déplacements relatifs ne dépassent pas les 1,0% de la hauteur d'étage 1,0% h<sub>e</sub>=0,0306; donc la condition est vérifiée.

**V.9.5.Vérification de l'effet P-Delta**

Les effets du seconde ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0,10$$

Avec :

P<sub>K</sub> :Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau« K » ;

$$P_K = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta W_{qi})$$

V<sub>K</sub> :Effort tranchant d'étage au niveau "K" ;

$$V_k = F_t + \sum_{i=k}^n F_i$$

F<sub>t</sub> : Force concentrée au sommet de la structure donnée par la formule suivante :

$$\begin{cases} F_t = 0,07 \times T \times V \dots\dots\dots \text{si} : T > 0,7\text{sec} \\ F_t = 0 \dots\dots\dots \text{si} : T \leq 0,7\text{sec} \end{cases}$$

Dans notre structure (F<sub>t</sub> = 0) puisque: T = 0,354Sec ≤ 0,7Sec

Les forces F<sub>i</sub> sont distribuées sur la hauteur de la structure selon la formule suivante :

$$F_i = (V - F_t) \cdot W_i \cdot h_i / \sum_{j=1}^n W_j \cdot h_j$$

Avec :

$F_i$  : effort horizontal revenant au niveau  $i$

$h_i$  : niveau du plancher où s'exerce la force  $i$

$h_j$  : niveau d'un plancher quelconque.

$W_i$  ;  $W_j$  : poids revenant au plancher  $i$  ;  $j$

$\Delta_K$  : Déplacement relatif du niveau «K » par rapport au niveau « K-1 » ;

$h_K$  : Hauteur de l'étage « K ».

$$\text{Si : } \begin{cases} \theta_K \leq 0,1 \Rightarrow \text{Effet P - } \Delta \text{ peut être négligé.} \\ 0,1 < \theta_K \leq 0,2 \text{ Amplifiant les effets de } \frac{1}{(1-\theta_K)}. \\ \theta_K > 0,2 \Rightarrow \text{Structure instable et doit être redimensionnée.} \end{cases}$$

**Tableau V.9: Vérification à l'effet P- $\Delta$  (Type 1).**

Niveau	hauteur	$P_K$	Sens x			Sens y		
			$\Delta_k$	$V_k$	$\theta$	$\Delta_k$	$V_k$	$\theta$
5	18,36	2436,29	0,0065	260,94	0,003	0,004	312,01	0,0017
4	15,3	2495,07	0,0065	422,45	0,003	0,0035	560,91	0,0010
3	12,24	2554,74	0,0065	539,50	0,003	0,003	724,65	0,0009
2	9,18	2554,74	0,0055	635,18	0,002	0,004	852,85	0,0013
1	6,12	2554,74	0,0045	711,22	0,002	0,002	947,55	0,0008
RDC	3,06	2623,59	0,002	760,62	0,002	0,001	1000,79	0,0008

**Tableau V.10: Vérification à l'effet P- $\Delta$  (Type 2).**

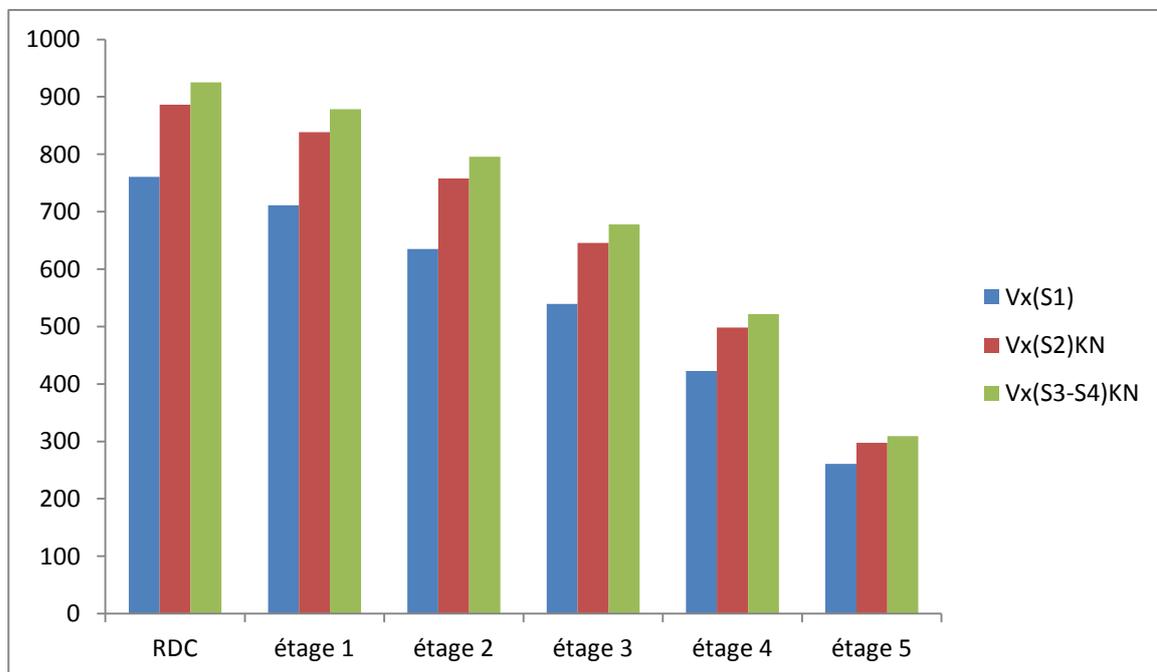
Niveau	hauteur	$P_K$	Sens x			Sens y		
			$\Delta_k$	$V_k$	$\theta$	$\Delta_k$	$V_k$	$\theta$
5	18,36	2436,29	0,008	297,75	0,004	0,0045	334,55	0,0018
4	15,3	2495,07	0,008	498,29	0,002	0,004	564,13	0,0011
3	12,24	2554,74	0,0075	645,33	0,002	0,004	728,36	0,0011
2	9,18	2554,74	0,007	757,91	0,003	0,0035	857,42	0,0010
1	6,12	2554,74	0,005	838,73	0,002	0,0025	954,98	0,0010
RDC	3,06	2623,59	0,0025	886,13	0,002	0,0015	1013,17	0,0013

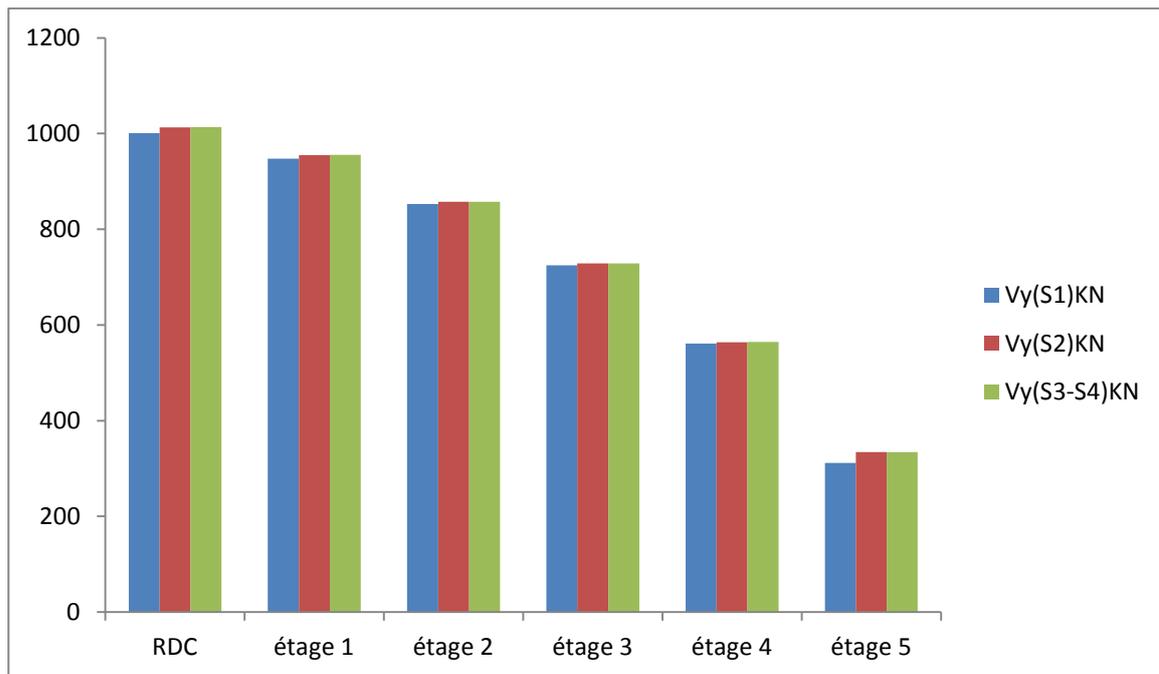
**Tableau V.11: Vérification à l'effet P- $\Delta$  (Type 3et4).**

Niveau	hauteur	$P_k$	Sens x			Sens y		
			$\Delta_k$	$V_k$	$\theta$	$\Delta_k$	$V_k$	$\theta$
5	18,36	2436,29	0,0085	309,40	0,004	0,0045	334,61	0,0018
4	15,3	2495,07	0,008	521,81	0,003	0,004	564,27	0,0011
3	12,24	2554,74	0,008	677,89	0,002	0,004	728,55	0,0011
2	9,18	2554,74	0,0075	795,71	0,002	0,0035	857,66	0,0010
1	6,12	2554,74	0,0055	878,26	0,002	0,0025	955,24	0,0010
RDC	3,06	2623,59	0,0025	925,32	0,002	0,0015	1013,44	0,0013

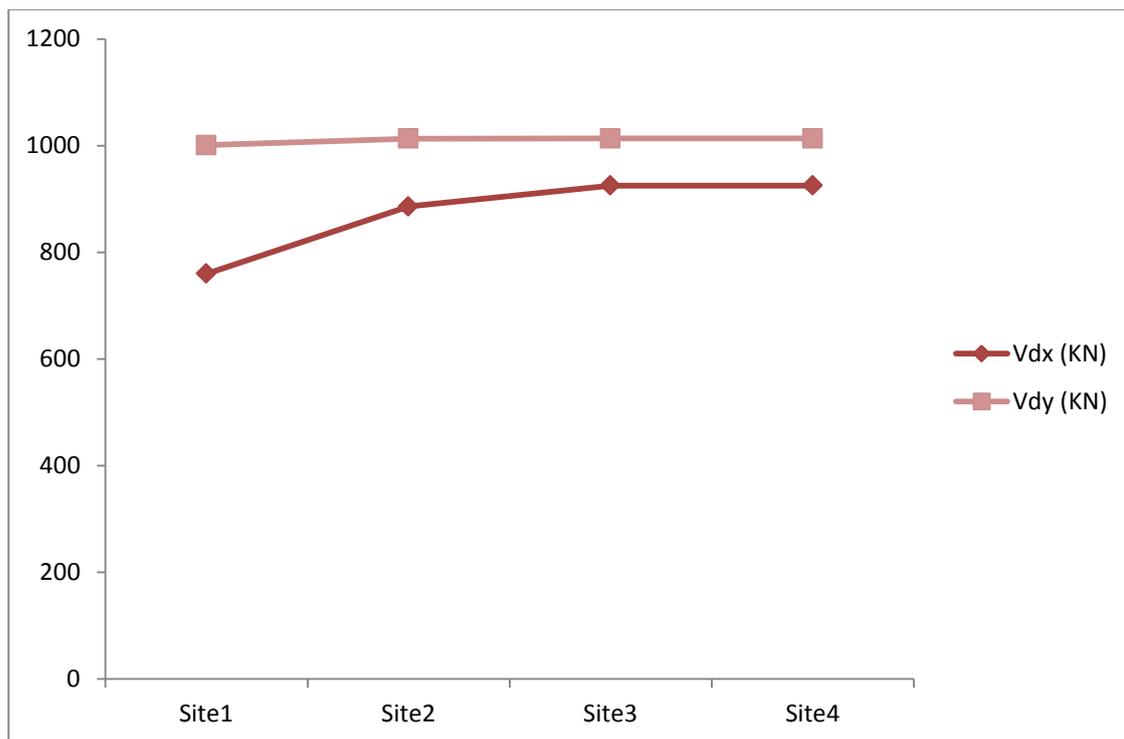
**Remarque:**

D'après les résultats obtenus ( $\theta < 0,10$ ) dans les deux sens. Les effets du deuxième ordre peuvent être négligés pour notre cas. Après ces résultats obtenus dans notre étude dynamique et sismique on peut dire que la structure peut résister aux chocs extérieurs tels que le séisme. Pour cela, nous allons continuer les calculs avec les efforts développés et qui sont déduits du logiciel de modélisation ETABS V 9.6.0.

**Figure V.8. Force dynamique (inter-étage) pour les différents sites selon x.**



**Figure V.9. Force dynamique (inter-étage) pour les différents sites selon y.**



**Figure V.10. Force dynamique (max) pour les différents sites selon x et y.**

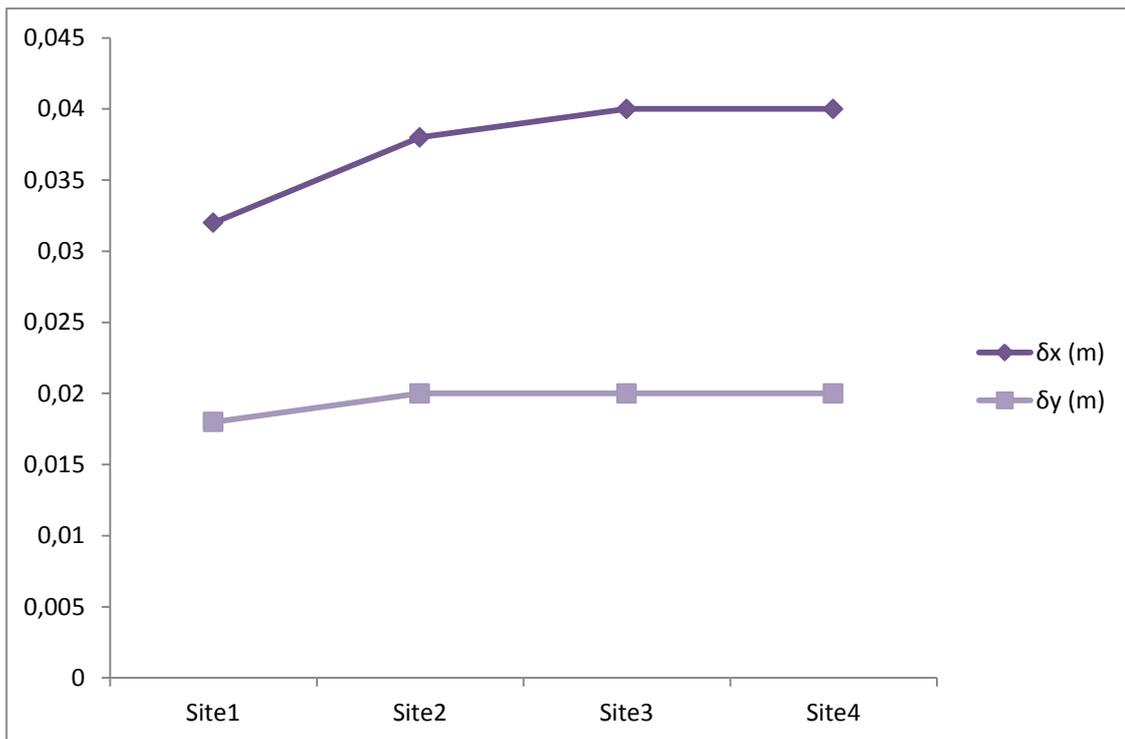


Figure V.11. Déplacement (max) pour les différents sites selon x et y.

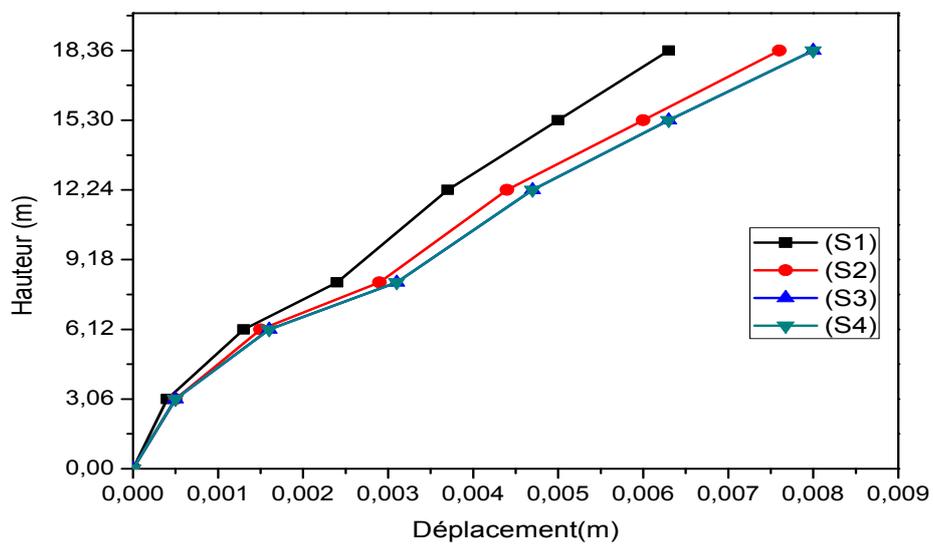
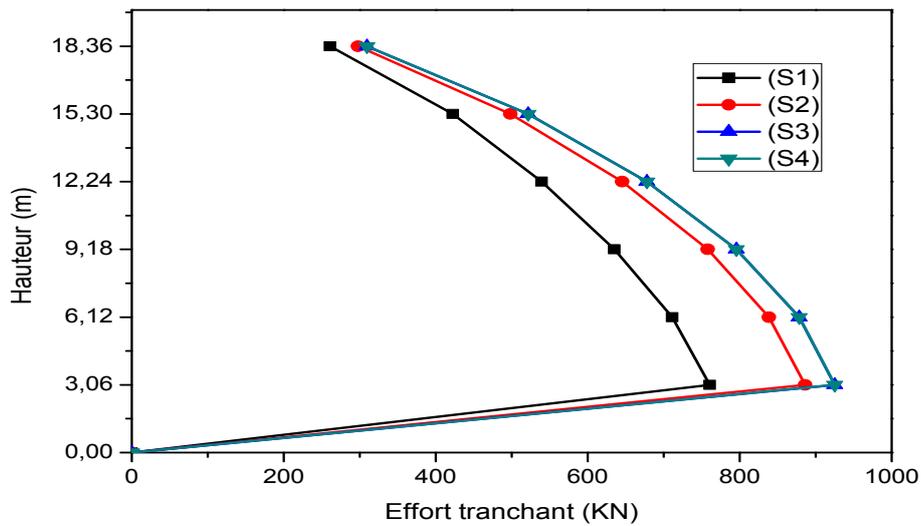


Figure V.12. Déplacements horizontaux pour les différents sites.



**Figure V.13. Effort tranchant pour les différents sites.**

➤ **Commentaires et interprétations :**

- la période fondamentale de la structure est constante quelque soit la catégorie de site d'implantation de celle-ci (Tableau V.5).

-La Force dynamique inter-étage (sens x et sens y) dans le même site diminuent avec l'augmentation de la hauteur (Figure V.8, Figure V.9).

-La Force dynamique inter-étage (sens x et sens y) augmente avec le changement du type de site « sol » (Figure V.8, Figure V.9).

-La Force dynamique (max) dans le sens x et pour le site (S1) est (260,94), avec le changement du site, le déplacement (max) atteint une valeur plus grande (309,40) dans les sites 3et 4(Figure V.10).

-La Force dynamique (max) dans le sens y et pour le site (S1) est (1000,79), avec le changement du site, le déplacement (max) atteint une valeur plus grande (1013,44) dans les sites 3et 4(Figure V.10).

- le déplacement (max) dans le sens x et pour le site (S1) est (0,0063), avec le changement du site, le déplacement (max) atteint une valeur plus grande (0,008) dans les sites 3et 4(Figure V.11).

- le déplacement (max) dans le sens y et pour le site (S1) est (0,0037), avec le changement du site, le déplacement (max) atteint une valeur plus grande (0,0038) dans les sites 3et 4(Figure V.11).

- le déplacement relatif de la structure augmente pour les sites 1,2 et 3 à partir du site 3 l'effet de site est nul (Figure V.11).

- le déplacement de la structure augmente en fonction de la hauteur dans les quatre sites (Figure V.12).

- l'effort tranchant à la base de la structure ne subissent aucun changement dans les différents sites ( $S_1, S_2, S_3, S_4$ ).

#### **V.10. Conclusion**

Le déplacement à la base est nul ; La réponse du bâtiment à la base fixe montre une bonne atténuation dynamique. Les efforts tranchants de la structure diminuent en fonction de la hauteur dans les quatre sites.

Pour notre cas la période fondamentale de vibration, le déplacement relatif et l'effort tranchant à la base de la structure ne subissent aucun changement, ce qui indique que l'effet de site est nul pour les site 1,2,3 et 4.

### VI.1.Introduction

La structure est un ensemble tridimensionnel des poteaux, poutres et voiles, liés rigidement et capables de reprendre la totalité des forces verticales et horizontales (ossature auto stable).

Pour pouvoir ferrailer les éléments de la structure, on a utilisé l'outil informatique à travers le logiciel d'analyse des structures (ETABS V9.6.0), qui permet la détermination des différents efforts internes de chaque section des éléments pour les différentes combinaisons de calcul.

### VI.2.Étude charges verticales et horizontales

L'étude charges verticales et horizontales nous permet de déterminer tous les efforts qui sollicitent les éléments (poteaux et poutres, voiles) dans les différents nœuds et travées.

Pour Déterminer les sollicitations on a utilisé le programme ETABS V9.6.0ce qui nous a permet de Calculer les portiques.

### VI.3.Les combinaisons de calcul

Les combinaisons des actions sismiques et les actions dues aux charges verticales sont données ci-dessous, les éléments de la structure doivent être dimensionnés par les combinaisons des charges sur la base des règlements [BAEL 91 et R.P.A 99 (version 2003)].

#### VI.3.1.Poutres

- Sollicitation du 1<sup>er</sup> genre (BAEL 91)

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

- Sollicitation du 2<sup>ème</sup> genre [RPA 99 (version 2003)]

$$\begin{cases} 0,8G \pm E \\ G + Q \pm E \end{cases}$$

#### VI.3.2.Poteaux

- Sollicitation du 1<sup>er</sup> genre (BAEL 91)

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

- Sollicitation du 2<sup>ème</sup> genre [RPA 99 (version 2003)]

$$\begin{cases} 0,8G \pm E \\ G + Q \pm 1,2E \end{cases}$$

Avec : G : Charge permanente ;

Q : Charge d'exploitation ;

E : Effort sismique.

## VI.4. Ferrailage des poutres

### VI.4.1. Méthode de calcul

En cas général, les poutres sont sollicitées par un moment de flexion et un effort normal et un effort tranchant. Par conséquent le calcul doit se faire en flexion composée, mais l'effort normal dans les poutres est très faible donc on fait le calcul en flexion simple.

Les sections des armatures seront déterminées sous les sollicitations du 1<sup>er</sup> et du 2<sup>eme</sup> genre.

- Sollicitation du 1<sup>er</sup> genre  $S_{p1}=1,35G+1,5Q \Rightarrow$  Moment correspondant  $M_{sp1}$ .

- Sollicitation du 2<sup>eme</sup> genre  $\begin{cases} S_{p2} = 0,8G \pm E. \\ S_{p2} = G + Q \pm E. \end{cases} \Rightarrow$  Moment correspondant  $M_{sp2}$ .

✓ Si  $M_{sp2}/M_{sp1} < 1,15$  on détermine les armatures sous  $S_{p1}$  ;

✓ Si  $M_{sp2}/M_{sp1} > 1,15$  on détermine les armatures sous  $S_{p2}$ .

Dans le calcul relatif au « ELU » on introduit des coefficients de sécurités ( $\gamma_s, \gamma_b$ )

Pour situation accidentelle :

$$\gamma_s=1 \Rightarrow \sigma_s=400 \text{ MPa.}$$

$$\gamma_b=1,15 \Rightarrow \sigma_b=18,48 \text{ MPa.}$$

Pour les autres cas :

$$\gamma_s=1,15 \Rightarrow \sigma_s=348 \text{ MPa.}$$

$$\gamma_b=1,5 \Rightarrow \sigma_b=14,17 \text{ MPa.}$$

### VI.4.2. Les armatures minimales

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

✓ Section d'armature minimale :  $A_{\min} = 0,5\%b.h_t$  ;

✓ Section d'armature maximale :  $A_{\max 1} = 4\%b.h_t$  (Zone courante) ;

$$A_{\max 2} = 6\%b.h_t \text{ (Zone de recouvrement).}$$

**VI.4.3. Poutre principale (30x35) cm<sup>2</sup>**

Calculons d'abord les sections min et max des aciers qui devraient conditionner la section à adopter, on à :

$$A_{\min} = 0,5\%b.h_t = \frac{0,5 \times 30 \times 35}{100} = 5,25 \text{ cm}^2$$

$$A_{\max 1} = 4\%b.h_t = \frac{4 \times 30 \times 35}{100} = 42 \text{ cm}^2$$

$$A_{\max 2} = 6\%b.h_t = \frac{6 \times 30 \times 35}{100} = 63 \text{ cm}^2$$

On présente un seul exemple de calcul pour un seul niveau et les résultats des autres niveaux seront donnés dans un tableau.

**VI.4.3.1.Exemple de calcul :(RDC)****✓ En travée**

$$(S_{p1}) \Rightarrow M_{tsp1} = 42,71 \text{ KN. m.}$$

$$(S_{p2}) \Rightarrow M_{tsp2} = 43,63 \text{ KN. m.}$$

$$\frac{M_{tsp2}}{M_{tsp1}} = 1,02 < 1,15 \quad \text{donc le calcul se fait sous } (S_{p1})$$

Données :

- Largeur de la poutre  $b=30\text{cm}$  ;
- Hauteur de la section  $h_t=35 \text{ cm}$  ;
- Hauteur utile des aciers tendus  $d=0,9 \times h_t=31,5 \text{ cm}$  ;
- Contrainte des aciers utilisés  $f_e=400 \text{ MPa}$  ;
- Contrainte du béton à 28 jours  $f_{c28}=25 \text{ MPa}$  ;
- Contrainte limite de traction du béton  $f_{t28}=2,1\text{MPa}$  ;
- Fissuration peu préjudiciable.

**Tableau VI.1: Exemple de ferrailage des poutres en travée.**

<b>Moment ultime <math>M_u</math></b>	$M_u$	42,71 KN.m	$\mu=0,101 < \mu_l=0,392$ pas d'acier comprimé $A'=0$
<b>Moment réduit</b>	$\mu=M_u/(b \times d^2 \times f_{bc})$	0,101	
<b>État limite de compression du béton</b>	$\mu_l=0,392$		
<b>Coefficient <math>\beta</math></b>	$\beta=0,947$		
<b>Section d'aciers <math>A_s</math></b>	$M_u / (\sigma_s \times \beta \times d)$	4,11 cm <sup>2</sup>	

✓ **Sur appuis**

$$(S_{p1}) \Rightarrow M_{tsp1} = 58,86 \text{ KN. m.}$$

$$(S_{p2}) \Rightarrow M_{tsp2} = 60,32 \text{ KN. m.}$$

$$\frac{M_{tsp2}}{M_{tsp1}} = 1,02 < 1,15 \quad \text{donc le calcul se fait sous } (S_{p1})$$

Données :

- Largeur de la poutre  $b=30\text{cm}$  ;
- Hauteur de la section  $h_t=35\text{ cm}$  ;
- Hauteur utile des aciers tendus  $d=0,9 \times h_t=31,5\text{ cm}$  ;
- Contrainte des aciers utilisés  $f_e=400\text{ MPa}$  ;
- Contrainte du béton à 28 jours  $f_{c28}=25\text{ MPa}$  ;
- Contrainte limite de traction du béton  $f_{t28}=2,1\text{MPa}$  ;
- Fissuration peu préjudiciable.

**Tableau VI.2 : Exemple de ferrailage des poutres sur appuis.**

<b>Moment ultime <math>M_u</math></b>	$M_u$	58,86 KN.m	$\mu=0,139 < \mu_l=0,392$ pas d'acier comprimé $A'=0$
<b>Moment réduit</b>	$\mu=M_u / (b \times d^2 \times f_{bc})$	0,139	
<b>État limite de compression du béton</b>	$\mu_l=0,392$		
<b>Coefficient <math>\beta</math></b>	$\beta=0,925$		
<b>Section d'aciers <math>A_s</math></b>	$M_u / (\sigma_s \times \beta \times d)$	5,8 cm <sup>2</sup>	

### VI.4.3.2. Tableaux récapitulatif du ferrailage des différents niveaux

**Tableau VI.3: Ferrailage des différents niveaux (poutres principales de rives et intermédiaires).**

Types de sol	Niveau	Section	Moments (KN.m)		A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adopté</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )
			M <sub>sp1</sub>	M <sub>sp2</sub>				
S <sub>1</sub>	RDC	Travée	42,71	31,63	4,11	5,25	3T <sub>12</sub> +2T <sub>12</sub>	5,65
		Appuis	58,86	49,20	5,8		3T <sub>12</sub> +3T <sub>12</sub>	6,79
	1 <sup>er</sup> -3 <sup>ème</sup>	Travée	47	34,84	4,55	5,25	3T <sub>12</sub> +2T <sub>12</sub>	5,65
		Appuis	78,60	68,62	8		3T <sub>14</sub> +3T <sub>12</sub>	8,01
	4 <sup>er</sup> -5 <sup>ème</sup>	Travée	52,32	38,61	5,11	5,25	3T <sub>12</sub> +2T <sub>12</sub>	5,65
		Appuis	85,03	71,18	8,74		3T <sub>14</sub> +3T <sub>14</sub>	9,24
S <sub>2</sub>	RDC	Travée	42,71	31,63	4,11	5,25	3T <sub>12</sub> +2T <sub>12</sub>	5,65
		Appuis	58,86	49,99	5,8		3T <sub>12</sub> +3T <sub>12</sub>	6,79
	1 <sup>er</sup> -3 <sup>ème</sup>	Travée	47	34,84	4,55	5,25	3T <sub>12</sub> +2T <sub>12</sub>	5,65
		Appuis	78,60	70,49	8		3T <sub>14</sub> +3T <sub>12</sub>	8,01
	4 <sup>er</sup> -5 <sup>ème</sup>	Travée	52,32	38,61	5,11	5,25	3T <sub>12</sub> +2T <sub>12</sub>	5,65
		Appuis	85,03	72,80	8,74		3T <sub>14</sub> +3T <sub>14</sub>	9,24
S <sub>3</sub> -S <sub>4</sub>	RDC	Travée	42,71	31,63	4,11	5,25	3T <sub>12</sub> +2T <sub>12</sub>	5,65
		Appuis	58,86	50,25	5,8		3T <sub>12</sub> +3T <sub>12</sub>	6,79
	1 <sup>er</sup> -3 <sup>ème</sup>	Travée	47	34,84	4,55	5,25	3T <sub>12</sub> +2T <sub>12</sub>	5,65
		Appuis	78,60	71,06	8		3T <sub>14</sub> +3T <sub>12</sub>	8,01
	4 <sup>er</sup> -5 <sup>ème</sup>	Travée	52,32	38,61	5,11	5,25	3T <sub>12</sub> +2T <sub>12</sub>	5,65
		Appuis	85,03	73,30	8,74		3T <sub>14</sub> +3T <sub>14</sub>	9,24

Les résultats obtenus par le tableau cité ci-dessus montrent que les sollicitations en 2<sup>ème</sup> genre augmentent avec le changement du site, après vérification et calcul le rapport ( $M_{t_{sp2}}/M_{t_{sp1}}$ ) est toujours inférieur à 1,15 donc le calcul se fait pour les quatre sites sous (S<sub>p1</sub>) c'est-à-dire dans le 1<sup>er</sup> genre, et on adopte le même ferrailage des poutres principales.

### VI.4.4. Poutre secondaire (30x30) cm<sup>2</sup>

#### VI.4.4.1. Armatures minimales

Calculons d'abord les sections min et max des aciers qui devraient conditionner la section à adopter on à :

$$A_{\min} = 0,5\%b.h_t = \frac{0,5 \times 30 \times 30}{100} = 4,5\text{cm}^2$$

$$A_{\max 1} = 4\%b.h_t = \frac{4 \times 30 \times 30}{100} = 36\text{cm}^2$$

$$A_{\max 2} = 6\%b.h_t = \frac{6 \times 30 \times 30}{100} = 54\text{cm}^2$$

#### VI.4.4.2. Tableaux récapitulatif du ferrailage des différents niveaux

**Tableau VI.4: Ferrailage des différents niveaux (poutres secondaires de rives et intermédiaires).**

Types de sol	Niveau	Section	Moments (KN.m)		A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adopté</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )
			M <sub>sp1</sub>	M <sub>sp2</sub>				
S <sub>1</sub>	RDC	Travée	7,87	11,82	1,11	4,5	3T12+2T10	4,96
		Appuis	11,06	13,58	1,28		3T12+2T10	4,96
	1 <sup>er</sup> -3 <sup>ème</sup>	Travée	21,24	31	2,99	4,5	3T12+2T10	4,96
		Appuis	24,93	36,91	3,59		3T12+2T10	4,96
	4 <sup>er</sup> -5 <sup>ème</sup>	Travée	20,96	26,71	2,56	4,5	3T12+2T10	4,96
		Appuis	23,88	33,44	3,24		3T12+2T10	4,96
S <sub>2</sub>	RDC	Travée	7,87	12,86	1,21	4,5	3T12+2T10	4,96
		Appuis	11,06	15,37	1,45		3T12+2T10	4,96
	1 <sup>er</sup> -3 <sup>ème</sup>	Travée	21,24	33,95	3,29	4,5	3T12+2T10	4,96
		Appuis	24,93	40,47	3,96		3T12+2T10	4,96
	4 <sup>er</sup> -5 <sup>ème</sup>	Travée	20,96	28,89	2,78	4,5	3T12+2T10	4,96
		Appuis	23,88	36,47	3,55		3T12+2T10	4,96
S <sub>3</sub> -S <sub>4</sub>	RDC	Travée	7,87	13,20	1,24	4,5	3T12+2T10	4,96
		Appuis	11,06	15,92	1,50		3T12+2T10	4,96
	1 <sup>er</sup> -3 <sup>ème</sup>	Travée	21,24	34,86	3,38	4,5	3T12+2T10	4,96
		Appuis	24,93	41,57	4,08		3T12+2T10	4,96
	4 <sup>er</sup> -5 <sup>ème</sup>	Travée	20,96	29,56	2,85	4,5	3T12+2T10	4,96
		Appuis	23,88	37,40	3,64		3T12+2T10	4,96

Les résultats obtenus par le tableau cité ci-dessus montrent que les sollicitations en 2<sup>ème</sup> genre augmentent avec le changement du site, après vérification et calcul le rapport ( $M_{t_{sp2}}/M_{t_{sp1}}$ ) est toujours supérieur à 1,15 donc le calcul se fait pour les quatre sites sous ( $S_{p2}$ ) c'est-à-dire dans le 2<sup>ème</sup> genre, et on adopte le même ferrailage des poutres principales.

#### VI.4.5. Calcul les armatures transversales

##### VI.4.5.1. Diamètre des armatures transversales

$$\Phi_t \leq \min (h/35 ; b/10 ; \Phi_l) ;$$

$$\Phi_t \leq \min (10 ; 30 ; 14) ;$$

$$\Phi_t = 8 \text{ mm.}$$

On adopte :  $\Phi_t = 8 \text{ mm.}$

##### VI.4.5.2. Calcul de L'espace

Selon le RPA 99 version 2003

$$\begin{cases} S_t \leq \min (0,9d ; 40 \text{ cm}) \\ S_t \leq \min (28,35 ; 40 \text{ cm}) \end{cases} \leq 30 \text{ cm.}$$

✓ Zone nodale:

$$\begin{cases} S_t \leq \min (12\Phi_l ; \frac{h}{4}) \\ S_t \leq \min (16,8 ; 8,75) \end{cases} \Rightarrow S_t = 8 \text{ cm.}$$

✓ Zone courante:

$$S_t \leq h/2 = 17,5 \text{ cm}$$

#### VI.4.6. Ancrage des armatures tendues

$$\tau_t = 0,6 \psi s^2 f_{t28} = 0,6(1,5)^2 2,1 = 2,84 \text{ MPa.}$$

La longueur de scellement droit  $l_s = \Phi \cdot f_e / 4 \cdot \tau_s$

Avec:  $\Phi$  : diamètre d'une barre.

$$l_s = 1,4 \times 400 / (4 \times 2,84) = 49,30 \text{ cm}$$

Cette longueur dépasse la largeur d'appuis « selon les dimensions des poteaux », donc il faut courber les barres avec un rayon :  $r = 5,5 \Phi_l = 5,5 \times 1,4 = 7,7 \text{ cm.}$

#### VI.4.7. Calcul des crochets

Crochets courants angle de 90°

$$L_2 = d - (c + \phi/2 + r) ; \quad \text{Profondeur utile } d = 31,5\text{cm.}$$

$$L_1 \geq \frac{L_s - 2,19r - L_2}{1,87}$$

$$\phi_L = 1,2\text{cm} \quad ; \quad L_2 = 19,7\text{cm} \quad ; \quad L_1 = 6,81 \text{ cm}$$

$$\phi_L = 1,4\text{cm} \quad ; \quad L_2 = 19,6\text{cm} \quad ; \quad L_1 = 6,86 \text{ cm}$$

**VI.4.8. La longueur de recouvrement**

D'après le R.P.A 99 (version 2003), la longueur minimale de recouvrement est de  $40 \Phi$  en zone IIa.

$$\Phi = 1,4 \text{ cm} \rightarrow l = 56\text{cm}$$

$$\Phi = 1,2\text{cm} \rightarrow l = 48\text{cm}$$

**VI.4.9. Les vérifications**

**VI.4.9.1. Vérifications des contraintes(ELS)**

**a) Poutre principale (30x35) cm<sup>2</sup>**

Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 30 \times 31,5 \times \frac{2,1}{400} = 1,14\text{cm}^2$$

$A_{\text{adopté}} > A_{\min}$  .....Condition vérifiée.

- En travée

Il faut vérifier que :

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_{\text{ser}}}$$

Le moment maximum en travée  $M_{\text{tmax}} = 38,43 \text{ KN. m}$

$$M_u = 52,32 \text{ KN. m}$$

$$\alpha = 0,17 \text{ et } \gamma = \frac{52,32}{38,43} = 1,36$$

$$\alpha \leq \frac{1,36 - 1}{2} + \frac{25}{100} \dots\dots\dots\text{Condition vérifiée.}$$

- Sur appuis

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$$

Le moment maximum sur appuis  $M_{a \max} = 62,39 \text{ KN.m}$

$$M_u = 85,03 \text{ KN.m}$$

$$\alpha = 0,28 \text{ et } \gamma = \frac{85,03}{62,39} = 1,36$$

$$\alpha \leq \frac{1,36 - 1}{2} + \frac{25}{100} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

**b) Poutres secondaire (30x30) cm<sup>2</sup>**

Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 30 \times 27 \times \frac{2,1}{400} = 0,98 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{adopté}} > A_{\min} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

- En travée

Il faut vérifier que :

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$$

Le moment maximum en travée  $M_{t \max} = 15,53 \text{ KN.m}$

$$M_u = 30,99 \text{ KN.m}$$

$$\alpha = 0,10 \text{ et } \gamma = \frac{30,99}{15,53} = 1,99$$

$$\alpha \leq \frac{1,99 - 1}{2} + \frac{25}{100} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

- Sur appuis

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$$

Le moment maximum sur appuis  $M_{a \max} = 18,26 \text{ KN.m}$

$$M_u = 36,91 \text{ KN.m}$$

$$\alpha = 0,12 \text{ et } \gamma = \frac{36,91}{18,26} = 2,02$$

$$\alpha \leq \frac{2,02 - 1}{2} + \frac{25}{100} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

**VI.4.9.2. Vérification de l'effort tranchant**

**a) Vérification de l'effort tranchant : (poutre principale)**

L'effort tranchant maximal  $T_{max} = 107,31 \text{ KN}$ .

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d} = \frac{107,31 \cdot 10^{-3}}{0,30 \times 0,32} = 1,12 \text{ MPa}$$

Fissuration peu préjudiciable:  $\bar{\tau}_u = \min (0,13 f_{c28} ; 5\text{Mpa}) = 3,25\text{Mpa}$ .

$\tau_u = 1,12 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3,25\text{MPa}$ .....Condition vérifiée.

Pas de risque du cisaillement.

**b) Vérification de l'effort tranchant : (poutre secondaire)**

L'effort tranchant maximal  $T_{max} = 39,29 \text{ KN}$ .

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d} = \frac{39,29 \times 10^{-3}}{0,30 \times 0,27} = 0,49\text{MPa}$$

Fissuration peu préjudiciable:  $\bar{\tau}_u = \min (0,13 f_{c28} ; 5\text{Mpa}) = 3,25\text{Mpa}$ .

$\tau_u = 0,49 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25\text{MPa}$ .....Condition vérifiée.

Pas de risque du cisaillement.

**VI.4.9.3. Vérification de la flèche**

La vérification de la flèche est nécessaire si l'une des conditions suivantes n'est pas vérifiée BAEL91 (Art B.6.5).

$$\begin{cases} h/L \geq 1/16 \\ h/L \geq M_t/10M_o \\ As/(b \times d) \leq 4,2/fe \end{cases}$$

**a) Poutres principales**

$$M_{max} = 38,43\text{KN.m}; M_0 = \frac{(G \times Q)l^2}{8} = 62,39\text{KN.m}$$

- (à l'ELS)

$As=9,24\text{cm}$

$h/L \geq 1/16$  .....  $0,084 \geq 0,063$  .....Condition vérifiée.

$h/L \geq M_t/10M_o$  .....  $0,084 \geq 0,061$  .....Condition vérifiée.

$As/(b \times d) \leq 4,2/fe \dots\dots\dots 0,009 \leq 0,0105 \dots\dots\dots$ Condition vérifiée.

**b)Poutres secondaires**

$M_{max} = 15,53KN.m ; M_0 = \frac{(G \times Q)l^2}{8} = 18,26KN.m$

- (à l'ELS)

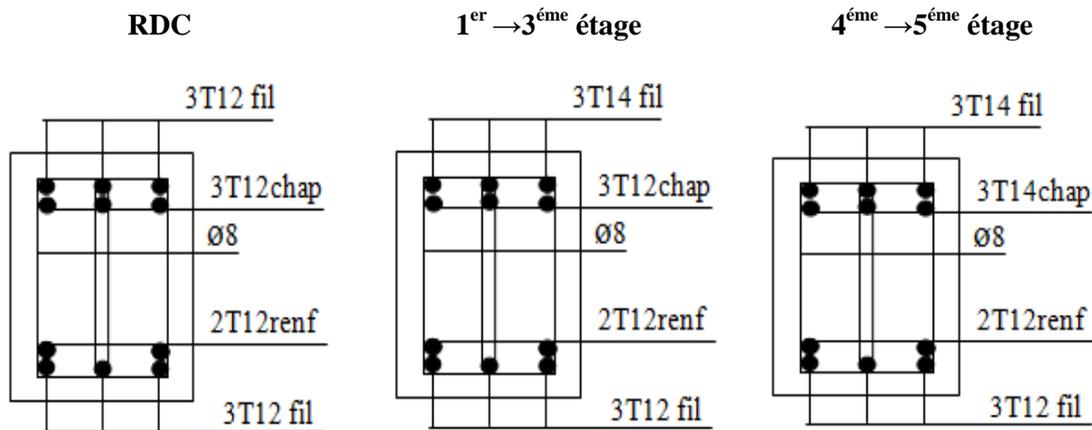
$As=4,96$

$h/L \geq 1/16 \dots\dots\dots 0,096 \geq 0,063 \dots\dots\dots$ Condition vérifiée.

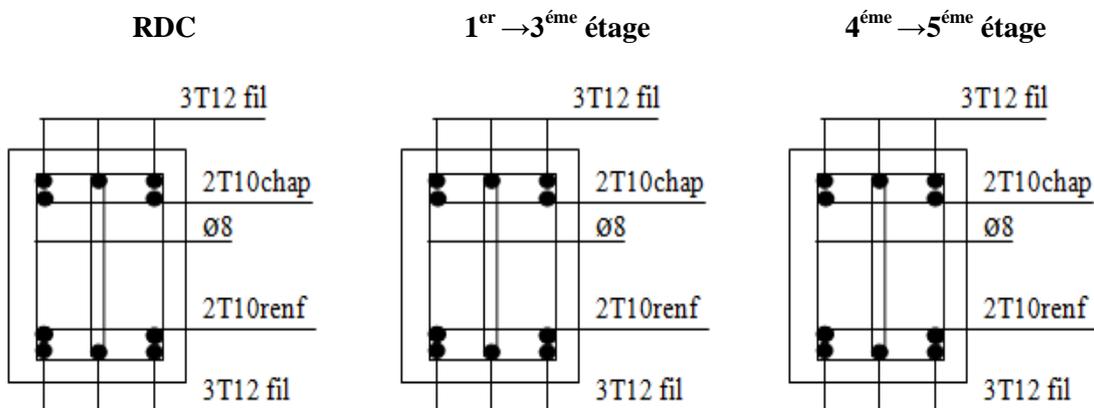
$h/L \geq M_t/10M_0 \dots\dots\dots 0,096 \geq 0,085 \dots\dots\dots$ Condition vérifiée.

$As/(b \times d) \leq 4,2/fe \dots\dots\dots 0,006 \leq 0,0105 \dots\dots\dots$ Condition vérifiée.

**Poutres principales (30×35) cm<sup>2</sup>**



**Poutres secondaires (30×30) cm<sup>2</sup>**



**Figure VI.1: Ferrailage des sections des poutres principales et secondaires.**

## VI.5. Ferrailage des poteaux

### VI.5.1. Méthode de calcul

En général, les poteaux sont des éléments verticaux soumis à des efforts normaux et des moments fléchissant à la tête et à la base dans les deux sens. Leur ferrailage se fait à la flexion composée avec une fissuration peu nuisible ; il est déterminé selon les combinaisons suivantes :

La section des armatures doit être égale au maximum des sections données par les 6 combinaisons suivante :

$$\begin{aligned}
 \checkmark \text{ 1}^{\text{er}} \text{ Genre : } 1,35G+1,5Q & \begin{cases} N_{\max} ; M_{\text{coresp}} \rightarrow A_1 \\ N_{\min} ; M_{\text{coresp}} \rightarrow A_2 \\ M_{\max} ; N_{\text{coresp}} \rightarrow A_3 \end{cases} \\
 \checkmark \text{ 2}^{\text{eme}} \text{ Genre : } G+Q \pm E ; 0,8G \pm E & \begin{cases} N_{\max} ; M_{\text{coresp}} \rightarrow A_4 \\ N_{\min} ; M_{\text{coresp}} \rightarrow A_5 \\ M_{\max} ; N_{\text{coresp}} \rightarrow A_6 \end{cases}
 \end{aligned}$$

Dans le calcul relatif aux « ELU », on introduit des coefficients de sécurité ( $\gamma_s, \gamma_b$ )

$$\checkmark \text{ Pour situation accidentelle : } \begin{cases} \gamma_s = 1 \Rightarrow \sigma_s = 400 \text{ Mpa.} \\ \gamma_b = 1,15 \Rightarrow \sigma_b = 18,48 \text{ Mpa.} \end{cases}$$

$$\checkmark \text{ Pour les autres cas : } \begin{cases} \gamma_s = 1,15 \Rightarrow \sigma_s = 348 \text{ Mpa.} \\ \gamma_b = 1,5 \Rightarrow \sigma_b = 14,17 \text{ Mpa.} \end{cases}$$

### VI.5.2. Ferrailage exigé par R.P.A 99(version 2003)

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sans crochet.
- Le pourcentage minimal des aciers sur toute la longueur sera de 0,8% (zone IIa).
- Le pourcentage maximal des aciers sur toute la longueur sera de 4 % en zone courante, 6 % en zone de recouvrement.
- Le diamètre minimum est de 12mm
- La longueur minimale de recouvrement est de  $40 \varnothing$  (zone IIa)
- La distance dans les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25 cm en (zone IIa).

- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible à l'extérieur des zones nodales.

On fait un seul exemple de calcul pour un seul niveau et les résultats des calculs des autres seront mis dans un tableau

La zone nodale est définie par  $l'$  et  $h'$ .

$$l' = 2h$$

$$h' = \max\left(\frac{h}{6}; b_1; h_1; 60\text{cm}\right)$$

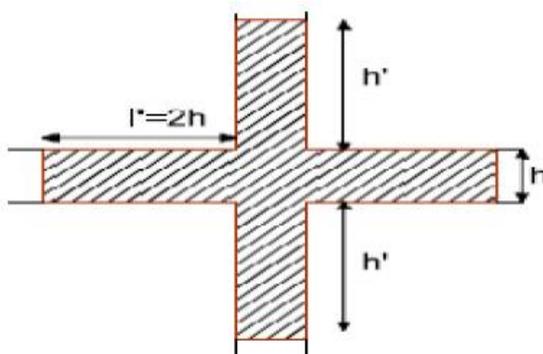


Figure VI.2 : Zone nodale.

Tableau VI.5: Les sections minimales et maximales imposées par le R.P.A 99(version 2003).

Famille des poteaux	$A_{\min}=0,8 \%b.h_t$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{\max1}=4\%b.h_t$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{\max2}=6\%b.h_t$ (cm <sup>2</sup> )
(40×40) cm <sup>2</sup>	12,8	64	96
(35×35) cm <sup>2</sup>	9,8	49	73,5
(30×30) cm <sup>2</sup>	7,2	36	54

### VI.5.3. Sollicitations de calcul

Les sollicitations de calcul selon les combinaisons les plus défavorables sont extraites directement du logiciel ETABS 9.6.0, les résultats sont résumés dans les tableaux VI.6 et VI.7

Tableau VI.6: Les sollicitations défavorables du 1<sup>er</sup> genre.

Combinisons		Famille	(40×40) cm <sup>2</sup>	(35×35) cm <sup>2</sup>	(30×30) cm <sup>2</sup>
(a)		N <sub>max</sub> (KN)	272,68	17,62	28,32
		M <sub>corr</sub> (KN.m)	2,26	2,31	3,20
(b)		N <sub>min</sub> (KN)	1280,49	837,05	1053,40
		M <sub>corr</sub> (KN.m)	3,17	8,04	7,25
(c)		M <sub>max</sub> (KN.m)	17,47	29,41	31,23
		N <sub>corr</sub> (KN.m)	986,70	438,61	191,61

Tableau VI.7: Les sollicitations défavorables du 2<sup>eme</sup> genre.

Types de sol	Combinisons		Famille	(40×40) cm <sup>2</sup>	(35×35) cm <sup>2</sup>	(30×30) cm <sup>2</sup>
S <sub>1</sub>	(a)		N <sub>max</sub> (KN)	529,41	276,84	62,10
			M <sub>corr</sub> (KN.m)	13,03	4,65	3,58
	(b)		N <sub>min</sub> (KN)	1622,68	795,98	319,74
			M <sub>corr</sub> (KN.m)	29,45	13,90	10,95
	(c)		M <sub>max</sub> (KN.m)	29,50	30,52	31,53
			N <sub>corr</sub> (KN)	1610,23	265,21	139,61
S <sub>2</sub>	(a)		N <sub>max</sub> (KN)	532,74	290,08	68,39
			M <sub>corr</sub> (KN.m)	13,70	6,13	1,23
	(b)		N <sub>min</sub> (KN)	1750,11	800,79	322
			M <sub>corr</sub> (KN.m)	29,49	16,03	12,93
	(c)		M <sub>max</sub> (KN.m)	29,55	30,53	31,54
			N <sub>corr</sub> (KN)	1737,48	139,57	264,4
S <sub>3</sub> - S <sub>4</sub>	(a)		N <sub>max</sub> (KN)	533,89	309,55	70,33
			M <sub>corr</sub> (KN.m)	13,92	6,18	4,78
	(b)		N <sub>min</sub> (KN)	1790,10	802,07	322,69
			M <sub>corr</sub> (KN.m)	29,51	16,66	13,54
	(c)		M <sub>max</sub> (KN.m)	29,56	30,53	31,55
			N <sub>corr</sub> (KN)	1777,42	139,56	264,12

**VI.5.4.Exemple de calcul**

Poteau (RDC) de Section (40×40) cm<sup>2</sup>.

**VI.5.4.1. Calcul les armatures longitudinale**

Données :

- Largeur du poteau  $b = 40$  cm ;
- hauteur de la section  $h_t = 40$  cm ;
- Enrobage  $c = 2,5$  cm ;
- Hauteur utile des aciers tendus  $d = h_t - c = 37,5$  cm ;
- Contrainte des aciers utilisés  $f_c = 400$  Mpa ;
- Contrainte du béton à 28 jours  $f_{c28} = 25$  Mpa ;
- Contrainte limite de traction du béton  $f_{t28} = 2,1$  Mpa ;
- Fissuration peu préjudiciable.

**a) Combinaison du 1<sup>ère</sup> genre**

1<sup>er</sup> cas :

$$N_{\max} = 272,68 \text{ KN}; \quad M_{\text{corresp}} = 2,26 \text{ KN.m}$$

➤ Détermination le centre de pression :

$$e = \frac{M}{N} = \frac{2,26}{272,68} = 0,008 \text{ m.}$$

$$M_u = N_u \left( d - \frac{h_t}{2} + e \right) = 272,68 \times \left( 0,38 - \frac{0,40}{2} + 0,008 \right) = 46,90 \text{ KN.m.}$$

➤ Vérification si la section est surabondante :

$$\begin{cases} N_u \leq 0,81 \times f_{bc} \times b \times h \\ M_u \leq N_u \times d \left( 1 - 0,514 \frac{N_u}{b \cdot d \cdot f_{bc}} \right) \end{cases}$$

$$N_u = 272,68 \text{ KN} \leq 1836,43 \text{ KN. m} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$M_u = 46,90 \text{ KN. m} \leq 96,88 \text{ KN. m} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires ( $A_1 = A'_1 = 0$ ).

2<sup>ème</sup> cas :

$$N_{\max} = 1280,49 \text{ KN}; \quad M_{\text{corresp}} = 3,17 \text{ KN.m}$$

➤ Détermination le centre de pression :

$$e = \frac{M}{N} = \frac{3,17}{1280,49} = 0,002m.$$

$$M_u = N_u \left( d - \frac{h_t}{2} + e \right) = 1280,49 \times \left( 0,38 - \frac{0,40}{2} + 0,002 \right) = 227,93 \text{ KN.m.}$$

➤ Vérification si la section est surabondante :

$$\begin{cases} N_U \leq 0,81 \times f_{bc} \times b \times h \\ M_U \leq N_U \times d \left( 1 - 0,514 \frac{N_U}{b.d.f_{bc}} \right) \end{cases}$$

$$N_U = 1280,49 \text{ KN} \leq 1836,43 \text{ KN.m} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$M_U = 227,93 \text{ KN.m} \leq 337,89 \text{ KN.m} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires ( $A_2=A'_2=0$ ).

3<sup>ème</sup> cas :

$$N_{\text{corresp}} = 986,70 \text{ KN}; \quad M_{\text{max}} = 17,47 \text{ KN.m}$$

➤ Détermination le centre de pression :

$$e = \frac{M}{N} = \frac{17,47}{986,70} = 0,018m.$$

$$M_u = N_u \left( d - \frac{h_t}{2} + e \right) = 986,7 \times \left( 0,38 - \frac{0,40}{2} + 0,018 \right) = 159,85 \text{ KN.m.}$$

➤ Vérification si la section est surabondante :

$$\begin{cases} N_U \leq 0,81 \times f_{bc} \times b \times h \\ M_U \leq N_U \times d \left( 1 - 0,514 \frac{N_U}{b.d.f_{bc}} \right) \end{cases}$$

$$N_U = 986,7 \text{ KN} \leq 1836,43 \text{ KN.m} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$M_U = 159,85 \text{ KN.m} \leq 286,66 \text{ KN.m} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires ( $A_3=A'_3=0$ ).

### b) Combinaisons du 2eme genre

1<sup>er</sup> cas :

$$N_{\max} = 529,41\text{KN}; \quad M_{\text{coresp}} = 13,03\text{KN.m}$$

➤ Détermination le centre de pression :

$$e = \frac{M}{N} = \frac{13,03}{529,41} = 0,025\text{m.}$$

$$M_u = N_u \left( d - \frac{h_t}{2} + e \right) = 529,41 \times \left( 0,38 - \frac{0,40}{2} + 0,025 \right) = 82,06 \text{ KN.m.}$$

➤ Vérification si la section est surabondante :

$$\begin{cases} N_u \leq 0,81 \times f_{bc} \times b \times h \\ M_u \leq N_u \times d \left( 1 - 0,514 \frac{N_u}{b.d.f_{bc}} \right) \end{cases}$$

$$N_u = 529,41\text{KN} \leq 2395 \text{ KN. m} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$M_u = 82,06 \text{ KN. m} \leq 807,33 \text{ KN. m} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires ( $A_4=A'_4=0$ ).

2<sup>ème</sup> cas :

$$N_{\max} = 1622,68\text{KN}; \quad M_{\text{coresp}} = 29,45\text{KN.m}$$

➤ Détermination le centre de pression :

$$e = \frac{M}{N} = \frac{29,45}{1622,68} = 0,018\text{m.}$$

$$M_u = N_u \left( d - \frac{h_t}{2} + e \right) = 1622,68 \times \left( 0,38 - \frac{0,40}{2} + 0,018 \right) = 262,87 \text{ KN.m.}$$

➤ Vérification si la section est surabondante :

$$\begin{cases} N_U \leq 0,81 \times f_{bc} \times b \times h \\ M_U \leq N_U \times d \left( 1 - 0,514 \frac{N_U}{b \cdot d \cdot f_{bc}} \right) \end{cases}$$

$N_U = 1622,68 \text{KN} \leq 2395 \text{KN}$ .....Condition vérifiée.

$M_U = 262,87 \text{KN.m} \leq 433,53 \text{KN.m}$ .....Condition vérifiée.

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas Nécessaires ( $A_5=A'_5=0$ ).

3<sup>ème</sup> cas:

$N_{\text{corresp}} = 1610,23 \text{KN}; M_{\text{max}} = 29,50 \text{KN.m}$

➤ Détermination le centre de pression :

$$e = \frac{M}{N} = \frac{29,50}{1610,23} = 0,018 \text{m}$$

$$M_u = N_u \left( d - \frac{h_t}{2} + e \right) = 1610,23 \times \left( 0,38 - \frac{0,40}{2} + 0,018 \right) = 260,86 \text{KN.m}$$

➤ Vérification si la section est surabondante :

$$\begin{cases} N_U \leq 0,81 \times f_{bc} \times b \times h \\ M_U \leq N_U \times d \left( 1 - 0,514 \frac{N_U}{b \cdot d \cdot f_{bc}} \right) \end{cases}$$

$N_U = 1610,23 \text{KN} \leq 2395 \text{KN}$ .....Condition vérifiée.

$M_U = 260,86 \text{KN.m} \leq 431,60 \text{KN.m}$  .....Condition vérifiée.

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas Nécessaires ( $A_6=A'_6=0$ ).

➤ **Section adoptée**

$A_{\text{min}} = 0,008 \times 40 \times 40 = 12,80 \text{cm}^2$

$A_{\text{adopté}} = \max(A_1, A_2, A_3, A_4, A_5, A_6, A_{\text{min}}) = \max(0; 0; 0; 0; 0; 0; 12,80)$

$A_{\text{adopté}} = 12,80 \text{cm}^2$

Tableau VI. 8: Tableau récapitulatif du ferrailage des poteaux.

Type de sol	Famille	Combs	1 <sup>er</sup> genre			2 <sup>eme</sup> genre			A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adoptée</sub> (cm <sup>2</sup> )
			N <sub>U</sub> (KN)	M <sub>u</sub> (KN.m)	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	N <sub>U</sub> (KN)	M <sub>u</sub> (KN.m)	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )		
S <sub>1</sub>	(40×40)	(a)	272,68	46,90	0	529,41	13,03	0	12,80	4T16+4T14 As=14,20
		(b)	1280,49	227,93	0	1622,68	29,45	0		
		(c)	986,70	159,85	0	1610,23	29,50	0		
	(35×35)	(a)	17,62	0,42	0	276,84	4,65	0	9,80	4T14+4T12 As=10,68
		(b)	837,05	121,37	0	795,98	10,95	0		
		(c)	438,61	38,60	0	139,61	30,52	0		
	(30×30)	(a)	28,32	0,48	0	62,10	3,58	0	7,20	8T12 As = 9,05
		(b)	1053,40	129,57	1,06	319,74	13,90	0		
		(c)	191,61	6,32	0	265,21	31,53	0		
S <sub>2</sub>	(40×40)	(a)	272,68	46,90	0	532,74	13,70	0	12,80	4T16+4T14 As=14,20
		(b)	1280,49	227,93	0	1750,11	29,49	0		
		(c)	986,70	159,85	0	1737,48	29,55	0		
	(35×35)	(a)	17,62	0,42	0	290,08	6,13	0	9,80	4T14+4T12 As=10,68
		(b)	837,05	121,37	0	800,79	16,03	0		
		(c)	438,61	38,60	0	139,57	30,53	0		
	(30×30)	(a)	28,32	0,48	0	68,39	1,23	0	7,20	8T12 As = 9,05
		(b)	1053,40	129,57	1,06	322	12,93	0		
		(c)	191,61	6,32	0	264,40	31,54	3,97		
S <sub>3</sub> -S <sub>4</sub>	(40×40)	(a)	272,68	46,90	0	533,89	13,92	0	12,80	4T16+4 T14 As=14,20
		(b)	1280,49	227,93	0	1790,10	29,51	0		
		(c)	986,70	159,85	0	1777,42	29,56	0		
	(35×35)	(a)	17,62	0,42	0	309,55	6,18	0	9,80	4T14+4 T12 As=10,68
		(b)	837,05	121,37	0	802,27	13,54	0		
		(c)	438,61	38,60	0	139,56	30,54	0		
	(30×30)	(a)	28,32	0,48	0	70,33	4,78	0	7,20	8T12 As = 9,05
		(b)	1053,40	129,57	1,06	322,69	16,66	0		
		(c)	191,61	6,32	0	264,12	31,55	0		

Les résultats obtenus par le tableau cité ci-dessus montrent que le ferrailage c'est toujours avec A<sub>min</sub>, donc on adopte le même ferrailage des poteaux pour les quatre sites.

**VI.5.4.2. Calcul des armatures transversales****a) Diamètre des armatures transversales**

$$\Phi_t \geq \Phi_l/3$$

$$\Phi_t \geq 16/3$$

$$\Phi_t = 8\text{mm}$$

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h_l \cdot f_e}$$

- $V_u$  : Effort tranchant de calcul ;
- $h_l$  : hauteur totale de la section brute ;
- $f_e$  : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale ;
- $\rho_a$  : est un coefficient correcteur égale à 2,5 si l'élançement géométrique  $\lambda_g \geq 5$  et à 3,5 dans le cas contraire.
- $S_t$  : Espacement des armatures transversales.

**b) Calcul de l'espacement**

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

$$\text{-En zone nodale : } S_t \leq \min(10 \Phi_l ; 15\text{cm}) = 15\text{cm} \quad \text{Soit } S_t = 10 \text{ cm.}$$

$$\text{-En zone courante : } S_t \leq 15 \Phi_l = 24 \text{ cm} \quad \text{Soit } S_t = 15 \text{ cm.}$$

**c) Calcul de l'élançement géométrique  $\lambda_g$** 

$$\lambda_g = L_f / b$$

Avec :

$L_f$  : Longueur de flambement du poteau.

$b$  : Dimension de la section droite du poteau.

$$L_f = 0,7 L_0$$

$$\lambda_g = 0,7 \times \frac{L_0}{b} = \frac{0,7 \times 3,06}{0,40} = 5,36 \text{ m}$$

$$\lambda_g = 5,36 \geq 5 \Rightarrow \rho_0 = 2,5 \text{ (D'après le RPA.99 "Art 7.4.2.2").}$$

$$\text{donc : } A_t = \frac{S_t \cdot \rho_a \cdot V_u}{h_l \cdot f_e} = \frac{15 \times 2,5 \times 87,66}{40 \times 235} = 0,35 \text{ cm}^2$$

**d) Quantité d'armatures transversales minimales**

$A_t / S_t \cdot b$  : En % est donnée comme suit :

$$\lambda_g = 0,3 \% \rightarrow \lambda_g = 5,36 \geq 5$$

$$\begin{cases} \text{Zone nodale : } A_t = 0,003 \times 10 \times 40 = 1,20 \text{ cm}^2. \\ \text{Zone courante : } A_t = 0,003 \times 15 \times 40 = 1,80 \text{ cm}^2. \end{cases}$$

Le choix :  $\begin{cases} A_t = 8\phi_8 = 4,02 \text{ cm}^2/\text{ml} . \\ S_t = 15 \text{ cm} . \end{cases}$

**e) Vérification de la section minimale d'armatures transversales**

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b \cdot S_t} \geq \max(\tau_u; 0,4 \text{ MPa}) = 0,4 \text{ MPa}$$

$$A_t \geq 0,4 \cdot S_t \cdot b / f_e ; \text{Ronds lisses} \Rightarrow f_e = 235 \text{ MPa}$$

$$A_t \geq 0,4 \times 15 \times 40 / 235 = 1,02 \text{ cm}^2 \leq 4,02 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

**f) Détermination de la zone nodale**

La zone nodale est constituée par le nœud poutre-poteau proprement dit et les extrémités des

barres qui y concourent  $\begin{cases} h' = \max\left(\frac{h}{6}; b_1; h_1; 60\text{cm}\right) = \max\left(\frac{306}{6}; 40; 40; 60\text{cm}\right) = 60\text{cm} \\ L' = 2 \cdot h = 2 \times 40 = 80\text{cm} \end{cases}$

**VI.6. Les vérifications**

**VI.6.1. Vérification à l'état limite ultime de stabilité de forme**

Les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifiés vis-à-vis du flambement; l'effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial maximal que peut supporter un poteau sans subir des instabilités par flambement.

$$N_u = \alpha \times \left( \frac{B_r \times f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} + A_s \times \frac{f_e}{\gamma_s} \right)$$

Avec :

a: Coefficient fonction de l'élanement;

$B_r$  : Section réduite du béton ;

$A_s$  : Section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0,85}{1 + 0,2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \dots \dots \dots \text{si } \lambda \leq 50 \\ 0,6 \times (\lambda/35)^2 \dots \dots \dots \text{si } \lambda \geq 50 \end{cases}$$

▪ **Exemple de calcul (RDC)**

Longueur de flambement :  $L_f = 0,7 \times l_0 \Rightarrow l_f = 2,14 \text{ m}$ .

Rayon de giration :  $i = \sqrt{\frac{I}{A}} \Rightarrow i = \sqrt{\frac{h^2}{12}} \Rightarrow i = 0,12 \text{ m}$ .

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \Rightarrow \lambda = \frac{2,14}{0,12} \Rightarrow \lambda = 18,53 \Rightarrow \alpha = 0,80.$$

La section réduite :  $B_r = 1444 \text{ cm}^2$

Donc :

$$N_u = 0,80 \times \left( \frac{0,1444 \times 25}{0,9 \times 1,5} + 14,20 \cdot 10^{-4} \times \frac{400}{1,15} \right) \cdot 10^3 = 2476,80 \text{ KN}$$

On a  $N_{\max} = 1280,49 \text{ KN} \leq N_u = 2476,80 \text{ KN}$  ..... Condition vérifiée.

Il n'y a pas de risque de flambement.

Le même calcul s'applique pour tous les autres poteaux, et les résultats sont représentés dans le tableau VI.9.

**Tableau VI.9: Vérification au flambement des poteaux des différents étages.**

Étage	i	$\lambda$	$\alpha$	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$B_r$ (cm <sup>2</sup> )	$N_{u\max}$ (KN)	$N_u$ (KN)	Observation
<b>RDC</b>	0,12	18,53	0,80	14,20	1444	2476,80	2476,80	Condition vérifiée
<b>1<sup>er</sup> → 3<sup>ème</sup></b>	0,10	21,40	0,80	10,68	1089	837,05	1913	Condition vérifiée
<b>4<sup>ème</sup> → 5<sup>ème</sup></b>	0,09	24,71	0,77	9,05	784	1053,40	1411,83	Condition vérifiée

La condition est vérifiée pour tous les niveaux donc il n'y a pas de risque de flambement.

**VI.6.2. Vérification de la contrainte de cisaillement**

« Le poteau le plus sollicité (40×40) cm<sup>2</sup> »

$$T_{\max} = 87,66 \text{ KN}$$

Contrainte tangentielle :

$$\tau_u = \frac{T}{(b \times d)} = \frac{87,66}{(40 \times 38)} = 0,58 \text{ Mpa}$$

Contrainte tangente admissible :  $\bar{\tau}_u = \min(0,13 f_{c28}; 5 \text{ Mpa}) = 3,25 \text{ Mpa}$ .

$\tau_u = 0,58 \leq \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ Mpa}$  ..... Condition vérifiée.

Pas de risque de cisaillement.

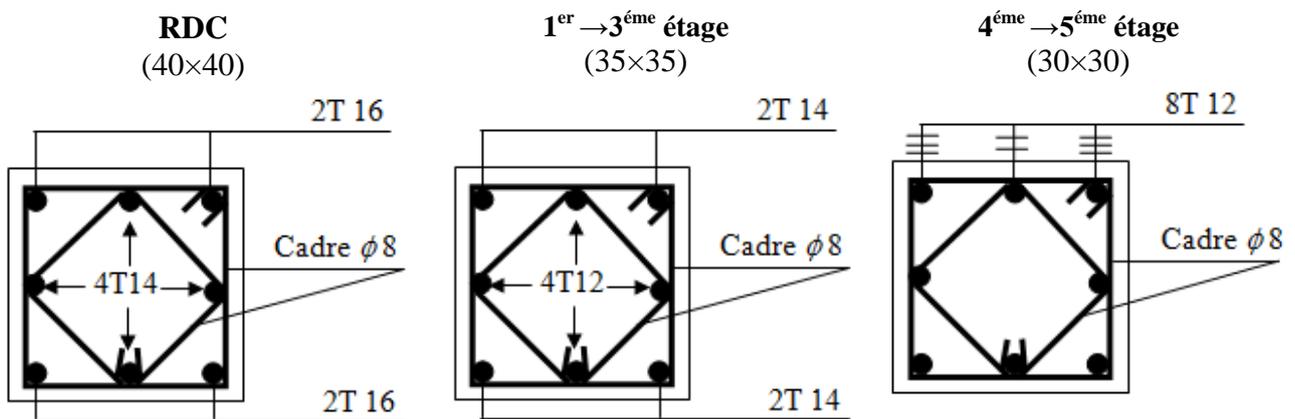


Figure VI.3: Dessin de ferrailage des sections des poteaux.

### VI.7. Conclusion

Nous avons présentés le calcul et le ferrailage des portiques (poteaux, poutres), ou nous avons déterminé des différents efforts internes de chaque section des éléments pour les différentes combinaisons de calcul avec la variation de site.

### VII.1.Introduction

Le voile ou le mur en béton armé est un élément de construction vertical surfacique coulé dans des coffrages à leur emplacement définitif dans la construction.

Ces éléments comprennent habituellement des armatures de comportement fixées forfaitairement et des armatures prises en compte dans les calculs.

On utilise les voiles dans tous les bâtiments quelle que soit leurs destination (d'habitations, de bureaux, scolaires, hospitaliers, industriels,...).

### VII.2.Le système de contreventement

Les systèmes de contreventement représentent la partie de la structure qui doit reprendre les forces horizontales dues aux vents "action climatique" ou aux séismes (action géologique).

Dans notre construction, le système de contreventement est mixte (voile - portique); ce système de contreventement est conseillé en zone sismiques car il a une capacité de résistance satisfaisante.

Mais ce système structural est en fait un mélange de deux types de structures qui obéissent à des lois de comportement différentes.de l'interaction portique – voiles, naissent des forces qui peuvent changer de sens aux niveaux les plus hauts et ceci s'explique par le fait qu'a ces niveaux les portiques bloquent les voiles dan leurs déplacement .Par conséquent une attention particulière doit être observée pour ce type de structure:

#### VII.2.1. Conception

- Il faut que les voiles soient placés de telle sorte qu'il n'y ait pas d'excentricité (torsion).
- Les voiles ne doivent pas être trop éloignés (flexibilité du plancher).
- L'emplacement des voiles ne doit pas déséquilibrer la structure (il faut que les rigidités dans les deux directions soient très proches).

### VII.3. Calcul du système de contreventement

Dans les calculs, on doit considérer un modèle comprenant l'ensemble des éléments structuraux (portique-voiles) afin de prendre en considération conformément aux lois de comportement de chaque type de structure

#### VII.3.1.Principe de calcul du voiles

L'étude des voiles consiste à les considérer comme des consoles sollicitées par un moment fléchissant, un effort normal, et un effort tranchant suivant le cas le plus défavorable selon les combinaisons suivantes :

- a)  $G + Q \pm E$  (vérification du béton)
- b)  $0,8G + E$  (calcul des aciers de flexion).

Le calcul des armatures sera fait à la flexion composée, par la méthode des contraintes et vérifier selon le règlement R.P.A 99(version 2003).

Les murs en béton armé comportent trois catégories d'armature :

- armatures verticales
- armatures horizontales (parallèles aux faces des murs)
- armatures transversales

### VII.3.2. La méthode de calcul du voiles

On utilise la méthode des contraintes (la formule classique de la R.D.M) :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{A} \pm \frac{M.V}{I} \leq \sigma = \frac{0,85.f_{c28}}{1,15} = 18,48 \text{ MPa}$$

Avec:

N : Effort normal appliqué.

M : Moment fléchissant appliqué.

A : Section du voile.

V : Distance entre le centre de gravité du voile et la fibre la plus éloignée.

I : Moment d'inertie.

On distingue 3 cas :

#### - 1<sup>er</sup> cas :

Si :  $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) > 0 \Rightarrow$  la section du voile est entièrement comprimée " pas de zone tendue ".

La zone courante est armée par le minimum exigé par le R.P.A 99 (version 2003)

$$A_{\min} = 0,15.a.L$$

#### - 2<sup>eme</sup> cas :

Si :  $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) < 0 \Rightarrow$  la section du voile est entièrement tendue " pas de zone comprimée "

On calcule le volume des contraintes de traction, d'où la section des armatures verticales :

$A_v = F_t / f_e$  ; on compare  $A_v$  par la section minimale exigée par le R.P.A 99 (version 2003).

Si :  $A_v < A_{\min} = 0,15 \% a.L$ , on ferraille avec la section minimale.

Si :  $A_v > A_{\min}$ , on ferraille avec  $A_v$ .

#### - 3<sup>eme</sup> cas:

Si :  $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2)$  sont de signe différent, la section du voile est partiellement comprimée, donc on calcule le volume des contraintes pour la zone tendue.

### VII.4. Les recommandations du R.P.A99 (version 2003)

#### VII.4.1. Armatures verticales

Ils sont disposés en deux nappes parallèles servant à répondre les contraintes de flexion composée, le R.P.A 99 (version 2003) exige un pourcentage minimal égal à 0,15% de la section du béton.

Le ferrailage sera disposé symétriquement dans le voile en raison du changement de direction du séisme avec le diamètre des barres qui ne doit pas dépasser le 1/10 de l'épaisseur du voile

#### VII.4.2. Armatures horizontales

Les armatures horizontales parallèles aux faces du mur sont distribuées d'une façon uniforme sur la totalité de la longueur du mur ou de l'élément de mur limité par des ouvertures; les barres horizontales doivent être disposé vers l'extérieure.

Le pourcentage minimum d'armatures horizontales donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile 0,15%.
- En zone courante 0,10 %.

#### VII.4.3. Armatures transversales

Les armatures transversales perpendiculaires aux faces du voile sont à prévoir d'une densité de 4 par m<sup>2</sup> au moins dans le cas où les armatures verticales ont un diamètre inférieure ou égal à 12 mm. Les armatures transversales doivent tenir toutes les barres avec un espacement au plus égal à 15 fois le diamètre des aciers verticaux.

Les armatures transversales peuvent être des épingles de diamètre 6mm lorsque les barres longitudinales ont un diamètre inférieure ou égal à 20mm, et de 8mm dans le cas contraire.

#### VII.4.4. Armatures de couture

Le long des joints de reprise de collage, l'effort tranchant doit être pris par la section des aciers de couture doit être calculée par la formule suivante :

$$A_{vj} = 1,1 v / f_e \quad \text{Avec: } v = 1,4 v_u$$

Cette quantité doit s'ajouter à la section tendue nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

### VII.5. Calcul ferrailage des voiles

#### VII.5.1. Exemple de calcul (site1)

$$A = 1,07 \text{ m}^2$$

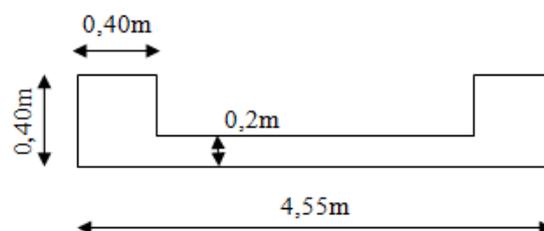
$$I = 2,26 \text{ m}^4$$

$$V = 2,28 \text{ m}$$

$$N = 2370,02 \text{ KN.}$$

$$M = 4837,64 \text{ KN.m}$$

$$T = 478,49 \text{ KN.}$$



##### VII.5.1.1. Détermination des contraintes

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M.V}{I}$$

$$\sigma_1 = \frac{2370,02 \cdot 10^{-3}}{1,07} + \frac{2,28 \times 4837,64 \cdot 10^{-3}}{2,26} = 7,09 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{M \cdot V}{I}$$

$$\sigma_2 = \frac{2370,02 \cdot 10^{-3}}{1,07} - \frac{2,28 \times 4837,64 \cdot 10^{-3}}{2,26} = -2,67 \text{ MPa}$$

$\sigma_1, \sigma_2$  Sont de signes différent, donc la section est partiellement comprimée.

On Calcule la longueur de la zone de traction.

**VII.5.1.2. Vérification des contraintes de compression (G+Q+E)**

$N = 2815,01 \text{ KN}$

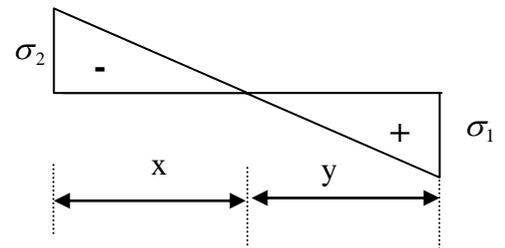
$M = 4941,99 \text{ KN.m}$

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M \cdot V}{I} \Rightarrow \sigma_1 = 7,62 \text{ Mpa}$$

$\sigma_1 = 7,62 \text{ Mpa} < \overline{\sigma_b} = 18,48 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$

$$\sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{M \cdot V}{I} \Rightarrow \sigma_2 = -2,36 \text{ Mpa}$$

$\sigma_2 = -2,36 \text{ Mpa} < \overline{\sigma_b} = 18,48 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$



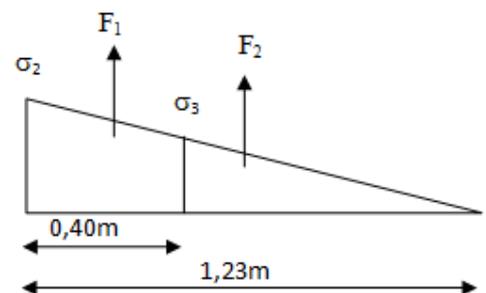
**VII.5.1.3. Longueur de la zone tendue**

$$X = \frac{|\sigma_2|}{|\sigma_1| + |\sigma_2|} \times L \Rightarrow X = \frac{2,67}{7,09 + 2,67} \times 4,55 = 1,23 \text{ m}$$

$Y = L - X \Rightarrow Y = 4,55 - 1,23 = 3,32 \text{ m}$

x : la longueur de la zone tendue

y : la longueur de la zone comprimée



**VII.5.1.4. Calcul de la contrainte  $\sigma_3$**

$$\frac{\sigma_2}{X} = \frac{\sigma_3}{X - 0,4} \Rightarrow \sigma_3 = \frac{|\sigma_2|(X - 0,4)}{X} = 1,80 \text{ Mpa}$$

### VII.5.1.5. Détermination des armatures verticales

$$F_1 = \frac{(\sigma_2 + \sigma_3) \times b \times h}{2} = \left( \frac{2,67 + 1,80}{2} \right) \times 0,40 \times 0,40 \times 10^3 = 357,6 \text{ KN}$$

$$A_{v1} = \frac{F_1}{\sigma_s} = \frac{F_1 \cdot 10}{400} \times \frac{100}{123} = 7,27 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$F_2 = \frac{\sigma_3 \times (x - b) \times e}{2} = \frac{1,80(1,23 - 0,40) \times 0,20}{2} \times 10^3 = 149,4 \text{ KN}$$

$$A_{v2} = \frac{F_2}{\sigma_s} = \frac{F_2 \cdot 10}{400} \times \frac{100}{123} = 3,04 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_{vj} = 1,1 \frac{\bar{V}}{fe} \times \frac{X}{L} = 1,1 \frac{1,4V}{fe} \times \frac{x}{L} \times \frac{100}{x} = 1,1 \frac{1,4 \times 478,49 \times 10}{400} \times \frac{1,23}{4,55} \times \frac{100}{123} = 4,05 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_T = A_{v1} + A_{v2} + A_{vj} = 7,27 + 3,04 + 4,05 = 14,36 \text{ cm}^2$$

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

$$A_{\min} = 0,2\% \cdot a \cdot L_{\text{tendu}}$$

$$A_{\min} = 0,2\% \times 20 \times 123 = 4,92 \text{ cm}^2$$

$$A_T = 14,36 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 4,92 \text{ cm}^2$$

- **Le diamètre**

$$\begin{cases} D \leq \frac{1 \times a}{10} \\ D \leq \frac{1 \times 200}{10} \Rightarrow \text{On adopte: } D = 12 \text{ mm.} \\ D \leq 20 \text{ cm} \end{cases}$$

- **L'espacement**

✓ Selon le BAEL 91, on à :

$$S_t \leq \min \{ 2 \cdot a, 33 \text{ cm} \}$$

$$S_t \leq \min \{ 40, 33 \text{ cm} \} \Rightarrow S_t \leq 33 \text{ cm} \dots \dots \dots (1).$$

✓ Selon le R.P.A 99 (version 2003) on à :

$$S_t \leq \min \{ 1,5 \times a; 30 \text{ cm} \}$$

$$S_t \leq \min \{ 30, 30 \text{ cm} \} \Rightarrow S_t \leq 30 \text{ cm} \dots \dots \dots (2).$$

Donc:  $S_t \leq \min \{S_{t\text{BAEL}}; S_{t\text{R.P.A 99}}\}$

$S_t \leq 30\text{cm}$

On adopte un espacement de 20cm.

Le choix de la section des armatures verticales est **(5T12) = 5,65 cm<sup>2</sup>/ml**.

#### VII.5.1.6. Calcul des armatures horizontales

D'après le R.P.A 99 (version 2003), on adopte le même ferrailage que les armatures verticales soit **(5T12) = 5,65 cm<sup>2</sup>/ml** avec un espacement de 20cm.

#### VII.5.1.7. Calcul des armatures transversales

D'après le D.T.R-B.C-2,42 et le BAEL 91, dans le cas où le diamètre des aciers verticaux est inférieur ou égal à 12 mm, les armatures transversales sont à prévoir à raison d'une densité de 4/m<sup>2</sup> au moins; on prend donc **4φ 8 par m<sup>2</sup>**.

#### VII.5.1.8. Vérification de la contrainte de cisaillement $\tau_b$

On calcule la contrainte de cisaillement  $\tau_b = \frac{\overline{T}}{a.d}$

Avec :  $\overline{T} = 1,4 T_{cal}$  l'effort tranchant de calcul majoré de 40%

a : Epaisseur du voile

d : hauteur utile, d = 0,9h

h : hauteur totale de la section brute, h=271cm

Cette contrainte est limitée par:  $\overline{\tau} = 0,2.f_{c28} = 5 \text{ MPa}$

$$\tau_b = \frac{\overline{T}}{a.d} = \frac{478,49 \times 1,4}{200 \times 2439} \times 10^3 = 1,37 \text{ Mpa}$$

$\tau_b = 1,37 \text{ MPa} < 0,2f_{c28} = 5 \text{ MPa}$  .....condition vérifiée.

« Donc pas de risque de cisaillement ».

**Tableau VII.1: Tableau récapitulatif du ferrailage des voiles.**

Types de sol	N(KN)	M(KN.m)	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	A <sub>adopté</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	A <sub>h</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	A <sub>v</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)
S <sub>1</sub>	2370,02	4837,64	3,04	(5T12) A <sub>S</sub> = 5,65	(5T12) A <sub>S</sub> = 5,65	4φ 8 A <sub>S</sub> = 2,01
S <sub>2</sub>	2501,76	5097,54	3,22	(5T12) A <sub>S</sub> = 5,65	(5T12) A <sub>S</sub> = 5,65	4φ 8 A <sub>S</sub> = 2,01
S <sub>3</sub> -S <sub>4</sub>	2543,65	5183,44	3,27	(5T12) A <sub>S</sub> = 5,65	(5T12) A <sub>S</sub> = 5,65	4φ 8 A <sub>S</sub> = 2,01

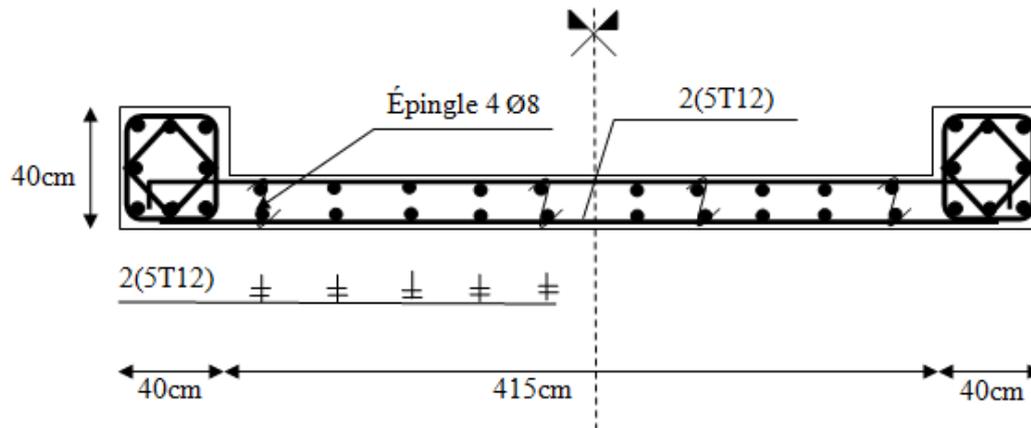


Figure VII.2 : Schéma de ferrailage du mur voile.

### VII.6. Conclusion

Les résultats obtenus par le tableau ci-dessus montrent que " $A_{cal}$  presque identique" dans les différents types de sol et le choix du ferrailage des voiles c'est le même, on peut dire que le site n'influe pas sur le choix du ferrailage des voiles de la superstructure de notre projet.

## VIII.1. Calcul du voile périphérique

### VIII.1.1. Définition

Le voile périphérique est un organe enterré clôture le périphérique souterrain d'un ouvrage. Mais on doit séparer entre voile périphérique dans le cas d'un dallage sur terreplein et le cas d'un étage sous-sol.

Le 1<sup>er</sup> cas le voile est stable sous l'action de poussée de terre extérieure et butée de remblais compacte sous dallage.

Le 2<sup>ème</sup> cas c'est le cas d'un mur de soutènement parce que la poussée de terre est exercée d'une seule cotée, c'est le cas de notre projet. On peut le considérer le voile périphérique comme un panneau de dalle encastré aux poteaux de vide sanitaire soumis à une pression trapézoïdale.

Afin de donner plus de rigidité à la partie sous-sol de la construction et une capacité de reprendre les efforts de poussée des terres à ce niveau, il est nécessaire de prévoir un voile périphérique armé d'un double quadrillage d'armatures.

D'après le R.P.A 99 (version 2003), le voile doit avoir les caractéristiques minimales suivantes :

- L'épaisseur  $\geq 15$  cm.
- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimal des armatures est de 0,1% dans les deux sens (horizontal et vertical).

On fait le calcul pour une bande de 1 m largeur :

- Q : surcharge d'exploitation  $Q = 1,5 \text{ KN/m}^2$  ;
- $K_a$  : Coefficient de poussée des terres  $K_a = \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$

$$K_a' = K_a / \cos(\beta - \lambda) \quad \text{avec} \quad (\beta = \lambda = 0^\circ)$$

$$K_a' = K_a = \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$$

### VIII.1.2. Dimensionnement

D'après le R.P.A 99 (version 2003) ; l'épaisseur doit être supérieure ou égale à 15 cm.

On adopte :  $e_p = 20 \text{ cm}$ .

### VIII.1.3. Calcul des charges (exemple de calcul : Type 1)

$\varphi$  : angle de frottement interne du sol  $\varphi = 48^\circ$

$$K_a = \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) \Rightarrow K_a = \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{48}{2}\right) = 0,147$$

$$K_a' = K_a = 0,147$$

### VIII.1.3.1. Poussée des terres

$$P_1 = \frac{1}{2} k_a \cdot \gamma \cdot h^2 \quad \text{avec : } \begin{cases} P_1 : \text{poussée des terres.} \\ \gamma : \text{poids spécifique des terres } \gamma = 18 \text{ KN/m}^3 \\ h : \text{hauteur du voile.} \end{cases}$$

$$P_1 = \frac{1}{2} \times 0,147 \times 18 \times 1,50^2 = 2,98 \text{ KN/ml}$$

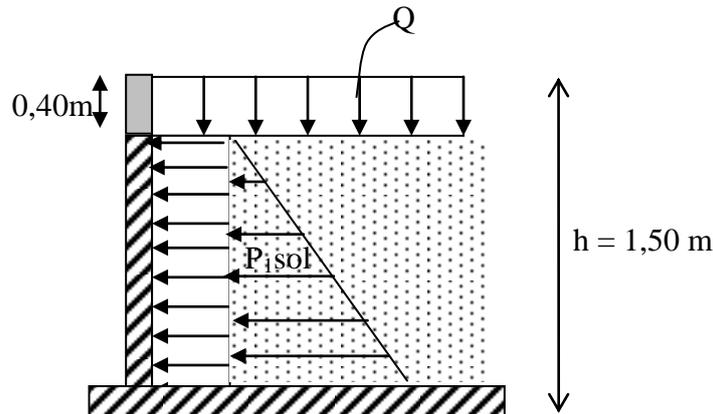


Figure VIII.1: Schéma de la distribution des charges sur de voile périphérique.

### VIII.1.3.2. Poussée supplémentaire due à la surcharge

$$P_2 = K_a' \cdot q \cdot h = 0,147 \times 1,5 \times 1,50 = 0,33 \text{ KN/ml.}$$

Le diagramme des pressions correspondant à  $P_2$  est alors un rectangle de hauteur  $h$  et de base  $K_a' \cdot q$ , et la résultante  $P_2$  passe au milieu de la hauteur du mur.

### VIII.1.3.3. La charge pondérée

$$Q = 1,35P_1 + 1,5 P_2 = 1,35 \times 2,98 + 1,5 \times 0,33 = 3,39 \text{ KN/ml.}$$

$$Q = 4,52 \text{ KN/ml.}$$

Tableau VIII.1: La charge pondérée pour chaque type de sol.

Types de sol	h(m)	$\gamma$ (KN.m)	$\varphi$	$K_a$	$P_1$ (KN/ml)	$P_2$ (KN/ml)	Q (KN/ml)
S <sub>1</sub>	1,50	18	48°	0,147	2,98	0,33	4,52
S <sub>2</sub>	2	18	20°,66	0,478	17,21	1,43	25,38
S <sub>3</sub>	1,80	17	20°,53	0,481	13,25	1,30	19,84
S <sub>4</sub>	2,50	17	15°	0,589	31,29	2,21	45,56

**VIII.1.4.Ferrailage du voile périphérique (exemple de calcul : Type 1)**

L'étude se fait pour le cas d'une dalle uniformément chargée.

$$L_x = 1,50 - 0,40 = 1,10 \text{ m}; L_y = 4,15 - 0,40 = 3,75 \text{ m.}$$

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1,10}{3,75} = 0,29 < 0,4$$

La dalle travaille dans un seul sens.

$$M_{ox} = \frac{q.L_x^2}{8} \Rightarrow M_{ox} = \frac{4,52 \times 1,10^2}{8} = 0,68 \text{ KN.m}$$

$$M_{oy} = 0$$

**VIII.1.4.1.Les valeurs des moments en travée sont**

$$M_{tx} = 0,8M_{ox} = 0,54 \text{ KN.m}$$

**VIII.1.4.2.Calcul du Ferrailage**• **Sens (x)**

$$M_{tx} = 0,54 \text{ KN.m}; b = 100 \text{ cm}; h = 20 \text{ cm}; d = 0,9h = 18 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_{tx}}{bd^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{0,54 \times 10^3}{100 \times (18)^2 \times 14,17} = 0,001 < \mu_e = 0,392 \rightarrow A' = 0.$$

$$\beta = 0,999$$

$$A_s = \frac{M_{tx}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{0,54 \times 10^3}{0,999 \times 18 \times 348} = 0,09 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

**VIII.1.4.3.Condition de non fragilité**• **Sens (y)**

D'après R.P.A 99 (version 2003) on a:

$$A_{y \min} = 0,10\% \cdot b \cdot h = 0,001 \times 100 \times 20 = 2,00 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

Et d'après B.A.E.L.91 on a :

$$A_{y \min} = 8 \cdot h_o = 8 \times 0,20 = 1,6 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

$$\text{Donc: } A_{\text{adoptée}} = \max \{ A_{\text{calculée}}, A_{\min \text{ R.P.A2003}}, A_{\min \text{ B.A.E.L91}} \}.$$

$$A_{\text{adoptée}} = \max \{ 0; 2,00; 1,6 \}$$

$$A_{\text{adoptée}} = 2,00 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

On prend : 5T10/ml soit une section de 3,93cm<sup>2</sup>/ml et un espacement de 20cm.

- **Sens (x)**

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

$$A_{x \min} = 2,00 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

D'après B.A.E.L.91, on a :

$$A_{x \min} = A_{y \min} \left( \frac{3 - \alpha}{2} \right) = 1,6 \left( \frac{3 - 0,29}{2} \right) = 2,17 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

$$\text{donc : } A_{\text{adoptée}} = \max \{ 0,09 ; 2,00 ; 2,17 \}$$

$$A_{\text{adoptée}} = 2,17 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

On prend : 5T10/ml soit une section de 3,93 cm<sup>2</sup>/ml et un espacement de 20 cm.

### VIII.1.5. Les vérifications

#### VIII.1.5.1. Vérification de l'effort tranchant

$$V_{\max} = q \times \frac{L_x}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\alpha}{2}} = 4,52 \times \frac{1,10}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{0,29}{2}} = 2,17 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b_o d} = \frac{2,17 \times 10^3}{100 \times 18 \times 10^2} = 0,01 \text{ MPa}.$$

$$1 - \tau_{u \text{ limi}} = 0,07 \cdot f_{c28} / \gamma_b = 0,07 \times 25 / 1,5 = 1,17 \text{ MPa}.$$

$$\tau_{u \text{ limt}} = 1,17 > \tau_u = 0,01 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée .}$$

Donc la dalle est bétonnée sans reprise.

#### VIII.1.5.2. Vérification des contraintes à L'E.L.S

$$q_{\text{ser}} = P_1 + P_2 = 3,31 \text{ KN/ml}.$$

$$M_{ox} = \frac{q \cdot L_x^2}{8} \Rightarrow M_{ox} = \frac{3,31 \times 1,10^2}{8} = 0,50 \text{ KN.m}$$

$$M_{oy} = 0$$

$$M_{tx} = 0,8 M_{ox} = 0,40 \text{ KN.m}$$

- **Sens (x)**

$$M_{\text{ser}} = 0,40 \text{ KN.m}$$

$$A = 3,93 \text{ cm}^2$$

-Position de l'axe neutre :

$$\frac{by^2}{2} - n.A(d-y) = 0 \Leftrightarrow 50y^2 - 58,95y + 1061,1 = 0 \Rightarrow y = 4,05 \text{ cm}$$

- Moment d'inertie :

$$I = \frac{by^3}{3} + n.A(d-y)^2 = 13686,16 \text{ cm}^4$$

-Contrainte maximal dans le béton comprimée  $\sigma_{bc}$  :

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = K.y = \frac{M_{ser}}{I_g} \times y = \frac{0,40 \cdot 10^{-1}}{13686,16} \times 4,05 \cdot 10 = 1,18 \cdot 10^{-4} \text{ Mpa} \\ \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \end{cases}$$

$$\sigma_{bc} = 1,18 \cdot 10^{-4} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left( \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right). \quad (\text{Fissuration préjudiciable}).$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left( \frac{2}{3} 400 ; 110 \sqrt{1,6 \times 2,1} \right) = \min ( 266,67 ; 201,63 ).$$

$$\bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_s = 15 \times k \times (d - y) = 15 \times \frac{M_{ser}}{I_x} \times (d - y)$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{0,40 \times 10^4}{13686,16 \times 10^4} \times (18 - 4,05) = 4,08 \times 10^{-4} \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 4,08 \times 10^{-4} \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Donc les armatures à L'.E.L.U.R conviennent. Le voile sera ferrillé en deux nappes avec

5T10 = 3,93cm<sup>2</sup>/ml avec un espacement S<sub>t</sub>=20cm.

**Tableau VIII.2: Tableau récapitulatif du ferrailage des voiles périphériques pour chaque site.**

Types de sol	a	Sens(x)					Sens(y)				
		$M_{tx}$ (KN.m)	$A_{cal}$ (Cm <sup>2</sup> )	$A_{RPA}$ (Cm <sup>2</sup> )	$A_{BAEL}$ (Cm <sup>2</sup> )	$A_{adopt}$ (Cm <sup>2</sup> )	$M_{ty}$ (KN.m)	$A_{cal}$ (Cm <sup>2</sup> )	$A_{RPA}$ (Cm <sup>2</sup> )	$A_{BAEL}$ (Cm <sup>2</sup> )	$A_{adopt}$ (Cm <sup>2</sup> )
S <sub>1</sub>	0,29	0,54	0,09	2	2,17	5T10 A <sub>X</sub> =3,93	0	0	2	1,6	4T10 A <sub>r</sub> =3,14
S <sub>2</sub>	0,43	5,18	0,83	2	2,06	5T10 A <sub>X</sub> =3,93	1,30	0,21	2	1,6	5T10 A <sub>y</sub> =3,93
S <sub>3</sub>	0,37	3,89	0,62	2	2,10	5T10 A <sub>X</sub> =3,93	0	0	2	1,6	4T10 A <sub>r</sub> =3,14
S <sub>4</sub>	0,56	13,26	2,15	2	1,95	5T10 A <sub>X</sub> =3,93	3,32	0,53	2	1,6	5T10 A <sub>y</sub> =3,93

## VIII.2. Calcul des fondations

### VIII.2.1. Introduction

Les fondations d'une construction sont constituées par les parties de l'ouvrages qui sont en contact avec le sol, auquel elles transmettent les charges de la superstructure, elles constituent donc la partie essentielle de l'ouvrage puisque de leurs bonne conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble.

Il est important donc pour déterminer les dimensions de connaître d'une part le poids total de l'ouvrage entièrement achevée, et d'autre part la force portante du sol.

- ✓ Pour qu'il n'y ait pas de chevauchement entre deux fondations, il faut au minimum une distance de 40 cm.
- ✓ Le béton de propreté prévu pour chaque semelle aura 10 cm d'épaisseur.
- ✓ Le calcul des fondations se fait comme suit :
  - Dimensionnement à l'E.L.S  $N_{ser} = G + Q$  ;
  - Ferrailage à l'E.L.U  $N_u = 1,35 G + 1,5 Q$  ;
  - Vérification de la stabilité et des contraintes à l'état accidentel :  $\begin{cases} 0,8G \pm E \\ G + Q + E \end{cases}$

- ✓ Le choix du type des fondations dépend de :
  - Type d'ouvrage à construire ;
  - La nature et l'homogénéité du bon sol ;
  - La capacité portante du terrain de fondation ;
  - La raison économique ;
  - La facilité de réalisation.

### VIII.2.2.Choix du type de fondations

Le choix du type des fondations dépend essentiellement, des facteurs suivants :

- ✓ La capacité portante du sol ;
- ✓ Les charges transmises au sol ;
- ✓ La distance entre axes des poteaux ;
- ✓ La profondeur du bon sol.

Pour le choix du type de fondation, on vérifie dans l'ordre suivant: les semelles isolées, les semelles filantes et le radier général et enfin on opte pour le choix qui convient.

#### VIII.2.2.1.Vérification des semelles isolées (exemple de calcul : Type 1)

La vérification à faire est:  $\frac{N}{S} \leq \overline{\sigma}_{sol}$

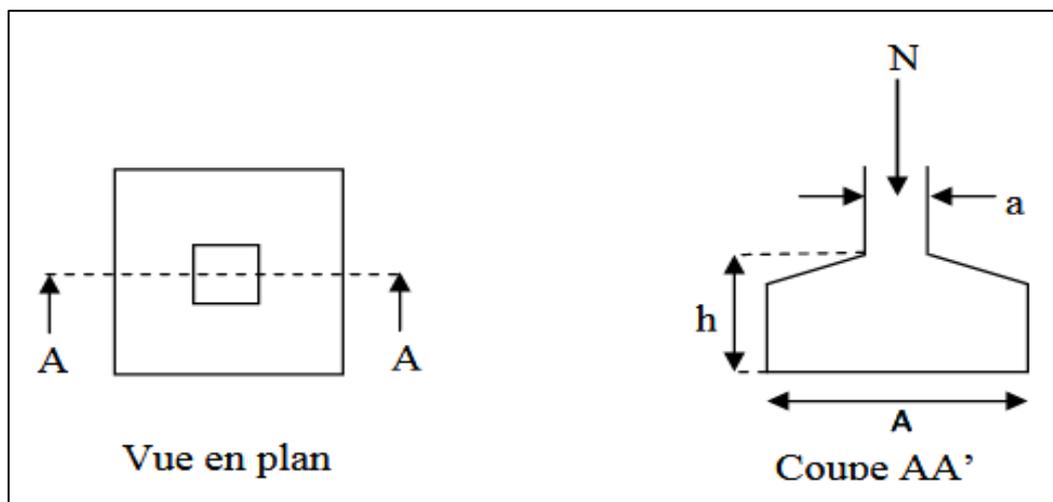


Figure VIII.2:Schéma d'une semelle isolée.

Pour cette vérification on prend la semelle la plus sollicitée.

**N:** l'effort normal agissant sur la semelle obtenu par l'ETABS 9.6.0 ;

**S:** surface d'appui de la semelle ;

$\overline{\sigma_{sol}}$  : Contrainte admissible du sol.

Le poteau le plus sollicité a une section carrée (B× B), donc S= B<sup>2</sup>.

$$N_s = 937,96 \text{ KN} \quad , \quad \overline{\sigma_{sol}} = 280 \text{ KN/m}^2$$

$$\Rightarrow \frac{N_s}{S} \leq \overline{\sigma_{sol}} \Rightarrow B^2 \geq \frac{N_s}{\overline{\sigma_{sol}}} \Rightarrow B = \sqrt{\frac{N_s}{\overline{\sigma_{sol}}}} = \sqrt{\frac{937,96}{280}} \quad \text{AN : } B \geq 1,83m$$

❖ **La hauteur de la semelle :**

$$d \geq \text{Max} [ (A-a)/4 ; (B-b)/4 ] \dots\dots\dots(\text{Condition de rigidité})$$

$$\text{et } h_t \geq d + 5 \text{ cm}$$

Nous supposons les semelles carrées, donc  $A = \sqrt{S}$

$h_1$  doit être supérieur à  $6 F + 6 \text{ cm}$

F: Diamètre de la plus grosse barre utilisée sans la semelle

$$F = 1,2 \text{ cm} \longrightarrow h_1 > 13,2 \text{ cm}$$

On prend  $h_1 = 20 \text{ cm}$

$h_t$  est déterminé à partir de la relation suivante

$$h_t - c \geq \frac{B - b}{4}$$

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

❖ **Vérification des semelles isolées :**

Les fondations superficielles seront vérifiées selon les combinaisons accidentelles suivantes :

$0,8G+E \Rightarrow$  Pour la vérification de la stabilité de la semelle.

$N_1, M_1$  : Effort normal et moment fléchissent sous la sollicitation du 1er genre.

$G+Q+E \Rightarrow$  Pour la vérification des contraintes dans le sol.

$N_1, M_1$  : Effort normal et moment fléchissent sous la sollicitation du 2eme genre.

❖ **Vérification de la stabilité au renversement :**

Pour que la semelle isolée doit être stable, il suffit de vérifier la condition suivante :

$$A \geq 4e_1 \text{ tel que } e_1 = M_1/N_1$$

**Tableau VIII.3: Vérification de la stabilité au renversement 1<sup>er</sup> genre.**

Poteau (cm <sup>2</sup> )	Semelle (m <sup>2</sup> )	N <sub>1</sub> (KN)	M <sub>1</sub> (KN.m)	e <sub>1</sub> (m)	4e <sub>1</sub> (m)	vérifiée
40x40	2x2	909,51	4,75	0,005	0,02	oui

❖ **Vérification des contraintes :**

$$\sigma_{\max} = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_2}{4} \leq 2\sigma_{sol}$$

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_2}{S} \left(1 \pm \frac{6e_2}{A}\right)$$

**Tableau VIII.4: Vérification des contraintes 2<sup>ème</sup> genre.**

Poteau (cm <sup>2</sup> )	N <sub>2</sub> (KN)	M <sub>2</sub> (KN)	e <sub>2</sub> (m)	Semelle (m <sup>2</sup> )	σ <sub>1</sub> (KN/m <sup>2</sup> )	σ <sub>2</sub> (KN/m <sup>2</sup> )	σ <sub>moy</sub> (KN/m <sup>2</sup> )	2σ <sub>sol</sub> (KN/m <sup>2</sup> )	vérifiée
40x40	1228,46	6,71	0,005	2x2	488,86	470,87	484,36	560	oui

**VIII.2.2.2. Calcul du ferrailage**

$$e_0 = \frac{M_s}{N_s} = 0,005m$$

$$N'_u = \left(1 + \frac{3e_0}{B}\right) \times N_u = \left(1 + \frac{3 \times 0,005}{2}\right) \times 1280,49 = 1284,33KN.$$

$$A_s = \frac{N'_u \times (A - a)}{8 \times d \times \sigma_{st}} = \frac{1280,49 \cdot 10^3 \times (2000 - 400)}{8 \times 450 \times 348} = 16,35cm^2$$

On adopte : 15T12 = 16,96cm<sup>2</sup>.

**VIII.2.2.3. Vérification des semelles filantes**

Choisissons une semelle filante, de largeur B et de longueur L situé sous un portique formé de 3 poteaux.

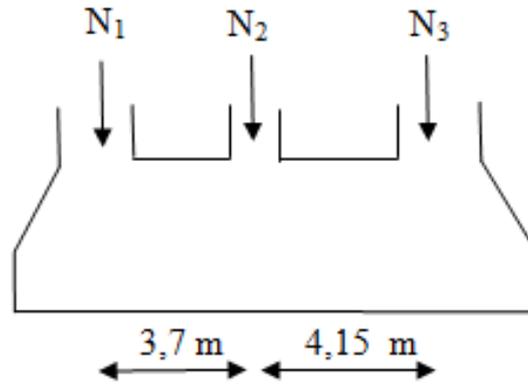


Figure VIII.3:Schéma d'une Semelle filante.

B: Largeur de la semelle.

L: Longueur de la file considérée.

$$B \geq \frac{N}{L \times \sigma_{sol}}$$

$$S=B \times L$$

- Selon (X)

Tableau VIII.5:Section des semelles filantes dans le sens longitudinal.

Files	N (KN)	L (m)	B (m)	B choisie(m)	S (m <sup>2</sup> )
1	6093,37	21,80	1	1	21,80
2	5357,79	21,80	0,88	1	21,80

- Selon (Y)

Tableau VIII.6:Section des semelles filantes dans le sens transversal.

Files	N (kN)	L (m)	B (m)	B choisie(m)	S (m <sup>2</sup> )
1	1654,71	8,20	0,72	1	8,20
2	1645,75	8,20	0,71	1	8,20

La surface des semelles doit être inférieure à 50% de la surface totale du bâtiment ;

$$\frac{S_{\text{semelle}}}{S_{\text{batiment}}} < 50\%$$

La surface du bâtiment est :  $S_{\text{bâtiment}} = 219,40 \text{ m}^2$ .

$$\frac{S_{\text{semelle}}}{S_{\text{batiment}}} = \frac{60}{219,40} = 0,27 = 27\% < 50\%$$

$$\frac{S_{\text{semelle}}}{S_{\text{batiment}}} = \frac{34,23}{519,33} = 0,065 = 6,59\% < 50\% \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

❖ **Pré-dimensionnement :**

$$\Sigma N_i = 1654,71 \text{ kN} \quad \Sigma M_i = 4,42 \text{ KN.m}$$

$$e_0 = \frac{M}{N} = 0,002 \text{ m}$$

$$e_0 = 0,002 \text{ m} \leq \frac{L}{6} = 1,36 \text{ m} \rightarrow \text{Répartition trapézoïdale}$$

$$B \geq \frac{\Sigma N_i}{\sigma_{\text{sol}} \cdot L} \left( 1 + \frac{3e}{L} \right) = \frac{1654,71}{280 \times 8,20} \left( 1 + \frac{3 \times 0,002}{8,20} \right) = 0,72 \text{ m}$$

On prend  $B = 1,20 \text{ m}$ .

$$h_{\text{min}} \geq \frac{B - b}{4} + 0,05 = 0,20 \text{ m}$$

On prend  $h_{\text{min}} = 0,25 \text{ m}$

❖ **Poids propre de la semelle :**

$$S_{\text{semelle}} = L \cdot B \cdot h_{\text{min}} \cdot \gamma_b = 1,20 \times 8,20 \times 25 \times 0,25 = 61,50 \text{ KN}$$

❖ **Détermination de la résultante des charges :**

$$R = \Sigma F_i = \Sigma N_i + S_{\text{semelle}} = 1716,21 \text{ KN}$$

$$X_i = X_1 + X_2 + \dots\dots\dots X_n$$

$$\text{Tel que : } X_1 = D_1 \quad X_2 = D_2 + l_1 \quad X_3 = D_1 + l_1 + l_2 \quad X_n = D_n + l_1 + l_2 + l_n + D_2$$

D : débord de la semelle  $D = D_1 = D_2 = 0,6 \text{ m}$

$$X = \frac{\Sigma X_i F_i}{\Sigma F_i} = \frac{6815,57}{1716,21} = 3,97 \text{ m}$$

❖ **Calcul de l'excentricité :**

$$e_x = \frac{L}{2} - X = 0,03 \text{ m}$$

❖ **Vérification de contrainte moyenne :**

$$\sigma_{\max} = \frac{\sum N_i}{L.B} \left(1 + \frac{6 e_x}{L}\right) = 170,62 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\min} = \frac{\sum N_i}{L.B} \left(1 - \frac{6 e_x}{L}\right) = 165,70 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = 171,85$$

$$\sigma_{\text{moy}} = 169,39 \text{ KN/m}^2 \leq \sigma_{\text{sol}} = 280 \text{ KN/m}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

**VIII.2.2.4. Calcul du ferrailage**

Le ferrailage de fait par la méthode des bielles, nous avons :

$$A_s = \frac{N \left(1 + \frac{3e_0}{b}\right)}{8.d.\sigma_s}$$

$$A_r = \frac{A_s \times B}{4}$$

❖ **L'espacement :**

$$e > 6\Phi + 6 \text{ cm}$$

$$e > 13,2 \text{ cm on prend } e = 16 \text{ cm}$$

Les résultats son motionnés dans le tableau suivant

**Tableau VIII.7: Tableau récapitulatif des semelles filantes.**

Semelle	N(KN)	b(m)	B(m)	h(m)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adoptée</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>r</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adoptée</sub> (cm <sup>2</sup> )
SF <sub>1</sub>	8315,91	0,4	1,20	0,25	0,11	5T12	1,69	5T12
SF <sub>2</sub>	7321,12	0,4	1,20	0,25	0,10	5T12	1,69	5T12
SF <sub>3</sub>	2238,62	0,4	1,20	0,25	0,03	5T12	1,69	5T12
SF <sub>4</sub>	2250,86	0,4	1,20	0,25	0,03	5T12	1,69	5T12

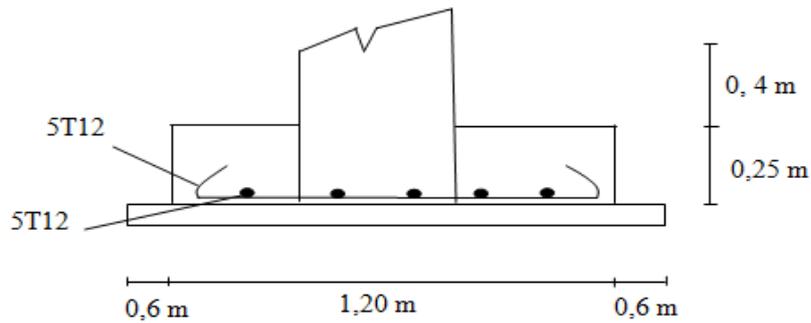


Figure VIII.4: Schéma de ferrailage de Semelle filante.

**VIII.2.2.5. Détermination de la hauteur de la poutre de libage**

Pour pouvoir assimiler le calcul du radier à un plancher infiniment rigide, la hauteur de la poutre de libage doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{L}{9} \leq h \leq \frac{L}{6} \Rightarrow 46,11 \leq h \leq 69,17 \text{ cm.}$$

On prend :  $b = 40 \text{ cm}$  ;  $h = 60 \text{ cm}$  ;  $d = 54 \text{ cm}$ .

❖ **La longueur élastique :**

La longueur élastique de la poutre est donnée par :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{K \cdot b}}$$

Avec :

$I$  : Inertie de la poutre :  $I = bh^3/12 = 0,40 \times (0,60)^3 / 12 = 0,007 \text{ m}^4$ .

$E$  : Module d'élasticité du béton,  $E = 32164200 \text{ KN/m}^2$ .

$b$  : Largeur de la poutre  $b = 0,40 \text{ m}$ .

$K$  : Coefficient de la raideur de sol  $k = 8000 \text{ KN/m}^3$ .

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times 32164200 \times 0,007}{8000 \times 0,40}} = 4,09 \text{ m}$$

$$L_{\max} = 3,75 \text{ m} < \frac{\pi}{2} \times L_e = 6,34 \text{ m} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$L_{\max}$  : La longueur maximale entre nues des poteaux.

**VIII.2.2.6. Ferrailage des poutres de libages**

La poutre de libage doivent être calculée pour résister a la traction sous l'action d'une force égale a :

$$Q = \frac{\Sigma N_i}{BL} = \frac{2238,62}{1,2 \times 8,20} = 227,50 \text{ KN/m}^2$$

Résultat obtenu par logiciel RDM6

En travée = 253 KN.m

Sur appuis = 398 KN.m

✓ **En travée :**

$$M_t = 253 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{253 \times 10^3}{100 \times 54^2 \times 14,17} = 0,061 < \mu_l \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0,061 \Rightarrow \beta = 0,968$$

$$A_s = \frac{M_{tx}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{253 \times 10^3}{0,968 \times 54 \times 348} = 13,90 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\text{On adopte: } \begin{cases} 1^{\text{ier}} \text{ lit : 4T14} \\ 2^{\text{ème}} \text{ lit : 4T12} \Rightarrow A = 15,20 \text{ cm}^2 \\ 3^{\text{ème}} \text{ lit : 4T12} \end{cases}$$

✓ **Sur appuis :**

$$M_a = 398 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{398 \times 10^3}{100 \times 54^2 \times 14,17} = 0,096 < \mu_l \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0,096 \Rightarrow \beta = 0,950$$

$$A_s = \frac{M_{tx}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{398 \times 10^3}{0,950 \times 54 \times 348} = 22,29 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\text{On adopte: } \begin{cases} 1^{\text{ier}} \text{ lit : 4T16} \\ 2^{\text{ème}} \text{ lit : 4T16} \Rightarrow A = 24,12 \text{ cm}^2 \\ 3^{\text{ème}} \text{ lit : 4T16} \end{cases}$$

### VIII.2.2.7. Armature de peau

Selon le BAEL 91 la hauteur de l'âme de la poutre :  $h_a \geq 2(80 - 0,1 f_e) = 80 \text{ cm}$ . Dans notre cas  $h_a = 60 \text{ cm}$ , donc notre poutre est de grande hauteur, dans ce cas Il n'est pas nécessaire d'ajouter des armatures supplémentaires sur les parois de la poutre (armatures de peau).

**VIII.2.2.8. Contrainte de cisaillement**

$$T_{\max} = 34,53 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \cdot d} = \frac{34,53 \times 10^3}{400 \times 540} = 0,16 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0,10f_{c28}; 4 \text{ MPa}) = 2,50 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = 0,16 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,50 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Pas de risque de cisaillement.

**VIII.2.2.9. Armatures transversales**

- **Diamètre :**

$$\varphi_t \leq \min(h/35; \varphi_1; b/10) = \min(17,14; 10; 40) = 10 \text{ mm}$$

on prend  $\varphi_t = 10 \text{ mm}$

- **Espacement :**

$$S_t = \min\left(\frac{h}{4}, 12\varphi_1\right) = \min(15; 12) = 12 \text{ cm}$$

on prend  $S_t = 15 \text{ cm}$ .

Donc on utilise des armatures : HA, Fe400, soit 4T10,  $A = 3,14 \text{ cm}^2$ .

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot S_t} \geq \max(\tau_u/2; 0,4 \text{ MPa}) = \max(0,08; 0,4 \text{ MPa}) = 0,4 \text{ MPa}$$

$$\frac{3,14 \times 400}{40 \times 15} = 2,09 > 0,4 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

**Tableau VIII.8: Tableau récapitulatif de ferrailage des poutres de libage.**

Poutre de libage	Moments KN.m		A <sub>calculé</sub> (cm <sup>2</sup> )		A <sub>adoptée</sub> (cm <sup>2</sup> )	
	Travée	Appuis	Travée	Appuis	Travée	Appuis
PL SF <sub>1</sub>	192	297	10,47	16,41	4T14+4T12	4T14+4T14+4T12
PL SF <sub>2</sub>	169	262	9,19	14,42	4T14+4T12	4T14+4T14+4T12
PL SF <sub>3</sub>	253	398	13,90	22,29	4T14+4T12+4T12	4T16+4T16+4T16
PL SF <sub>4</sub>	254	400	13,96	22,43	4T14+4T12+4T12	4T16+4T16+4T16

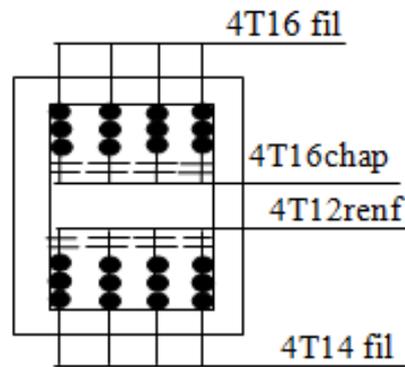


Figure VIII.5: Ferrailage de la poutre de libage (exemple PL SF3).

### VIII.2.3.Vérification des radier général (S<sub>2</sub>- S<sub>3</sub>- S<sub>4</sub>)

Après les vérifications nécessaires selon (RPA99/version 2003, BAEL 91) un radier général a été opter comme type de fondation, ce type de fondation présente plusieurs avantages qui sont :

- L'augmentation de la surface de la semelle qui minimise la forte pression apportée par la structure.
- La réduction des tassements différentiels.
- La facilité d'exécution.

#### VIII.2.3.1.Définition du radier

Le radier c'est une surface d'appui continue (dalles, nervures et poutres) débordant l'emprise de l'ouvrage, elle permet une répartition uniforme des charges tout en en résistant aux contraintes de sol.

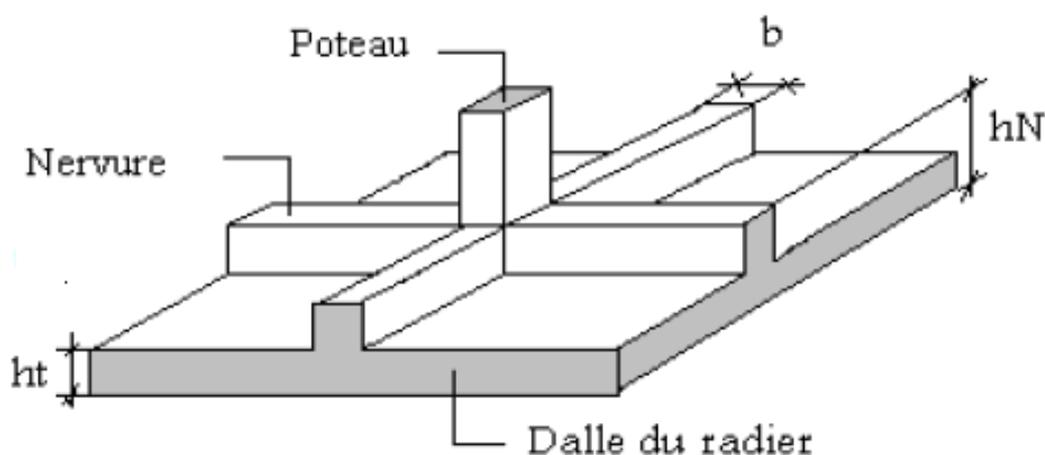


Figure VIII.6: Radier général.

**VIII.2.3.2. Calcul du radier (exemple de calcul : Type 2)**

Un radier est calculé comme un plancher renversé mais fortement sollicité. (Réaction de sol  $\cong$  poids total de la structure).

**❖ Poids supporté par le radier :**

$G_T$  : la charge permanente totale.

$Q_T$  : la charge d'exploitation totale.

$$G_T = \sum_{i=1}^8 G_i$$

$$Q_t = \sum_{i=1}^8 Q_i$$

**❖ Combinaison d'actions :**

$$\text{E. L. U : } N_U = 1,35G_T + 1,5Q_T = 28077,97 \text{ KN.}$$

$$\text{E. L. S : } N_{\text{ser}} = G_T + Q_T = 20580,32 \text{ KN.}$$

$$\overline{\sigma}_{\text{sol}} = 160 \text{ KN/m}^2.$$

**VIII.2.3.3. Pré dimensionnement du radier****❖ Surface du radier :**

La surface du radier est donnée par la formule suivante :  $\frac{N}{S_r} \leq \sigma_{\text{sol}}$

$$N = N_{\text{ser}} = 20580,32 \text{ KN.}$$

$$S_r \geq \frac{N}{\sigma_{\text{sol}}}$$

On prend un débord de 60 cm de chaque côté dans les deux directions ce qui nous donne une surface d'assise  $S_{\text{radier}} = 259,25 \text{ m}^2$ .

**❖ Calcul de l'épaisseur du radier :**

L'épaisseur nécessaire du radier sera déterminée à partir des conditions suivantes :

**• 1<sup>ère</sup> condition**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq 0,06 \times f_{c28} \Rightarrow d \geq \frac{V_u}{0,06 \times f_{c28} \times b}$$

Avec :

$V_u$  : l'effort tranchant ultime d'une bande de 1 mètre linéaire  $V_u = Q \cdot L / 2$ .

$L$  : Longueur maximal d'une bande 1m ;  $L = 4,15$  m.

$$V_u = \frac{(Q_u \times L)}{2} = \frac{1\text{m} \times (N_u / S) \times L}{2} = \frac{1\text{m} \times (28077,97 / 259,25) \times 4,15}{2} = 224,73 \text{ KN}$$

$$d \geq \frac{224,73 \times 10^{-3}}{0,06 \times 25 \times 1} = 0,15 \text{ m} \dots \dots \dots (01)$$

• **2<sup>ème</sup> condition**

$$\frac{L}{25} \leq d \leq \frac{L}{20} \quad L = 415 \text{ cm}$$

$$16,60 \leq d \leq 20,75 \text{ cm}$$

$$h = d + c = 20 + 5 = 25 \text{ cm} \dots \dots \dots (2)$$

De (01) et (02) , on a :  $d \geq 20$  cm

Donc :  $h \geq (d + c) \Rightarrow h \geq (20 + 5) \Rightarrow h \geq 25$  cm

Soit :  $h = 40$ cm et  $d = (0,9 \times 40) = 36$  cm

L'épaisseur qui satisfait aux conditions citées ci-avant, nous amène à choisir une hauteur totale du radier égale à  $h_t = 40$  cm.

**VIII.2.3.4. Détermination de la hauteur de la poutre de libage**

Pour pouvoir assimiler le calcul du radier à un plancher infiniment rigide, la hauteur de la poutre de libage doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{L}{9} \leq h \leq \frac{L}{6} \Rightarrow 46,11 \leq h \leq 69,17 \text{ cm.}$$

On prend :  $b = 40$  cm ;  $h = 60$  cm ;  $d = 54$  cm.

❖ **Vérifications de la poutre de libage :**

• **Des contraintes :**

En tenant compte du poids propre du radier et de la poutre :

$$G_{\text{radier}} = \gamma_b [h_r \times S_r + h_p \times b_p \times \sum L_i]$$

$$G_{\text{radier}} = 25 [0,40 \times 259,25 + 0,60 \times 0,40 \times 132,20] = 3385,75 \text{ KN}$$

$$\text{E.L.S : } N_{\text{ser}} = 3385,75 + 20580,32 = 23966,07 \text{ KN.}$$

$$\frac{N_{\text{ser}}}{S_{\text{radier}}} = \frac{23966,07}{259,25} = 89,44 \text{ KN/m}^2$$

$$\frac{N_{\text{ser}}}{S_{\text{radier}}} \leq \sigma_{\text{sol}} \Rightarrow 89,44 \text{ KN/m}^2 \leq \sigma_{\text{sol}} = 160 \text{ KN/m}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

#### ❖ La longueur élastique :

La longueur élastique de la poutre est donnée par :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{K \cdot b}}$$

Avec :

$$I : \text{Inertie de la poutre : } I = bh^3/12 = 0,40 \times (0,60)^3 / 12 = 0,007 \text{ m}^4.$$

$$E : \text{Module d'élasticité du béton, } E = 32164200 \text{ KN/m}^2.$$

$$b : \text{Largeur de la poutre } b = 0,40 \text{ m.}$$

$$K : \text{Coefficient de la raideur de sol } k = 6000 \text{ KN/m}^3.$$

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times 32164200 \times 0,007}{6000 \times 0,40}} = 4,40 \text{ m}$$

$$L_{\text{max}} = 3,75 \text{ m} < \frac{\pi}{2} \times L_e = 6,91 \text{ m} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$L_{\text{max}}$  : La longueur maximale entre nœuds des poteaux.

#### VIII.2.3.5. Évaluation des charges pour le calcul du radier

$$N_u' = N_u + 1,35 \cdot G_{\text{radier}}$$

$$N_u' = 28077,97 + 1,35 \times 3385,75 = 32648,73 \text{ KN}$$

$$Q = \sigma_{\text{max}} = \frac{N_u'}{S_r} = \frac{32648,73}{259,25} = 125,93 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\text{radier}} = \gamma_b \times h = 10 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow \sigma_{\text{max}} - \sigma_{\text{radier}} = 115,93 \text{ KN/m}^2.$$

Donc la charge en « m<sup>2</sup> » à prendre en compte dans le calcul du ferrailage du radier est de :  $Q = 115,93 \text{ KN/m}^2$ .

### VIII.2.3.6. Ferrailage du radier

Le radier fonctionne comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les voiles qui est soumis à une pression uniforme provenant du poids propre de l'ouvrage et des surcharges. Donc on peut se rapporter aux méthodes données par le BAEL 91.

La fissuration est considérée préjudiciable, vu que le radier peut-être alternativement noyé et émergé en eau douce.

#### ❖ Méthode de calcul :

Ce radier comporte des panneaux de dalle appuyés sur 4 cotés soumis à une charge uniformément répartie. Les moments dans les dalles se calculent pour une bande de largeur unité (1 ml) et ont pour valeurs :

$$\text{Dans le sens de grande portée : } M_{0x} = \mu_x \times q \times l_x^2$$

$$\text{Dans le sens de petite portée : } M_{0y} = \mu_y \times M_{0x}$$

$\mu_x$  et  $\mu_y$  : Sont des coefficients fonction de  $\alpha$  et  $\nu$  ( $\nu$  prend 0 à l'ELU, 0,2 à l'ELS) (cours béton armé BAEL 91).

Pour le calcul, on suppose que les panneaux sont partiellement encastrés aux niveaux des appuis d'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis :

#### ❖ Calcul du ferrailage :

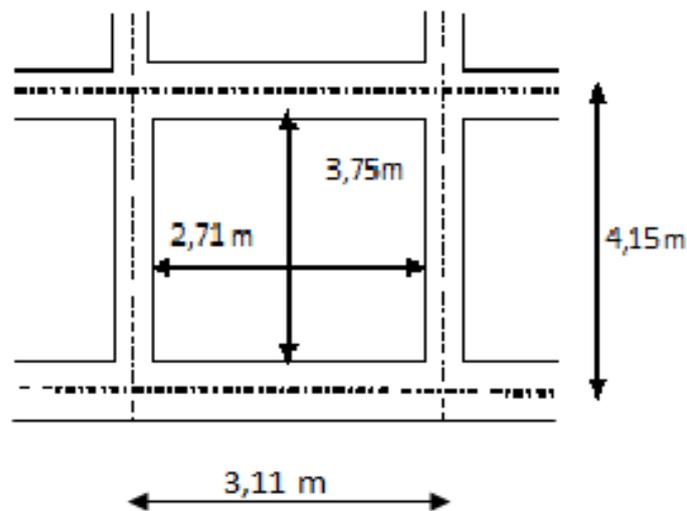


Figure VIII.7: Schéma du panneau le plus défavorable.

## a) Détermination des efforts :

Tableau VIII.9: les moments fléchissant suivant les deux sens.

$L_x$ (m)	$L_y$ (m)	$\alpha$	Sens(x)				Sens(y)			
			$m_x$	$M_0$ (KN.m)	$M_t$ (KN.m)	$M_a$ (KN.m)	$m_y$	$M_0$ (KN.m)	$M_t$ (KN.m)	$M_a$ (KN.m)
2,71	3,75	0,72	0,0658	56,02	42,02	28,01	0,4624	25,90	19,43	12,95

## b) Calcul des armatures

b.1) Suivant  $L_x$ 

## ➤ En travée :

$$\mu = \frac{M_{tx}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{42,02 \times 10^3}{100 \times 36^2 \times 14,17} = 0,023 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0,023 \Rightarrow \beta = 0,988$$

$$A_s = \frac{M_{tx}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{42,02 \times 10^3}{0,988 \times 36 \times 348} = 3,39 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte : 5T12 = 5,65 cm<sup>2</sup>, avec un espacement de 20 cm.

## ➤ Sur appuis :

$$\mu = \frac{M_{ax}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{28,01 \times 10^3}{100 \times 36^2 \times 14,17} = 0,015 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0,015 \Rightarrow \beta = 0,992$$

$$A_s = \frac{M_{ax}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{28,01 \times 10^3}{0,992 \times 36 \times 348} = 2,25 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte : 4T12=4,52cm<sup>2</sup>, avec un espacement de 33 cm.

b.2) Suivant  $L_y$ 

## ➤ En travée :

$$\mu = \frac{M_{tx}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{19,43 \times 10^3}{100 \times 36^2 \times 14,17} = 0,011 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0,011 \Rightarrow \beta = 0,995$$

$$A_s = \frac{M_{tx}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{19,43 \times 10^3}{0,995 \times 36 \times 348} = 1,56 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte :  $3T12 = 3,39 \text{ cm}^2$ , avec un espacement de 25 cm.

➤ **Sur appuis :**

$$\mu = \frac{M_{tx}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{12,95 \times 10^3}{100 \times 36^2 \times 14,17} = 0,007 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0,011 \Rightarrow \beta = 0,996$$

$$A_s = \frac{M_{tx}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{12,95 \times 10^3}{0,996 \times 36 \times 348} = 1,04 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte :  $3T12 = 3,39 \text{ cm}^2$ , avec un espacement de 33 cm.

**c) Vérification de l'espacement**

Dans le sens le plus sollicité :

$$S_t \leq \min (3.h ; 33 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq \min (120 \text{ cm} ; 33 \text{ cm})$$

$S_t \leq 33 \text{ cm}$  .....Condition vérifiée.

**Tableau VIII.10: Tableau récapitulatif du ferrailage des radiers pour chaque site.**

Type de sol	Radier	Sens(x)			Sens(y)		
		M (KN.m)	A <sub>calculé</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adoptée</sub> (cm <sup>2</sup> )	M (KN.m)	A <sub>calculé</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adoptée</sub> (cm <sup>2</sup> )
S <sub>2</sub>	Travée	42,02	3,39	5T12	19,43	1,56	3T12
	Appuis	28,01	2,25	4T12	12,95	1,04	3T12
S <sub>3</sub>	Travée	42,02	6,79	7T12	19,43	3,12	5T12
	Appuis	28,01	4,51	5T12	12,95	2,04	4T12
S <sub>4</sub>	Travée	42,02	6,79	7T12	19,43	3,12	5T12
	Appuis	28,01	4,51	5T12	12,95	2,04	4T12

**VIII.2.3.7. Ferrailage des poutres de libages**

Le rapport  $\alpha = L_x/L_y$  pour tous les panneaux constituant le radier, donc les charges transmises par chaque panneau se subdivise en deux charges trapézoïdales et deux charges triangulaires pour le calcul du ferrailage on prend le cas le plus défavorable dans chaque sens et on considère des travées isostatiques.

a) Sens longitudinale

a.1) Calcul des chargements (q')

q' : C'est la charge uniforme équivalente pour le calcul des moments.

$$\left\{ q' = \frac{2}{3} \times q \times L_{x1} = \frac{2}{3} \times Q = \frac{2}{3} \times 115,93 \times 1,36 = 105,11 \text{ KN} / m \right.$$

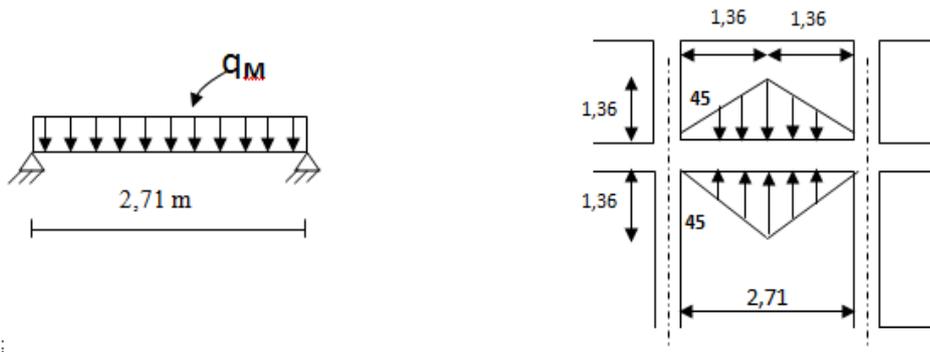


Figure VIII.8: Répartition des charges sur les poutres selon les lignes de rupture.

a.2) Calcul du ferrailage

➤ En travée :

$M_t = 78,11 \text{ KN.m} \rightarrow$  tiré à partir du logiciel RDM6.

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{78,11 \times 10^3}{100 \times 54^2 \times 14,17} = 0,019 < \mu_l \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0,019 \Rightarrow \beta = 0,990$$

$$A_s = \frac{M_{tx}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{78,11 \times 10^3}{0,990 \times 54 \times 348} = 4,20 \text{ cm}^2 / ml$$

On adopte:  $A_{\text{adoptir}} = 4T12 = 4,52 \text{ cm}^2$

➤ Sur appuis :

$$M_0 = \frac{q' \times L_{y1}^2}{8} = \frac{105,11 \times 2,71^2}{8} = 96,49 \text{ KN.m}$$

Tableau VIII.11: Ferrailage de la poutre sur appui suivant le sens longitudinale.

	Intermédiaire	Rive
$M_a \text{ (KN.m)}$	$0,5 \times M_0 = 48,25$	$0,2 \times M_0 = 19,30$
$\mu \rightarrow \beta$	$0,012 \rightarrow 0,994$	$0,005 \rightarrow 0,997$
$A_{\text{cal}} \text{ (m}^2 \text{ / ml)}$	2,58	1,03
$A_{\text{adoptir}} \text{ (cm}^2 \text{)}$	4T12= 4,52cm <sup>2</sup>	4T12=4,52cm <sup>2</sup>

## b) Sens transversale

b.1) Calcul des chargements ( $q_M$ )

$$q_M = \frac{q}{2} \left[ \left( 1 - \frac{Lx_1^2}{3.Ly_1^2} \right) .Lx_1 + \left( 1 - \frac{Lx_2^2}{3.Ly_1^2} \right) .Lx_2 \right]$$

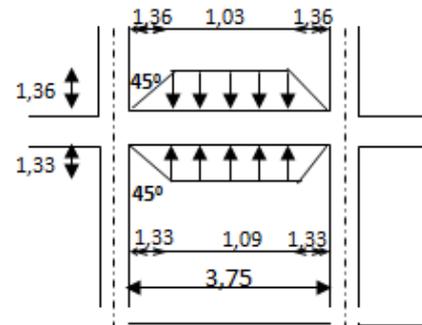
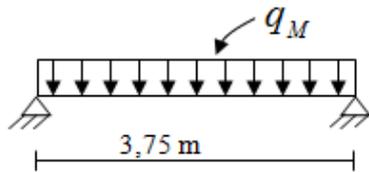


Figure VIII.9: Répartition des charges sur les poutres selon les lignes de rupture.

$$\text{Avec : } \begin{cases} L_{x1} = 1,33m \\ L_{y1} = 3,75m \\ L_{x2} = 1,36m \end{cases}$$

$q_M$  : est tirée du chargement de la poutre, c'est la charge uniforme équivalente pour le calcul des moments :

$$q_M = \frac{q}{2} \left[ \left( 1 - \frac{Lx_1^2}{3.Ly_1^2} \right) .Lx_1 + \left( 1 - \frac{Lx_2^2}{3.Ly_1^2} \right) .Lx_2 \right]$$

$$q_M = \frac{115,93}{2} \left[ \left( 1 - \frac{1,33^2}{3 \times 3,75^2} \right) \times 1,33 + \left( 1 - \frac{1,36^2}{3 \times 3,75^2} \right) \times 1,36 \right]$$

$$q_M = 148,97 \text{ KN/m}$$

## b.2) Calcul du ferrailage

## ➤ En travée :

$M_t = 172 \text{ KN.m}$  ; est tiré à partir du logiciel de RDM6.

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{172 \times 10^3}{100 \times 54^2 \times 14,17} = 0,042 < \mu_l \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0,042 \Rightarrow \beta = 0,978$$

$$A_s = \frac{M_{tx}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{172 \times 10^3}{0,978 \times 54 \times 348} = 9,36 \text{ cm}^2 / ml$$

On adopte:  $\begin{cases} 1^{\text{er}} \text{ lit} : 4\text{T}14 \\ 2^{\text{ème}} \text{ lit} : 4\text{T}12 \end{cases} \Rightarrow A = 10,58\text{cm}^2$

➤ **Sur appuis :**

$$M_0 = \frac{q_M \times L_{y1}^2}{8} = \frac{148,97 \times 3,75^2}{8} = 261,86\text{KN.m}$$

**Tableau VIII.12: Ferrailage de la poutre sur appui suivant le Sens transversale.**

	<b>Intermédiaire</b>	<b>Rive</b>
$M_a (MN.m)$	$0,5 \times M_0 = 130,93$	$0,2 \times M_0 = 52,37$
$\mu \rightarrow \beta$	$0,032 \rightarrow 0,983$	$0,013 \rightarrow 0,994$
$A_{cal} (m^2 / ml)$	7,08	2,80
$A_{adoptir} (cm^2)$	$4\text{T}12+4\text{T}12= 9,04\text{cm}^2$	$4\text{T}12= 4,52\text{cm}^2$

**VIII.2.3.8. Armature de peau**

Selon le BAEL 91 la hauteur de l'âme de la poutre :  $h_a \geq 2(80-0,1f_e)=80\text{cm}$ . Dans notre cas  $h_a=60\text{cm}$ , donc notre poutre est de grande hauteur, dans ce cas Il n'est pas nécessaire d'ajouter des armatures supplémentaires sur les parois de la poutre (armatures de peau).

**VIII.2.3.9. Contrainte de cisaillement**

$$T_{max} = 157,27 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b.d} = \frac{157,27 \times 10^3}{400 \times 540} = 0,73\text{MPa.}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0,10f_{c28} ; 4\text{MPa}) = 2,50\text{MPa.}$$

$$\tau_u = 0,73\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 2,50\text{MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Pas de risque de cisaillement.

**VIII.2.3.10. Armatures transversales**

**a) Diamètre**

$$\varphi_t \leq \min(h/35; \varphi_1; b/10) = \min(17,14; 10; 40) = 10 \text{ mm}$$

on prend  $\varphi_t = 10 \text{ mm}$

**b) Espacement**

$$S_t = \min\left(\frac{h}{4}, 12\phi_1\right) = \min(15; 12) = 12 \text{ cm}$$

on prend  $S_t = 15 \text{ cm}$ .

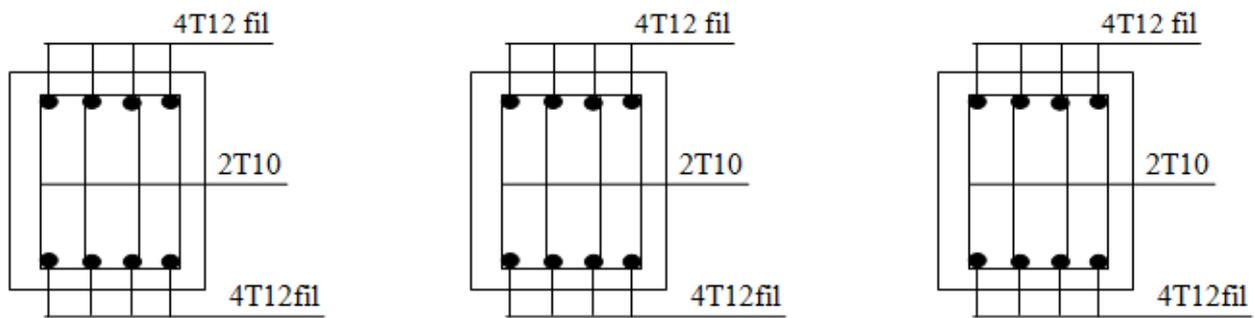
Donc on utilise des armatures : HA, Fe400, soit 4T10,  $A=3,14 \text{ cm}^2$ .

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot S_t} \geq \max(\tau_u/2; 0,4 \text{ MPa}) = \max(0,43; 0,4 \text{ MPa}) = 0,43 \text{ MPa}$$

$$\frac{3,14 \times 400}{40 \times 15} = 2,09 > 0,43 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

**Tableau VIII.13: Tableau récapitulatif de ferrailage des poutres de libages pour chaque site.**

Type de sol	Poutre de libage		Sens longitudinale			Sens transversale		
			M (KN.m)	A <sub>calculé</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adoptée</sub> (cm <sup>2</sup> )	M (KN.m)	A <sub>calculé</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adoptée</sub> (cm <sup>2</sup> )
S <sub>2</sub>	Travée		78,11	4,20	4T12	172	9,36	4T14+4T12
	Appuis	inter	48,25	2,58	4T12	130,93	7,08	4T12+4T12
		rive	19,30	1,03	4T12	52,37	2,80	4T12
S <sub>3</sub>	Travée		78,11	8,40	4T12+4T12	172	18,71	4T16+4T14+4T14
	Appuis	inter	48,25	5,16	4T14	130,93	14,17	4T14+4T12+4T12
		rive	19,30	2,06	4T12	52,37	5,61	4T14
S <sub>4</sub>	Travée		78,11	8,40	4T12+4T12	172	18,71	4T16+4T14+4T14
	Appuis	inter	48,25	5,16	4T14	130,93	14,17	4T14+4T12+4T12
		rive	19,30	2,06	4T12	52,37	5,61	4T14

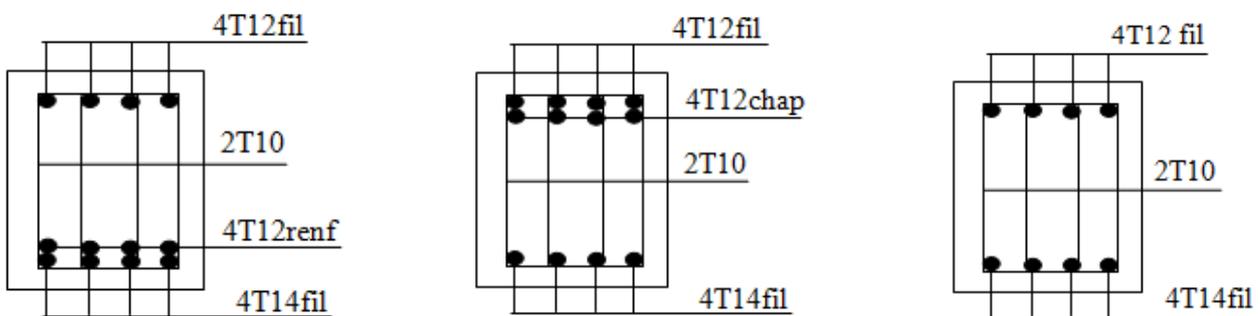


En travée

Appui intermédiaire

Appui de rive

Tableau VIII.10:Ferrailage de la poutre de libage suivant le sens longitudinale.



En travée

Appui intermédiaire

Appui de rive

Tableau VIII.11:Ferrailage de la poutre de libage suivant le sens transversale.

### VIII.2.4.Conclusion

Après calcul et vérification selon le BAEL 91et RPA99/version 2003 on remarque que le type du site ou bien le type du sol influe sur le choix adopté du type de fondation. Pour un sol agressif on adopte un radier général par contre dans le cas d'un sol rocheux « rigide » on adopte uniquement des semelles isolées ou bien filantes.

### Conclusion générale

L'étude de ce projet nous a permis, d'une part d'acquérir de nouvelles connaissances concernant le domaine du bâtiment et d'approfondir nos connaissances déjà acquises durant notre cursus sur la réglementation en vigueur.

Par ailleurs, cette étude nous a permis d'arriver à certaines conclusions qui sont :

- ✓ La meilleure disposition des voiles c'est elle qui vérifie tous les articles des règles parasismique algériennes (RPA 99 V.2003) tel que période, déplacements, participation de la masse et l'effort tranchant à la base.
- ✓ Pour notre cas la période fondamentale de vibration, le déplacement relatif et l'effort tranchant à la base de la structure ne subissent aucun changement, ce qui indique que l'effet de site est nul.
- ✓ La détermination des différents efforts internes et les sollicitations de chaque section des éléments principaux (poutres, poteaux et voiles...) pour les différentes combinaisons de calcul montrent que le site n'influe pas sur le choix du ferrailage des éléments.
- ✓ On conclure que le type, la nature, la rigidité et l'agressivité du sol jouent un rôle très important. Le site et le sol d'assise influent sur le choix du type de fondation.
- ✓ L'implantation d'un ouvrage nécessite de prendre en compte la sismicité de la région mais surtout de procéder à une étude de sol sérieuse permettant de dresser avec une bonne précision la coupe géologique et les caractéristiques des différentes couches. La qualité du sol joue un rôle important.
- ✓ La modification de l'action sismique est prise en compte donc par la forme du spectre de réponse, Il est indispensable alors, de connaître la nature du sol de fondation avant de choisir le spectre de réponse à utiliser dans les calculs.
- ✓ La nature du sol décrite par la vitesse de propagation d'onde influe considérablement sur la réponse dynamique des structures.
- ✓ Le déplacement et la période diminuent en fonction de l'amélioration des propriétés mécaniques des sols de fondation.
- ✓ La conception des ouvrages est fondée sur l'hypothèse d'encastrement de leurs bases. Cette hypothèse conduit à une augmentation importante de la période fondamentale de vibration des structures et dans ce cadre, les propriétés mécaniques des sols jouent un rôle primordial sur la performance dynamique.

## Conclusion générale

---

- ✓ La construction parasismique dépend donc beaucoup de la nature du sol, et les solutions techniques qui seront proposées pour un bâtiment ne seront pas toujours transposables à d'autres bâtiments (des études sont nécessaires).

Nous espérons que notre étude sera complétée par une autre étude comparative par exemple en prendre en considération l'effet de la zone sismique et la nature du sol en même temps et en basant sur l'influence de l'interaction sol-structures.

Enfin, nous espérons que ce modeste travail sera une référence pour d'autres projets.

## Introduction générale

Construire a toujours été l'un des premiers souci de l'homme et l'une de ses occupations et très nombreux sont les professionnelles qui se livrent à l'activité de bâtir dans le domaine du bâtiment ou des travaux publics. Dans le but de préserver la sécurité des vies humaines et des biens matériels, les masters et les ingénieurs en génie civil sont appelés à concevoir des structures dotées d'une bonne rigidité et d'une résistance suffisante vis-à-vis de l'effet sismique ,tout en tenant compte des aspects structuraux, fonctionnels, économiques, esthétiques et la viabilité de l'ouvrage.

Dans le but de récapituler l'essentiel de ce que nous avons acquis durant notre formation, d'approfondir nos connaissances dans le domaine de calcul des structures, nous avons procédé au calcul d'un bâtiment (R+5) à usage d'habitation à contreventement mixte implanté dans une zone de moyenne sismicité avec une variation de type du sol d'assise.

Notre travail est structuré comme suit :

- ✓ Présentation de l'ouvrage et hypothèses de calcul ;
- ✓ Pré dimensionnement des éléments principaux ;
- ✓ Calcul des planchers ;
- ✓ Calcul et ferrailage des éléments non principaux ;
- ✓ Étude des portiques et calcul des voiles ;
- ✓ Étude de l'infrastructure.

Nous basons dans notre projet de fin d'étude sur l'étude technique d'un bâtiment en béton armé (R+5) mais avec la variation de type de site c'est-à-dire étudier l'influence de la nature du sol sur le comportement statique et dynamique de notre structure.

On achève notre travail par une conclusion générale et des perspectives pour les futurs travaux.

# RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

## REGLEMENTS ET LIVRES

📖 DTR B C 2 - 4 8 RPA1999/Version2003:Règles parasismiques Algériennes.

📖 DTU P 18 - 7 0 2 BAEL91:Béton armé aux états limites.

📖 DTR B C 2 - 4 CBA1993:Règles de conception et de calcul des structures en Béton armé.

📖 DTR B C 2 2 Charge permanente et charge d'exploitation.

## MÉMOIRES

📖Mémoire Boudierba Bachir et Bouchemla Ali, Etude d'un bâtiment en (R+10) à usage d'habitation et commerciale (2006 ,2007) Université de Tiaret.

📖Mémoire Sanaa Hocine et Hammadi Belkacem, Étude d'un bâtiment en béton armé (R+12 avec sous-sol) à usage multiple à contreventement mixte implante dans une zone de moyenne sismicité (2017,2018), Université de Tissemsilt.

📖Mémoire Oukaci Lamia et chaouche Kheira, Étude d'un bâtiment (R+05) à usage d'habitation selon les règles parasismique algérienne (2017,2018), Université de Tissemsilt.

📖Mémoire Djerboub Abad et Graissi ben ayad, Etude sismique d'un bâtiment (R+4 avec Sous sol) en béton armé à usage d'habitation et commercial, (2014/2015), Université de Tiaret.

📖 Nedjai Alaeddine et Rouane Zakarya L'influence de l'interaction sol structure sur la réponse sismique des bâtiments (cas des bâtiments portiques en béton armée), Université Mohamed Boudiaf M'sila, Année universitaire : 2017 /2018.

📖Dhehbiya Guerdouh, Salah Khalfallah, Widad Bourouaiah, Influence des propriétés du sol sur la réponse dynamique des portiques, Algérie équipement N° 58, Janvier 2018, ISSN : 1111-5211.

## COURS

📖Polycopié, Bâtiment (cours avec exercice corrigé), polycopié de Dr Boudierba bachir CU-Tissemsilt, année 2018.

## LOGICIELS

📖Logiciel d'analyse des structures ETABS version 9.6.0.

📖EXCEL 2007.

📖WORD 2007.

📖AUTO CAD 2013.

📖RDM 6.

## Liste des figures :

Figure I.1 : Plan de masse.....	2
Figure I.2: Façade principale. ....	3
Figure I.3: Façade postérieure.....	4
Figure I.4: Plan de RDC.....	5
Figure I.5 : Plan d'étage courant.....	6
Figure I.6 : Coupe transversale. ....	7
Figure I.7:Diagramme parabole–rectangle des Contraintes–Déformations du béton.....	13
Figure I.8 : Diagramme contrainte déformation du béton de calcul à l'ELS.....	14
Figure I.9: Diagramme déformation contraintes-déformations. ....	16
Figure I.10: Diagramme des déformations limitées de la section- Règles des trois pivots.....	19
Figure II.1 : Coupe du plancher à corps creux.....	22
Figure II.2:Plancher terrasse. ....	24
Figure II.3:Plancher étage courant, R.D.C.....	25
Figure II.4:Détail mur extérieur. ....	26
Figure II.5:Détail d'un mur intérieur. ....	26
Figure II.6 : Le poteau le plus sollicité. ....	30
Figure II.7: Coupe de voile en élévation.....	33
Figure III.1: Dimensionnement des poutrelles.....	35
Figure III .2: Diagrammes du moment corrigé. ....	37
Figure III.3: Diagramme de l'effort tranchant .....	38
Figure III.4: La section de la poutrelle calculée (en T).....	46
Figure III.5: position de l'axe neutre. ....	46
Figure III.6:Compression de la bille d'about.....	50
Figure III.7: Ferrailage des poutrelles de rive.....	54
Figure III.8: Ferrailage des poutrelles intermédiaire. ....	54
Figure III.9:Compression de la bille d'about.....	67
Figure III.10: Ferrailage des poutrelles de rive.....	73
Figure III.11: Ferrailage des poutrelles intermédiaire .....	73
Figure III.12 : Schéma de Ferrailage de la dalle de compression.....	74
Figure IV. 1: Représentation des actions agissantes sur l'acrotère.....	75
Figure IV. 2: Schéma du ferrailage d'acrotère.....	79
Figure IV. 3: Schéma représente les types des balcons. ....	80
Figure IV. 4: Schéma représente détaille d'une dalle pleine .....	81
Figure IV. 5 : Schéma de ferrailage du : (a) balcon ; (b) Séchoir.....	85

Figure IV. 6 : Schéma de l'escalier.....	86
Figure IV. 7 : Vu en plan de l'escalier.....	87
Figure IV. 8 : Schéma statique de l'escalier. ....	87
Figure IV. 9 : Schéma statique des charges de l'escalier.....	90
Figure IV. 10 : Diagrammes Moments et efforts tranchant (M, T) de l'escalier.....	91
Figure IV. 11 : Schéma de ferrailage de l'escalier.....	94
Figure IV. 12.Diagramme du moment pour la poutre palière.....	95
Figure IV. 13 : Schéma de ferrailage de la poutre palière .....	97
Figure IV.14 : La poutre palière à la torsion.....	97
Figure V.1: Spectre de réponse .....	103
Figure V.2: Poids de chaque étage.....	107
Figure V.3: Disposition des voiles.....	109
Figure V.4: Vue en 3D du modèle obtenu par logiciel ETABS 9.6.0 .....	109
Figure V.5. Première mode principal de vibration suivant x.....	110
Figure V.6. Deuxième mode principal de vibration suivant y .....	110
Figure V.7. Troisième mode principal de vibration en torsion.....	110
Figure V.8. Force dynamique (inter-étage) pour les différents sites selon x.....	116
Figure V.9. Force dynamique (inter-étage) pour les différents sites selon y.....	117
Figure V.10. Force dynamique (max) pour les différents sites selon x et y. ....	117
Figure V.11. Déplacement (max) pour les différents sites selon x et y.....	118
Figure V.12. Déplacements horizontale pour les différents sites. ....	118
Figure V.13. Effort tranchant pour les différents sites.....	119
Figure VI.1: Ferrailage des sections des poutres principales et secondaires. ....	131
Figure VI.2 : Zone nodale.....	133
Figure VI.3: Dessin de ferrailages des sections des poteaux .....	143
Figure VII.1 : Schéma de ferrailage du mur voile .....	150
Figure VIII.1: Schéma de la distribution des charges sur de voile périphérique .....	152
Figure VIII.2: Schéma d'une semelle isolée.....	157
Figure VIII.3: Schéma d'une Semelle filante. ....	160
Figure VIII.4: Schéma de ferrailage de Semelle filante. ....	163
Figure VIII.5: Ferrailage de la poutre de libage (exemple PL SF3). ....	166
Figure VIII.6: Radier général.....	166
Figure VIII.7: Schéma du panneau le plus défavorable.....	170
Figure VIII.8: Répartition des charges sur les poutres selon les lignes de rupture.....	173
Figure VIII.9: Répartition des charges sur les poutres selon les lignes de rupture.....	174

Tableau VIII.10:Ferraillage de la poutre de libage suivant le sens longitudinale..... 177  
Tableau VIII.11:Ferraillage de la poutre de libage suivant le sens transversale..... 177

## Liste des tableaux :

Tableau I.1: Les déformations limitent du pivot.....	18
Tableau II.1 : Charge et surcharge du plancher terrasse.....	25
Tableau II.2: Charge et surcharge des étages courants .....	25
Tableau II.3 : Charge et surcharge des murs extérieurs.....	26
Tableau II.4: Charge et surcharge des murs intérieurs.....	27
Tableau II.5: Dégression des charges d'exploitations .....	28
Tableau II .6 : Tableau récapitulatif des dimensions des poteaux .....	33
Tableau II .7: Tableau récapitulatif des dimensions des différents éléments porteurs.. .....	34
Tableau III.1 : Rapport entre les travées successives.....	41
Tableau III.2 : Tableau récapitulatif des sollicitations des poutrelles (étage courants).....	45
Tableau III.3 : Vérification des compressions. ....	52
Tableau III.4 : Tableau récapitulatif des sollicitations des poutrelles (Terrasse) .....	62
Tableau III.5 : Vérification des compressions. ....	68
Tableau IV.1: La descende des charges d'une dalle pleine .....	81
Tableau IV.2: Ferrailage du balcon. ....	82
Tableau IV.3: Tableau récapitulatif des armatures des différents types des balcons .....	85
Tableau IV. 4 : Charges et surcharge du paillasse .....	89
Tableau IV.5 : Charges et surcharge du palier.....	89
Tableau IV. 6 : Vérification des différentes conditions (poutre palière). ....	96
Tableau V.1: Détermination des poids des différents niveaux W(KN).....	107
Tableau V.2: Masse ou moment d'inertie massique affectée aux nœuds de chaque niveau.....	108
Tableau V.3: Vérification des forces sismiques.....	111
Tableau V.4: Participation massique cumulée. ....	112
Tableau V.5: Tableau des modes et des périodes .....	112
Tableau V.6: Les déplacements relatifs de chaque niveau dans les deux sens (Site 1).....	113
Tableau V.7: Les déplacements relatifs de chaque niveau dans les deux sens (Site 2).....	113
Tableau V.8:Les déplacements relatifs de chaque niveau dans les deux sens (Sites 3et4) .....	114
Tableau V.9: Vérification à l'effet P- $\Delta$ (Type 1).....	115
Tableau V.10: Vérification à l'effet P- $\Delta$ (Type 2).....	115
Tableau V.11: Vérification à l'effet P- $\Delta$ (Type 3et4).....	116
Tableau VI.1: Exemple de ferrailage des poutres en travée. ....	124
Tableau VI.2 : Exemple de ferrailage des poutres sur appuis.....	124
Tableau VI.3:Ferrailage des différents niveaux (poutres principales de rives et intermédiaires)...	125

Tableau VI.4: Ferrailage des différents niveaux (poutres secondaires de rives et intermédiaires) ..	126
Tableau VI.5: Les sections minimales et maximales imposée par le R.P.A 99(version 2003)...	133
Tableau VI.6: Les sollicitations défavorables du 1 <sup>er</sup> genre.....	134
Tableau VI.7: Les sollicitations défavorables du 2 <sup>ème</sup> genre .....	134
Tableau VI. 8:Tableau récapitulatif du ferrailage des poteaux.....	139
Tableau VI.9: Vérification au flambement des poteaux des différents étages.....	142
Tableau VII.1: Tableau récapitulatif du ferrailage des voiles.....	149
Tableau VIII.1: La charge pondérée pour chaque type de sol .....	152
Tableau VIII.2:Tableau récapitulatif du ferrailage des voiles périphériques pour chaque site.	156
Tableau VIII.3:Vérification de la stabilité au renversement 1 <sup>er</sup> genre.....	159
Tableau VIII.4:Vérification des contraintes 2 <sup>ème</sup> genre.....	159
Tableau VIII.5:Section des semelles filantes dans le sens longitudinal. ....	160
Tableau VIII.6:Section des semelles filantes dans le sens transversal. ....	160
Tableau VIII.7:Tableau récapitulatif des semelles filantes.....	162
Tableau VIII.8:Tableau récapitulatif de ferrailage des poutres de libage.....	165
Tableau VIII.9: Les moments fléchissant suivant les deux sens.....	171
Tableau VIII.10:Tableau récapitulatif du ferrailage des radiers pour chaque site.....	172
Tableau VIII.11: Ferrailage de la poutre sur appui suivant le sens longitudinale. ....	173
Tableau VIII.12: Ferrailage de la poutre sur appui suivant le Sens transversale.....	175
Tableau VIII.13:Tableau récapitulatif de ferrailage des poutres de libages pour chaque site... ..	176

## NOTATIONS ET SYMBOLES

Symboles	Signification
E.L.S	État Limite De Service,
E.L.U	État Limite Ultime,
$C^{te}$	Valeur Constance,
$A_s$	Section D'aciers,
$A_s'$	Section D'aciers Comprimés,
$A_{max} , A_{min}$	Section D'acier Maximale Et Minimale,
A.N	Axe Neutre,
$A_s$	Armatures Supérieures,
$A_t$	Section D'un Cours D'armatures Transversales,
$B_r$	Section Réduite,
$B_o$	Section Homogène Totale,
$E_s$	Module D'élasticité,
$F_{bc}$	Résultante Des Efforts De Compression Dans Le Béton,
G	Action Permanente,
$I_o$	Moment D'inertie De La Section Totale Homogène,
$M_a$	Moment Sur Appui,
$M_{Ser}$	Moment Fléchissant A L'E.L.S,
$M_U$	Moment Fléchissant A L'E.L.U,
$M_{\hat{a}x}$	Moment Fléchissant Au Centre D'un Panneau De Dalle Articulé,
$M_{oy}$	Moment Fléchissant Au Centre D'un Panneau De Dalle Articulé Pour Une Bande De Largeur Unité Parallèle A $l_y$
$N_{Ser}$	Effort Normal De Service,
$N_u$	Effort Normal Ultime,
$P_{Ser}$	Charge Concentrée Appliquée A L'E.L.S,
$P_u$	Charge Concentrée Appliquée A L'E.L.U,
$V_u$	Effort Tranchant A L'.L.U,
a	Plus Petite Dimension D'une Section Transversale,
a-b	Dimensions En Plans D'un Poteau,
B	Largeur D'une Table De Compression,
$b_0$	Largeur D'une Section Rectangulaire Ou De La Nervure D'une Section En T,

$b_1$	Largeur d'une aile de tension en T,
$d$	Hauteur utile d'une section,
$e_0$	Excentricité par rapport au centre de gravité du béton,
$f_{cj}$	Résistance caractéristique du béton à la compression à j-jours,
$f_{c28}$	Résistance caractéristique du béton à la compression à 28 j,
$f_e$	Limite d'élasticité de l'acier,
$f_{ij}$	Résistance conventionnelle à la traction du béton à j-jours,
$f_{t28}$	Résistance conventionnelle à la traction du béton à 28 j,
$h$	Hauteur totale d'une section,
$h_0$	Hauteur d'une table de compression,
$i$	Rayon de giration,
$l_a$	Portée d'ancrage,
$l_f$	Hauteur de flambement,
$l_i$	Portée de travée,
$l_r$	Longueur de recouvrement,
$l_s$	Longueur de scellement,
$l_o$	Longueur fictive,
$h = 15$	Coefficient d'équivalence,
$S_t$	Espacement des armatures transversales,
$\epsilon_{bc}$	Raccourcissement relatif maximal du béton comprimé ,
$\epsilon_s$	Allongement relatif des aciers tendus,
$\epsilon_{sc}$	Raccourcissement relatif des aciers comprimés,
$\epsilon_{sl}$	Allongement relatif des aciers tendus lorsque leur contrainte atteint la résistance de calcul $(f_e / \gamma_s)$ ,
$\pi$	Coefficient de fissuration,
$\lambda$	Élancement géométrique,
$\mu$	Coefficient de frottement acier /béton,
$\nu$	Coefficient de poisson ; effort normal réduit,
$\sigma_{bc}$	Contrainte de compression du béton,
$\bar{\sigma}_{bc}$	Contrainte limite du béton comprimé à L'E.L.S

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

## Résumé

L'objectif de ce travail consiste à montrer l'effet des propriétés du sol et le site sur la réponse sismique d'un bâtiment en béton armé à usage d'habitation, implanté à la commune de TISSEMSILT, la wilaya de TISSEMSILT. L'ouvrage est classé dans le (Groupe d'usage 2) et implanté en zone de moyenne sismicité (IIa).

L'étude de ce projet est faite avec la variation de la nature et type du sol et en utilisant les règlements de calcul et vérifications du béton armé (B.A.E.L91) et les règlements parasismiques algériens (RPA99/version2003).

On commence en premier lieu par donner une description détaillée du projet (caractéristiques géométriques, lieu d'implantation...etc.), et on cite les différents matériaux utilisés avec leurs caractéristiques, on donne également les différentes hypothèses de calcul.

En second lieu on procède au pré-dimensionnement des différents éléments de l'ouvrage (Poteaux, poutres) et les descentes de charges.

Ensuite on détermine le ferrailage des éléments secondaires (acrotère, balcon, escaliers).

Après l'évaluation des efforts sismique selon le RPA99-2003(grâce au logiciel ETABS V9.6.0) , on procède à l'étude des portiques et des voiles.

Enfin ,on fait l'étude de l'infrastructure (voile périphérique, des semelles isolées ou bien filantes et radier général) pour les différentes catégories de site ( $S_1$  ;  $S_2$  ;  $S_3$ ;  $S_4$ ).

Mots clés : Béton armé, Site, ETABS, RPA99v2003, BAEL91 modifié 99.

# Abstract

The objective of this work is to show the effect of the properties of the soil and the site on the seismic response of a building made of reinforced concrete for residential use, the building is located of TISSEMSILT. The structure is classified in (Group 2) and located in zone of medium seismicity IIa.

The study of this project is made with the variation of the nature and type of soil and using the regulations for the calculation and verification of reinforced concrete (B.A.E.L91) and the Algerian seismic regulations (RPA99 / version2003).

First of all we start by presenting general description of the project (geometric characteristics, implantation location...), we also define the different materials utilized in this project and their properties, then we proceed to the Pre-dimensioning of the building's different elements and assess all loads applied to them.

The second part aims to study secondary elements (columns, beams).

After evaluating the dynamic (according to RPA99-2003 using ETABS v 9.6.0) and the wind efforts we proceed to the study of the structural elements (beams, columns, walls sails, and raft ...)

At last we move to the study of infrastructure (peripheral sail, soles isolated or well running and write off general) for the different categories of site ( $S_1$ ,  $S_2$ ,  $S_3$ ,  $S_4$ ).

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

## ملخص

الهدف من هذا العمل هو إظهار تأثير خواص التربة والموقع على الاستجابة الزلزالية لمبنى مصنوع من الخرسانة المسلحة للاستخدام السكني، يقع في ولاية تيسمسيات والتي تصنف ضمن المناطق متوسطة التعرض للنشاط الزلزالي.

تتم دراسة هذا المشروع بتغيير نوعية التربة باستخدام قواعد حساب التعليمات الزلزالية الجزائرية ( RPA99 / version2003) و الخرسانة المسلحة والتحقق منها (B.A.E.L91).

أولا نبدأ بتقديم وصف عام للمشروع (خصائصه الهندسية... الخ) ونقوم بذكر المواد المستخدمة و خصائصها، بالإضافة إلى فرضيات الحساب.

ثانيا نقوم بحساب الأبعاد الأولية مع عرض حمولة كل عنصر (الأعمدة، الروافد).

ثالثا نقوم بدراسة العناصر الثانوية للمبنى (السلالم، الشرفة... الخ).

بعد الانتهاء من الدراسة الديناميكية للمبنى حسب قواعد (2003-RPA99) و بواسطة "ETABS V9.6.0"، نقوم بدراسة الأجزاء المقاومة للبناءية و الجدران المسلحة.

و في الأخير نقوم بدراسة الأساسات (الجدار المحيط، الأساسات المعزولة أو التي تعمل بشكل جيد و الأساس المستمر) لمختلف فئات الموقع (S1 ؛ S2 ؛ S3 ؛ S4).

الكلمات المفتاحية: الخرسانة المسلحة، الموقع، ETABS، RPA99V2003، BAEL91modifié99.