

N°

Ordre...../F.S.S.A/UAMOB/2021

**REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
MINISTRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA  
RECHERCHE SCIENTIFIQUE  
UNIVERSITE AKLI MOHAND OULHADJE-BOUIRA-**



Faculté Des Sciences Et Des Sciences Appliquées  
Département Génie Civil  
**Mémoire de fin d'étude**  
Présenté par :

**KADI SOUAD**

**LOUNIS HOUDA**

En vue de l'obtention du diplôme de **Master 02** en :  
Filière : **Génie Civil**  
Option : **Structures**  
Thème :

**ETUDE D'UN BATIMENT EN (R+5) EN BETON ARME  
A USAGE MULTIPLES IMPLANTE A LA WILAYA DE BOUIRA.**

**Encadrer Par :**

**Mme.BOUMAIZA MALIKA**

**Année Universitaire : 2020/2021**



# REMERCIEMENTS

*Au terme de ce modeste travail, nous tenons à exprimer notre profonde gratitude et nos vifs remerciements :*

*Tous d'abord, nous tenons à remercier Dieu le Clément et le Miséricordieux de nous avoir donné la force et le courage de mener à bien ce modeste travail.*

*A nos familles pour les sacrifices qu'elles ont faits pour que nous terminions nos études.*

*A notre Promotrice BOUMAIZA.M pour leur encadrement et les conseils et tous les membres des jurys qui nous ont fait l'honneur d'examiner notre modeste travail.*

*A chef département MOUHAMADI.S.*

*A tous les enseignants de l'UAMOB qui ont contribué à notre formation et à l'élaboration de ce présent travail.*

*Ainsi que à tous les employés de L'ENTREPRISE ALMOUHANDICINE de Bouira qui nous a accueillis durant le stage.*

*A tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce travail.*



# DEDICACE

وما توفيقى إلى بالله عليه توكلت واليه أنيب

*Je dédie ce modeste travail à :*

*Les personnes qui me sont les plus chères :*

*A mon très cher père*

*A ma très chère mère qui est la lumière de ma vie, et  
a ma deuxième maman mamissa, que le dieu tout  
puissant vous garde pour moi.*

*A mes très chers frères*

*A ma très chère sœur lílía*

*et sans oublier notre ami commun amel qui était à  
nos cotés et nous a soutenu .*

*A toute ma famille sans exception.*

*A mes amies.*

*A mon binôme HOUDA et sa famille.*

*A toute la promotion de génie civil 2020/2021.*



*SOUAD*

# DEDICACE

وما توفيقى إلى بالله عليه توكلت واليه أنيب

*Je dédie ce modeste travail à :*

*Les personnes qui me sont les plus chères :*

*A mon très cher père*

*A ma très chère mère, que le dieu tout puissant vous  
garde pour moi.*

*A mes très chers frères.*

*Zindine ,sidali*

*A ma très chères sœur aya*

*A MES TANTES ET MES ANCLÉS*

*HAKIM ,AZIZ*

*et sans oublier notre ami commun amel qui était à  
nos cotés et nous a soutenu .*

*A toute ma famille sans exception.*

*A mes amies.*

*A mon binôme SOUAD et sa famille.  
A toute la promotion de génie civil 2020/2021.*



*HOUDA*

# Résumé

Le présent mémoire porte sur l'étude détaillée d'un bâtiment en R+5 régulier en plan et élévation, à usage d'habitation et commerce, implanté dans la wilaya de Bouira classée comme une zone de moyenne sismicité (zone IIa) d'après les règles parasismiques algériennes 99/version2003. Le pré- dimensionnement des éléments porteurs a été fait conformément aux règles du **CBA93**, **RPA99/version2003** et **BAEL91/99**.

L'analyse sismique et dynamique de la structure a été réalisée par le logiciel du calcul **ETABS 9.7.4**. Le contreventement de la structure est assuré par un système en voiles porteurs en béton armé, le système de fondation du bâtiment est composée de radier générale.

**Mots clés :** Béton armé, bâtiment, voile porteur et radier générale.

# ملخص

هذا المشروع عبارة عن دراسة مفصلة لإنجاز بناية سكنية و خدماتية متكونة من طابق أرضي + 5 طوابق

منتظم في المخطط و منتظم تصاعديا يقع في ولاية البويرة التي تصنف ضمن المنطقة الزلزالية

(IIa) حسب القواعد الجزائرية المضادة للزلازل.

قياس مختلف العناصر الأساسية مصمم طبقا للمعايير و القوانين المعمول بها بعد زلزال 21 ماي

2003 (RPA99/version2003), CBA93, و BAEL91/99. التحليل الزلزالي و الديناميكي لهذه البناية تمت

باستخدام البرنامج التحليلي ETABS 9.7.4

مقاومة البناية تكون بواسطة القص ذات الخرسانة المسلحة لضمان استقرارها.

نظام الاساس الذي تم استعماله عبارة عن لبشة.

**الكلمات المفتاحية:** الخرسانة المسلحة, عمارة حامل و لبشة

# Abstract

This project presents a detailed study of a residential and commerce building that consists basement +5 floors in the town of Bouira.

This region is classified as an average seismicity zone IIa according to the Algerian seismic rules RPA 99 /version2003.

The object is to determine the dimensions of the various components of the building, in order to determine their appropriate reinforcement, which must resist the different external actions; we have used the current regulations such as BAEL91 /99, CBA93 and RPA99 / 2003.

The dynamic analysis of the structure was realized by using ETABS software V9.7.4; the system foundations were composed of raft.

**Key words :** Reinforced concrete, building, shall wall and raft.

# sommaire

<b>Introduction générale</b> .....	1
<b>Chapitre I: Présentation de l'ouvrage et caractéristiques des matériaux</b>	
Introduction .....	2
1- Présentation de l'ouvrage .....	2
2- Caractéristiques géométriques .....	3
3- Les matériaux .....	4
4- Les caractéristiques des matériaux .....	8
5- Les contraintes limites du calcul.....	10
6- Les états limites.....	14
<b>Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments</b>	
Introduction.....	17
1- Les planchers .....	17
2- Les balcons .....	18
3- Les escaliers .....	19
4- les poutres.....	23
5- Les poutrelles .....	25
6- Les voiles .....	26
7- les poteaux.....	27
7-1 Descente des charges.....	27
7-2 Coffrage des poteaux.....	31
<b>Chapitre III : Etude des éléments secondaires.</b>	
Introduction .....	37
1- .Etude de l'acrotère .....	37
1.1.Définition.....	37
1.2.Evaluation des charges appliquée sur l'acrotère.....	37
1.3.Vérification au séisme .....	38
1.4.Calcul des sollicitations .....	39
1.5.Calcul des armatures longitudinales à L'ELU.....	39
1.6.Vérification au cisaillement .....	41
1.7.Vérification de Contrainte d'adhérence .....	41
1.8.Calcul des armatures de repartition.....	42
1.9.Vérification des espacements des barres .....	42
1.10.Vérification à l'ELS.....	42
2- Etude de balcon.....	44
2.1.Evaluation des charges.....	45
2.2. Calcul des sollicitations .....	45
2.3.Calcul des armatures longitudinales à L'ELU .....	46
2.4.Vérification à l'ELU.....	48

2.5.Calcul des armatures de repartition.....	49
2.6.Vérification des espacements des barres .....	49
2.7.Vérifications à ELS .....	49
2.8.Vérification de la flèche .....	50
3-Etude des escaliers .....	52
3.1.Calcul des sollicitations .....	52
3.2.A.L'ELU .....	52
3.3.A L'ELS.....	54
3.4.Ferraillage .....	55
3.5.Vérification de la flèche .....	61
4.Etude de la poutre palière .....	62
5.Etude des planchers en corps creux.....	66
5.1.Pré dimensionnement des poutrelles .....	66
5.2.Choix de la méthode de calcul .....	70
5.3.Calcul des poutrelles .....	73
5.4.Calcul d'effort tranchant AL'ELU .....	74
5.5.Calcul d'effort tranchant AL'ELS.....	78
5.6.Calcul du ferraillage.....	81
5.7.Vérification à l'ELS .....	86
5.8.Vérification de la flèche .....	87
5.9.Étude de la dalle de compression .....	88

#### **Chapitre IV: Etude dynamique et sismique**

Introduction.....	91
1- Objectifs de l'étude dynamique .....	91
2-Classification de l'ouvrage selon le RPA99/2003.....	91
3.Présentation des différentes méthodes de calcul .....	91
4.Choix de la méthode de calcul .....	93
5.Modélisation de la structure .....	93
6.Présentation de logiciel du calcul ETABS .....	94
7.Méthode dynamique modale spectrale .....	95
8.Caractéristiques géométriques des voiles .....	101
9.Caractéristiques géométriques et massique de la structure .....	102
10.Présentation des résultats de la méthode dynamique spectrale et commentaires :.....	104
11.L'effort tranchant modal à la base .....	108
12.Vérification des exigences de RPA99/version2003 .....	108
13.Distribution des forces sismique selon la hauteur.....	112
14.Vérification des déplacements inter-étage .....	113
15.Vérification vis-à-vis de l'effèt P- $\Delta$ .....	115
16. Justification vis à vis de l'équilibre d'ensemble.....	118
17. Vérification de l'effort normal réduit.....	122

#### **Chapitre VI: Etude des éléments résistants**

Introduction.....	123
-------------------	-----

1-	Ferraillage des poteaux .....	124
1.1.	Caractéristiques des matériaux.....	124
1.2.	Actions et sollicitations .....	125
1.3.	Les combinaisons d'actions.....	125
1.4.	Etapas du calcul .....	125
1.5.	Exemple du calcul du ferraillage.....	129
1.6.	Vérification du poteau à l'effort tranchant .....	138.
1.7.	Vérification des poteaux à l'ELS .....	140
2-	Ferraillage des poutres.....	142
2.1.	Recommandations du RPA 99/version2003.....	142
2.2.	Exemple du calcul (poutres principales) .....	143
2.3.	Exemple du calcul (poutres secondaires).....	148
2.4.	Schémas de ferraillage de la P.P et P.S .....	150
3-	Ferraillage des voiles.....	152
3.1	Introduction.....	152
3.2	Recommandations du RPA99/2003 .....	152
3.3.	Combinaisons de calcul .....	154
3.4.	Calcul du ferraillage des voiles .....	154

## **Chapitre VI : Etude de l'infrastructure**

	Introduction. ....	161
1.	Etude de sol.....	162
1.1.	Choix du type de fondation .....	162
1.2.	Etude du radier .....	163
1.3.1.	Pré dimensionnement du radier.....	164
1.3.2.	Calcul des sollicitations.. .....	166
1.3.3.	Vérification de la surface de radier .....	167
1.3.4.	Condition de cisaillement .....	167
1.3.5.	Vérification de l'épaisseur du radier vis-à-vis du poinçonnement .....	168
1.3.6.	Caractéristique géométrique du radier .....	169
1.3.7.	Evaluation et vérification des contraintes sous le radier.....	170
1.3.8.	Vérification de la stabilité au renversement du radier .....	172
1.3.9.	Vérification sous l'effet de la pression hydrostatique .....	173
1.3.10.	Vérification de la stabilité au renversement du radier selon l'RPA .....	174
1.4.	Ferraillage du radier .....	174
1.4.1.	Ferraillage des panneaux du radier .....	174
1.4.1.1.	Schéma de ferraillage de la dalle du radier .....	179
1.5.	Ferraillage des débords .....	180

<b>Conclusion Générale.....</b>	<b>182</b>
---------------------------------	------------

# Liste des figures

---

## **CHAPITRE I :**

<i>Figure I.1 :</i> Evolution de la résistance $f_{cj}$ en fonction de l'âge du béton.....	8
<i>Figure I.2 :</i> Evolution de la résistance du béton en traction $f_{tj}$ en fonction de Celle de compression $f_{cj}$ .....	9
<i>Figure I.3:</i> .Diagramme contraintes –déformations du calcul du béton à L'ELU .....	11
<i>Figure I.4:</i> ... Diagramme contraintes-déformations du béton à l'ELS.....	12
<i>Figure I.5:</i> Diagramme contrainte - déformation du calcul de l'acier à l'ELU.....	13
<i>Figure I.6:</i> Diagramme des déformations limites de la section : règle des trois pivots.....	16

## **CHAPITRE II :**

<i>Figure II.1 :</i> Plancher corps creux. ....	17
<i>Figure II.2 :</i> Schéma d'un escalier.....	20
<i>Figure II.3 :</i> .Vue en plan d'escalier à deux volées. ....	22
<i>Figure II.4 :</i> Dimensionnement de la poutre. ....	24
<i>Figure II.5 :</i> Dimension de la poutrelle. . ....	25
<i>Figure II.6:</i> Les dimensions du voile. ....	26
<i>Figure II.7:</i> Détail de plancher corps creux terrasse inaccessible. . ....	27
<i>Figure II.8 :</i> Détail de plancher corps creux. ....	28
<i>Figure II.9 :</i> Mur double cloison (gauche); Mur simple cloison (droite) . ....	30
<i>Figure II.10 :</i> La section réduite de poteau. ....	32
<i>Figure II.11 :</i> .Poteau central. . ....	33

## Liste des figures

---

### **CHAPITRE III:**

<i>Figure III.1</i> : Schéma de l'acrotère .....	38
<i>Figure III.2</i> : Section de calcul d'acrotère .....	39
<i>Figure III.3.</i> : Schéma de ferrailage de l'acrotère.....	44
<i>Figure III.4</i> : Schéma statique de la dalle pleine à l'ELU du balcon.....	45
<i>Figure III.5</i> : Schéma statique de la dalle pleine à l'ELS du balcon.....	46
<i>Figure III.6</i> : Section du calcul du balcon.....	46
<i>Figure III.7</i> : Schéma de ferrailage de balcon.....	51
<i>Figure III.8</i> : Schéma statique de l'escalier (ELU).....	52
<i>Figure III.9</i> : Diagramme de L'effort tranchant de l'escalier (ELU).....	53
<i>Figure III.10</i> : Diagramme de moment fléchissant de l'escalier (ELU).....	53
<i>Figure III.11</i> : Schéma statique de l'escalier (ELS).....	54
<i>Figure III.12</i> : Diagramme de moment fléchissant de l'escalier à ELS.....	54
<i>Figure III.13</i> : .La section du calcul de l'escalier.....	55
<i>Figure III.14</i> : La flèche.....	61
<i>Figure III.15</i> : Schéma de ferrailage de l'escalier.....	62
<i>Figure III.16</i> : Schéma statique de la poutre palière.....	63
<i>Figure III.17</i> : Schéma de ferrailage de la poutre palière.....	66
<i>Figure III.18</i> : Poutrelle préfabriqué.....	67
<i>Figure III.19</i> : .Corps creux.....	67
<i>Figure III.20</i> : La section en T de la poutrelle.....	69
<i>Figure III.21</i> : Schéma statique de poutrelle.....	73
<i>Figure III.22</i> : Diagrammes des efforts tranchants à L'ELU.....	76

## Liste des figures

---

<i>Figure III.23</i> : Diagrammes des moments fléchissant à L'ELU.....	77
<i>Figure III.24</i> : Diagrammes des efforts tranchants à L'ELS.....	80
<i>Figure III.25</i> : Diagrammes des moments fléchissant à L'ELS.....	80
<i>Figure III.26</i> : L'ancrage des barres.....	86
<i>Figure III.27</i> : Schéma de ferrailage des poutrelles (aux appuis et en travée).....	89
<i>Figure III.28</i> : Schéma de ferrailage de la dalle de compression.....	89

### **CHAPITRE IV :**

<i>Figure IV.1</i> : Vue en 3D de la structure.....	100
<i>Figure IV.2</i> : Disposition des voiles. ....	101
<i>Figure IV.3</i> : 1 <sup>er</sup> Mode de translation suivant le sens Y-Y de periode.....	105
<i>Figure IV.4</i> : 2 <sup>ème</sup> Mode de translation suivant le sens X-X de periode ....	106
<i>Figure IV.5</i> : 3 <sup>ème</sup> Mode de rotation autour de l'axe Z de periode.....	107
<i>Figure IV.6</i> : Spectre de réponse. ....	111
<i>Figure IV.7</i> : Présentation de l'effèt P- Δ sur la structure.....	116
<i>Figure IV.8</i> : Moment de renversement. ....	119

### **CHAPITRE V :**

<i>Figure V.1</i> : Les sollicitations exercées sur les poteaux.....	124
<i>Figure V.2</i> : Zone nodale.....	127
<i>Figure V.3</i> : Section du poteau.....	129
<i>Figure V.4</i> : Disposition des armatures pour les poteaux.....	137
<i>Figure V.5</i> : Schémas de ferrailage des poteaux ....	141
<i>Figure V.6</i> : Schémas de ferrailage de la P.P et P.S.....	150-151
<i>Figure V.7</i> : Effort externe des voiles.....	154
<i>Figure V.8</i> : Contraintes des voiles.....	154

## Liste des figures

---

*Figure V.9: Ferrailage du voile*.....160

### **CHAPITRE VI**

*Figure VI.1 : Type de fondations superficielles*.....161

*Figure VI.2 : Schéma d'un radier général*.....165

*Figure VI.3 : Schéma de radier*.....166

*Figure VI.4 : Schéma de transmission des charges*.....168

*Figure VI.5 : Schéma de transmission des charges*.....169

*Figure VI.6 : Le panneau le plus sollicité*.....175

*Figure VI.7 : Schéma de ferrailage de la dalle du radier*.....179

*Figure VI.8 : Schéma statique de débord de radier*.....180

# Liste des tableaux

---

## **CHAPITRE I :**

<i>Tableau I.1</i> : Classification du ciment .....	5
<i>Tableau I.2</i> : Les classes des granulats.....	6
<i>Tableau I.3</i> : Valeurs de la limite d'élasticité garantie $f_e$ .....	7

## **CHAPITRE II :**

<i>Tableau II.1</i> : Charge permanente du palier.....	22
<i>Tableau II.2</i> : Charge permanente de volé. ....	23
<i>Tableau II.3</i> : Charges du plancher corps creux terrasse inaccessible .....	28
<i>Tableau II.4</i> : .Charges du plancher corps creux ,RDC, 1 <sup>er</sup> étage et EC. ....	29
<i>Tableau II.5</i> : Charges permanentes de mur extérieur. ....	29
<i>Tableau II.6</i> : Charges permanentes de mur intérieur. ....	30
<i>Tableau II.7</i> : Charges permanentes du balcon.....	30
<i>Tableau II.8</i> : Choix des sections des poteaux centraux.....	34
<i>Tableau II.9</i> : Section des poteaux adoptés. ....	34
<i>Tableau II.10</i> : Vérification des sections du poteau selon l'RPA.....	35
<i>Tableau II.11</i> : Vérification au flambement. ....	36

## **CHAPITRE III :**

<i>Tableau III.1</i> : Vérification de la contrainte de compression dans le béton de l'acrotère ...	43.
<i>Tableau III.2</i> : Vérification de la contrainte de compression dans le béton du balcon .....	49
<i>Tableau III.3</i> : Combinaison des charges de l'escalier.....	52
<i>Tableau III.4</i> : Les données a utilisé.....	55
<i>Tableau III.5</i> : Vérifications de la contrainte de compression dans le béton de l'escalier...	60

## Liste des tableaux

---

<i>Tableau III.6 : Les armatures de l'escalier obtenu.....</i>	<i>60</i>
<i>Tableau III.7 : Récapitulatif de calcul des armatures de la poutre palière.....</i>	<i>63</i>
<i>Tableau III.8 : Récapitulatif de vérification de la poutre palière à l'ELU.....</i>	<i>64</i>
<i>Tableau III.9 : Récapitulatif de vérification de la poutre palière à l'ELS.....</i>	<i>65</i>
<i>Tableau III.10 : Charges et surcharges de la poutrelle.....</i>	<i>67</i>
<i>Tableau III.11 : Combinaison des charges de la poutrelle.....</i>	<i>68</i>
<i>Tableau III.12 : Evaluation des charges de la poutrelle.....</i>	<i>70</i>
<i>Tableau III.13 : Des sollicitations à L'ELU .....</i>	<i>76</i>
<i>Tableau III.14 : Des sollicitations à L'ELS.....</i>	<i>79</i>
<i>Tableau III.15 : Les armatures longitudinales choisie(en travée).....</i>	<i>82</i>
<i>Tableau III.16 : Les armatures longitudinales choisie (aux appuis).....</i>	<i>83</i>
<i>Tableau III.17 : Vérifications de la contrainte de compression dans le béton.....</i>	<i>86</i>
<i>Tableau III.18 : Résultats de calcul de la flèche.....</i>	<i>88</i>
<b>CHAPITRE IV :</b>	
<i>Tableau IV.1 : Pénalités en fonction de critère de qualité.....</i>	<i>99</i>
<i>Tableau IV.2 : Les valeurs obtenues du Poids total de la structure.....</i>	<i>101</i>
<i>Tableau IV.3 : Centre de masse et inertie des niveaux.....</i>	<i>102</i>
<i>Tableau IV.4 : Périodes, modes et facteurs de participation massique.....</i>	<i>104</i>
<i>Tableau IV.5 : L'effort tranchant modal et les moments à la base (ETABS).....</i>	<i>108</i>
<i>Tableau IV.6 : Vérification de la force sismique (statique et dynamique).....</i>	<i>109</i>
<i>Tableau IV.7 : Reprise des charges horizontales par les voiles et les portiques.....</i>	<i>110</i>
<i>Tableau IV.8 : Reprise des charges verticales par les voiles et les portiques .....</i>	<i>110</i>
<i>Tableau IV.9 La distribution de la résultante des forces sismique selon la hauteur sens XX.....</i>	<i>112</i>
<i>Tableau IV.10 : La distribution de la résultante des forces sismique selon la hauteur sens</i>	<i>113</i>
<i>Tableau IV.11 : Le déplacement inter-étage dans le sens X-X.....</i>	<i>114</i>

## Liste des tableaux

---

<i>Tableau IV.12</i> : Le déplacement inter-étage dans le sens Y-Y.....	115
<i>Tableau IV.13</i> : Vérification de l'effet P- $\Delta$ sens X-X .....	117
<i>Tableau IV.14</i> : Vérification de l'effet P- $\Delta$ sens Y-Y .....	118
<i>Tableau IV.15</i> : Calcul le moment de renversement sens X-X.....	120
<i>Tableau IV.16</i> : Calcul le moment de renversement sens Y-Y .....	120
<i>Tableau IV.17</i> : Centre de gravité et de torsion.....	121
<i>Tableau IV.18</i> : Vérification de renversement.....	121
<i>Tableau IV.19</i> : Vérification de l'effort normal réduit .....	122

### **CHAPITRE V :**

<i>Tableau V.1</i> : Caractéristiques mécaniques des matériaux.....	124
<i>Tableau V.2</i> : Armatures maximales et minimales pour chaque zone. ....	128
<i>Tableau V.3</i> : Les sollicitations obtenues par ETABS. ....	129
<i>Tableau V.4</i> : Choix des armatures.....	133
<i>Tableau V.5</i> : Les armatures adopté. ....	133
<i>Tableau V.6</i> : Armature transversale (Zone courante). ....	137
<i>Tableau V.7</i> : Armature transversale (Zone nodale). ....	137
<i>Tableau V.8</i> : Vérification de la contrainte de cisaillement et l'effort tranchant. .....	139
<i>Tableau V.9</i> : Récapitulatif de vérification des poteaux à l'ELS. ....	140
<i>Tableau V.10</i> : Résultats des moments et efforts tranchants obtenus par ETABS. ....	143
<i>Tableau V.11</i> : Vérifications de la contrainte à ELS. ....	148
<i>Tableau V.12</i> : Résultats des moments et efforts tranchants obtenus par ETABS.....	148
<i>Tableau V.13</i> : Choix des barres. ....	149
<i>Tableau V.14</i> : Vérification de l'effort tranchant.....	149
<i>Tableau V.15</i> : Vérification à ELS. ....	149
<i>Tableau V.16</i> : Vérification de la flèche. ....	149
<i>Tableau V.17</i> : Ferrailage du voile (L=1,4m).....	158

## Liste des tableaux

---

Tableau V.18. : Choix des barres du voile.....	159
Tableau V.19.Les vérifications à ELS et de contrainte de cisaillement.....	159

### **CHAPITRE VI :**

<i>Tableau VI.1</i> : Vérification des contraintes sous le radier.....	171
<i>Tableau VI.2</i> : Vérification des contraintes sous le radier.....	172
<i>Tableau VI.3</i> : Vérification de la stabilité au renversement du radier .....	174
<i>Tableau VI.4</i> : Récapitulatif des moments de la dalle de radier. ....	177
<i>Tableau VI.5</i> : Récapitulatif de calcul des armatures des panneaux de radier(ELU). ....	177
<i>Tableau VI.6</i> : Récapitulatif de calcul des armatures des panneaux de radier (ELS). ....	178
<i>Tableau VI.7</i> : Récapitulatif de vérification des panneaux de radier .....	179
<i>Tableau VI.8</i> : Calcul des armatures de débord de radier a ELU.....	180
<i>Tableau VI.8</i> : Calcul des armatures de débord de radier a ELS.....	181

# Notations et Symboles

## 1. Majuscules Romaines :

$A$  (ou  $A_s$  ou  $A_l$ ) : Aire d'une section d'acier (longitudinal).

$A$  : Section d'acier tendu.

$A'$  : Section d'acier comprimé.

$A_{max}, A_{min}$  : Section d'acier maximale et minimale

$B$  : Aire du béton.

$B_r$  : Section réduite du béton d'un poteau.

$L_t$  : Largeur de la section tendue.

$M_t$  : Masse torsionnelle.

ELS : Etat Limite de Service.

ELU : Etat Limite Ultime.

$E_v$  : Module de déformation longitudinale différée du béton.

$E_i$  : Module de déformation longitudinale instantanée du béton.

$E_s$  : Module de déformation longitudinale de l'acier.

$I$  : Moment d'inertie.

$M_f$  : Moment fléchissant.

$M_t$  : Moment fléchissant en travée d'une poutre.

$M_a$  : Moment fléchissant en appui d'une poutre.

$M_u$  : Moment fléchissant à l'ELU.

$M_{ser}$  : Moment fléchissant à l'ELS

$N$  : Effort normal.

$N_{ser}$  : Effort normal de service.

$N_u$  : Effort normal ultime.

$T_u, V_u$	: Effort tranchant ultime.
$G$	: Charge permanente.
$Q$	: Charge d'exploitation.
$E$	: Charge sismique.

## 2. Minuscules Romaines :

$a$	: Largeur d'un poteau
$a_0$ (et $b_0$ )	: Dimension d'une fondation
$b$	: Largeur d'une poutre (table), d'un poteau
$b_0$	: Largeur de l'âme d'une poutre
$d$ (et $d_0$ )	: Position des armatures tendues (et comprimées) par rapport à la fibre la plus comprimée de la section de béton
$c, c$	: Enrobage supérieur et inférieur.
$e$	: Excentricité de l'effort normal, Epaisseur d'une dalle
$f_e$	: Limite d'élasticité de l'acier
$f_{cj}$	: Résistance caractéristique à la compression du béton âge de $j$ jours
$f_{tj}$	: Résistance caractéristique à la traction du béton âge de $j$ jours
$g$	: Charge permanente unitaire
$h$	: Hauteur d'une poutre, d'une fondation
$h_0$	: Hauteur du talon d'une poutre
$h_1$	: Hauteur du hourdis d'une poutre
$i$	: Rayon de giration d'une section
$j$	: Nombre de jours de maturité du béton
$l$	: Portée d'une poutre ou d'une dalle, hauteur d'un poteau
$l_s$	: Longueur de scellement droite
$l_f$	: Longueur de flambement
$n$	: Coefficient d'équivalence acier-béton
$q$	: Charge permanente unitaire
$s_t$	: Espacement des armatures transversales
$u$	: Périmètre
$x$	: Abscisse
$y$	: Ordonnée
$z$ (ou $z_b$ )	: Bras de levier du couple de flexion

### 3. Majuscules Grecs :

$\Delta$  : Variation.

$\Sigma$  : Sommation.

$\Phi$  : Diamètre nominal d'une barre d'aciers.

W : Poids.

### 4. Minuscules Grecs :

$\alpha$  : Angle d'une armature avec la fibre moyenne, coefficient sans dimension en général (très utilisé!) (*alpha*)

$a_u$  : Profondeur de l'axe neutre adimensionnée à l'ELU

$\gamma$  : Coefficient partiel de sécurité sur l'acier (*gamma*)

$\gamma_b$  : Coefficient partiel de sécurité sur le béton

$\varepsilon_{bcmax}$  : Déformations maximale du béton comprimé (*epsilon*)

$\varepsilon_{st}$  : Déformations des armatures tendues

$\varepsilon_{sc}$  : Déformations des armatures comprimées

$\eta$  : Coefficient de fissuration relatif à une armature (*eta*)

$\lambda$  : Elancement mécanique d'une pièce comprimée (*lamda*)

$\mu_{ser}$  : Moment ultime réduit à l'ELS (*mu*)

$\mu_u$  : Moment ultime réduit à l'ELU

$\nu$  : Coefficient de poisson (*nu*)

$\rho$  : Rapport de la section d'acier sur celle du béton (*rho*)

$\sigma$  : Contrainte normale (*sigma*)

$\sigma_{bcmax}$  : Contrainte maximale du béton comprimé

$\sigma_{st}$  : Contrainte dans les aciers tendus

$\sigma_{sc}$  : Contrainte dans les aciers comprimés

$\tau$  : Contrainte tangente (*tau*)

$\tau_u$  : Contrainte tangente conventionnelle

$\tau_s$  : Contrainte d'adhérence

$\tau_{se}$  : Contrainte d'adhérence d'entraînement

$\varphi$  : Coefficient de fluage (*phi*)

$\Phi_l$  : Diamètre d'une armature longitudinale

$\Phi_t$  : Diamètre d'une armature transversale

$\Psi_s$  : Coefficient de scellement relatif à une armature (*psi*)

## 5. Unités

Les unités utilisées en béton armé sont celles du système international (USI) et leurs multiples :

$m, cm, mm$  : Longueur, dimension, portée

$cm^2$  : Section d'acier

$m^2$  : Section

$KN, N, MN$  : Charge ponctuelle

$KNm^{-1}, Nm^{-1}, MNm^{-1}$  : Charge linéique

$KNm^{-2}, Nm^{-2}, MNm^{-2}$  : Charge surfacique

$KNm^{-3}, Nm^{-3}, MNm^{-3}$  : Charge volumique

$KNm, Nm, MNm$  : Moment

$MPa, Pa, KPa$  : Contrainte

Une conversion bien utile :  $1MPa = 1MNm^{-2} = 1Nmm^{-2} = 10^6 Pa$ .

On rencontre encore parfois le *bar* comme unité de contrainte :

**1 Bar = 1 Kg.cm<sup>-2</sup> et 10 Bar  $\approx$  1MPa.**

## 6. Autres notations :

A.N : Axe neutre.

C.V : Condition vérifiée.

# Introduction Générale

L'analyse approfondie des ouvrages touchés par le séisme nous renvoie souvent aux mêmes causes, dont les principales sont dues à de mauvaises dispositions constructives ou des malfaçons d'exécutions. Pour cela on ne doit pas se contenter d'appliquer uniquement les règlements, mais on doit impérativement comprendre les facteurs déterminants le comportement dynamique de la structure afin de mieux prévoir sa réponse sismique à un niveau d'accélération donné.

En effet, on est directement lié à la conception et à la réalisation d'édifices de manière à préserver la sécurité des vies humaines et des biens matériels. Il doit tenir compte des aspects structuraux, fonctionnels et préserver la résistance, l'économie (en tenant compte du coût de réalisation), l'esthétique et la viabilité de l'édifice.

Pour cela les différentes études et règlement préconise divers systèmes de contreventements visant à minimiser les déplacements et à limiter les risques de torsion et d'éviter l'endommagement de la structure tout en assurant une bonne dissipation des efforts. Le choix d'un système de contreventement est fonction de certaines considérations à savoir la hauteur du bâtiment, son usage, sa capacité portante ainsi que les contraintes architecturales, et surtout la zone sismique où se situe l'ouvrage. C'est pour cela que les structures doivent être étudiées et réalisées conformément aux règles parasismiques. Le projet qui nous a été confié consiste à étudier un bâtiment en (R+5) contreventé par des voiles porteurs en béton armé)

Pour ce faire, nous allons répartir le travail en six chapitres à savoir :

- ✚ Le premier chapitre consiste en la présentation du bâtiment, la définition des différents éléments et le choix des matériaux à utiliser.
- ✚ Le deuxième chapitre consacré au pré-dimensionnement des éléments structuraux.
- ✚ Le troisième chapitre traite le calcul des éléments secondaires.
- ✚ Le quatrième chapitre comporte la modélisation et l'étude dynamique du bâtiment réalisée par le logiciel ETABS 9.7.4
- ✚ Le calcul des ferraillements des éléments structuraux, fondé sur les résultats du logiciel ETABS 9.7.4 est l'objet du cinquième chapitre.
- ✚ Le sixième est le dernier chapitre aborde l'étude de l'infrastructure.

## Introduction :

La stabilité de l'ouvrage est en fonction de la résistance des différents éléments structuraux (poteaux, poutres, voiles...) aux différentes sollicitations (compression, flexion...) dont la résistance de ces éléments est en fonction du type des matériaux utilisés et de leurs dimensions et caractéristiques. Donc pour le calcul des éléments constituant un ouvrage, on se base sur des règlements et des méthodes connues (BAEL91/99, CBA93 et RPA99/version2003) qui s'appuient sur la connaissance des matériaux (béton et acier) et le dimensionnement et ferrailage des éléments résistants de la structure.

## I.1.Présentation de l'ouvrage :

Le projet consiste à étudier un bâtiment en R+5 à usage multiples (habitations et commerces) constitué de :

- ✚ Un rez-de-chaussée (RDC) destiné comme des locaux.
- ✚ Le 1<sup>er</sup> étage est un étage multi services.
- ✚ Du 2<sup>ème</sup> aux 5<sup>èmes</sup> étages à usages d'habitations.

Le bâtiment est implanté à la wilaya de Bouira classée par les règles parasismiques algériennes RPA99/version2003 comme une zone de moyenne sismicité (zone IIa).

L'ouvrage appartient au groupe d'usage 2, ouvrages courants ou d'importance moyenne, d'après l'article 3.2 de RPA99/version2003.

D'après l'article 3.3.1 du RPA99/version2003, les sites sont classés en quatre catégories en fonction des propriétés mécaniques des sols qui les constituent.

D'après le rapport du sol, le site est considéré comme site meuble catégorie S3.

La contrainte admissible du sol  $\bar{\sigma}_s = 1.7$  bars.

## I.2. Caractéristiques géométriques :

### 1) Dimension en plan :

- Longueur totale du bâtiment (sens longitudinal).....**20.5m.**
- Largeur totale du bâtiment (sens transversal).....**9.32m.**

### 2) Dimension en élévation :

- Hauteur du RDC.....**4.08m.**
- Hauteur des étages courants.....**3.06m.**
- Hauteur totale du bâtiment .....**19.38m.**

## I.3. Eléments de l'ouvrage :

### 1) Plancher :

Les planchers remplissent deux fonctions principales :

- Fonction de résistance mécanique : les planchers supportent leur poids propre et les surcharges d'exploitation.
- Fonction d'isolation : ils assurent l'isolation thermique et acoustique des différents étages.

Notre bâtiment comporte deux types des planchers :

- Planchers en corps creux: utilisés au RDC et le 1<sup>er</sup> étage et les étages courants, ils sont constitués d'hourdis, table de compression en béton armé et des poutrelles préfabriquées.

Le choix a été fait pour les raisons suivantes :

- La facilité de réalisation.
- Diminuer le poids de la structure et par conséquent la résultante de la force sismique.
- Economie dans le coût de coffrage (coffrage par des éléments en bois récupérables).
- Planchers en dalle pleine : utilisés pour la réalisation des balcons et les escaliers.

### 2) Maçonnerie :

- Les murs extérieur sont constituées par une double paroi en briques creuses dont l'épaisseur (10+15) cm séparées par une l'ame d'air de 5 cm.
- Les murs intérieurs (cloisons de répartition) : de 10 cm d'épaisseur en briques creuses.

### 3) Revêtement :

Le revêtement de la structure est constitué par :

- Enduit en plâtre pour les plafonds.
- Enduit en ciment pour les murs extérieurs et les cloisons.
- Revêtement à carrelage pour les planchers.
- Au sol, carrelage de 2 cm pour les chambres, les couloirs et les escaliers.
- Céramique recouvrant tous les murs dans les salles d'eau.
- Le plancher terrasse sera recouvert par une étanchéité multicouche imperméable évitant la pénétration des eaux pluviales.

### 4) Escaliers:

On a des escaliers à deux volées avec un palier intermédiaire.

### 5) Terrasse :

La terrasse du bâtiment est inaccessible.

### 6) L'acrotère :

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

## I.4. Les matériaux :

L'ingénieur qui est chargé de concevoir, construire et maintenir un ouvrage doit savoir parfaitement les différentes propriétés des matériaux qui sont à sa disposition. Ceci lui permet de faire son choix pour obtenir des constructions rigides, efficaces, économiques et durables.

La structure du bâtiment est conçue avec du béton armé, qui est constitué de béton et d'acier.

### I.4.1. Le béton :

Le béton est un matériau constitué par le mélange du ciment, granulats (sable, gravillons) et d'eau, les composants sont :

#### 1. Ciment :

Le ciment est un liant hydraulique, c'est-à-dire une poudre minérale qui mélangée avec l'eau, forme une pâte qui durcit progressivement. Le ciment est utilisé pour solidariser entre eux des matériaux inertes comme le sable et les gravillons pour la fabrication des mortiers et des bétons.

Le ciment est composé essentiellement de clinker (mélange calciné de calcaire et d'argile) associé à autres constituants secondaires.

## 1.1. La classification du ciment :

### ➤ Selon la classe de résistance :

Le ciment est classé en 3 classes de résistance :

1. 32.5MPa (la résistance min à la compression à 28j).
2. 42.5MPa (la résistance min à la compression à 28j).
3. 52.5MPa (la résistance min à la compression à 28j).

### ➤ Selon leur composition :

Il existe plusieurs types de ciment selon la nature et les proportions des composants.

A chaque type correspond une désignation particulière.

Suivant la norme (NFP15-301) on distingue 5 catégories de ciment, résumé dans le tableau suivant :

Tableau I.1. Classification du ciment.

Type du ciment	Code	Type d'ajouté
1	CEM I	Ciment Portland (CPA) (95 <sup>0</sup> / <sub>0</sub> clinker + 5 <sup>0</sup> / <sub>0</sub> gypse).
2	CEM II	Ciment portland composé (CPJ)
3	CEM III	Ciment de haut fourneau (CHF)
4	CEM IV	Ciment pouzzolanique (CPZ)
5	CEM V	Ciment au laitier et aux cendres (CLC)

## 2. Les granulats :

On appelle « granulats » les matériaux inertes, sables, graviers ou cailloux, qui entrent dans la composition des bétons. C'est l'ensemble des grains compris entre 0 et 125 mm dont l'origine peut-être naturelle, artificielle ou provenant de recyclage. Ces matériaux sont quelques fois encore appelés « agrégats ».

Ils constituent le squelette du béton et sont classés en trois catégories :

Tableau I.2. Les classes des granulats.

Sable	Gravillon	Cailloux
Fins : 0.08÷0.315 (mm).	Fins : 5÷8 (mm).	Petit : 20÷31.5 (mm).
Moy : 0.315÷1.25 (mm).	Moy : 8÷12.5 (mm).	Moy : 31.5÷50 (mm).
Gros : 1.25÷5 (mm).	Gros : 12.5÷20 (mm).	Gros : 50÷80 (mm).

## 2.1. Sables :

Le sable est un grain dont le diamètre est inférieur à 4mm. Il est utilisé dans le béton afin de combler les vides entre les grains de gravier. A l'état naturel, le sable peut aussi contenir des grains fins d'un diamètre inférieur à 0.5mm, appelé fines. Ces grains peuvent être composés d'argile, ou de matière organique (feuilles, bois,...) en cours de décomposition, ou de matière minérale siliceuse ou calcaire.

## 2.2. Graviers :

Et une source naturelle comme les vallées, les rivières (pierres arrondies) et se caractérise par sa surface lisse et des diamètres allant de granulés (5-25) ou peuvent être obtenus par artificiellement cassé les roches dans les carrières.

Le gravier est de type concassé, il donne une bonne adhérence avec la pâte de ciment, grâce à leur forme et la surface rugueuse.

## 3. L'eau :

L'eau est un élément essentiel dans le béton où il travaille sur la liquidité ainsi que son interaction avec la pâte de ciment donne prise en mélangeant de l'eau sous la forme de rapports entre l'eau et le ciment. La résistance finale d'un béton dépend du rapport E/C (masse d'eau / masse de ciment) du mélange. Le rapport E/C d'un béton courant varie entre 0.4 (qualité supérieure) et 0.6 (béton de fondation).

## 4. Les additifs et adjuvants:

**4.1. Les additifs :** sont des matériaux en fines particules qui peuvent être ajoutés en quantités limitées pour influencer certaines propriétés ou obtenir des propriétés particulières. Ils sont à prendre en compte dans la composition volumétrique.

**4.2. Les adjuvants :** sont des matériaux actifs ajoutés en très petite quantité (souvent liquide) dans le but d'influencer certaines propriétés par une action chimique ou physique.

### I.4.2.L'acier :

L'acier peut être défini comme un matériau composé essentiellement de fer et présentant une teneur en carbone inférieure à 2 %. Il peut encore contenir d'autres éléments mais de tous ces éléments d'alliage, le carbone à l'effet le plus prononcé sur les propriétés de l'acier.

Leur rôle est d'absorber les efforts de traction, de cisaillement et de torsion, on distingue :

- Des aciers ronds lisses (RL) : Fe235, Fe215.
- Des aciers hauts adhérence (HA) : Fe400, Fe500.
- Des treillis soudés(TS) ( $\Phi < 6\text{mm}$ ) : Fe=520 MPa.

Le module d'élasticité longitudinale de l'acier est pris égale à :  $E_s = 200\,000\text{ MPa}$ .

(Art A.2.2.1 BAEL91/99).

✓ On notera qu'un seul modèle est utilisé pour décrire les caractéristique mécaniques des différents types d'acier, ce modèle étant fonction de la limite d'élasticité garantie  $f_e$

Tableau I.3.Valeurs de la limite d'élasticité garantie  $f_e$

Type	Nuance	$F_e$ (MPa)	Emploi
Ronds lisses	$F_eE22$	215	Epingle de levage des pièces préfabriquées.
	$F_eE24$	235	
Barres HA Type 1 et 2	$F_eE40$	400	Emploi courant.
	$F_eE50$	500	
Fils tréfiles HA Type 3	$F_eTE40$	400	emploi sous forme des barres droites ou des treillis.
	$F_eTE50$	500	
Fils tréfiles lisses Type 4	TL50 $\Phi > 6\text{mm}$	500	Treillis soudés uniquement emploi courant.
	TL50 $\Phi \leq 6\text{mm}$	520	

Dans notre cas : on utilise un acier de  $F_eE400$   $f_e = 400\text{ MPa}$ .

## I.5. Les caractéristiques des matériaux :

### I.5.1. Le béton :

#### 1. Résistance du béton à la compression $f_{cj}$ :

D'après l'article A.2.1, 11 du BAEL91/99 :

➤ Si  $f_{c28} \leq 40$  MPa :

$$f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} f_{c28} \quad (\text{Pour } j < 60j)$$

$$f_{cj} = 1.1 f_{c28} \quad (\text{Pour } j > 60j)$$

➤ Si  $f_{c28} > 40$  MPa

$$f_{cj} = \frac{j}{1.4 + 0.95j} f_{c28} \quad (\text{Pour } j \leq 28j)$$

$$f_{cj} = f_{c28} \quad (\text{Pour } j > 28j)$$

Dans notre cas on utilise  $f_{c28} = 25$  MPa.

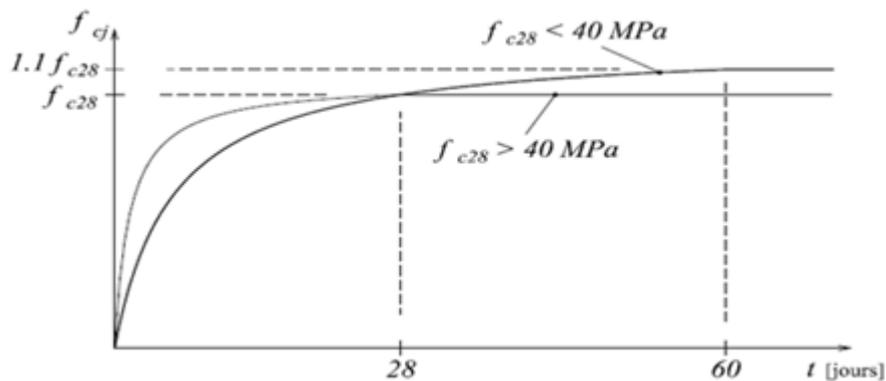


Figure I.1. Evolution de la résistance  $f_{cj}$  en fonction de l'âge du béton.

#### 2. Résistance du béton à la traction $f_{tj}$ :

D'après l'article A 2.1, 12 du BAEL91/99 :

- Si  $f_{c28} \leq 60 \text{ MPa}$

$$\underline{f_{tj} = 0.6 + 0.06f_{cj}}$$

- Si  $f_{c28} > 60 \text{ MPa}$

$$\underline{f_{tj} = 0.275(f_{cj})^{2/3}}$$

Dans notre cas :  $f_{c28} \leq 60 \text{ MPa}$  donc :  $f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$ .

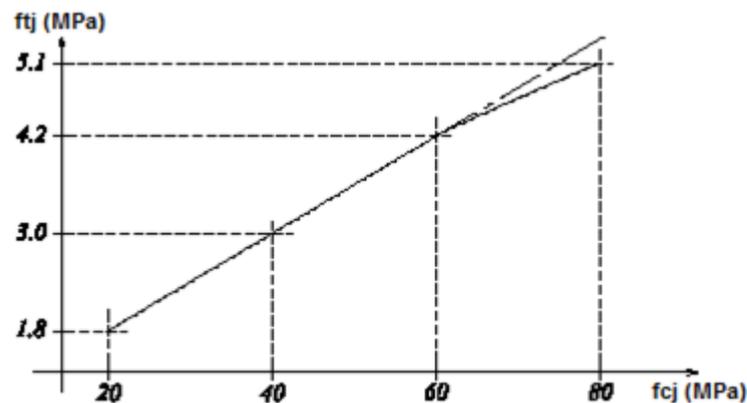


Figure I.2. Evolution de la résistance du béton en traction  $f_{ij}$  en fonction de Celle de compression  $f_{cj}$ .

### 3. Modules de déformation longitudinale :

On distingue les modules de Young instantané  $E_{ij}$  et différé  $E_{vj}$ . Le module instantané est utilisé pour les calculs sous chargement instantané de durée inférieure à 24 heures. Pour des chargements de longue durée (cas courant), on utilisera le module différé, qui prend en compte artificiellement les déformations de fluage du béton. Celles-ci représentant approximativement deux fois les déformations instantanées, le module instantané est pris égal à trois fois le module différé :  $E_{ij} = 3E_{vj}$

#### 3.1. Module de déformation longitudinale instantanée :

D'après l'art A.2.1.21 du BAEL91/99, le module égale :

$$\underline{E_{ij} = 11000 f_{cj}^{1/3}}$$

Pour :  $f_{cj} = f_{c28} = 25 \text{ MPa} \longrightarrow E_{ij} = 32164.20 \text{ MPa}$ .

### 3.2. Module de déformation longitudinale différé :

D'après l'article A.2.1.22 du BAEL91/99, le module égale :

$E_{vj} = 3700 f_{cj}^{1/3}$	Si $f_{c28} \leq 60 \text{ MPa}$ .
$E_{vj} = 4400 f_{cj}^{1/4}$	Si $f_{c28} > 60 \text{ MPa}$ sans fumée de silice.
$E_{vj} = 6100 f_{cj}$	Si $f_{c28} > 60 \text{ MPa}$ avec fumée de silice.

Pour :  $f_{cj} = f_{c28} = 25 \text{ MPa} \longrightarrow E_{vj} = 10818.87 \text{ MPa}$ .

### 4. Module de déformation transversale :

La valeur du module de déformation transversale est donnée par :

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad ; \quad \nu = \frac{\varepsilon_t}{\varepsilon_l}$$

### 5. Coefficient de poisson :

D'après l'article A.2.1.3 du BAEL 91/99, le coefficient de poisson égale :

$$\nu = \frac{\text{La déformation transversale relative}}{\text{La déformation longitudinale relative.}}$$

$\nu = 0.20$  : dans le cas d'état limite de service.

$\nu = 0$  : dans le cas d'état limite ultime.

## I.6. Les contraintes limites du calcul :

### I.6.1. Béton :

#### 1. A l'état limite ultime (E.L.U) :

Le diagramme contraintes déformations du béton est le diagramme de calcul dit (Parabole rectangle), il comporte un arc de parabole qui s'étend de l'origine des coordonnées ou  $\varepsilon_{bc} = 2\text{‰}$  et  $\sigma_{bc} = f_{bu}$  suivi d'un segment de droite parallèle à l'axe des déformations et tangent à la parabole à son sommet. (Art A.4.3.41 du BAEL91/99)

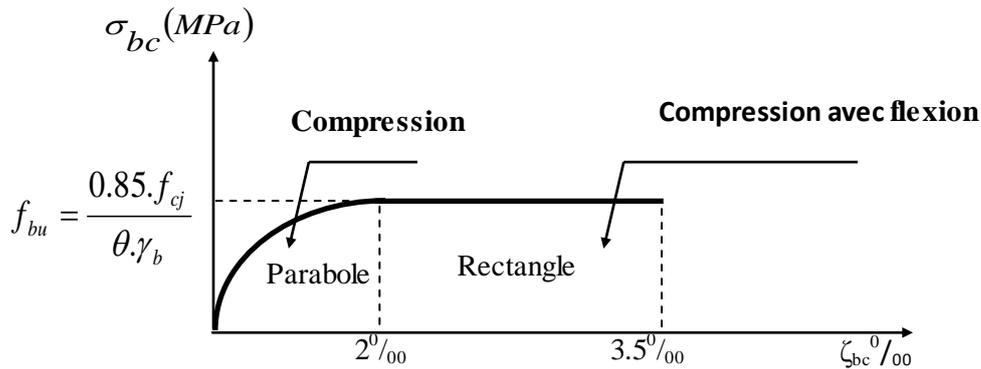


Figure I.3. Diagramme contraintes –déformations du calcul du béton à L’ELU.

La contrainte limite du béton à L’ELU est donnée par la formule suivante :

$$f_{bu} = \frac{\mu \times f_{c28}}{\gamma_b \times \theta}$$

Avec :

$\mu$ : Coefficient qui tient compte de la durée d’application des charges, il est pris égal à :

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu = 1 \quad \text{si la durée est supérieure à 24h.} \\ \mu = 0.9 \quad \text{si la durée est comprise entre 1h et 24h.} \\ \mu = 0.85 \quad \text{dans les autres cas.} \end{array} \right.$$

$\gamma_b$ : Coefficient de sécurité pour le béton, il est pris égal à :

$$\gamma_b = \left\{ \begin{array}{l} 1.5 \quad \text{en situation durable ou transitoire S.D.T} \\ 1.15 \quad \text{en situation accidentelle S.A} \end{array} \right.$$

$\theta$ : Coefficient d’application en fonction de durée d’application de la charge.

$$\left\{ \begin{array}{l} \theta = 1 \quad \text{si la durée est supérieure à 24h.} \\ \theta = 0.9 \quad \text{si la durée est comprise entre 1h et 24h} \\ \theta = 0.85 \quad \text{si la durée est inférieure à 1h.} \end{array} \right.$$

$f_{c28}$ : Résistance caractéristique du béton à la compression à 28 jours.

$$\text{D'où : } f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b \times \theta}$$

Pour notre cas :  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ , on obtient :

$$\left\{ \begin{array}{l} f_{bu} = 14.20 \text{ MPa en S.D.T.} \\ f_{bu} = 18.50 \text{ MPa en S.A.} \end{array} \right.$$

## 2. A l'état limite de service (E.L.S) :

Il correspond à des critères dont le non-respect ne permet pas à l'élément d'être exploité dans des conditions satisfaisantes, il comprend trois cas d'après l'article A.4.5.2 du BAEL91/99

- L'état limite de service vis-à-vis de la compression de béton.
- L'état limite de service d'ouverture des fissures.
- L'état limite de service de déformation.

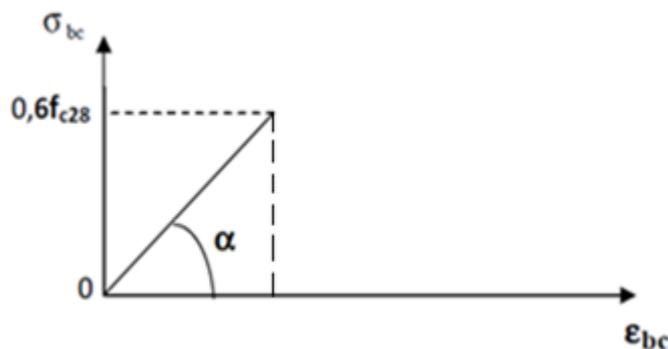


Figure I.4. Diagramme contraintes-déformations du béton à l'ELS.

La contrainte limite du béton à l'ELS est donnée par la formule suivante :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28}$$

Pour notre cas :  $\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$ .

## 3. Contrainte de cisaillement du béton à l'ELU :

D'après l'article A.5.1.211 du BAEL91/99 :

- Fissuration peu préjudiciable (peu nuisible) :

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left\{ 0.2 f_{cj} / \gamma_b ; 5 \text{ MPa} \right\} \longrightarrow \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa.}$$

➤ Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left\{ 0.15 f_{cj} / \gamma_b ; 4 \text{MPa} \right\} \longrightarrow \bar{\tau}_u = 2.5 \text{MPa}$$

## I.6.2. L'acier :

### I.6.2.1. Contrainte limite des Aciers :

Les caractéristiques mécaniques des aciers d'armature sont données de façon empirique à partir des essais de traction, en déterminant la relation entre  $\sigma$  et la déformation relative  $\varepsilon$ .

#### A. Etat limite ultime (ELU) :

Pour le calcul on utilise le diagramme contrainte - déformation suivant, d'après l'art A2.2.2 du BAEL91/99

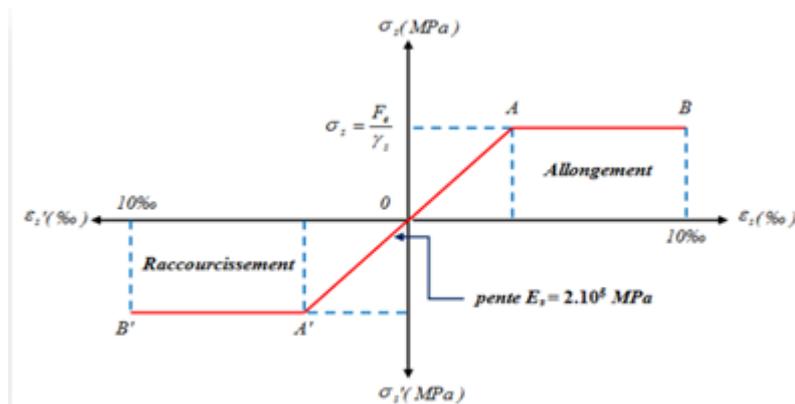


Figure I.5. Diagramme contrainte - déformation du calcul de l'acier à l'ELU.

Telle que :

$$\varepsilon_{es} = \frac{\sigma_s}{E_s}$$

Avec :

$E_s = 200\,000 \text{ MPa}$ . ( $E_s$  : Est défini par la pente de la droite passant par l'origine).

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

Avec :

$f_e$  : Limite d'élasticité.

$\gamma_s$  : Coefficient de sécurité de l'acier qui a pour valeur :

$$\gamma_s = \begin{cases} 1.15 & \text{: Pour les situations durables ou transitoires S.D.T.} \\ 1.0 & \text{: Pour les situations accidentelles S.A.} \end{cases}$$

$$\text{Pour notre cas : } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \longrightarrow \begin{cases} \sigma_s = 348 \text{ MPa en S.D.T} \\ \sigma_s = 400 \text{ MPa en S.A} \end{cases}$$

## B. Etat limite de service (ELS):

On ne limite pas la contrainte de l'acier sauf en état limite d'ouverture des fissures, d'après l'article A.4.5.3 du BAEL91/99.

- Fissuration peu nuisible : Pas de limitation :  $\sigma_s = f_e / \gamma_s$
- Fissuration préjudiciable :  $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_s = \text{Min} [(2/3) f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{tj}}]$ .
- Fissuration très préjudiciable :  $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_s = \text{Min} [0.5 f_e ; 90 \sqrt{\eta \times f_{tj}}]$ .

Avec :

$\eta$  : Coefficient de fissuration ayant pour valeur :

- $\eta = 1$  pour les ronds lisses (RL)
- $\eta = 1.6$  pour les armatures à haute adhérence (HA)  $\Phi \geq 6$  mm.

## I.7. Les états limites :

Un ouvrage doit être conçu et calculé de manière à présenter durant toute sa durée d'exploitation des sécurités appropriées vis-à-vis : Sa ruine totale ou partielle d'un comportement en service susceptible d'affecter gravement sa durabilité, son aspect, ou encore le confort des usagers.

Les états limites sont classés en deux catégories :

### I.7.1. Etat 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 :

- Etat limite ultime d'équilibre statique non renversement de la structure.

- Etat limite ultime de résistance pour les matériaux constitués béton ou acier exemple : non rupture par écrasement du béton.
- Etat limite ultime de stabilité de forme non flambement d'un poteau.

### I.7.2. Etat limite de service (ELS) :

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

### I.7.3. Hypothèse du calcul :

#### A. Calcul aux états limite ultimes de résistance :

- Les sections droites restent planes, et il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- Le béton tendu est négligé.
- L'allongement relatif de l'acier est limité à : 10%.
- Le raccourcissement ultime du béton est limité à :

$$\varepsilon_{bc} = 3.5 \text{ ‰ en flexion.}$$

$$\varepsilon_{bc} = 2 \text{ ‰ en compression centrée.}$$

- La règle des trois pivots suppose que le domaine de sécurité est défini par un diagramme des déformations passant par l'un des trois pivots A, B ou C

Tel que :

**Pivot A** : Déformation des aciers tendu égal à 10%.

**Pivot B** : Déformation des fibres de béton les plus comprimées à 3.5%.

**Pivot C** : Déformation des fibres de béton comprimées à 2%.

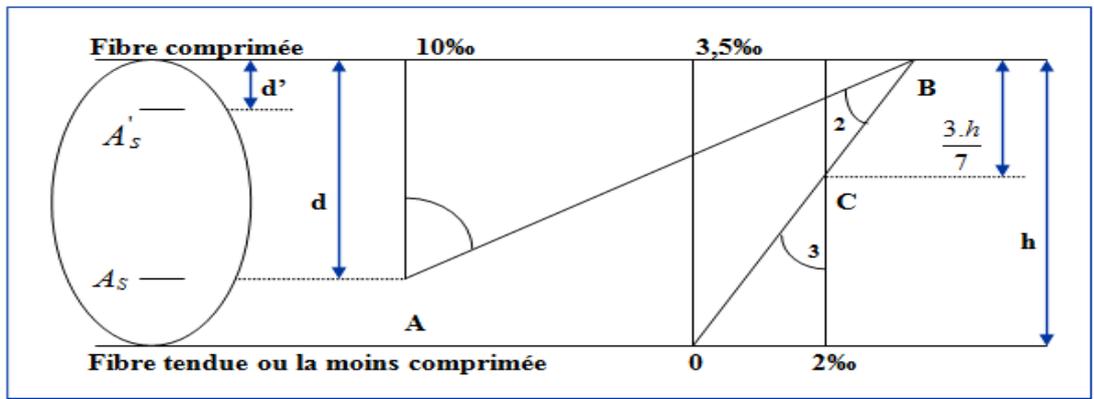


Figure I.6. Diagramme des déformations limites de la section : règle des trois pivots.

## B. Calcul aux états limites de services :

- Les sections droites restent planes, et il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- La résistance de traction de béton est négligée.
- Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéairement élastiques.
- Le rapport des modules d'élasticités longitudinaux de l'acier et de béton est pris égal à:

$$(n = \frac{E_s}{E_b} = 15), \mathbf{n} : \text{Est appelé coefficient d'équivalence.}$$

## Introduction :

Le but du pré dimensionnement est de définir les dimensions des différents éléments de la structure. Ces dimensions sont choisies selon les préconisations du RPA99/ Version 2003 et du CBA93. Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être modifiés après vérifications dans la phase de calcul.

Le calcul de pré dimensionnement se base sur le principe de la descente des charges qui agissent directement sur la stabilité, de la résistance de l'ouvrage, et des formules empiriques utilisées par les règlements en vigueur.

## II.1.Les planchers :

Les planchers sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions en plan, elles reposent sur deux, trois ou quatre appuis.

La détermination de l'épaisseur de la dalle dépend de plusieurs conditions.

### II.1.1.Plancher en corps creux :

Les planchers à corps creux sont composés des 3 éléments principaux :

- ✓ Les corps creux ou "entrevous" qui servent de coffrage perdu (ressemblent à des parpaings).
- ✓ Les poutrelles en béton armé ou précontraint qui assurent la tenue de l'ensemble et reprennent les efforts de traction grâce à leurs armatures.
- ✓ Une dalle de compression armée ou "hourdis" coulée sur les entrevous qui reprend les efforts de compression.

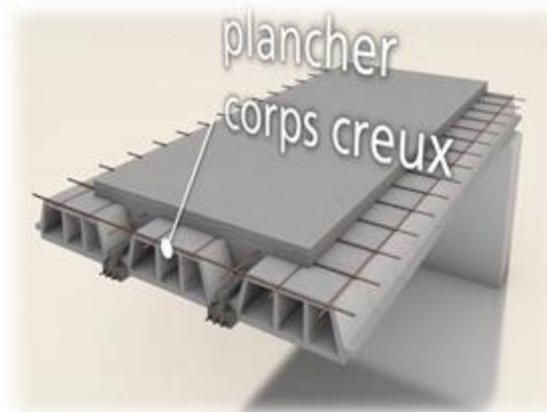


Figure II.1.Plancher corps creux.

**a) Résistance au feu :**

Cette condition nous permet de fixer l'épaisseur minimale de la dalle afin d'assurer une protection suffisante vis-à-vis du feu pour une durée moyenne :

$e = 7\text{cm}$  pour une heure de coupe-feu.

$e = 11\text{cm}$  pour deux heures de coupe-feu.  $\longrightarrow e = 11\text{cm}$

$e = 17.5\text{cm}$  pour quatre heures de coupe-feu.

**b) Condition acoustique :**

Selon les règles du BAEL 91/99 l'épaisseur du plancher pour obtenir une bonne isolation acoustique.  $\longrightarrow e = 15\text{cm}$

**c) Condition de résistance à la flexion :**

La résistance à la flexion est donnée par la formule suivante :

$$e \geq \frac{\text{Min}(L_{x,\text{max}}, L_{y,\text{max}})}{22.5}$$

Avec :

**L** : Longueur max entre nus d'appuis.

$$L_{x,\text{max}} = 305 - 30 \longrightarrow L_{x,\text{max}} = 275\text{cm.}$$

$$L_{y,\text{max}} = 480 - 30 \longrightarrow L_{y,\text{max}} = 450\text{cm.}$$

$$\text{Min}(L_{x,\text{max}}, L_{y,\text{max}}) = \text{Min}(275, 450) \longrightarrow L = 275\text{cm.}$$

$$\text{Donc } e \geq \frac{275}{22.5} = 12.22\text{cm} \longrightarrow e = 20\text{cm}$$

$$e = \text{Max}\{11, 15, 20\}(\text{cm})$$

En tenant compte des conditions précédentes l'épaisseur du plancher corps creux est :

**$e = 20\text{cm}$**  composés d'un hourdis de **16 cm** et d'une dalle de compression de **4 cm**.

**II.2. Les balcons :**

Le balcon est constitué d'une dalle pleine, il travaille comme une console encastrée au niveau de la poutre de rive.

L'épaisseur de la dalle du balcon est donnée par la formule suivante :

$$e \geq \frac{L}{10} \text{ Avec } L: \text{ Largeur de balcon.}$$

$$e \geq \frac{120}{10} = 12cm$$

On adopte l'épaisseur du balcon : **e=15cm.**

## **II.3.Les escaliers :**

### **II.3.1.Définition :**

L'escalier est un ouvrage constitué d'une série des marches horizontales et d'un palier permettant de passer à pieds d'un niveau à un autre, il présente une issue de secours en cas d'urgence.

### **II.3.2.Terminologie :**

Un escalier se compose de :

**-La volée :** c'est la partie d'escalier comportant une suite ininterrompue de marches égales et située entre deux paliers successifs, une volée ne doit pas comporter plus de 20 à 22 marches et moins de 3 marches.

**-Le palier :** c'est la partie horizontale d'un escalier, arrêtant la suite des marches au droit d'un étage, ou entre les étages, pour assurer l'accès à chaque niveau intermédiaire (palier d'arrivée ou palier intermédiaire).

**-La paillasse :** c'est la dalle en pente supportant les marches d'une volée.

**-Le jour :** c'est la largeur en plan du vide entre deux volées parallèles.

**-La marche :** c'est la surface délimitée par la foulée et l'emmarchement.

**-La contre marche :** c'est la partie verticale prenant place entre deux marches.

**-L'emmarchement :** c'est la largeur utile d'une volée, elle est fonction de la destination de l'escalier.

**-Le collet :** c'est le nom donné au bord limitant l'escalier du côté jour.

**-La foulée :** c'est la distance horizontale comprise entre chaque contre marche.

**-La ligne de foulée :** c'est la projection en plan du trajet suivi par une personne empruntant

l'escalier, pour les escaliers dont la largeur de l'embranchement n'excède pas 110 m, la ligne de foulée se trouve au milieu de l'embranchement.

-**Le nez d'une marche** : Arrêt ou partie saillante de la marche

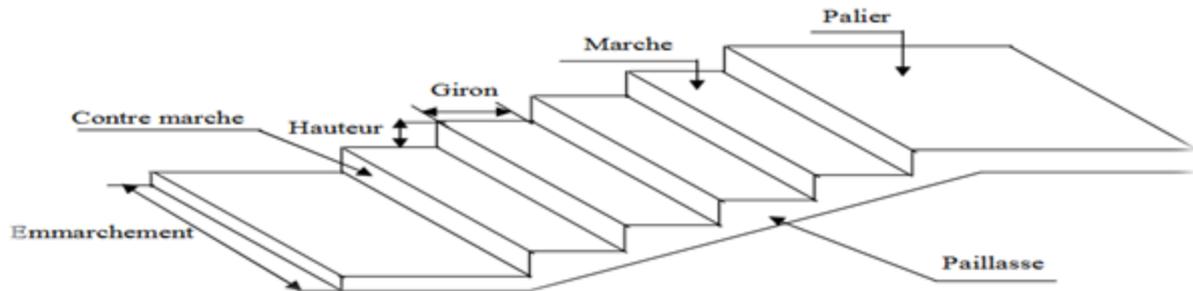


Figure II.2.Schéma d'un escalier.

### **II.3.3.Pré dimensionnement:**

Dans une structure la circulation verticale se fait par l'intermédiaire des escaliers, l'escalier se compose d'une ou de plusieurs volées, comportant des marches et des paliers d'arrivée, de départ et éventuellement, des paliers intermédiaires.

Notre structure contient un seul type d'escalier :

Escaliers à deux volées avec un palier intermédiaire.

#### **Exemple du calcul:**

**Pour EC : H=3.06 m.**

**Caractéristiques géométriques :**

Hauteur :  $H = 3.06$  m.

Giron :  $g = 30$  cm.

Hauteur de la marche à partir de la formule de BLONDEL :

On a  $59 < 2h + g < 66$  donc :  $14.5 < h < 18$

On prend :  $h = 17$  cm.

Donc le nombre de contre marches égale :

$$NC.EC = 306/17 = 18$$

Soit 18 contre marches, on a deux volées, donc :

Volée 1 : 9 contre marches.

Volée 2 : 9 contre marches.

➤ **Détermination de l'épaisseur de la paillasse :**

$$\tan \alpha = \frac{h'}{L'}$$

Hauteur réelle de paillasse  $h' = N_C \times h = 9 \times 17 = 1.53$  m

Ligne de foulée  $L' = (n - 1) \times g = (9 - 1) \times 30 = 2.40$  m

$$\tan \alpha = \frac{1.53}{2.40} = 32.5^\circ$$

La longueur de volée est :  $L_0 = \frac{h'}{\sin \alpha} = \frac{1.53}{\sin 32.5} = 2.80$  m

$$L = 1.70 + 2.8 = 4.50 \text{ m}$$

L'épaisseur de la paillasse:  $e \geq \text{Max} \left\{ \frac{L}{30} ; 10 \text{ cm} \right\}$

$$e \geq \text{Max} \left\{ \frac{4.50}{30} ; 10 \text{ cm} \right\} = 15 \text{ cm}$$

Donc on prend l'épaisseur du l'escalier :  $e = 15$  cm.

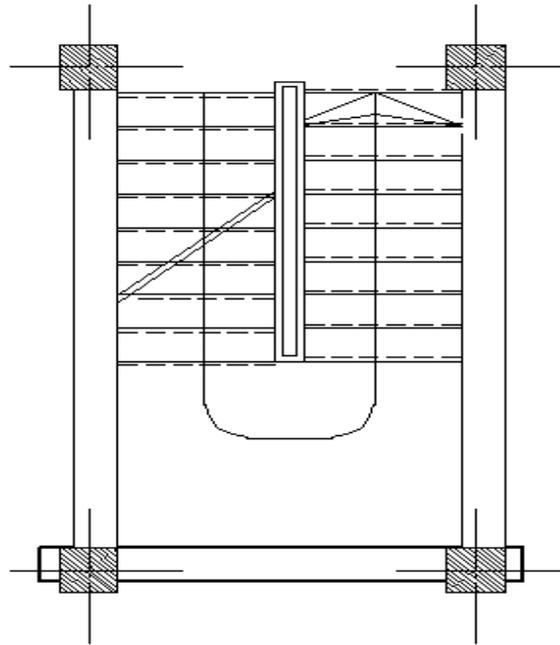


Figure II.3. Vue en plan d'escalier à deux volées.

### II.3.4. Evaluation des charges et surcharges:

Tableau II.1. Charge permanente du palier.

Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Poids surfacique (KN/m <sup>2</sup> )
Carrelage	0.02	22	0.44
Lit de sable	0.03	18	0.54
Mortier de pose	0.02	20	0.40
Poids propre du palier	0.15	25	3.75
Enduit ciment	0.02	18	0.36
<b>G</b>			<b>5.49</b>
<b>Q</b>			<b>2.5</b>

Tableau II.2.Charge permanente de volé.

Eléments constituants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Masse surfacique (KN/m <sup>2</sup> )
Carrelage.	0.02	22	0.44
Lit de sable.	0.03	18	0.54
Chape de ciment.	0.02	20	0.4
Paillasse.	0.15	25	3.75
Marches.	0.17/2	22	1.87
Enduit en ciment.	0.02	18	0.36
Garde-corps.	/	/	1
<b>G</b>			<b>8.36</b>
<b>Q</b>			<b>2.5</b>

#### II.4.Les poutres :

Les poutres sont des éléments horizontaux en béton armé, des sections rectangulaires ou en Té. Le Pré-dimensionnement se fera selon le BAEL91/99 et les vérifications selon le RPA99/version2003.

Selon BAEL91/99 :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L_{\max}}{15} < h < \frac{L_{\max}}{10} \\ 0.3h < b < 0.7h \end{array} \right.$$

Selon RPA99/version2003 :(Art 7.5.1 RPA99/version2003)

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

Avec:

**L** : La plus grande portée mesurée à nu d'appuis.

**h**: La hauteur de la poutre.

**b**: La largeur de la poutre.

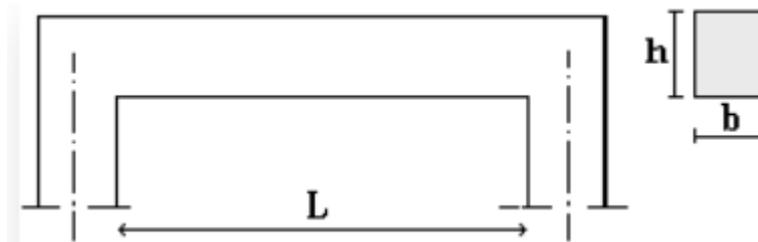


Figure II.4. Dimensionnement de la poutre

D'une manière générale on peut définir les poutres comme étant des éléments porteurs horizontaux. On a deux types des poutres :

- Poutres principales.
- Poutres secondaires.

**II.4.1. Les poutres principales : (sens porteur)**

On a :  $L_{max} = 480\text{cm}$  ; donc :

$$\frac{480}{15} < h < \frac{480}{10} \longrightarrow 32 < h < 48 \text{ On prend } \mathbf{h=40\text{cm.}}$$

$$0.3 \times 40 < b < 0.7 \times 40 \longrightarrow 12 < b < 28 \text{ On prend } \mathbf{b=30\text{cm.}}$$

Vérification des conditions de résistance exigée par l'RPA99/version2003 :

$b = 30\text{cm} > 20\text{cm} \dots\dots\dots$ **Vérfiée.**

$h = 40\text{cm} > 30\text{cm} \dots\dots\dots$ **Vérfiée.**

$$\frac{h}{b} = 1.33 < 4 \dots\dots\dots$$
**Vérfiée.**

Donc on opte des poutres principales de section : **(30 ; 40) cm.**

**II.4.2. Les poutres secondaires : (sens non porteur)**

On a :  $L_{max} = 3.05\text{cm}$  ; donc :

$$\frac{305}{15} < h < \frac{305}{10} \longrightarrow 20.33 < h < 30.5 \text{ On prend } h=35\text{cm.}$$

$$0.3 \times 35 < b < 0.7 \times 35 \longrightarrow 10.5 < b < 24.5 \text{ On prend } b=30\text{cm.}$$

Vérification des conditions de résistance exigée par l’RPA99/version2003 :

$b = 30\text{cm} > 20\text{cm} \dots\dots\dots$  **Vérifiée.**

$h = 35\text{cm} > 30\text{cm} \dots\dots\dots$  **Vérifiée.**

$$\frac{h}{b} = 1.17 < 4 \dots\dots\dots$$
 **Vérifiée.**

Donc on opte des poutres secondaires de section : **(30 ; 35) cm.**

**II.5. Les poutrelles :**

Les poutrelles travaillent comme une section en T, elles sont disposées suivant le sens perpendiculaire aux poutres principales, selon les règles BAEL91 les poutrelles sont dimensionnée comme suite :

On prend  $L_n = 65 \text{ cm}$  la distance entre axes des poutrelles.

$$\text{Et } b_1 = \text{Min} \left( \frac{L_n}{2} ; \frac{L_{x.\text{max}}}{10} ; [6h_0, 8h_0] \right)$$

$h_0$  : la hauteur de la table de compression qui égale à 4 cm.

$L_{x.\text{max}}$  : la portée maximale de la poutrelle = 275cm.

$$\text{D'où } b_1 = \text{Min} (32.5 ; 27.5 ; [24,32])$$

$$\text{Donc } 24 < b_1 < 32$$

$$\text{On prend } b_1 = 26.5 \text{ cm.}$$

$$\text{Donc : } b_0 = L_n - 2b_1 = 12\text{cm.}$$

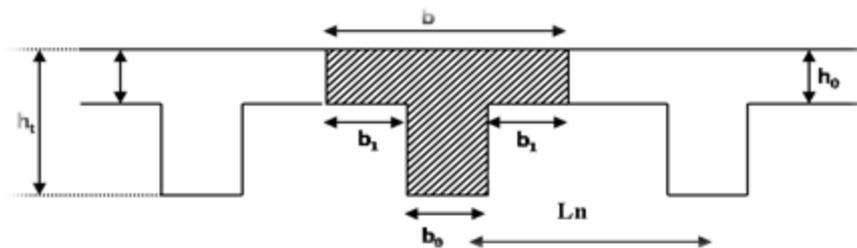


Figure.II.5.Dimension de la poutrelle.

**II.6. Les voiles :**

Les voiles sont des éléments verticaux porteurs, linéaires ou non, en béton armé.

Selon l'article 7.7.1 du RPA 99/version 2003 :

- L'épaisseur minimale d'un voile 15cm.
- $e < L/4$
- $e \geq \text{Max} \left( \frac{h_e}{25}; \frac{h_e}{22}; \frac{h_e}{20} \right)$

Avec :

**L** : Longueur du voile.

**e** : L'épaisseur du voile.

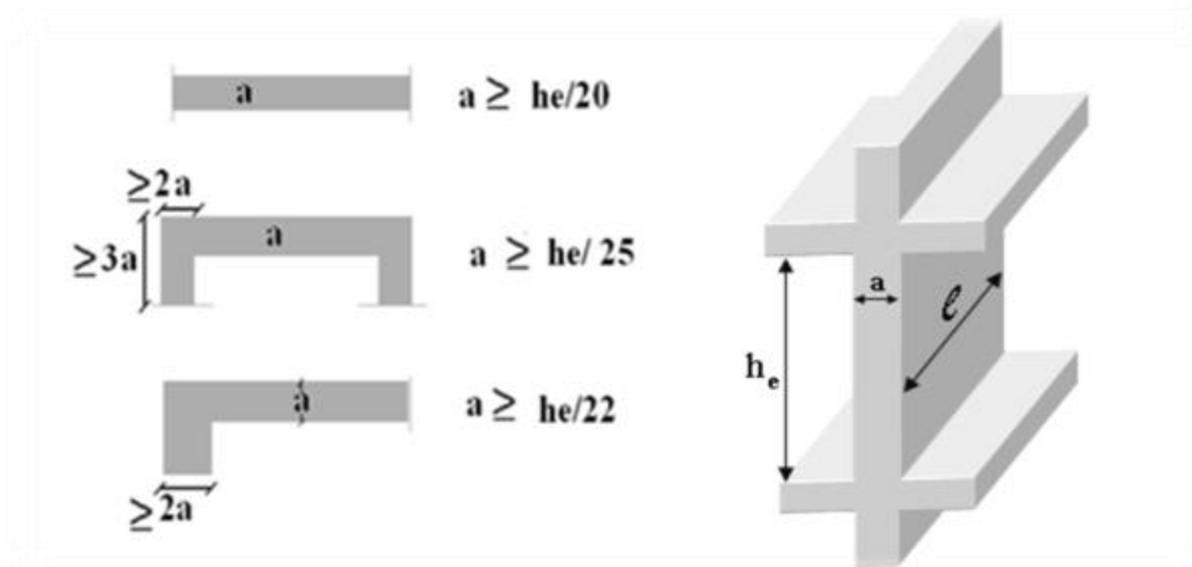


Figure II.6. Les dimensions du voile.

En résumé, pour notre cas, on peut utiliser le premier type (cas le plus défavorable) avec :

$$h_e = 3.73 \text{ m.}$$

$$e \geq \text{Max} \left( 15\text{cm}; \frac{373}{25}; \frac{373}{22}; \frac{373}{20} \right) \implies e \geq \text{Max} (15\text{cm}; 14.92; 16.95; 18.65).$$

$$e \geq 18.65\text{cm.}$$

On prend **e = 20cm** pour tous les niveaux.

## II.7. Les poteaux :

### II.7.1. Descente des charges :

L'évaluation des charges est surcharges consiste à calculer successivement pour chaque élément de la structure, les différents charges et surcharges existantes :

- Les charges permanentes (G).
- Les surcharges d'exploitation (Q).

#### 1. Plancher terrasse inaccessible (corps creux) :

La terrasse est une zone inaccessible et réalisée en plancher corps creux surmonté des plusieurs couches de protection en forme de pente facilitant l'évacuation des eaux pluviales.

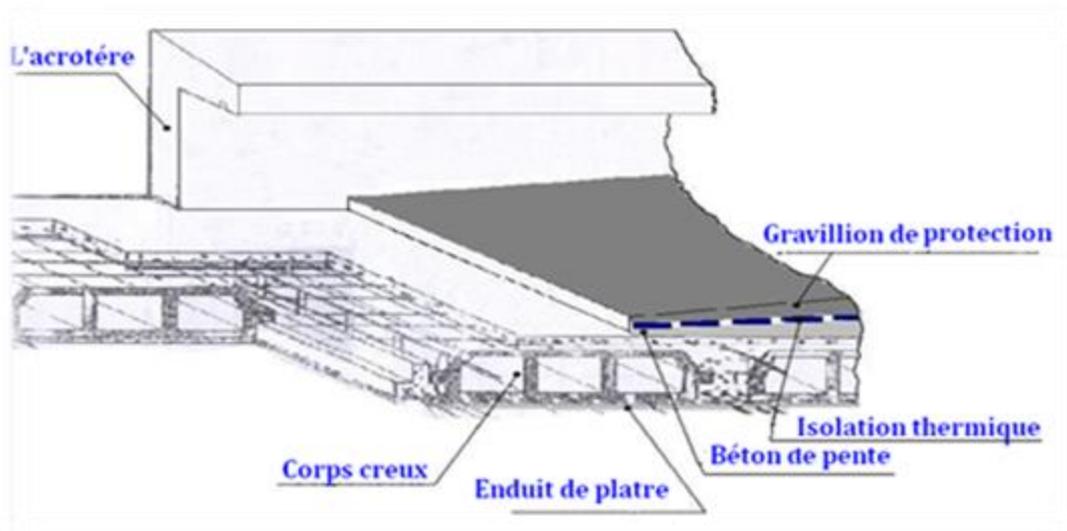


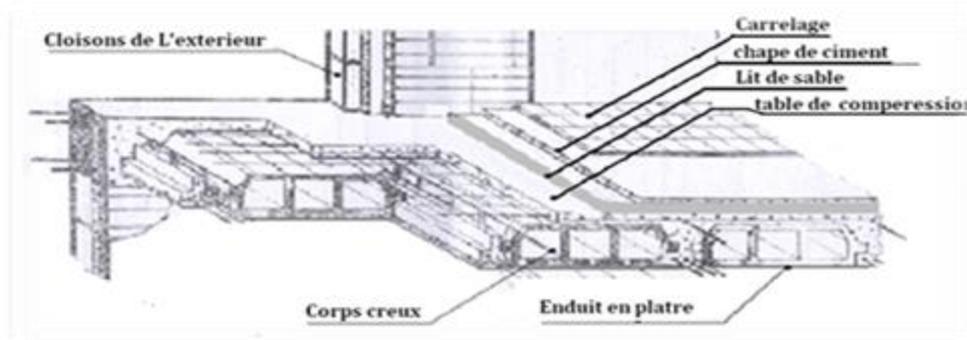
Figure II.7. Détail de plancher corps creux terrasse inaccessible.

Tableau II.3.Charges du plancher corps creux terrasse inaccessible.

Matériaux	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Poids surfacique (KN/m <sup>2</sup> )
Protection en gravillon	0.05	17	0.85
Etanchéité multicouche	0.02	6	0.12
Forme de pente	0.08	20	1.6
Isolation thermique	0.04	4	0.16
Dalle de compression +corps creux	16+4	/	2.80
Enduit plâtre	0.02	10	0.20
<b>G<sub>T</sub></b>			<b>7.21</b>
<b>Q<sub>T</sub></b>			<b>1</b>

**2. Plancher du RDC, 1<sup>er</sup> étage et les étages courants (corps creux) :**

Les planchers RDC, 1<sup>er</sup> étage et les étages courants sont en corps creux. La figure montre en détail les différents matériaux constituant ces planchers.



FigureII.8.Détail de plancher corps creux

Tableau.II.4.Charges du plancher corps creux RDC, 1<sup>er</sup> étage et EC.

Matériaux	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Poids surfacique (KN/m <sup>2</sup> )
Carrelage	0.02	20	0.40
Mortier de pose	0.02	20	0.40
Lit de sable	0.02	18	0.36
Dalle de compression + corps creux	16+4	/	2.80
Enduit plâtre	0.02	10	0.20
Cloison de séparation	/	/	1.00
<b>G</b>			<b>5.16</b>
<b>QRDC-1<sup>er</sup> étage</b>			<b>2.5</b>
<b>Q<sub>E-C</sub></b>			<b>1.5</b>

**4. Maçonnerie :**

- Mur extérieur (double cloison).
- Mur intérieur.

Tableau II.5.Charges permanentes de mur extérieur.

Désignation	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Charge (KN/m <sup>2</sup> )
Mortier de ciment	0.02	22	0.44
Brique creuse	0.20	9	1.8
Enduit de plâtre	0.02	10	0.2
<b>G<sub>murext</sub></b>			<b>2.44</b>

Tableau II.6.Charges permanentes de mur intérieur.

Désignation	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Charge (KN/m <sup>2</sup> )
Enduit en ciment extérieur	0.02	20	0.4
Brique creuse	0.10	9	0.9
Enduit en ciment intérieur	0.02	14	0.28
<b>G<sub>murint</sub></b>			<b>1.58</b>

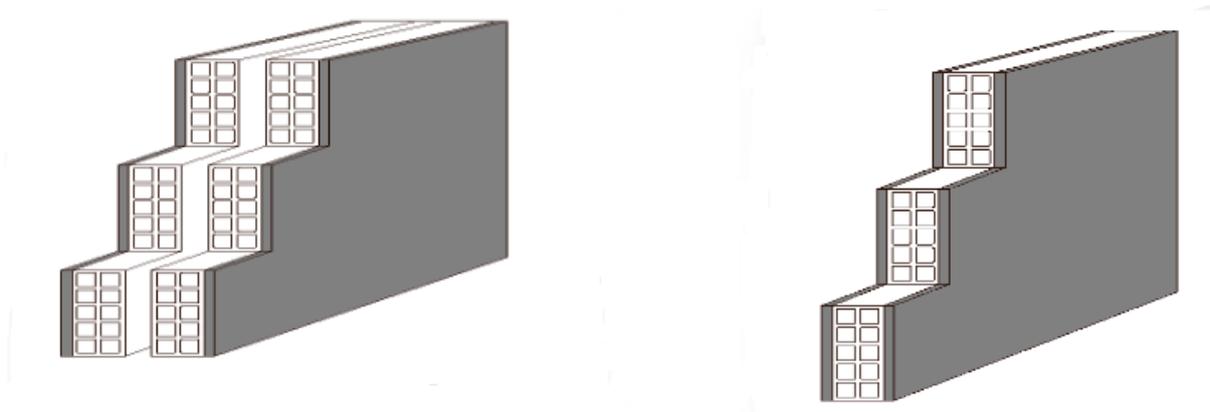


Figure II.9. Mur double cloison (gauche); Mur simple cloison (droite)

5. Balcon :

Tableau II.7. Charges permanentes du balcon.

Matériaux	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Poids surfacique (KN/m <sup>2</sup> )
Carrelage	0.02	20	0.40
Mortier de pose	0.02	20	0.40
Lit de sable	0.02	18	0.36
Dalle en BA	0.15	25	3.75
Enduit de ciment	0.03	10	0.30
<b>G<sub>balcon</sub></b>			<b>5.21</b>
<b>Q<sub>balcon</sub></b>			<b>3.5</b>

**II.7.2.Coffrage des poteaux :**

On dimensionne le poteau le plus sollicité n utilisant un calcul basé sur la descente des charges permanentes et des surcharges d'exploitation à l'état limite ultime de résistance

$$(N_u = 1.35G + 1.5Q).$$

D'après l'article B 8.4.1 du CBA93, l'effort normal ultime  $N_u$  d'un poteau doit être au plus égal à la valeur suivante :

$$N_u = \alpha \left[ \frac{B_r f_{c28}}{0.9\gamma_b} + A \frac{f_e}{\gamma_s} \right]$$

Avec :

**A** : La section d'acier comprimé prise en compte dans le calcul.

**B<sub>r</sub>** : La section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle un centimètre d'épaisseur sur toute sa périphérie.

$$\gamma_b = 1.5.$$

$$\gamma_s = 1.15$$

**α** : Est un coefficient fonction de l'élanement mécanique  $\lambda$  qui prend les valeurs :

$$\alpha = \frac{0.85}{1+0.2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \text{ pour } \lambda \leq 50$$

$$\alpha = 0.60 \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 \text{ pour } 50 < \lambda \leq 70$$

Si plus de la moitié des charges sont appliquées avant 90 jours, la valeur de  $\alpha$  est divisée par 1.1

Si plus de la moitié des charges sont appliquées avant 28 jours, la valeur de  $\alpha$  est divisée par 1.2 et  $f_{c28}$  est remplacée par  $f_{cj}$

Selon les règles du **BAEL91/99**, l'effort normal ultime  $N_u$  doit être :

$$B_r \geq (k \beta N_u) / ((\theta f_{bu}/0.9) + (A_s/B) f_{ed})$$

Où

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

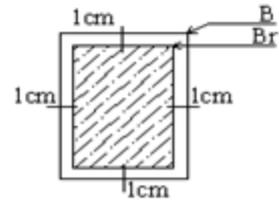


Figure II.10.La section réduite de poteau.

Avec :

Pourcentage **minimal** des armatures est de 0.8% en zone IIa :

$$\text{Zone IIa} \longrightarrow : A_s = 0.8\%B \longrightarrow A_s/B = 0.8/100 \longrightarrow A_s/B = 0.008.$$

**B<sub>r</sub>** : La section réduite de poteau (en cm<sup>2</sup>) et **B<sub>r</sub>** = (a - 2cm) × (b - 2cm).

**N<sub>u</sub>** : L'effort normal ultime et **N<sub>u</sub>** = 1.35G + 1.5Q.

**B** : Aire total de la section du poteau.

**A<sub>s</sub>** : Section d'acier minimale.

Le calcul se fait en compression centrée. On fixe l'élançement mécanique forfaitairement à

λ = 35 (pour que toutes les armatures participent à la résistance).

$$\longrightarrow \beta = 1 + 0.2 \times 1 = 1.2$$

$$f_{bu} = 0.85 f_{c28} / \gamma_b; f_{ed} = f_e / \gamma_s.$$

**f<sub>c28</sub>** : Résistance à la compression de béton **f<sub>c28</sub>** = 25 MPa.

**f<sub>e</sub>** : Limite d'élasticité de l'acier utilisé **f<sub>e</sub>** = 400 MPa.

Donc **f<sub>bc</sub>** = 14.20MPa ; **f<sub>ed</sub>** = 348MPa

λ : Est égale à 35 pour être toujours dans la compression centrée suivant le même article,

d'où : α = 0.85 / (1 + 0.2 × 1) → α = 0.708.

$$\text{Donc : } B_r \geq ((1 \times 1.2 \times N_u \cdot 10^{-3}) / (1 \times (14.2 / 0.9) + (0.80 / 100) \times 348)) \cdot 10^4$$

**B<sub>r</sub> ≥ 0.64 N<sub>u</sub> (cm<sup>2</sup>).**

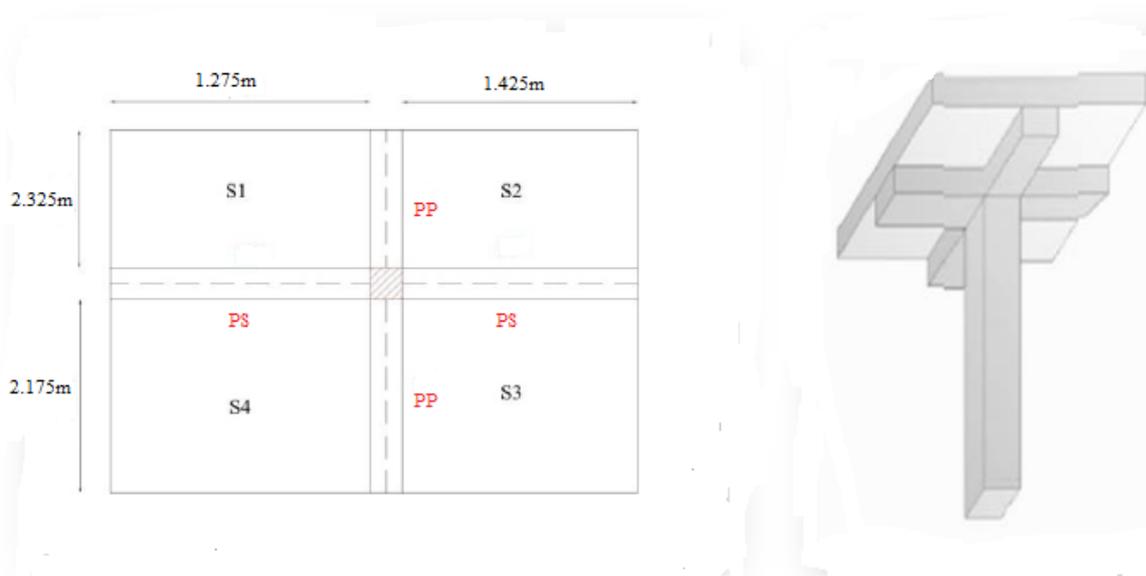
Loi de dégression des charges d'exploitation est donnée par l'article 6 du DTR BC 2.2

- . Pour la toiture..... Q<sub>0</sub>
- . Pour le dernier étage ..... Q<sub>1</sub>
- . Pour l'étage immédiatement inférieur ..... 0.9Q<sub>1</sub>
- . Pour l'étage immédiatement inférieur ..... 0.8Q<sub>1</sub>

Et ainsi de suite en réduisant de 10% par étage jusqu'à  $0.5 Q_1$ , valeur conservée pour les autres étages inférieurs.

**Remarque:**

Pour avoir une meilleure résistance aux sollicitations sismiques, et pour faciliter la réalisation il est recommandé de donner aux poteaux d'angles et de rives, des sections comparables à celles des poteaux centraux.



FigureII.11.Poteau central.

**a.Calcul de la surface afférente de poteau central :**

$$S_{aff} = S1 + S2 + S3 + S4.$$

$$S_{aff} = 12.15m^2$$

**b.Exemple du calcul :**

➤ Niveau terrasse:

$$G_{terrasse} = 7.21KN/ m^2$$

$$Q_{terrasse} = 1 KN/ m^2$$

$$Nu_{terrasse} = 1.35 G_{terrasse} + 1.5 Q_{terrasse} = 1.35 \times 7.21 + 1.5 \times 1 = 11.23 KN/ m^2$$

$$G_{Poutre.P} = 0.3 \times 0.4 \times 4.5 \times 25 = 13.5KN$$

$$G_{Poutre.S} = 0.30 \times 0.35 \times 2.7 \times 25 = 7.09 KN$$

$$Nu_{p.p} = 1.35 \times 13.5 = 18.22 KN$$

$$Nu_{p.s} = 1.35 \times 7.09 = 9.57KN$$

$$N_{u\text{ poteau}} = 1.35 \times (axb) \times h \times 25.$$

Avec :

(ax b) : La section de poteau.

H: La hauteur de l'étage (pour RDC : H=4.08m et les étages courants H=3.06m).

$$1.1 \Sigma N_u = 1.1 [( N_{u \text{ terrasse}} \times S ) + N_{u \text{ p.p}} + N_{u \text{ p.s}} + N_{u \text{ poteau.Cum}}].$$

$$1.1 \Sigma N_u = 1.1 (11.23 \times 12.15) + 18.22 + 9.57 = 177.93 \text{ KN}$$

$$B_r = 0.64 \times 1.1 N_u = 113.87 \text{ KN}$$

$$a = (B_r)^{0.5} + 2 \text{ cm} \longrightarrow a = (113.84)^{0.5} + 2 = 12.67 \text{ cm.}$$

Donc on prend : la section : (35 x 35) cm.

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivant :

Tableau II.8.Choix des sections des poteaux centraux.

Niveau	G <sub>cum</sub> (KN/m <sup>2</sup> )	Q <sub>cum</sub> (KN/m <sup>2</sup> )	N <sub>u</sub> plancher (KN/m <sup>2</sup> )	1.35Pot	1.1N <sub>u</sub> (KN)	B <sub>r</sub> =0.64N <sub>u</sub>	√B <sub>r</sub> +2 (cm)	axb (cm <sup>2</sup> )
5	7.21	1	11.23	0	177.93	113.87	12.67	35x35
4	12.37	2.5	20.45	12.65	328.89	210.49	16.51	35x35
3	17.53	3.85	29.44	25.3	476.84	305.18	19.47	35x35
2	22.69	5.05	38.21	41.82	621.79	397.95	21.95	40x40
1	27.85	6.95	48.02	58.34	780.77	499.69	24.35	40x40
RDC	33.01	8.6	56.65	80.37	923.91	591.30	26.32	40x40

Tableau.II.9.Section des poteaux adoptés.

Niveau	Section adoptée (cm <sup>2</sup> )
RDC ,1 <sup>er</sup> étage et 2 <sup>ème</sup> étage	(40x40)
3 <sup>ème</sup> étage, 4 <sup>ème</sup> étage et 5 <sup>ème</sup> étage	(35x35)

➤ **Vérification des sections selon l’RPA99/version2003 :**

D’après l’article 7.4.1. du RPA99/version2003, les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min (a,b)} \geq 25\text{cm} \dots\dots\dots \text{Cond1} \\ \text{Min (a,b)} \geq h_e/20 \dots\dots\dots \text{Cond2(en zone IIa)} \\ 1/4 < a/b < 4 \dots\dots\dots \text{Cond3} \end{array} \right.$$

a,b: Les dimensions de la section transversale du poteau.

Et h<sub>e</sub>: La hauteur libre de l’étage.

Avec :

$$h_e = L_0 - e_p$$

L<sub>0</sub>: La hauteur totale de l’étage.

e<sub>p</sub> : L’épaisseur du plancher e<sub>p</sub> = (16+4) cm = 20 cm.

Tableau.II.10.Vérification des sections du poteau selon l’RPA.

Etages	B (cm <sup>2</sup> )	Min (a,b) (cm)	Cond1	h <sub>e</sub> (cm)	$\frac{h_e}{20}$	Cond2	$\frac{a}{b}$	Cond3
<b>RDC</b>	(40x40)	40	<b>CV</b>	388	19.4	<b>CV</b>	1	<b>CV</b>
<b>1<sup>er</sup> et 2<sup>ème</sup></b>	(40x40)	40	<b>CV</b>	286	14.3	<b>CV</b>	1	<b>CV</b>
<b>3<sup>ème</sup>, 4<sup>ème</sup>, et 5<sup>ème</sup></b>	(35x35)	35	<b>CV</b>	286	14.3	<b>CV</b>	1	<b>CV</b>

➤ **Vérification au flambement :**

On doit vérifier que :  $\lambda \leq 35$ .

On a:  $\lambda = \frac{L_f}{i}$  (l’élancement).

Avec :

$L_f = 0.7 l_0$  ( $L_f$  longueur de flambement et  $l_0$  c’est la hauteur de l’étage).

$i = \sqrt{I/B}$  (rayon de giration de la section transversale).

$$I = \frac{a^4}{12} \quad \text{et} \quad B = a^2 \quad \longrightarrow \quad i = \sqrt{\frac{\frac{a^4}{12}}{a^2}} \quad \longrightarrow \quad i = \frac{a}{\sqrt{12}}$$

On aura donc :

$$\lambda = \frac{0.7 l_0}{\frac{a}{\sqrt{12}}} \longrightarrow \lambda = \frac{0.7 l_0 \sqrt{12}}{a}$$

Tableau II.11.Vérification au flambement.

Etages	B= (axb) (cm <sup>2</sup> )	l <sub>0</sub> (cm)	L <sub>f</sub> = 0.7 l <sub>0</sub> (cm)	i = $\frac{a}{\sqrt{12}}$	$\lambda = \frac{L_f}{i}$	$\lambda \leq 35$
<b>RDC</b>	(40x40)	408	285.6	11.55	24.73	<b>CV</b>
<b>1<sup>er</sup> et 2<sup>ème</sup></b>	(40x40)	306	214.2	11.55	18.54	<b>CV</b>
<b>3<sup>ème</sup>, 4<sup>ème</sup>, et 5<sup>ème</sup></b>	(35x35)	306	214.2	10.10	21.21	<b>CV</b>

**Introduction :**

Dans toute structure on distingue deux types d'éléments, des éléments porteurs principaux qui contribuent aux contreventements directement et des éléments secondaires qui ne contribuent pas au contreventement directement.

Pour les éléments secondaires leur étude est indépendante de l'action sismique (puisque'ils ne contribuent pas directement à la reprise de ces efforts), mais ils sont considérés comme dépendant de la géométrie interne de la structure.

**III.1. Etude de l'acrotère :****III.1.1. Définition :**

L'acrotère est un élément structural contournant le bâtiment conçu pour la protection de ligne conjonctif entre lui-même et la forme de pente contre l'infiltration des eaux pluviales.

Il est assimilé à une console encastrée au plancher terrasse. La section la plus dangereuse se trouve au niveau de l'encastrement. Il est réalisé en béton armé.

L'acrotère est soumis à son poids propre (G) qui donne un effort normal  $N_G$  et une charge d'exploitation horizontale non pondérée estimée à 1 KN/ml (main courante), provoquant un moment de flexion.

Donc le calcul s'effectue pour une bande de 1ml en flexion composée.

**III.1.2. Evaluation des charges appliquée sur l'acrotère :**

➤ Surface de l'acrotère :

$$S = \left( \frac{0.15 \times 0.05}{2} \right) + (0.09 \times 0.15) + (0.6 \times 0.15) = 0.1073 \text{ m}^2$$

➤ Poids propre de l'acrotère :

$$G = \rho_b \times S = 25 \times 0.1073 = 2.68 \text{ KN/ml}$$

Charge d'exploitation :  $Q = 1.00 \text{ KN/ml}$

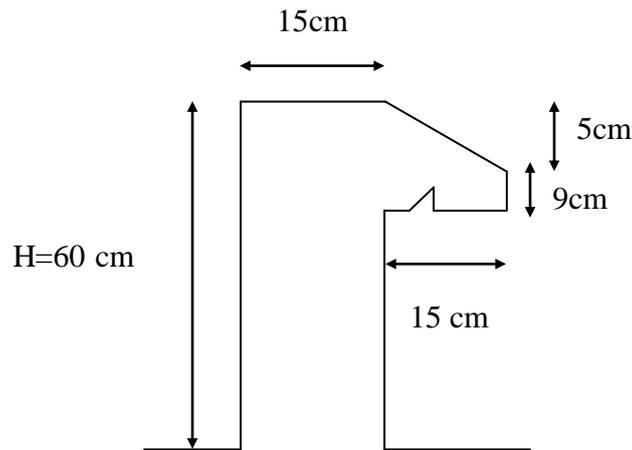


Figure III.1.Schéma de l'acrotère.

### III.1.3.Vérification au séisme :

D'après le RPA99/version 2003 (**Article 6.2.3**) les forces horizontales de calcul  $F_p$  agissant sur les éléments non structuraux ancrés à la structure sont calculées suivant la formule :

$$F_p = 4 A C_p W_p. \quad (F_p \leq 1.5 Q).$$

Avec :

$F_p$  : Force horizontale pour les éléments secondaires des structures.

**A** : Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le tableau(4.1 RPA99/version2003) suivant la zone sismique (**zone IIa**) et le groupe d'usage du bâtiment (**groupe2**).

→ **A = 0.15.**

$C_p$  : Facteur de force horizontal variant entre 0.3 et 0.8 tableau (6.1 RPA99/version2003)

→  **$C_p = 0.8$**  (élément en console).

$W_p$  : Poids propre de l'acrotère.

→  **$W_p = 2.68$  KN/ml.**

D'où :  $F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 2.68 = 1.29$  KN/ml.

→  **$F_p = 1.29$  KN/ml.**

On a :  $F_p = 1.29 \text{ KN/ml} < 1.5Q = 1.5 \text{ KN/ml} \dots\dots\dots \text{CV.}$

Donc :

- ✓ Charge permanente : **G = 2.68 KN/ml.**
- ✓ Charge d'exploitation : **Q = 1 KN/ml.**

**III.1.4.Calcul des sollicitations :**

$$N_u = 1.35 \times G = 3.62 \text{ KN/ml}$$

$$M_u = 1.5 \times Q \times H = 0.9 \text{ KN.m/ml}$$

$$N_{ser} = G = 2.68 \text{ KN/ml}$$

$$M_{ser} = Q \times H = 0.6 \text{ KN.m/ml}$$

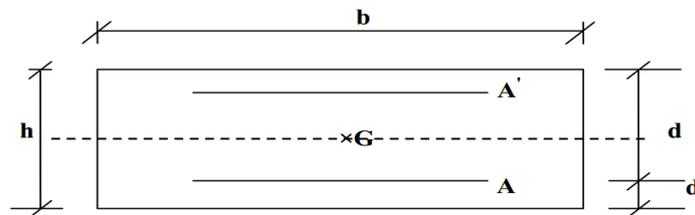


Figure III.2. Section de calcul d'acrotère

**III.1.5.Calcul des armatures longitudinales à L'ELU :**

Le calcul se fait à la flexion composée pour la section  $b = 100 \text{ cm}$  et  $d = 0.9h = 13.5 \text{ cm}$ .

**a) Calcul de l'excentricité :**

L'excentricité est la distance entre le centre de pression et le centre de gravité d'une section.

$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.9}{3.62} = 24.86 \text{ cm}$$

$\frac{h}{2} c = 5.5 \text{ cm} < e_u$ , donc le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures d'où la section est partiellement comprimée, donc le calcul se fait à la flexion simple sous l'effet d'un moment fictif ( $M_1$ ) qui égale à :

$$M_1 = M_u + N_u \left( d - \frac{h}{2} \right) = 2.26 \text{ KN.m/ml}$$

b) Moment réduit ( $\mu_u$ ) :

$$\mu_u = \frac{M_1}{bd^2 f_{bc}}$$

$$\text{Avec : } f_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} = 14.20 \text{ MPa}$$

$$\text{Donc : } \mu_u = 0.009$$

✓ Calcul de  $\mu_1$  :

$$\text{On a : } f_e E400$$

$$\alpha_1 = \frac{\varepsilon_{bc}}{\varepsilon_{bc} + \varepsilon_{se}}$$

Tel qu'à la flexion simple ou composée avec des armatures tendues le calcul se fait au pivot B donc :

$$\varepsilon_{bc} = 3.5\text{‰}$$

Et d'autre part on a :

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \varepsilon_{se} E \Rightarrow \varepsilon_{se} = \frac{f_e}{E \gamma_s} = \frac{400}{200000 \times 1.15} = 1.74 \text{ ‰}$$

$$\text{D'où : } \alpha_1 = \frac{3.5}{3.5 + 1.74} = 0.668$$

$$\text{donc : } \mu_1 = 0.8 \alpha_1 (1 - 0.4 \alpha_1) = 0.392$$

$$\mu_u = 0.009 < \mu_1$$

La section est armée par des armatures inférieures (tendus)

$$A_s = \beta_u b d \frac{f_{bc}}{\sigma_{st}}$$

$$\text{Avec : } \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\text{Et : } \mu_u = 0.009 \Rightarrow \beta_u = 0.011$$

$$\text{D'où } A_s = 0.61 \text{ cm}^2$$

En flexion composée les armatures réelles sont :

$$A_1 = A'_s = 0$$

$$A_2 = A_s - \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 0.59 \text{ cm}^2$$

c) **Condition de non fragilité : (Art A.4.2.1) BAEL91/99**

$$A_{\min} \geq 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e}$$

Avec :

$f_{t28}$  : la résistance caractéristique de béton à la traction.

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 \times f_{c28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$\text{Donc : } A_{\min} \geq 1.63 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte  $A_s = 5T8 = 2.51 \text{ cm}^2/\text{ml}$  avec espacement de 20 cm.

### III.1.6. Vérification au cisaillement : (Art 5.1.1) BAEL91/99

On doit vérifier l'équation suivante :  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

Telle que l'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est préjudiciable

$$\text{Donc : } \bar{\tau}_u = \text{Min} \left( 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right) = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\text{Et : } \tau_u = \frac{V_u}{bd}$$

$V_u$  : l'effort tranchant à l'ELU

$$V_u = 1.5Q = 1.5 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Donc : } \tau_u = \frac{1.5 \times 10}{100 \times 13.5} = 0.011 \text{ MPa}$$

D'où  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$  **Condition Vérifié**

Donc pas besoin d'armatures transversales.

### III.1.7. Vérification de Contrainte d'adhérence :

On doit vérifier l'équation suivante :  $\tau_{su} \leq \bar{\tau}_{su}$

$$\text{On a } \bar{\tau}_{su} = \Psi_s f_{t28}$$

$$\Psi_s \geq 1.5 \text{ on prend } \Psi_s = 1.5$$

$$\text{D'où } \bar{\tau}_{su} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\text{et on a } \tau_{su} = \frac{V_u}{0.9d \sum U_i}$$

$\sum U_i$  : la somme des périmètres des armatures tendues.

Donc :

$$\sum U_i = 5 \times 8 \times 3.14 = 125.6 \text{ mm.}$$

D'ou :  $\tau_u = 0.098 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{su} = 3.15 \text{ MPa}$  **Condition Vérifiée**

### III.1.8. Calcul des armatures de répartition :

D'après les vérifications à l'ELU les armatures de répartition ne sont pas nécessaires donc on prévoit des armatures de répartition ayant un rôle constructif.

$$A_t \geq \frac{A_s}{4} = \frac{2.51}{4} = 0.63 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte  $A = 4T8 = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$  avec espacement de 20 cm.

### III.1.9. Vérification des espacements des barres :

a) Armature principale :

$$S_p = 20 \text{ cm} \leq \text{Min}(3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \quad \text{Condition Vérifiée}$$

avec h: hauteur de la section = 15 cm

b) Armature transversal :

$$S_s = 20 \text{ cm} \leq \text{Min}(4h, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} \quad \text{Condition Vérifiée}$$

### III.1.10. Vérification à l'ELS:

On doit vérifier les deux conditions suivantes :

La contrainte dans le béton :  $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$

La contrainte dans l'acier :  $\sigma_s < \bar{\sigma}_s$  (Choisie en fonction de la fissuration).

**A. Vérification des contraintes maximales dans le béton :**

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc}$ : Contrainte maximale dans le béton comprimé. ( $\sigma_{bc} = K \times Y$ )

Avec :

$$K = \frac{M_{ser}}{I}$$

Position de l'axe neutre:

$$Y = \eta \frac{A_s + A'_s}{b} \sqrt{1 + \frac{bdA_s + dA'_s}{7.5(A_s + A'_s)^2} - 1}$$

Avec :  $\left[ \begin{array}{l} \eta = 15 \text{ (c'est le coefficient d'équivalence acier - béton).} \\ A_s' = 0 \end{array} \right]$

$$Y = 15 \frac{2.51}{100} \sqrt[3]{1 + \frac{100 \times 13.5 \times 2.51}{7.5 \times (2.51)^2} - 1} \longrightarrow Y = 2.83 \text{ cm.}$$

**Calcul de Moment d'inertie I:**

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

$$I = \frac{100}{3} (2.83)^3 + 15 [2.51 (13.5 - 2.83)^2] \longrightarrow I = 5041.92 \text{ cm}^4$$

D'ou:  $K = \frac{0.6 \times 10^{-3}}{5041.92 \times 10^{-8}} = 11.90 \text{ MPa/m}$

$$\sigma_{bc} = 11.90 \times 0.0283 = 0.34 \text{ MPa}$$

Donc :  $\sigma_{bc} = 0.34 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ La Condition est Vérifiée.}$

Le tableau suivant récapitule les résultats trouvés :

Tableau III.1. Vérification de la contrainte de compression dans le béton de l'acrotère.

$M_{ser}$ (KN.m)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	K (MPa/m)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
0.6	2.51	2.83	5041.92	11.90	0.34	15	C.V

**B. Vérifications des contraintes maximales dans l'acier:**

$$\sigma_s < \bar{\sigma}_s$$

$$\bar{\sigma}_s = \text{Min} \left[ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right]$$

Avec :

$$\eta = 1.6$$

$$f_e = 400 \text{ MPa}$$

$$f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \text{Min} [266.67 \text{ MPa} ; 201.63 \text{ MPa}]$$

$$\bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_s = nK(d - y)$$

Tel que :  $n=15$ .

$$\sigma_s = 15 \times 11.90 \times (0.135 - 0.0283)$$

$\sigma_s = 19.05 \text{ MPa}$ .

$\sigma_s = 19.05 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_s} = 201.63 \text{ MPa}$ .....La Condition est Vérifiée.

➤ Schéma de ferrailage de l'acrotère :

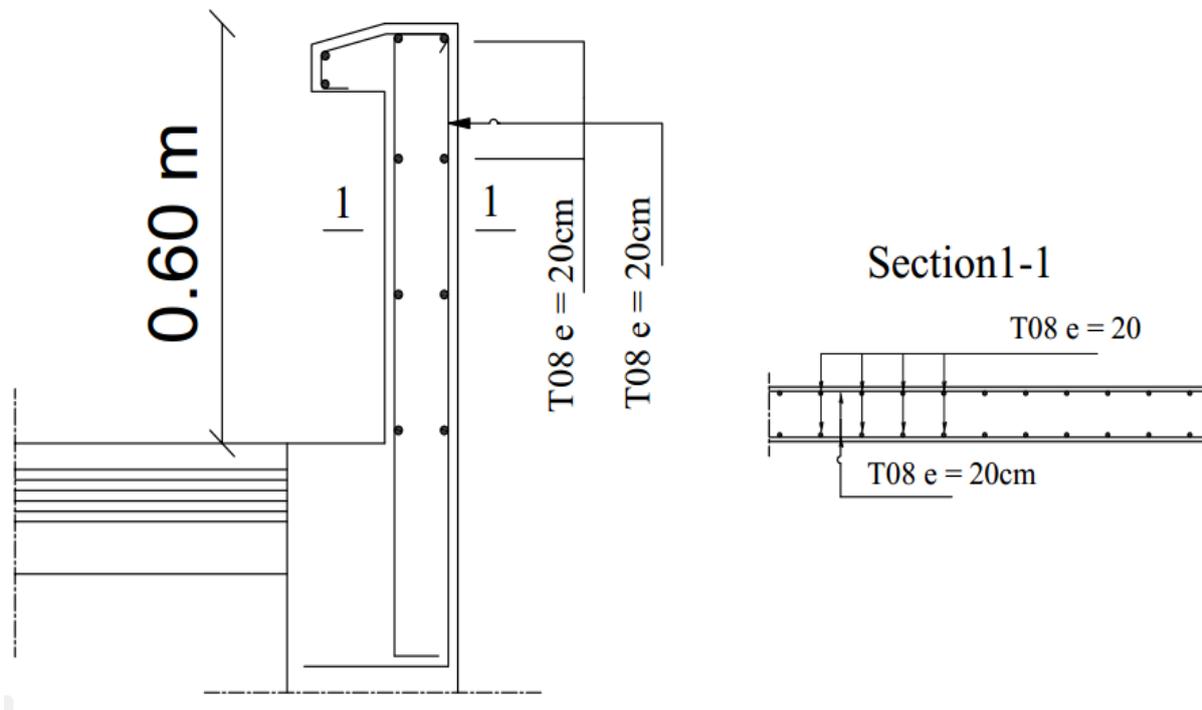


Figure III.3.Schéma de ferrailage de l'acrotère.

**III.2.Etude de balcon:**

Le balcon est assimilé à une console en béton armée de portée  $L=1.20\text{m}$  et d'épaisseur  $e=15\text{cm}$ , encastré à son extrémité.

**III.2.1. Evaluation des charges :**

Les balcons sont sollicités par les actions suivantes :

Charge permanentes :  $G_1 = 5.21 \text{ KN/m}^2$ .

Surcharges sur le balcon :  $Q_1 = 3.5 \text{ KN/m}^2$ .

Charge de garde-corps :  $G_2 = 1 \text{ KN/ml}$ .

**III.2.2. Calcul des sollicitations :**

Le calcul se fera pour une bande de 1 m linéaire.

**Combinaison fondamentale :**

a) L'ELU :

$$q_u = 1.35 G_1 + 1.5 Q_1 = 1.35 \times 5.21 + 1.5 \times 3.5 = 12.28 \text{ KN/ml}$$

$$\longrightarrow q_u = 12.28 \text{ KN/ml.}$$

$$P_u = 1.35 G_2 = 1.35 \times 1 = 1.35 \text{ KN/ml.}$$

$$\longrightarrow P_u = 1.35 \text{ KN/ml.}$$

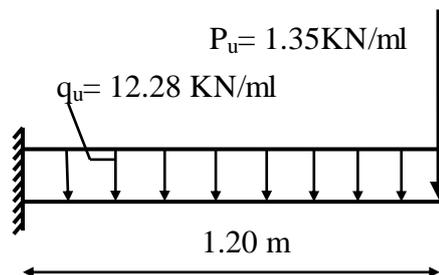


Figure III.4. Schéma statique de la dalle pleine à l'ELU du balcon.

b) L'ELS :

$$q_s = G + Q = 5.21 + 3.5 = 8.71 \text{ KN/ml.}$$

$$\longrightarrow q_s = 8.71 \text{ KN/ml.}$$

$$P_s = G_2 = 1 \text{ KN/ml.}$$

$$\longrightarrow P_s = 1 \text{ KN/ml.}$$

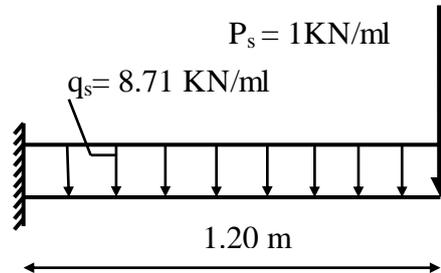


Figure III.5. Schéma statique de la dalle pleine à l'ELS du balcon.

➤ **Moment d'encastrement**

$$M_u = \frac{qu \times l^2}{2} + pu.l = \frac{12.28 \times 1.2^2}{2} + 1.35 \times 1.2 = 10.46 \text{ KN.m}$$

$$M_{ser} = \frac{qs \times l^2}{2} + ps.l = \frac{8.71 \times 1.2^2}{2} + 1 \times 1.20 = 7.47 \text{ KN.m}$$

**III.2.3. Calcul des armatures longitudinales à L'ELU :**

Le calcul du ferrailage se fait en flexion simple avec :

b = 100 cm ; h = 15 cm ; d = 0.9 h = 13.5 cm ; d' = C' = 2 cm

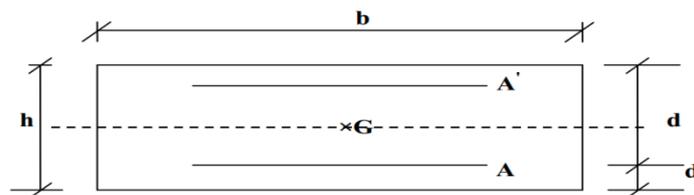


Figure III.6. Section du calcul du balcon.

**a) Moments ultime réduit :**

$$\mu_u = \frac{Mu}{b.d^2.f_{bu}} = \frac{10.46 \times 10^{-3}}{1 * (0.135)^2 \times 14.2} = 0.0404$$

$$\mu_l = 0.8 * \alpha_l (1 - 0.4 \alpha_l)$$

$$\alpha_l = \frac{3.5}{\xi_s + 3.5} \xi_s \rightarrow \frac{\sigma_s}{E} = \frac{1.15}{200000} \times 1000 \quad \longrightarrow \quad \xi_s = 1.74 \text{ ‰}$$

$$\alpha_l = \frac{3.5}{1.74 + 3.5} = 0.668$$

$$\mu_l = 0.8 \times 0.668 \times (1 - 0.4 \times 0.668) = 0.392$$

$$\mu_{bu} = 0.0404 < \mu_{lu} = 0.392$$

Donc la section est simplement armée, les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

#### b) Section d'armature :

$$A_s = \frac{M_u}{\beta d \sigma_s}$$

$$\beta = (1 - 0.4 \alpha) \text{ tel que } \alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2(0.0404)}) = 0.052$$

$$\text{Donc : } \beta = 0.98$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{10.46 \times 10^6}{0.98 \times 135 \times 348} = 227.19 \text{ mm}^2$$

$$A_s = 2.27 \text{ cm}^2$$

On adopte :  $A_s = 4T10 = 3.14 \text{ cm}^2$ , avec espacement de 25 cm.

#### c) Condition de non fragilité :

La section minimale est :

$$A_{\min} \geq 0.23 b d \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.63 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte  $A_s = 4T10 = 3.14 \text{ cm}^2/\text{ml}$ , avec espacement de 25 cm.

**III.2.4.Vérification à l'ELU :**

**a) Contrainte de cisaillement :**

On doit vérifier l'équation suivante :  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

Telle que le balcon est exposé aux intempéries, donc la fissuration est préjudiciable.

Donc :  $\bar{\tau}_u = \text{Min} \left( 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4\text{MPa} \right) = 2.5 \text{ MPa}$

Et :  $\tau_u = \frac{V_u}{bd}$

$V_u$ : L'effort tranchant à l'ELU

$V_u = q_u l + p_u = 16.09 \text{ KN}$

Donc :  $\tau_u = \frac{16.09}{1 \times 135} = 0.12 \text{ MPa}$

D'où  $\tau_u = 0.12\text{MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5\text{MPa} \dots \dots \dots$  **Condition Vérifié**

Donc il n y a pas de risque de cisaillement.

**b) Contrainte d'adhérence :**

On doit vérifier l'équation suivante :  $\tau_{su} \leq \bar{\tau}_{su}$

On a:  $\bar{\tau}_{su} = \bar{\Psi}_s f_{t28}$

$\bar{\Psi}_s \geq 1.5$  on prend  $\bar{\Psi}_s = 1.5$

D'où :  $\bar{\tau}_{su} = 1.5 \times 2.1 = 3.15\text{MPa}$

et on a :  $\tau_{su} = \frac{V_u}{0.9d \sum U_i}$

Avec :

$\sum u_i = n\pi\emptyset$  : Somme du périmètre utile des barres.

**n**: Nombre des barres.

**∅**: Diamètre des barres.

$$\sum u_i = 4 \times 3.14 \times 10 = 125.6 \text{ mm}$$

D'où :  $\tau_u = 1.05 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{su} = 3.15 \text{ MPa} \dots \dots \dots$  **Condition Vérifié**

Pas de risque d'entraînement des barres longitudinales.

**III.2.5.Calcul des armatures de répartition :**

D'après les vérifications à l'ELU les armatures de répartition ne sont pas nécessaires donc on prévoit des armatures de répartition ayant un rôle constructif.

$$A_t \geq \frac{A_s}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.79 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte **A =4T8 = 2.01cm<sup>2</sup>/ml**, avec espacement de 25 cm.

**III.2.6.Vérification des espacements des barres :**

a) **Armature principale :**

$$S_p = 25 \text{ cm} \leq \text{Min}(3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \dots \dots \dots$$
 **Condition Vérifiée**

b) **Armature transversal :**

$$S_s = 25 \text{ cm} \leq \text{Min}(4h, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} \dots \dots \dots$$
 **Condition Vérifiée**

**III.2.7.Vérifications à ELS :**

On doit vérifier les deux conditions suivantes :

La contrainte dans le béton :  $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$

La contrainte dans l'acier :  $\sigma_s < \bar{\sigma}_s$  (Choisie en fonction de la fissuration)

**1. Vérification des contraintes maximales dans le béton :**

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.2.Vérification de la contrainte de compression dans le béton du balcon.

M <sub>ser</sub> (KN.m)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	K (MPa/m)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
7.47	3.14	3.13	6087.13	122.71	3.84	15	C.V

**2. Vérifications des contraintes maximales dans l'acier:**

$$\sigma_s < \bar{\sigma}_s$$

$$\bar{\sigma}_s = \text{Min} \left[ \frac{2}{3}f_e ; 110\sqrt{\eta f_{t28}} \right] \longrightarrow \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_s = nK(d - y)$$

Tel que :  $n = 15$ .

$$\sigma_s = 15 \times 122.71 \times (0.135 - 0.0313)$$

$$\sigma_s = 190.88 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 190.88 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{La Condition est Vérifiée.}$$

**III.2.8. Vérification de la flèche :**

$$\left(\frac{h_t}{L}\right) \geq \left(\frac{1}{16}\right) \Rightarrow (0.125 > 0.0625) \Rightarrow \text{Condition Vérifiée}$$

$$\left(\frac{h_t}{L}\right) \geq \left(\frac{M_{\text{ser, travée}}}{10 M_{0, \text{ser}}}\right) \Rightarrow (0.125 > 0.10) \Rightarrow \text{Condition Vérifiée}$$

$$\left(\frac{A_s}{b \times d}\right) \leq \left(\frac{4.2}{f_e}\right) \Rightarrow (0.00232 < 0.0105) \Rightarrow \text{Condition Vérifiée}$$

Avec :

$$h_t = 15 \text{ cm} ; b = 100 \text{ cm} ; d = 13.5 \text{ cm} ; L = 120 \text{ cm} ; A_s = 3.14 \text{ cm}^2$$

$$M_{\text{ser}} = 7.47 \text{ KN.m} ; f_e = 400 \text{ MPa}$$

Donc : Toutes les conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire

➤ Schéma de ferrailage de balcon :

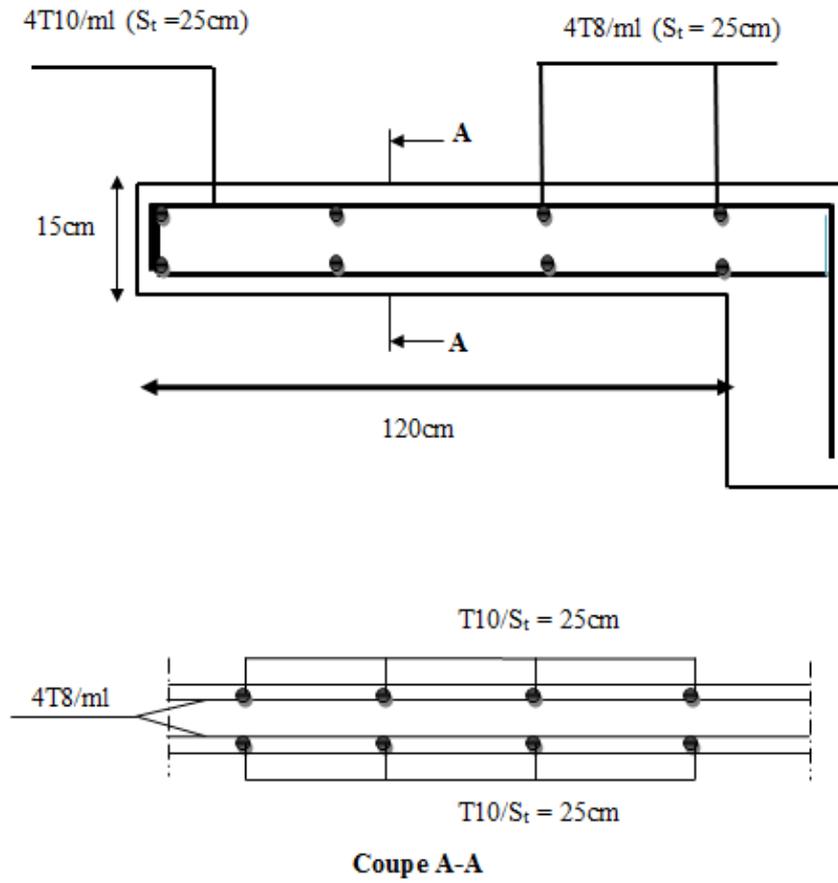


Figure III.7.Schéma de ferrailage de balcon.

**III.3. Etude des escaliers :**

**III.3.1. Calcul des sollicitations :**

A l'E.L.U:  $P_u = 1.35 G + 1.5Q$

A l'E.L.S:  $P_{ser} = G + Q$

Tableau III.3. Combinaison des charges de l'escalier.

	G (KN/m <sup>2</sup> )	Q (KN/m <sup>2</sup> )	P <sub>u</sub> (KN/m <sup>2</sup> )	P <sub>ser</sub> (KN/m <sup>2</sup> )
Palier	5.49	2.5	11.16	7.99
Volé	8.36	2.5	15.04	10.86

**III.3.2. A. L'ELU :**

**III.3.2.1. Schéma statique :**

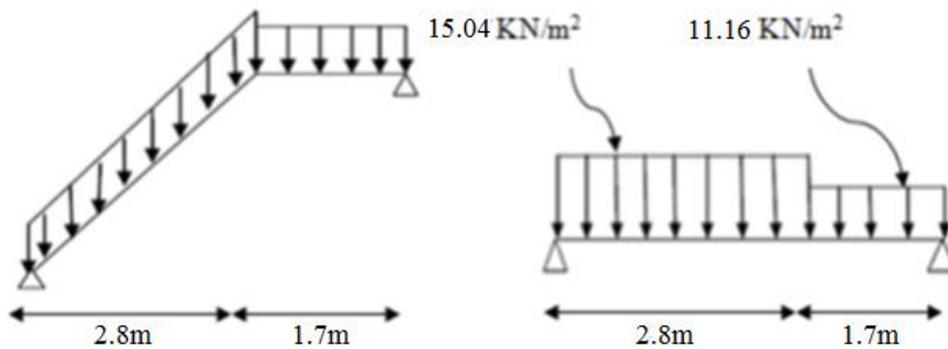


Figure III.8. Schéma statique de l'escalier (ELU).

III.3.2.2.Calcul des efforts internes :

Diagramme des efforts internes :

Par l'utilisation de logiciel RDM6 on trouve :

a.L'effort tranchant :

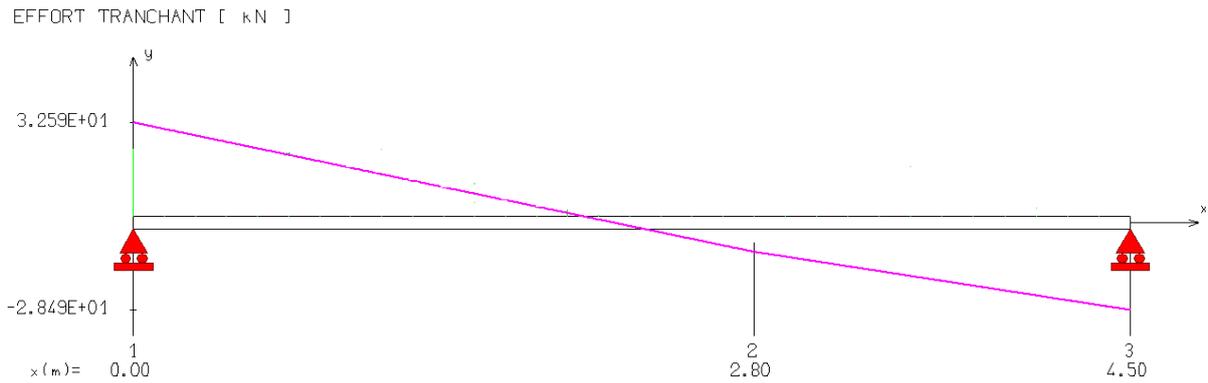


Figure III.9.Diagramme de L'effort tranchant de l'escalier (ELU).

b.Moment fléchissant :

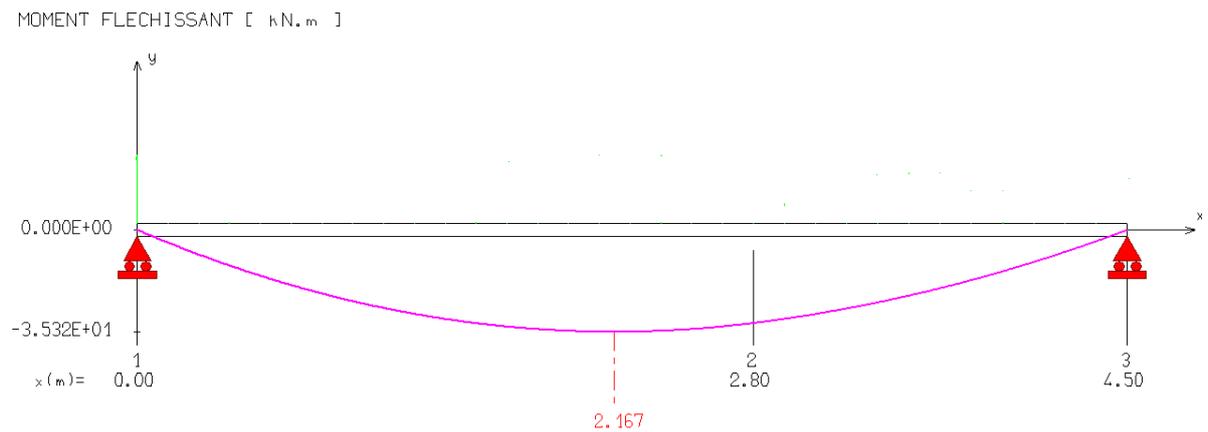


Figure III.10.Diagramme de moment fléchissant de l'escalier (ELU).

III.3.3.A L'ELS :

III.3.3.1.Schéma statique :

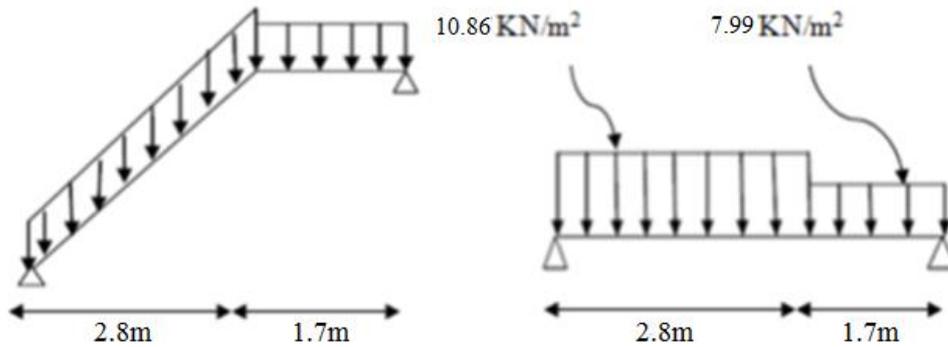


Figure III.11.Schéma statique de l'escalier (ELS)

III.3.3.2.Calcul des efforts internes :

Diagramme des efforts internes :

Par l'utilisation de logiciel RDM6 on trouve :

a.Moment fléchissant :

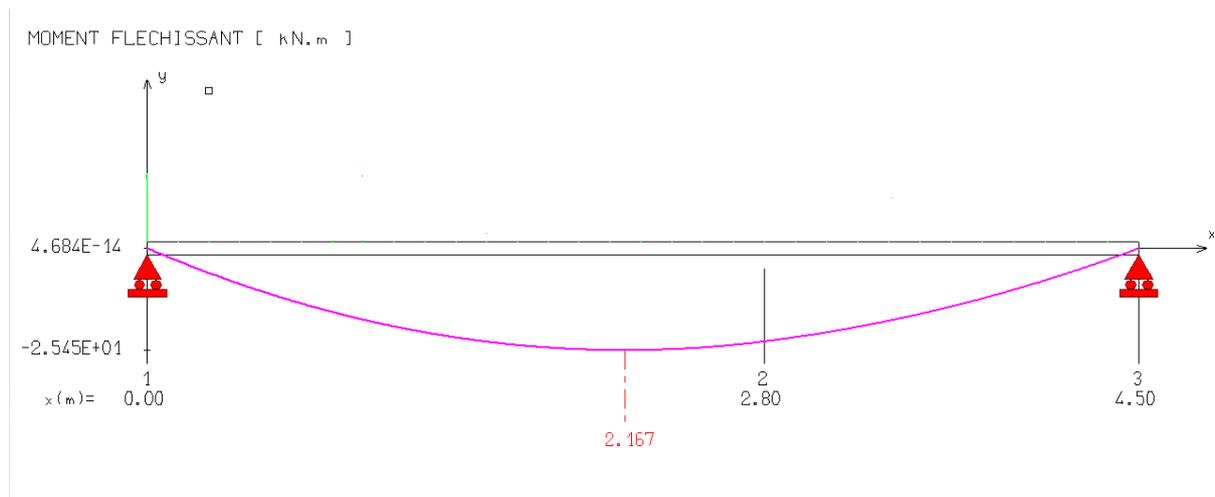


Figure III.12.Diagramme de moment fléchissant de l'escalier à ELS.

$$M_u = 35.32 \text{ KN.m}$$

$$M_{ser} = 25.45 \text{ KN.m}$$

$$V_u = 32.59 \text{ KN.}$$

Afin de tenir compte des semi encastremets aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs, pour les moments  $M_{max}$  au niveau des appuis et en travée.

$$M_{u,travée} = 0.85M_u = 30.02 \text{ KN.m}$$

$$M_{u,appui} = -0.3M_u = 10.60 \text{ KN.m}$$

$$M_{ser,travée} = 0.85M_{ser} = 21.63 \text{ KN.m}$$

$$M_{ser,appui} = -0.3M_{ser} = 7.64 \text{ KN.m}$$

### III.3.4.Ferrailage :

#### III.3.4.1.Calcul du ferrailage à L'ELU :

Le calcul se fait en flexion simple pour une bande de **1ml**. La fissuration est considérée comme peu nuisible.

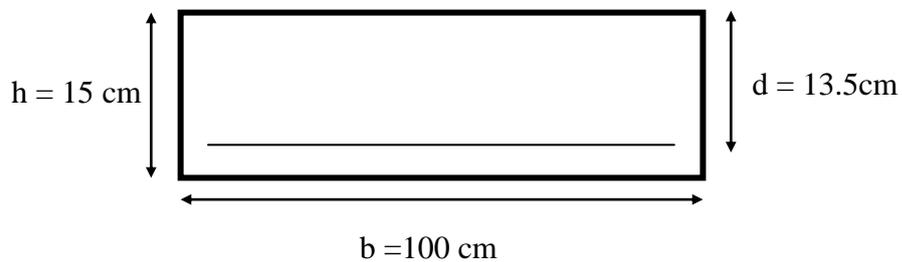


Figure III.13.La section du calcul de l'escalier

Tableau III.4.Les données a utilisé.

<b>Béton</b>	$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$	$\gamma_b = 1.5$	$f_{bc} = 14.20 \text{ MPa}$	$c = 2 \text{ cm}$
	$f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$	$b = 100 \text{ cm}$	$h = 15 \text{ cm}$	$d = 13.5 \text{ cm}$
<b>Acier</b>	FeE400	$f_e = 400 \text{ MPa}$	$\gamma_s = 1.15$	$\sigma_s = 348 \text{ MPa}$

A. Calcul des armatures :

➤ En travée :

1) Armature longitudinale :

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{30.02 \times 10^{-3}}{1 \times (0.135)^2 \times 14.20} = 0.116 \longrightarrow \mu_{bu} = 0.116$$

$$\mu_l = 0.8 \times \alpha_l (1 - 0.4 \alpha_l)$$

$$\alpha_l = \frac{3.5}{\xi_s + 3.5} \quad ; \quad \xi_s = \frac{\sigma_s}{E} = \frac{400}{200000} \times 1000 \longrightarrow \xi_s = 1.74 \text{ ‰}$$

$$\alpha_l = \frac{3.5}{1.74 + 3.5} = 0.668$$

$$\mu_l = 0.8 \times 0.668 (1 - 0.4 \times 0.668) = 0.392$$

$$\mu_{bu} = 0.116 < \mu_l = 0.392 \longrightarrow A' = 0 \quad \text{section simplement armée.}$$

$$\mu_{bu} = 0.116 < 0.392 \longrightarrow \text{On utilise la méthode simplifiée.}$$

$$A_l = \frac{M_t}{\beta d \sigma_s}$$

$$\beta = (1 - 0.4 \alpha) \quad \text{tel que : } \alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2(0.116)}) = 0.155$$

$$\text{Donc : } \beta = 0.94$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_l = \frac{30.02 \times 10^6}{0.94 \times 135 \times 348} = 679.78 \text{ mm}^2$$

$$A_l = 6.80 \text{ cm}^2$$

On adopte :  $A_l = 8T12 = 9.05 \text{ cm}^2$ , avec un espacement de 13 cm.

2) Armature de répartition :

$$A_t = \frac{A_l}{4} = \frac{9.05}{4} = 2.26 \text{ cm}^2$$

On adopte :  $A_t = 5T10 = 3.93 \text{ cm}^2$ , avec un espacement de 20cm.

➤ Aux appuis :

1) Armature longitudinale :

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{10.60 \times 10^{-3}}{1 \times (0.135)^2 \times 14.20} = 0.041 \longrightarrow \mu_{bu} = 0.041$$

$\mu_{bu} = 0.041 < \mu_{iu} = 0.392 \longrightarrow A' = 0$  section simplement armée.

$\mu_{bu} = 0.041 < 0.392 \longrightarrow$  On utilise la méthode simplifiée.

$$A_l = \frac{M_u}{\beta d \sigma_s}$$

$$\beta = (1 - 0.4 \alpha) \text{ tel que: } \alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2(0.041)}) = 0.052$$

Donc :  $\beta = 0.98$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_l = \frac{10.60 \times 10^6}{0.98 \times 135 \times 348} = 230.23 \text{ mm}^2$$

$$A_l = 2.30 \text{ cm}^2$$

On adopte :  $A_l = 8T12 = 9.05 \text{ cm}^2$ , avec un espacement de 13cm.

2) Armature de répartition :

$$A_t = \frac{A_l}{4} = \frac{9.05}{4} = 2.26 \text{ cm}^2$$

On adopte :  $A_t = 5T10 = 3.93 \text{ cm}^2$ , avec un espacement de 20cm

**B.Vérification :**

**1. Condition de non fragilité :**

$$\left\{ \begin{array}{l} A_l \geq A_{\min} \\ A_t \geq A_{\min} \end{array} \right.$$

$$A_{\min} = \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times (13.5) \times (2.1)}{400} = 1.63 \text{ cm}^2$$

$A_l = 9.05 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.63 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{C.V}$

$A_t = 3.93 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.63 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{C.V}$

**2.Vérification des espacements des barres :**

**Armature principale :**

$S_p = 13 \text{ cm} \leq \text{Min}(3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$  **Condition vérifiée**

**Armature transversal :**

$S_s = 20 \text{ cm} \leq \text{Min}(4h, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$  **Condition vérifiée**

**3. Vérification de l'influence de l'effort tranchant au niveau des appuis :**

**a. Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis :**

**Influence sur le béton :**

On doit avoir que :

$V_{u \max} < \bar{V}_u = 0.4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} b \times a$  (Art A.5.1.3.21.BAEL91 /99)

$a = 0.9 \times d = (0.9) \times (13.5) = 12.15 \text{ cm}$  (longueur de l'appui).

$V_{u \max} = 32.59 \text{ KN.}$

$\bar{V}_u = 0.4 \times \frac{25}{1.5} \times 1 \times 12.15 \times 10 = 810 \text{ KN.}$

$V_u = 32.59 \text{ KN} < \bar{V}_u = 810 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$

**b.influence sur les armatures longitudinales inférieures :**

On doit vérifier que :

$$A_s \geq \frac{1.15}{f_e} \left[ V_u + \frac{M_A}{0.9 \times d} \right]$$

$$A_s = 9.05 \text{ cm}^2$$

$$V_u = 32.59 \text{ KN}$$

$$M_a = 10.60 \text{ KN.m}$$

$$A_s = 9.05 \text{ cm}^2 > \frac{1.15 \times 10}{400} \left[ 32.59 + \frac{10.60}{0.9 \times 0.135} \right] = 3.45 \text{ cm}^2$$

$A_s = 8T12 = 9.05 \text{ cm}^2$  .....Condition vérifiée.

La condition est vérifiée, pas de risque de cisaillement (armatures transversales ne sont pas nécessaires).

**4. Vérification de l'adhérence d'appui :**

Il faut vérifier que :  $\tau_{su} \leq \bar{\tau}_{su} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$

$$V_u^{\max} = 32.59 \text{ KN}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u^{\max}}{0.9 \times d \times \sum U_i}$$

$\sum U_i$  : Somme des périmètres utiles des barres.

$$\sum U_i = n \times \pi \times \phi = 8 \times 3.14 \times 12 = 301.44 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u^{\max}}{0.9 \times d \times \sum U_i} = \frac{32.59 \times 10^3}{0.9 \times 135 \times 301.44} = 0.890 \text{ MPa}$$

$\tau_{se} = 0.890 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa}$  ..... La condition est vérifiée

Donc pas de risque d'entraînement des barres.

**III.3.4.2. Vérifications à ELS :**

**NB :** Les fissurations étant peu nuisible, aucune vérification sur la contrainte d'acier n'est à effectuer (pas de limite sur la contrainte d'acier).

**Vérification des contraintes maximales dans le béton :**

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.5. Vérifications de la contrainte de compression dans le béton de l'escalier.

Position	M <sub>ser</sub> KN.m	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	σ <sub>bc</sub> (MPa)	Observation
Travée	21.63	9.05	4.85	13959.95	7.51	C.V
Appui	7.64	9.05	4.85	13959.95	2.65	C.V

**Conclusion :**

La section et le nombre d'armature choisie sont acceptables.

Tableau III.6. Les armatures de l'escalier obtenu.

	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adoptée</sub> (cm <sup>2</sup> )	Choix	A <sub>répartition</sub> (cm <sup>2</sup> )	Choix
Appuis	6.80	1.63	9.05	8T12	3.93	5T10
Travée	2.30	1.63	9.05	8T12	3.93	5T10

**III.3.5.Vérification de la flèche :**

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\left(\frac{h_t}{L}\right) \geq \left(\frac{1}{16}\right) \Rightarrow (0.033 < 0.0625) \Rightarrow \text{Condition non vérifiée}$$

$$\left(\frac{h_t}{L}\right) \geq \left(\frac{M_{ser,travée}}{10 M_{0,ser}}\right) \Rightarrow (0.033 < 0.085) \Rightarrow \text{Condition non vérifiée}$$

$$\left(\frac{A_s}{b \times d}\right) \leq \left(\frac{4.2}{f_e}\right) \Rightarrow (0.0067 < 0.0105) \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Alors deux conditions ne sont pas vérifiées, alors on va procéder au calcul de la flèche.

**Calcul de la flèche :**

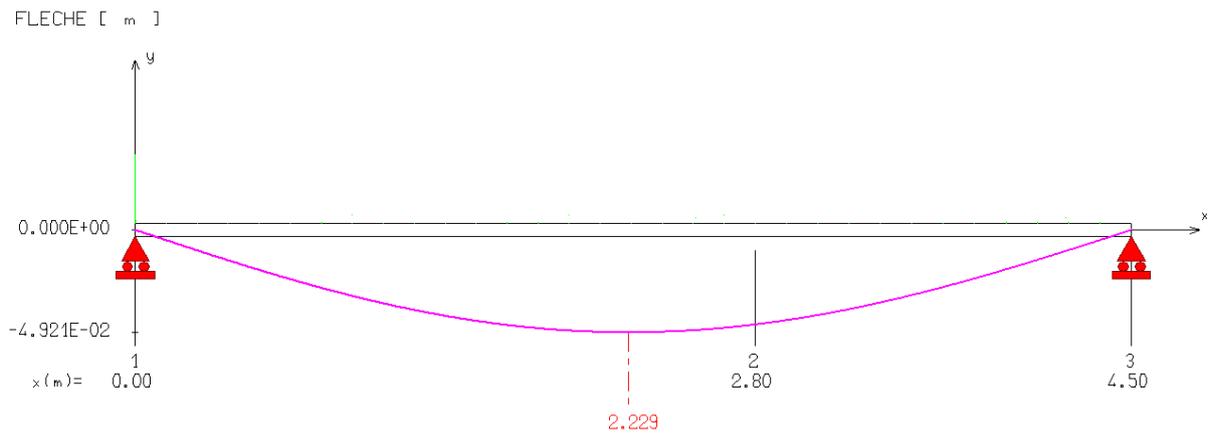


Figure III.14.La flèche.

$$f \leq \bar{f}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{450}{500} = 0.9\text{cm.}$$

$\bar{f} = 0.9\text{cm} \Rightarrow$  Donc la condition de la flèche est vérifiée.

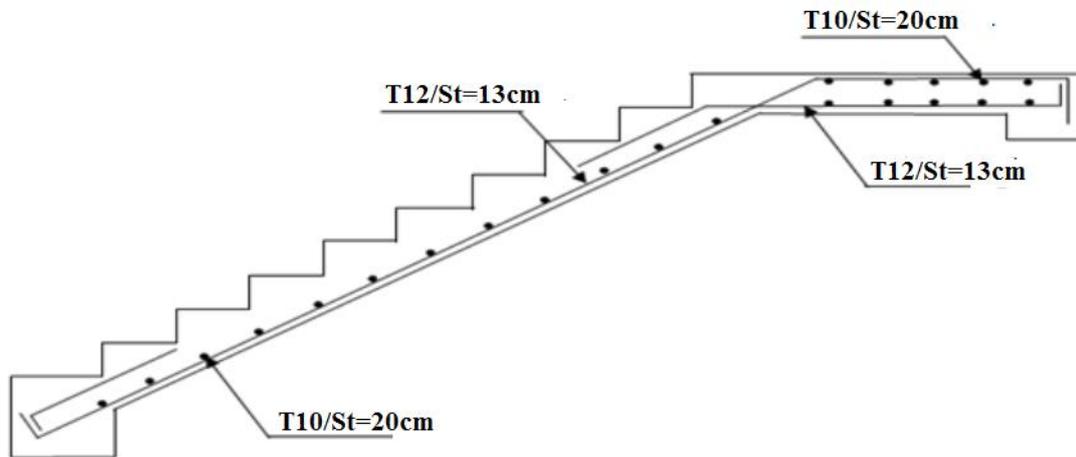


Figure III.15. Schéma de ferrailage de l'escalier.

### III.4. Etude de la poutre palière :

#### a) Pré dimensionnement de la poutre palière :

Selon le BAEL 91, 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 :  $h = 35 \text{ cm}$ .

$$0.3h \leq b \leq 0.8h \Rightarrow 10.5 \text{ cm} \leq b \leq 28 \text{ cm}$$

On prend :  $b = 30 \text{ cm}$ .

#### ✓ Vérification des conditions de l'RPA 99 / version 2003 :

- $h = 35 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \Rightarrow$  Condition vérifiée
- $b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \Rightarrow$  Condition vérifiée
- $\frac{h}{b} = 1.17 < 4 \Rightarrow$  Condition vérifiée

Donc la section de la poutre palière est de  $(b \times h) = (30 \times 35) \text{ cm}^2$

#### b) Charge sollicitant la poutre :

- Poids propre de la poutre :  $G_{pp} = 0.30 \times 0.35 \times 25 = 2.625 \text{ KN/ml}$ .
- Poids du mur situé sur la poutre :  $G_{mur} = 2.44 \times \frac{3.06}{2} = 3.73 \text{ KN/ml}$ .
- Réaction du palier sur la poutre à l'ELU :  $R_a = 32.59 \text{ KN/ml}$ .

➤ Réaction du palier sur la poutre à l'ELS :  $R_{a,ser} = 23.51 \text{ KN/ml}$ .

**c) Combinaison d'action :**

$$q_u = 1.35(G_{pp} + G_{mur}) + R_a = 41.17 \text{ KN/ml}$$

$$q_{ser} = G_{pp} + G_{mur} + R_{a,ser} = 29.87 \text{ KN/ml}$$

**d) Calcule des moments et des efforts tranchant :**

Par l'utilisation de logiciel RDM6 on trouve :

$$M_{u,appui} = 25.01 \text{ KN.m}$$

$$M_{u,travée} = 12.50 \text{ KN.m}$$

$$V_u = 55.58 \text{ KN}$$

$$M_{ser,appui} = 18.15 \text{ KN.m}$$

$$M_{ser,travée} = 9.073 \text{ KN.m}$$

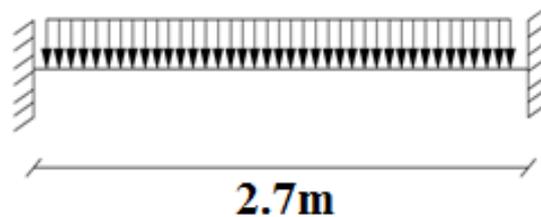


Figure III.16.Schéma statique de la poutre palière.

**e) Calcul du ferrailage longitudinale à l'ELU :**

On fait les calculs à la flexion simple avec :

$$h = 35 \text{ cm}; \quad b = 30 \text{ cm}; \quad d = 0.9h = 31.5 \text{ cm}$$

Tableau III.7.Récapitulatif de calcul des armatures de la poutre palière

	$M_u$	$\mu_u$	$\mu_l=0.392$	$\beta_u$	$A_s(\text{cm}^2)$	$A_{min}(\text{cm}^2)$	Choix	$A_s$ adopté
<b>Travée</b>	12.50	0.030	$\mu_u < \mu_l$	0.98	1.16	1.14	3T14	4.62
<b>Appui</b>	25.01	0.059	$\mu_u < \mu_l$	0.97	2.35	1.14	3T14	4.62

**f) Vérification à l'ELU :**

Tableau III.8.Récapitulatif de vérification de la poutre palière à l'ELU

	Contrainte de cisaillement				Contrainte d'adhérence			
	$V_u$ (KN)	$\tau_u$ (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	OBS	$\Sigma U_i$ (mm)	$\tau_{su}$ (MPa)	$\bar{\tau}_{su}$ (MPa)	OBS
<b>Travée</b>	0	0	3.33	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	131.88	0	3.15	$\tau_{su} < \bar{\tau}_{su}$
<b>Appui</b>	55.58	0.59	3.33	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	131.88	1.49	3.15	$\tau_{su} < \bar{\tau}_{su}$

**g) Armature de répartition :**

En flexion simple on utilise souvent la formule simplifiée suivante :

$$\frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0.3f_{t28}}{0.9d\sigma_s} \text{ (Art 5.1.2.3) BAEL91/99}$$

$$S_t \leq \text{Min}\{0.9d; 40 \text{ cm}\} \text{ (Art 5.1.2.2) BAEL91/99}$$

$$S_t \leq \frac{A_t f_e}{0.4b_0} \text{ (Art 5.1.2.2) BAEL91/99}$$

➤ Selon RPA (Art 7.5.2.2) RPA 99/2003 :

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 0.003b_0$$

$$S_t \leq \text{Min} \left\{ \frac{h}{4}; 12\phi_1 \right\} \text{ en zone nodale}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} \text{ en zone courante}$$

Avec :

$A_t$  : Section des armatures transversales

$S_t$  : Espacement entre les armatures transversales

Donc :

$$S_t \leq \text{Min} \left\{ \frac{35}{4}; 14 \times 1.4 \right\} = 8 \text{ cm en zone nodale}$$

$$S_t \leq \frac{35}{2} = 17.5 \text{ cm en zone courante}$$

Donc on prend :

$$S_t = 8 \text{ cm en zone nodale}$$

$$S_t = 15 \text{ cm en zone courante}$$

Donc :

$$A_t \geq 0.003b_0S_t = 1.35 \text{ cm}^2$$

Donc on prend  $A_t = 4T8 = 2.01 \text{ cm}^2$

**h) Vérification à l'ELS :**

Tableau III.9.Récapitulatif de vérification de la poutre palière à l'ELS.

	$M_{ser}$ (KN. m)	y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	OBS
<b>Travée</b>	9.073	9.98	42033.67	2.15	15	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
<b>Appui</b>	18.15	9.98	42033.67	4.31	15	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$

**NB :** Les fissurations étant peu nuisible, aucune vérification sur la contrainte d'acier n'est à effectuer (pas de limite sur la contrainte d'acier).

**i) Vérification de La flèche :(Art B.6.5, 1) BAEL91/99**

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\left(\frac{h_t}{L}\right) \geq \left(\frac{1}{16}\right) \Rightarrow (0.130 > 0.0625) \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\left(\frac{h_t}{L}\right) \geq \left(\frac{M_{ser, travée}}{10 M_{0, ser}}\right) \Rightarrow (0.130 > 0.033) \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\left(\frac{A_s}{b \times d}\right) \leq \left(\frac{4.2}{f_e}\right) \Rightarrow (0.00049 < 0.0105) \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Toutes les conditions sont vérifiées donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

➤ Schéma de ferrailage de la poutre palière :

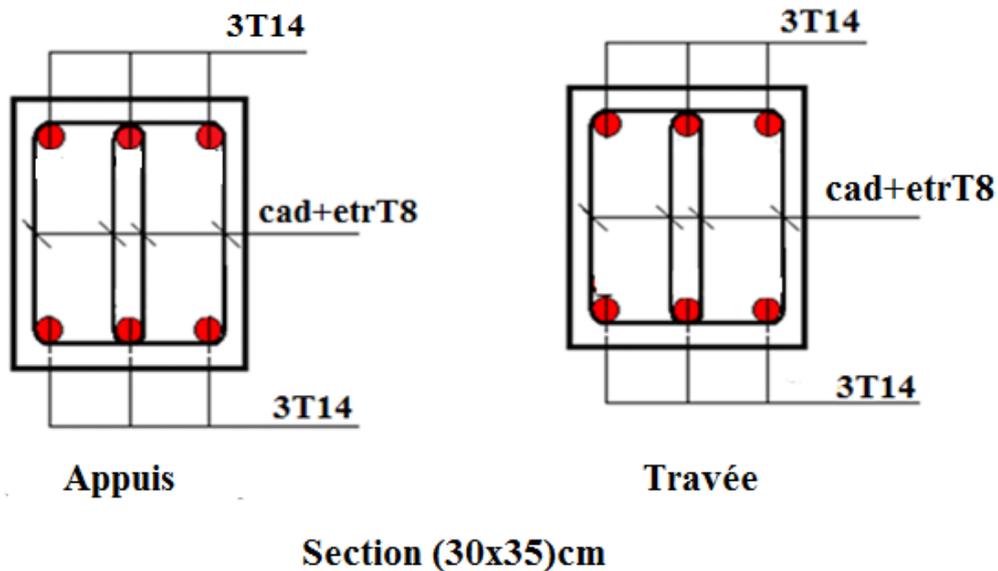


Figure III.17.Schéma de ferrailage de la poutre palière.

### III.5.Etude des planchers en corps creux:

#### III.5.1.Pré dimensionnement des poutrelles :

Les poutrelles sont des sections en T en béton armé qui servent à transmettre les charges réparties ou concentrées vers les poutres principales.

La disposition des poutrelles se fait selon deux critères :

- Elles sont disposées parallèlement à la plus petite portée.
- Si les poutres dans les deux sens ont des portées égales alors on choisit le sens ou on a plus d'appuis (critère de continuité) car les appuis soulagent les moments en travée et diminuent la flèche.

**A. Calcul des poutrelles :**

Le dimensionnement des poutrelles passe par deux étapes :

- Le calcul avant coulage.
- Le calcul après coulage.

**1. Avant coulage :**

Avant le coulage de la dalle de compression, la poutrelle est considérée comme reposante sur deux appuis (simplement appuyée) ; elle supporte son poids propre, le poids du corps creux et la surcharge due à la main d'œuvre qui est prise égale à 1KN/ml (d'après DTR B.C.2.2).

Tableau III.10.Charges et surcharges de la poutrelle.

<b>Charge Permanente</b>	<b>Poids propre des poutrelles</b>	$25 \times 0.12 \times 0.04 = 0.12 \text{KN/m}$
	<b>Poids propre du corps creux</b>	$0.95 \times 0.65 = 0.62 \text{ KN/m}$
	<b>Total</b>	$0.74 \text{KN/m}$
<b>Charge d'exploitation</b>	<b>Main d'œuvre</b>	$1 \times 0.65 = 0.65 \text{ KN/m}$

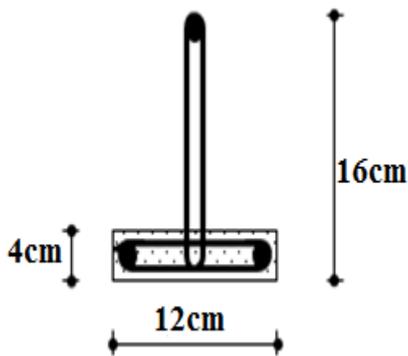


Figure III.18.Poutrelle préfabriquée.

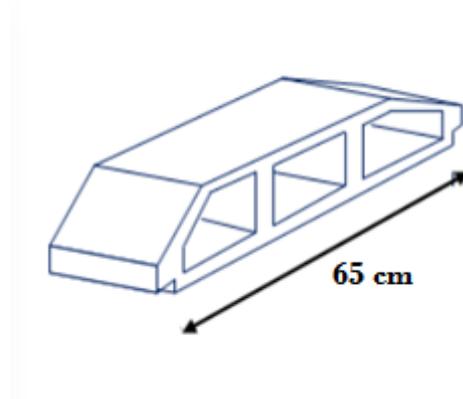


Figure III.19.Corps creux.

➤ Sollicitations combinées :

ELU : 1.35 G + 1.5Q

$$q_u = 1.35 \times 0.74 + 1.5 \times 0.65$$

**q<sub>u</sub> = 1.97 KN/m**

ELS : G + Q

$$q_{ser} = 0.74 + 0.65$$

**q<sub>ser</sub> = 1.39 KN/m.**

➤ Sollicitations de calcul :

**L = 3.05m.**

Tableau III.11. Combinaison des charges de la poutrelle.

	ELU	ELS
M = ql <sup>2</sup> /8 (KN.m)	2.30	1.62
T = ql/2 (KN)	3.00	2.12

**Calcul de ferrillage:**

La poutrelle travaille en flexion simple.

**A l'ELU :**

b = 12 cm ; h = 4 cm ; d = 0.9×h = 3.6 cm ; f<sub>bu</sub> = 14.2 MPa

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b_0 d^2 f_u} = \frac{2.30 \times 10^6}{120 \times 36^2 \times 14.2} = 1.04$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{2.30}{1.26} = 1.42$$

$$\mu_l = 0.8 \times \alpha_l (1 - 0.4 \alpha_l)$$

$$\alpha_l = \frac{3.5}{\xi_s + 3.5} \xi_s = \frac{\sigma_s}{E} = \frac{1.15}{200000} \times 1000 \xi_s = 1.74$$

$$\alpha_l = \frac{3.5}{1.74 + 3.5} = 0.668 \quad \mu_l = 0.8 \times 0.668 (1 - 0.4 \times 0.668) = 0.392$$

Donc :  $\mu_{bu} > \mu_{lu} \Rightarrow A' \neq 0$ , La section est doublement armée.

### Remarque:

Les aciers comprimés sont nécessaires afin d'équilibrer le moment de la section d'armatures mais on est limité par la section du béton (12x4). Il faut donc soulager la poutrelle par des étaielements verticaux pour supporter les charges avant et lors du coulage sans qu'elle fléchisse.

### 2. Après coulage :

Après le coulage et le durcissement de la dalle de compression la poutrelle travaille comme une poutre en T avec les dimensions suivantes :  $b=65$  cm,  $h_0=4$  cm,

$b_0=12$  cm,  $h=20$  cm.

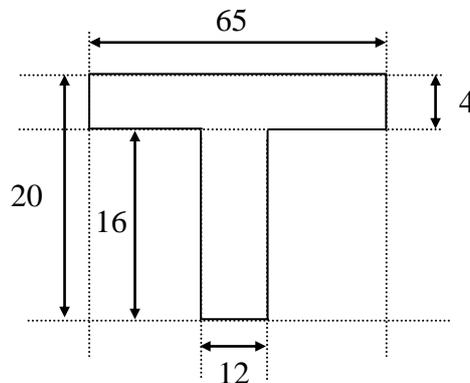


Figure III.20. La section en T de la poutrelle.

➤ Evaluation des charges et surcharges :

A l'ELU :  $q_u = (1.35G + 1.5Q) \times 0.65$

A l'ELS :  $q_{ser} = (G + Q) \times 0.65$

Tableau III.12. Evaluation des charges de la poutrelle.

	G (KN/m <sup>2</sup> )	Q (KN/m <sup>2</sup> )	g=0.65G	q=0.65Q	$q_u$ (KN/m <sup>2</sup> )	$q_s$ (KN/m <sup>2</sup> )
<b>Terrasse inaccessible</b>	7.21	1	4.68	0.65	7.29	5.33
<b>Etage courant</b>	5.16	1.5	3.35	0.97	5.97	4.32
<b>1<sup>er</sup> Etage</b>	5.16	2.5	3.35	1.62	6.95	4.97
<b>RDC</b>	5.16	2.5	3.35	1.62	6.95	4.97

Les calculs sont fait pour les poutrelles de plancher terrasse inaccessible ayant la plus grande sollicitation, et on les généralise pour les autres planchers.

Donc on prend :  $G = 7.21 \text{ KN/m}^2$  et  $Q = 1 \text{ KN/m}^2$

$q_u = 7.29 \text{ KN/m}^2$

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

### III.5.2.Choix de la méthode de calcul :

Les poutrelles sont considérées comme des poutres continues sur plusieurs appuis. Pour le calcul de leurs efforts internes, on utilise l'une des deux méthodes simplifiées.

- La méthode forfaitaire.
- La méthode de Caquot.

### ➤ Méthode forfaitaire:

#### ✓ Principe de la méthode forfaitaire :

Cette méthode consiste à évaluer les moments maximum sur appuis et en travées; fixés forfaitairement par rapport à la valeur du moment isostatique  $M_0$  dans la travée.

#### ✓ Condition d'application :

Cette méthode est applicable si les quatre hypothèses suivantes sont vérifiées :

1-  $Q \leq \text{Max} (2G ; 5 \text{ KN/m}^2)$

2- Les moments d'inerties des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées.

3- Le rapport de longueur entre deux portées successives doit vérifier :  $0.8 \leq \frac{L_n}{L_{n+1}} \leq 1.25$

4- Fissuration peu nuisible.

Si l'une des conditions n'est pas vérifiée la méthode forfaitaire n'est pas applicable donc on applique la méthode de Caquot.

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

(Poutrelle type 1, terrasse inaccessible)

$$1) \quad \left\{ \begin{array}{l} 5\text{KN/m}^2 \\ Q = 1\text{KN/m}^2 < \text{Max} \quad 2G = 14.42 \text{ KN/m}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifié.} \end{array} \right.$$

2) Les moments d'inerties des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées.....**Condition vérifié.**

$$3) \quad \frac{L_n}{L_{n+1}} = \frac{2.95}{2.7} = 1.09 \Rightarrow \dots\dots\dots \text{Condition vérifié.}$$

$$\frac{2.7}{3} = 0.9 \Rightarrow \dots\dots\dots \text{Condition vérifié.}$$

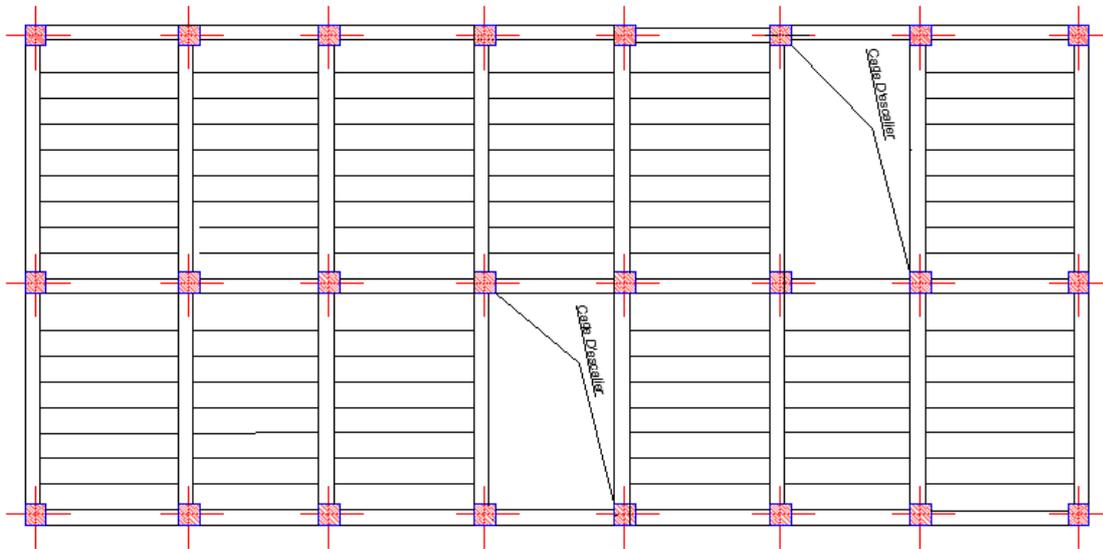
$$\frac{3}{2.7} = 1.11 \Rightarrow \dots\dots\dots \text{Condition vérifié.}$$

$$\frac{2.7}{3.05} = 0.89 \Rightarrow \dots\dots\dots \text{Condition vérifié.}$$

4) La fissuration est peu nuisible..... **Condition vérifié.**

Les conditions sont vérifiées  $\Rightarrow$  Alors cette méthode est applicable, donc on appliqué la méthode de forfaitaire.

III.5.3.Calcul des poutrelles :



Disposition des poutrelles

Type 1 :

3 travées d'une longueur (8.65m) :

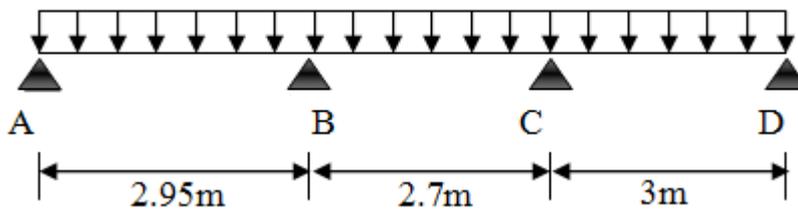


Figure III.21.Schéma statique de poutrelle.

A L' ELU: ( $q_u = 7.29\text{KN/m}$ )

Moment isostatique :

$$a) M_{01} = \frac{ql^2}{8} = \frac{7.29(2.95)^2}{8} = 7.93\text{KN.m}$$

$$b) M_{02} = \frac{ql^2}{8} = \frac{7.29(2.70)^2}{8} = 6.64\text{KN.m}$$

$$c) M_{03} = \frac{ql^2}{8} = \frac{7.29(3.00)^2}{8} = 8.20\text{KN.m}$$

**Moment en appui :**

$$M_A = -0.15 M_{01} = -1.18 \text{ KN.m}$$

$$M_B = -0.5 \max (M_{01}, M_{02}) = -0.5 M_{01} = -3.96 \text{ KN.m}$$

$$M_C = -0.4 \max (M_{02}, M_{03}) = -0.4 M_{03} = -3.28 \text{ KN.m}$$

$$M_D = -0.15 M_{03} = -1.23 \text{ KN.m}$$

**Moment en travée :**

**Travée de rive : (l=2.95m)**

$$\alpha = \frac{Q}{Q + G} = \frac{1}{1 + 7.21} = 0.12$$

$$M_{t1} = (0.6 + 0.15\alpha) M_{01} = 4.90 \text{ KN.m}$$

$$M_{t2} = \max \{1.05 M_{01}, (1 + 0.3\alpha) M_{01}\} - \frac{|M_A + M_B|}{2} = 5.75 \text{ KN.m}$$

$$M_t = \max(M_{t1}, M_{t2}) = 5.75 \text{ KN.m}$$

**Travée intermédiaire : (l=2.70m)**

$$M_{t1} = (0.5 + 0.15\alpha) M_{02} = 3.43 \text{ KN.m}$$

$$M_{t2} = \max \{1.05 M_{02}, (1 + 0.3\alpha) M_{02}\} - \frac{|M_B + M_C|}{2} = 3.35 \text{ KN.m}$$

$$M_t = \max(M_{t1}, M_{t2}) = 3.43 \text{ KN.m}$$

**Travée de rive : (l=3.00m)**

$$M_{t1} = (0.6 + 0.15\alpha) M_{03} = 5.06 \text{ KN.m}$$

$$M_{t2} = \max \{1.05 M_{03}, (1 + 0.3\alpha) M_{03}\} - \frac{|M_C + M_D|}{2} = 6.36 \text{ KN.m}$$

$$M_t = \max(M_{t1}, M_{t2}) = 6.36 \text{ KN.m}$$

**III.5.4. Calcul d'effort tranchant :**

**Type 1 :**

**(3) travées d'une longueur de (8.65m) :**

**A L'ELU: ( $q_u = 7.29 \text{ KN/m}$ )**

**Travée de rive : (l=2.95m)**

$$a = \frac{L}{1 + \sqrt{\frac{M_e + M_t}{M_w + M_t}}} = \frac{2.95}{1 + \sqrt{\frac{3.96 + 5.75}{1.18 + 5.75}}} = 1.35 \text{ m} ,$$

$$b = L - a = 2.95 - 1.35 = 1.6 \text{ m}$$

Avec :

(a) : la distance entre l'appui et le point où l'effort tranchant est nul.

$$V_w = -2 \left| \frac{M_w + M_t}{a} \right| = -2 \frac{1.18 + 5.75}{1.35} = -10.26 \text{ KN}$$

$$V_e = 2 \left| \frac{M_e + M_t}{b} \right| = 2 \frac{3.96 + 5.75}{1.6} = 12.13 \text{ KN}$$

**Travée intermédiaire : (l=2.70m)**

$$a = \frac{L}{1 + \sqrt{\frac{M_e + M_t}{M_w + M_t}}} = \frac{2.70}{1 + \sqrt{\frac{3.28 + 3.43}{3.96 + 3.43}}} = 1.38 \text{ m}$$

$$b = L - a = 2.70 - 1.38 = 1.32 \text{ m}$$

$$V_w = -2 \left| \frac{M_w + M_t}{a} \right| = -2 \frac{3.96 + 3.43}{1.38} = -10.71 \text{ KN}$$

$$V_e = 2 \left| \frac{M_e + M_t}{b} \right| = 2 \frac{3.28 + 3.43}{1.32} = 10.16 \text{ KN}$$

**Travée de rive : (l=3.00m)**

$$a = \frac{L}{1 + \sqrt{\frac{M_e + M_t}{M_w + M_t}}} = \frac{3.00}{1 + \sqrt{\frac{1.23 + 6.36}{3.28 + 6.36}}} = 1.58 \text{ m}$$

$$b = L - a = 3.00 - 1.58 = 1.42 \text{ m}$$

Avec : (a) : la distance entre l'appui et le point où l'effort tranchant est nul.

$$V_w = -2 \left| \frac{M_w + M_t}{a} \right| = -2 \frac{3.28 + 6.36}{1.58} = -12.20 \text{ KN}$$

$$V_e = 2 \left| \frac{M_e + M_t}{b} \right| = 2 \frac{1.23 + 6.36}{1.42} = 10.69 \text{ KN}$$

Tableau III.13.Des sollicitations à L'ELU

Travée	1	2	3	
<b>l (m)</b>	2.95	2.70	3.00	
<b>M<sub>0</sub> (KN.m)</b>	7.93	6.64	8.20	
<b>N° d'appuis</b>	1	2	3	4
<b>Coeff forfaitaire</b>	0.15	0.5	0.4	0.15
<b>Ma(KN.m)</b>	-1.18	-3.96	-3.28	-1.23
<b>M<sub>t1</sub> (knN.m)</b>	4.90	3.43	5.06	
<b>M<sub>t2</sub> (kN.m)</b>	5.75	3.35	6.36	
<b>M<sub>t</sub> = Max(M<sub>t1</sub>, M<sub>t2</sub>)(kN.m)</b>	5.75	3.43	6.36	
<b>V<sub>w</sub>(KN)</b>	-10.26	-10.71	-12.20	
<b>V<sub>e</sub> (KN)</b>	12.13	10.16	10.69	
<b>a (m)</b>	1.35	1.38	1.58	
<b>b (m)</b>	1.60	1.32	1.42	

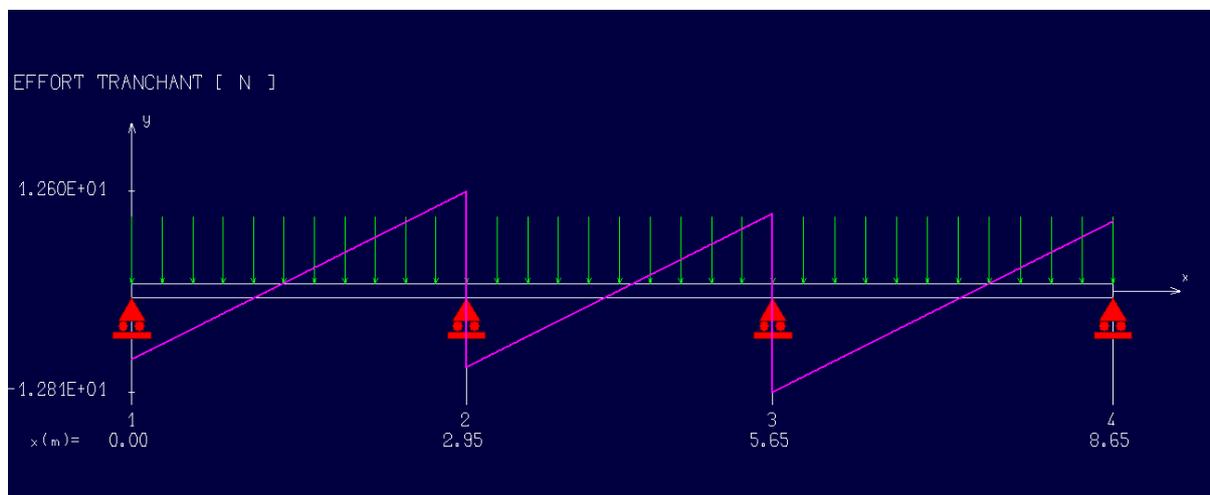


Figure III.22.Diagrammes des efforts tranchants à L'ELU.

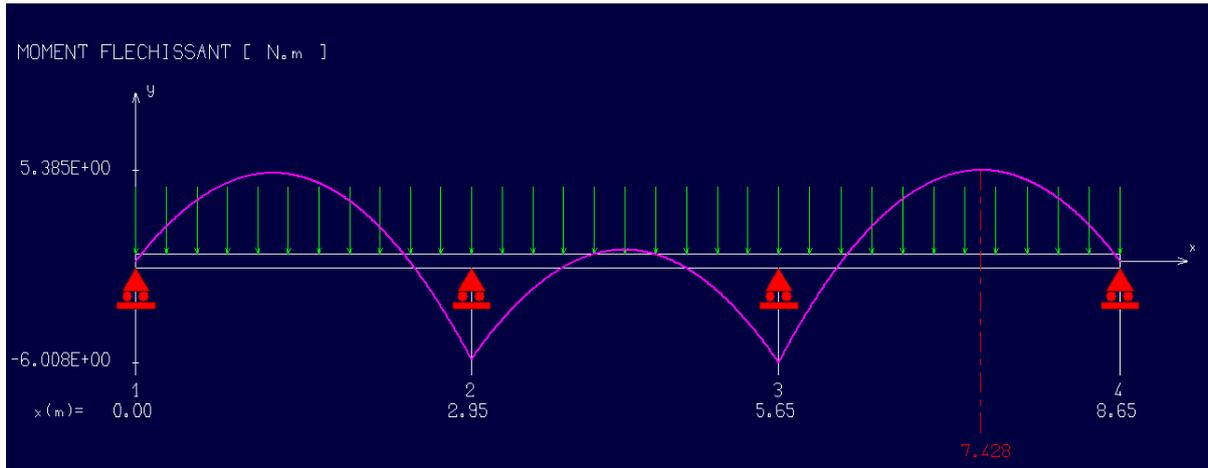


Figure III.23. Diagrammes des moments fléchissant à L'ELU

**AL'ELS : ( $q_s = 5.3\text{KN/m}$ ).**

**Moment isostatique :**

a)  $M_{01} = \frac{ql^2}{8} = \frac{5.3(2.95)^2}{8} = 5.76\text{KN.m}$

b)  $M_{02} = \frac{ql^2}{8} = \frac{5.3(2.70)^2}{8} = 4.82\text{KN.m}$

c)  $M_{03} = \frac{ql^2}{8} = \frac{5.3(3.00)^2}{8} = 5.96\text{KN.m}$

d)

**Moment en appui :**

$M_A = -0.15 M_{01} = -0.86 \text{KN.m}$

$M_B = -0.5 \text{Max} (M_{01}, M_{02}) = -0.5 M_{01} = -2.88\text{KN.m}$

$M_C = -0.4 \text{Max} (M_{02}, M_{03}) = -0.4 M_{03} = -2.38\text{KN.m}$

$M_D = -0.15 M_{03} = -0.89\text{KN.m}$

**Moment en travée :**

**Travée de rive : ( $l=2.95\text{m}$ )**

$$\alpha = \frac{Q}{Q + G} = \frac{1}{1 + 7.21} = 0.12$$

$M_{t1} = (0.6 + 0.15\alpha) M_{01} = 3.56\text{KN.m}$

$M_{t2} = \text{Max} \{1.05 M_{01}, (1 + 0.3 \alpha) M_{01}\} - \frac{|M_A + M_B|}{2} = 4.09\text{KN.m}$

$$M_t = \text{Max}(M_{t1}, M_{t2}) = 4.09 \text{ KN.m}$$

**Travée intermédiaire : (l=2.70m)**

$$M_{t1} = (0.5+0.15\alpha)M_{02} = 2.49\text{KN.m}$$

$$M_{t2} = \text{Max} \{1.05 M_{02}, (1+0.3 \alpha)M_{02}\} - \frac{|M_B+M_C|}{2} = 2.43\text{KN.m}$$

$$M_t = \text{Max}(M_{t1}, M_{t2}) = 2.49\text{KN.m}$$

**Travée de rive : (l=3.00m)**

$$M_{t1} = (0.6+0.15\alpha)M_{03} = 3.68\text{KN.m}$$

$$M_{t2} = \text{Max} \{1.05 M_{03}, (1+0.3 \alpha)M_{03}\} - \frac{|M_C+M_D|}{2} = 4.62\text{KN.m}$$

$$M_t = \text{Max}(M_{t1}, M_{t2}) = 4.62\text{KN.m}$$

### III.5.5.Calcul d'effort tranchant :

**(7) travées d'une longueur de (20.10m) :**

a) A L'ELS : ( $q_s = 5.30\text{KN/m}$ ).

**Travée de rive : (l=2.95m)**

$$a = \frac{L}{1 + \sqrt{\frac{M_e + M_t}{M_w + M_t}}} = \frac{2.95}{1 + \sqrt{\frac{2.88 + 4.09}{0.86 + 4.09}}} = 1.35 \text{ m} ,$$

$$b = L - a = 2.95 - 1.35 = 1.6\text{m}$$

Avec : (a) : la distance entre l'appui et le point où l'effort tranchant est nul.

$$V_w = -2 \left| \frac{M_w + M_t}{a} \right| = -2 \frac{0.86 + 4.09}{1.35} = -7.33\text{KN}$$

$$V_e = 2 \left| \frac{M_e + M_t}{b} \right| = 2 \frac{2.88 + 4.09}{1.6} = 8.71\text{KN}$$

**Travée intermédiaire : (l=2.70m)**

$$a = \frac{L}{1 + \sqrt{\frac{M_e + M_t}{M_w + M_t}}} = \frac{2.70}{1 + \sqrt{\frac{2.38 + 2.49}{2.88 + 2.49}}} = 1.38\text{m}$$

$$b = L - a = 2.70 - 1.38 = 1.32\text{m}$$

$$V_w = -2 \left| \frac{M_w + M_t}{a} \right| = -2 \frac{2.88 + 2.49}{1.38} = -7.78\text{KN}$$

$$V_e = 2 \left| \frac{M_e + M_t}{b} \right| = 2 \frac{2.38 + 2.49}{1.32} = 7.37\text{KN}$$

**Travée de rive : (l=3.00m)**

$$a = \frac{L}{1 + \sqrt{\frac{M_e + M_t}{M_w + M_t}}} = \frac{3.00}{1 + \sqrt{\frac{0.89 + 4.62}{2.38 + 4.62}}} = 1.58\text{m}$$

$$b = L - a = 3.00 - 1.58 = 1.42\text{m}$$

Avec : (a) : la distance entre l'appui et le point où l'effort tranchant est nul.

$$V_w = -2 \left| \frac{M_w + M_t}{a} \right| = -2 \frac{2.38 + 4.62}{1.58} = -8.86\text{KN}$$

$$V_e = 2 \left| \frac{M_e + M_t}{b} \right| = 2 \frac{0.89 + 4.62}{1.42} = 7.76\text{KN}$$

Tableau III.14.Des sollicitations à L'ELS

Travée	1	2	3	
<b>l (m)</b>	2.95	2.70	3.00	
<b>M<sub>0</sub> (KN.m)</b>	5.76	4.82	5.96	
<b>N° d'appuis</b>	1	2	3	4
<b>Coeff forfaitaire</b>	0.15	0.5	0,4	0.15
<b>Ma(KN.m)</b>	-0.86	-2.88	-2.38	-0.89
<b>M<sub>t1</sub> (kN.m)</b>	3.56	2.49	3.68	
<b>M<sub>t2</sub> (kN.m)</b>	4.09	2.43	4.62	
<b>M<sub>t</sub> = max(M<sub>t1</sub>, M<sub>t2</sub>)(kN.m)</b>	4.09	2.49	4.62	
<b>V<sub>w</sub>(KN)</b>	-7.33	-7.78	-8.86	
<b>V<sub>e</sub> (KN)</b>	8.71	7.37	7.76	
<b>a (m)</b>	1.35	1.38	1.58	
<b>b (m)</b>	1.60	1.32	1.42	

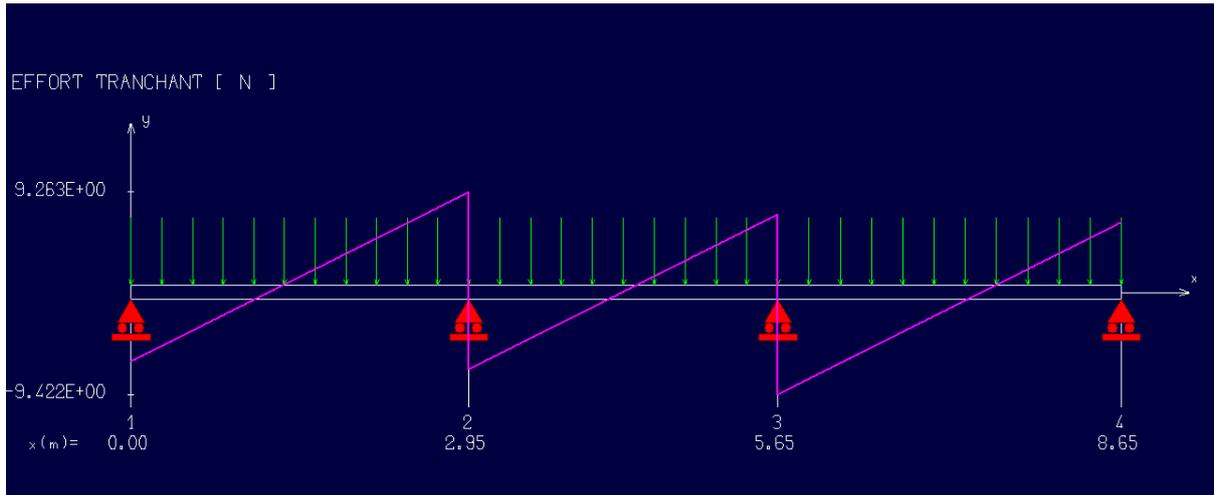


Figure III.24. Diagrammes des efforts tranchants à L'ELS.

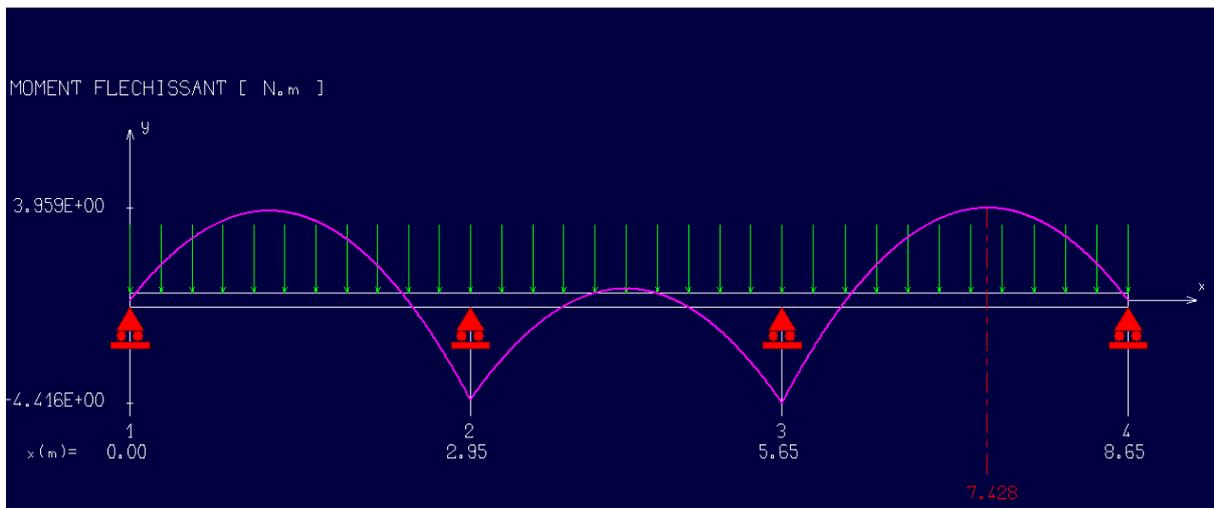


Figure III.25. Diagrammes des moments fléchissant à L'ELS

**III.5.6. Calcul du ferrailage:****III.5.6.1. Calcul des armatures longitudinales:**

➤ à l' E.L.U

Le calcul se fera pour la travée la plus défavorable :

$$M_t = 6.36 \text{ KN.m}$$

$$M_a = 3.96 \text{ KN.m}$$

$$V_{\max} = 12.13 \text{ KN}$$

$$b = 0.65 \text{ m}; b_0 = 0.12 \text{ m}; h_0 = 0.04 \text{ m}; h = 0.2 \text{ m}; d = 0.9h = 0.18 \text{ m}$$

D'après l'organigramme de flexion simple nous trouvons les résultats suivants.

➤ **En travée**

Le calcul des armatures s'effectue comme une poutre de section en T, en considérant le moment en travée max :

$$M_{t \max} = 6.36 \text{ KN.m}$$

✓ **Moment de référence**

$$M_{Tu} = F_{bc} \times Z_b$$

$$\text{Avec : } \left\{ \begin{array}{l} F_{bc} = b \times h_0 \times f_{bu} = 0.65 \times 0.04 \times 17 = 0.442 \\ Z_b = d - \frac{h_0}{2} = 0.18 - \frac{0.04}{2} = 0.16 \text{ m} \end{array} \right\}$$

$$M_{Tu} = F_{bc} Z_b = 0.07072 \text{ N.m} = 70.72 \text{ KN.m}$$

$$M_{Tu} = 70.72 \text{ KN.m} > 13.34 \text{ KN.m}$$

L'axe neutre dans la table, une seule partie de la table est comprimée, et comme le béton tendu n'intervient pas dans les calculs, la section en T sera calculée comme une section rectangulaire de dimensions (bxh), b = 65cm et h = 20cm.

**Calcul  $A_s$  :**

Moments ultime réduit :

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{6.36 \times 10^{-3}}{0.65 \times (0.18)^2 \times 17} = 0.0176$$

$$\mu_l = 0.8 \times \alpha_l (1 - 0.4 \alpha_l)$$

$$\alpha_l = \frac{3.5}{\xi_s + 3.5}$$

$$\xi_s = \frac{\sigma_s}{E} = \frac{400}{200000} \times 1000 \quad \xi_s = 1.74 \text{ ‰}$$

$$\alpha_l = \frac{3.5}{1.74 + 3.5} = 0.668$$

$$\mu_l = 0.8 \times 0.668 (1 - 0.4 \times 0.668) = 0.392$$

$$\mu_{bu} = 0.0176 < \mu_{lu} = 0.392$$

Donc la section est simplement armée, les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

✓ **Section d'armature :**

$$A_s = \beta_u \times b \times d \times \frac{F_{bc}}{\sigma_{su}}$$

$$\beta_u = 1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} = 1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0176}$$

$$\beta_u = 0,01775$$

$$A_s = 0.01775 \times 65 \times 18 \times \frac{17}{348} = 1.01 \text{ cm}^2$$

Donc : on adopte **3T12 = 3.39 cm<sup>2</sup>**

Tableau III.15. Les armatures longitudinales choisie (en travée)

Type	M <sup>t</sup> <sub>u(max)</sub> (KN.m)	μ <sub>bu</sub>	A' <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	Choix	A <sub>s</sub> adopté (cm <sup>2</sup> )
Résultats	6.36	0.0176	0	1.01	3T12	3.39

➤ **Aux appuis**

$$M_a = 3.96 \text{ KN.m}$$

Le béton tendu se trouve dans la partie supérieure, donc le ferrailage se fait en flexion simple à l'état limite ultime pour une section rectangulaire (b×h) = (12×20) cm<sup>2</sup>.

Moments ultime réduit :

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{3.96 \times 10^{-3}}{0.12 \times (0.18)^2 \times 17} = 0.059$$

$$\mu_l = 0.8 \times \alpha_l (1 - 0.4 \alpha_l)$$

$$\alpha_l = \frac{3.5}{\xi_s + 3.5}$$

$$\xi_s = \frac{\sigma_s}{E} = \frac{400}{200000} = 0.002 \quad \xi_s = 1.74 \text{ ‰}$$

$$\alpha_l = \frac{3.5}{1.74 + 3.5} = 0.668$$

$$\mu_l = 0.8 \times 0.668 (1 - 0.4 \times 0.668) = 0.392$$

$$\mu_{bu} = 0.059 < \mu_{lu} = 0.392 \rightarrow A'_s = 0$$

Donc la section est simplement armée, les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

✓ **Section d'armature :**

$$A_s = \beta_u \times b \times d \times \frac{F_{bc}}{\sigma_{su}}$$

$$\beta_u = 1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} = 1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.059}$$

$$\beta_u = 0.061$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa.}$$

$$A_s = 0.061 \times 12 \times 18 \times \frac{17}{348} = 0.64 \text{ cm}^2$$

Donc : on adopte **2T12 = 2.26 cm<sup>2</sup>**

Tableau III.16. Les armatures longitudinales choisie (aux appuis)

Type	M <sub>ua</sub> (max) (KN.m)	μ <sub>bu</sub>	A' <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	Choix Des barres	A <sub>s</sub> adopté (cm <sup>2</sup> )
Résultats	4.11	0.059	0	0.64	2T12	2.26

**III.5.6.2. Calcul des armatures transversales :**

**a) Le diamètre minimal des armatures transversales :**

Le diamètre minimal des armatures transversales est donné par (BAEL91/99 Art. A.7.2.12)

$$\phi_t \leq \text{Min} \left\{ \frac{b_0}{10}; \frac{h}{35}; \phi_l \right\} = 0.57 \text{ cm}$$

On prend  $\phi_t = 8 \text{ mm}$ .

**b) La section d'armatures transversales :**

On choisira un cadre de  $\phi 8$ , donc  $A_t = 2T8 = 1.01 \text{ cm}^2$

**c) L'espace entre les cadres (BAEL91/99. Art. A.5.1.22)**

$$S_{t1} \leq \text{Min} \{0.9.d; 40 \text{ cm}\} = 16.2 \text{ cm}$$

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

**III.5.6.3. Vérification à l'ELU :**

**1. Vérification de la condition de non fragilité :**

• **Aux appuis :**

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 12 \times 18 \times 2.1}{400} = 0.26 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0.26 \text{ cm}^2 < A_s = 2.26 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots CV$$

• **En travée :**

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 65 \times 18 \times 2.1}{400} = 1.41 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 1.41 \text{ cm}^2 < A_s = 3.39 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots CV$$

**2. Vérification au cisaillement (BAEL91/99 .Art .A.5.1.1) :**

$$V_{u \max} = 19.61 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{12.13 \times 10^3}{120 \times 180} = 0.56 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left[ \frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b} = 3.33 \text{MPa} ; 5 \text{MPa} \right] = 3.33 \text{MPa}$$

$$\tau_u = 0.56 \text{MPa} < \bar{\tau} = 3.33 \text{MPa} \dots \dots \dots CV$$

**3. Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement :**

$$\tau_u = \frac{V_{u\max}}{0.9 d \Sigma U_i}$$

$$\Sigma U_i = n \times \pi \times \phi = 3 \times 3.14 \times 12 = 113.04 \text{mm}$$

$$\tau_u = \frac{V_{u\max}}{0.9 d \Sigma U_i} = \frac{12.13 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 113.04} = 0.6 \text{MPa}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \times f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{MPa}$$

$$\tau_u = 0.6 \text{MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{MPa}$$

**❖ La longueur de scellement :**

Elle correspond à la longueur d'acier adhérent un béton, nécessaire pour que l'effort de traction ou de compression demandé à la barre puisse être mobilisée.

$$L_s = \left( \frac{\phi}{4} \right) \times \left( \frac{f_e}{\tau_{su}} \right)$$

Avec:

$\tau_{su}$ : Contrainte limite d'adhérence.

$$\tau_{su} = 0.6 \times \psi_s^2 \times f_{tj}$$

$\psi_s^2$ : Coefficient de scellement des barres égale à 1,5 en général pour les aciers H.A.

$$\tau_{su} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.83 \text{MPa}$$

$$L_s = \left( \frac{\phi}{4} \right) \times \left( \frac{f_e}{\tau_{su}} \right) = \left( \frac{1}{4} \right) \times \left( \frac{400}{2.83} \right) = 35.33 \text{ cm}$$

$$L_s = 35.33 \text{ cm} > L_a = 30 \text{cm (la largeur de la poutre)}.$$

On utilisera donc un ancrage courbe (crochet à 45°).

Les règles de **BAEL91/99** (Art. A.6.1) admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la longueur de la portée ancrée mesurée hors crochet est au moins égale à  $0.4.l_s$  pour les aciers HA.

$L_c = 0.4 \times l_s = 14.33 \text{ cm} \Rightarrow$  On peut utiliser l'ancrage courbe (crochet à 45°).

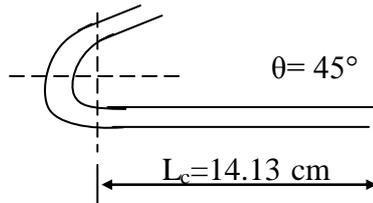


Figure III.26.L'ancrage des barres.

### III.5.7.Vérification à l'ELS :

**NB** : Les fissurations étant peu nuisible, aucune vérification sur la contrainte d'acier n'est à effectuer (pas de limite sur la contrainte d'acier).

#### Vérification des contraintes maximales dans le béton :

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc}$  : Contrainte maximale dans le béton comprimé. ( $\sigma_{bc} = K \times Y$ )

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.17.Vérifications de la contrainte de compression dans le béton.

Position	$M_{ser}$ (KN.m)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	Observation
Travée	4.53	3.39	4.58	11239.46	1.832	C.V
Appui	2.94	2.26	4.88	11271.01	1.07	C.V

**III.5.8.Vérification de la flèche :**

D'après les règles BAEL91/99, nous montrons qu'il n'est pas nécessaire de calculer la flèche d'une poutre ou d'une poutrelle si cette dernière est associée à un hourdis et si toutes les inégalités suivantes sont vérifiées :

$$\left(\frac{h_t}{L}\right) \geq \left(\frac{1}{16}\right) \Rightarrow (0.065 < 0.0625) \Rightarrow \text{Condition non vérifiée}$$

$$\left(\frac{h_t}{L}\right) \geq \left(\frac{M_{ser, travée}}{10 M_{0, ser}}\right) \Rightarrow (0.065 < 0.077) \Rightarrow \text{Condition non vérifiée}$$

$$\left(\frac{A_s}{b_0 \times d}\right) \leq \left(\frac{4.2}{f_e}\right) \Rightarrow (0.0031 < 0.0105) \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\Delta f \leq \bar{f} = \frac{l}{500} \quad ; \quad \Delta f = f_v - f_i$$

$$f_v = \frac{M_{ser} L^2}{10.E_v.I_{fv}} \quad ; \quad f_i = \frac{M_{ser}.L^2}{10.E_i.I_{fi}}$$

$$I_{fi} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i u} \quad ; \quad I_{fv} = \frac{I_0}{1 + \lambda_v u}$$

Avec :

$f_i$ : La flèche sous charge de faible durée d'application.

$f_v$  : La flèche sous charge de longue durée d'application.

$E_i$ : Module de déformation instantanée du béton.

$E_v$ : Module de déformation différée du béton.

$I_0$  : Moment d'inertie de la section totale homogène.

$I_{fi}, I_{fv}$  : Module d'élasticité fictif

Coefficient :

$$\lambda_i = \frac{0.05 f_{t28}}{\rho \left[ 2 + \frac{3b_0}{b} \right]} ; \lambda_v = \frac{0.02 f_{t28}}{\rho \left[ 2 + \frac{3b_0}{b} \right]}$$

$$\rho = \frac{A_s}{b \times d} \quad ; \quad u = \left( 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_s + f_{t28}} \right)$$

Calcul du Moment d'inertie  $I_0$  :

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15 \left[ A_s \left( \frac{h}{2} - d \right)^2 + A_s \left( \frac{h}{2} - \hat{d} \right)^2 \right]$$

Les modules de déformation :

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164.20 \text{MPa} ; E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.87 \text{MPa}$$

Tableau III.18.Résultats de calcul de la flèche

$I_0$ (cm <sup>4</sup> )	$\rho$	$\lambda_i$	$\lambda_v$	$\mu$	$I_{fi}$ (cm <sup>4</sup> )	$I_{fv}$ (cm <sup>4</sup> )	$f_i$ (cm)	$f_v$ (cm)	OBS
47106.13	0.0029	7.24	2.9	0.401	13275.32	21779.15	0.149	0.269	CV

$$\left. \begin{array}{l} f_i = 0.149 \text{cm} \\ f_v = 0.269 \text{cm} \end{array} \right\} \Rightarrow \Delta f_T = f_v - f_i = 0.12 \text{cm}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{1000} + 0.5 = \frac{350}{1000} + 0.5 = 0.85 \text{cm}$$

$$\Rightarrow \Delta f_T = 0.12 \text{cm} < \bar{f} = 0.85 \text{cm} \dots \dots \dots \text{C.V.}$$

**III.5.9. Étude de la dalle de compression :**

La dalle de compression de 4 cm doit être armée de quadrillage de barres dont les dimensions des mailles ne doivent dépasser :

- 20cm pour les barres perpendiculaires aux poutrelles,
- 30cm pour les barres parallèles aux poutrelles.

➤ **Armatures perpendiculaires aux poutrelles :**

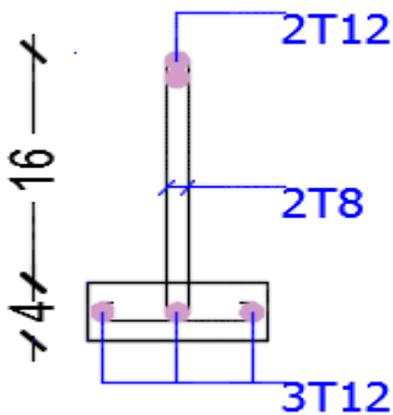
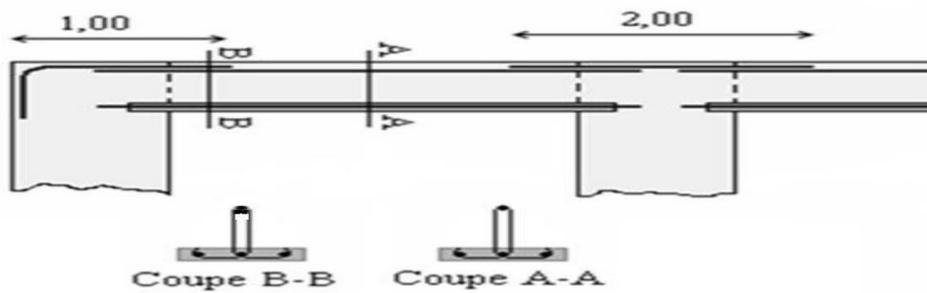
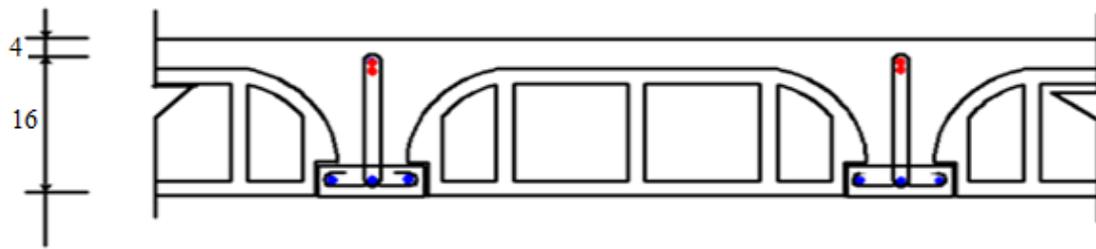
$$A_T = \frac{4L_X}{fe} = 4 \times \frac{65}{400} = 0.65 \text{ cm}^2$$

Soit 6φ6 = 1.7cm<sup>2</sup>/ml, avec S<sub>t</sub> = 15 cm

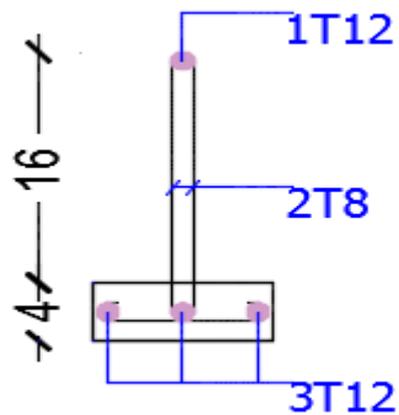
➤ **Armatures parallèles aux poutrelles :**

$$A_{//} = \frac{A_T}{2} = \frac{1.7}{2} = 0.85 \text{ cm}^2$$

Soit 6φ6 = 1.7cm<sup>2</sup>/ml, avec S<sub>t</sub> = 15 cm.



Aux appuis



En travée

Figure III.27. Schéma de ferrailage des poutrelles (aux appuis et en travée).

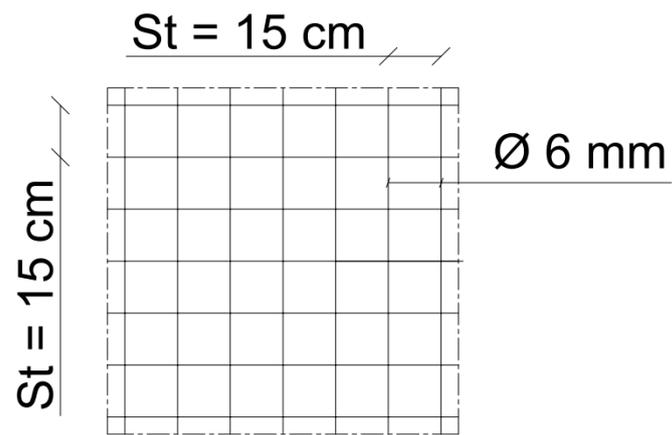


Figure III.28. Schéma de ferrailage de la dalle de compression.

**Introduction :**

La structure en question est sujette à l'action du séisme. Les secousses telluriques engendrent dans les constructions des accélérations qui peuvent être d'un ordre de grandeur de telle sorte à influencer négativement sur la stabilité de celle-ci. Il en résulte des efforts importants pouvant s'exercer suivant des directions quelconques.

Notre structure se trouvant dans une zone sismique, une étude dynamique s'impose dans le but de limiter dans la mesure du possible, les dégâts sur éléments structuraux et éviter l'effondrement de la structure.

**IV.1. Objectifs de l'étude dynamique :**

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination de ses caractéristiques dynamiques propres. Ceci est obtenu en considérant son comportement en vibration libre non-amortie. Cela nous permet de calculer les efforts et les déplacements maximums lors d'un séisme.

L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente réellement, est souvent très complexe et demande un calcul très fastidieux voire impossible. C'est pour cette raison qu'on on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser.

**IV.2. Classification de l'ouvrage selon le RPA99/2003 :****IV.2.1. Zone sismique :**

Le territoire national est divisé en cinq zones de sismicité croissante. Notre structure est implantée dans la wilaya de Bouira qui est classée comme une zone de moyenne sismicité (zone IIa).

**IV.2.2. Importance de l'ouvrage (catégorie) :**

Le niveau de protection sismique accordé à un ouvrage dépend de sa destination et son importance. Notre structure est un bâtiment est classée dans le groupe d'usage 2.

**IV.3. Présentation des différentes méthodes de calcul :**

Le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

- Par la méthode statique équivalente.
- Par la méthode d'analyse modale spectrale.
- Par la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

**IV.3.1. La méthode statique équivalente :****a) Principe de la méthode :**

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

**b) Conditions d'application :**

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les structures qui satisfont aux conditions de régularité en plan et en élévation avec une hauteur au plus égale à 65 m en zone IIa.

**IV.3.2. La méthode modale spectrale :****a) Principe de la méthode :**

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

**b) Conditions d'application :**

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans les cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

**IV.3.3. La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes :**

Le même principe que la méthode d'analyse spectrale sauf que pour ce procédé, au lieu d'utiliser un spectre de réponse de forme universellement admise, on utilise des accélérogrammes réels.

Cette méthode repose sur la détermination des lois de comportement et la méthode d'interprétation des résultats. Elle s'applique au cas par cas pour les structures stratégiques (exemple : centrales nucléaires).

#### IV.4.Choix de la méthode de calcul :

Dans notre structure la méthode statique équivalente est applicable mais pour des raisons de simplicité des calculs et comme nous avons besoin de l'effort tranchant à la base de la méthode modale spectral donc on fait les calculs par la méthode d'analyse modale spectrale.

#### IV.5.Modélisation de la structure :

Une structure est composée des membranes flexibles reliées par des nœuds et supportée par une fondation rigide. Cette définition implique que le modèle choisi n'est qu'une idéalisation mathématique de la structure réelle. L'étude de la réponse dynamique d'une structure (période et mode propre) nécessite le choix d'un modèle dynamique adéquat traduisant le plus concrètement possible la nature du système réel.

Le modèle dynamique que nous avons adopté pour le calcul de notre ouvrage est une console verticale encastrée à sa base. Les masses seront considérées concentrées au niveau du centre de gravité de chaque niveau et qui travaille en trois (3) **DDL** deux translations suivant ( $x,y$ ) et une rotation autour de ( $z$ ) .

- La modélisation des éléments structuraux est effectuée comme suit :
  - Les éléments en portique (poutres- poteaux) ont été modélisés par des éléments finis de type poutre « frame » à deux nœuds ayant six degrés de liberté par nœud.
  - Les voiles ont été modélisés par des éléments coques « Shell » à quatre nœuds.
  - Les planchers sont simulés par des diaphragmes rigides et le sens des poutrelles peut être automatiquement introduit.
  - Les dalles sont modélisées par des éléments dalles qui négligent les efforts membranaires.
- La masse des planchers est calculée de manière à inclure la quantité  $\beta Q$  (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  $2.5t/m^3$ .

La masse des éléments concentrés non structuraux, comme l'acrotère et les murs extérieurs (maçonnerie), a été répartie sur les poutres concernées.

**IV.6.Présentation de logiciel du calcul ETABS :**

Pour la modélisation de notre bâtiment en utilise logiciel **ETABS** (**E**xtended **A**nalysis of **B**uilding **S**ystems, version 9.7.4) pour déterminer :

- Les périodes propres.
- Les coefficients de participation.
- Les déplacements du plancher.

Les caractéristiques principales d'ETABS sont :

ETABS est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments. Il permet de modéliser facilement et rapidement tous types des bâtiments grâce à une interface graphique unique. Il offre des 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 ça spécificité pour le calcul des bâtiments. ETABS offre un avantage certain par rapport aux codes de calcul à utilisation plus étendue. En effet, grâce à ces diverses fonctions il permet une décente de charge automatique et rapide, un calcul automatique du centre de masse et de rigidité, 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).

ETABS permet également le transfert de donnée avec d'autres logiciels (AUTOCAD, SAP2000 et SAFE)

**IV.7.Méthode dynamique modale spectrale :**

**IV.7.1. Spectre de réponse du calcul :**

Selon le RPA99/version2003 l'action sismique est représentée par le spectre du calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left[ 1 + \frac{T}{T_1} (2.5\eta \frac{Q}{R} - 1) \right] & \text{Si } 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta(1.25A) \left( \frac{Q}{R} \right) & \text{Si } T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(1.25A) \left( \frac{Q}{R} \right) \left( \frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} & \text{Si } T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ seconde} \\ 2.5\eta(1.25A) \left( \frac{T_2}{3} \right)^{\frac{2}{3}} \left( \frac{3}{T} \right)^{\frac{5}{3}} \left( \frac{Q}{R} \right) & \text{Si } T > 3.0 \text{ seconde} \end{cases}$$

**IV.7.2.Détermination des paramètres du spectre de réponse :**

**1. Classification du site :**

Selon le rapport du sol, l'ouvrage classé sur le site Meuble catégorie S3.  
Et on a  $T_1=0.15s$  et  $T_2=0.50s$  (D'après tableau 4.7 RPA99/2003)

**2. Facteur de correction d'amortissement  $\eta$  :**

Le facteur de correction d'amortissement donné par la formule suivante :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + \xi)}}$$

Où  $\xi(\%)$  est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages, dans notre cas d'après le tableau (4.2)

RPA99/version2003 donc :  $\xi(\%) = 7 \%$ .

Alors :  $\eta = \sqrt{\frac{7}{2+7}} = 0.882$

**3. Estimation de la période fondamentale :**

D'après l'article 4.2.4 du RPA99/version2003, la formule empirique égale :

$$T = C_T h_N^{3/4}$$

Avec :

$C_T$  : Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donnée par le tableau (4.6 du RPA99/version2003).

$$\Rightarrow C_T = 0.05.$$

$h_N$  : Hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).

$$\Rightarrow h_N = 19.38 \text{ m.}$$

$$\text{D'où : } T = 0.05(19.38)^{3/4} = 0.461 \text{ sec.}$$

$$\Rightarrow T = 0.461 \text{ sec.}$$

Dans le cas où la structure est contreventes par des voiles en béton armé, on peut également utiliser la formule suivante:  $T = \frac{0,09h_N}{\sqrt{D}}$

$D$  : Est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction du calcul.

a) Sens longitudinale :  $D_x = 20.5 \text{ m.}$

b) Sens transversale :  $D_y = 9.32 \text{ m.}$

Dans notre cas (structure mixte), la période fondamentale correspond à la plus petite valeur obtenue par les formules 4-6 et 4-7 du RPA99/ version2003, Donc :

$$T = \text{Min} \left\{ C_T h_N^{3/4} \quad \frac{0.09 \times h_n}{\sqrt{D}} \right\}$$

**Pour le sens longitudinal :**

$$T_x = \text{Min} (0.461 \text{ sec} , 0.385\text{sec}).$$

$$\text{Donc : } T_x = 0.385 \text{ sec.}$$

**Pour le sens transversal :**

$$T_y = \text{Min} (0.461 \text{ sec} , 0.571 \text{ sec}).$$

$$\text{Donc : } T_y = 0.461 \text{ sec.}$$

$$\text{On a : } T_2 = 0.50 \text{ sec.}$$

**4. Calcul du facteur d'amplification dynamique moyen : D**

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & \text{Si } 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & \text{Si } T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ Seconde} \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3.0}\right)^{2/3} \left(\frac{3.0}{T}\right)^{5/3} & \text{Si } T > 3.0 \text{ Seconde} \end{cases}$$

**T<sub>2</sub>** : Période caractéristique dépendant du site(S3).

$$\begin{cases} T_1 = 0.15 \text{ sec} \\ T_2 = 0.50 \text{ sec} \dots\dots\dots \text{(Tableau 4.7 du RPA99/ version2003)}. \end{cases}$$

$T_2 = 0.50 \text{ sec} < T_x < 3.0 \text{ sec}$     donc :  $D_x = 2.5\eta$

$T_2 = 0.50 \text{ sec} < T_y < 3.0 \text{ sec}$     donc:  $D_y = 2.5\eta$

D'où:

$D_x = D_y = 2.5 \times 0.882 \Rightarrow D_x = D_y = \mathbf{2.205}$

**5. Coefficient d'accélération de zone « A » :**

Il est donné par le tableau (4.1 du RPA99/version2003) suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment. Pour la **zone IIa** et groupe d'usage **2**  $\Rightarrow A = \mathbf{0.15}$ .

**6. Coefficient de comportement global de la structure R :**

La valeur de coefficient de comportement globale de la structure est donnée par le tableau (4.3) RPA99/version2003 en fonction du système de contreventement de la structure, on suppose que notre structure est contreventée par des voiles porteurs et après l'étude de la structure on fait la vérification de la part des efforts verticaux repris par les voiles,

Donc  $R = 3.5$ .

**7. Facteur de qualité Q :**

Le facteur de qualité de la structure est en fonction de :

- Conditions minimal sur les files de contreventement.
- La redondance et la géométrie des éléments qui la constituent.
- La régularité en plan et en élévation.
- La qualité du contrôle et l'exécution de la construction.

La valeur de Q est déterminée par la formule suivante :

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q$$

$P_q$  : Est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité(q) est satisfait ou non sa valeur est donnée au tableau (4.4 RPA99/ version2003).

**a. Conditions minimal sur les files de contreventement :**

D'après le RPA99/version2003, chaque file de portique doit comporter à tous les niveaux au moins trois travées dont le rapport des portées est < 1.5

Sens longitudinal : (7travées)

2.95/2.7 = 1.09 < 1.5	}	Critère observé $p_q = 0$
2.7/3 = 0.9 < 1.5		
3/2.7 = 1.11 < 1.5		
2.7/3 = 0.9 < 1.5		
3/2.7 = 1.11 < 1.5		
2.7/3.05 = 0.89 < 1.5		

Sens transversal : (2travées)

4.5/4.8 = 0.94 < 1.5 → Critère non observé  $p_q = 0.05$

**b. Redondance en plan :**

Chaque étage devra avoir en plan au moins (4) files de portiques ; ces files de contreventement devront être disposées symétriquement autant que possible avec un rapport entre valeur maximale et minimale d'espacement ne dépassant pas 1.5.

Sens longitudinal : (8files)

$L_{max}/L_{min} = 3.05/2.7 = 1.13 < 1.5$  → Critère observé  $p_q = 0$ .

Sens transversal : (3 files)

$L_{max}/L_{min} = 4.8/4.5 = 1.07 < 1.5$  → Critère non/observé  $p_q = 0.05$

**c. La régularité en plan et en élévation :**

**c.1.Régularité en plan :**

D'après l'article 3.5.a du RPA99/version2003 :

On calcul :

0.25 <  $L_x/L_y = 2.20 < 4$ .....CV

Donc : on a régularité en plan.

**c.2.Régularité en élévation :**

D’après l’article 3.5.3 du RPA99/version2003, la structure est classée régulièrement en élévation, donc :  $p_q = 0$ .

**d. Contrôle de la qualité des matériaux :**

On suppose que les matériaux utilisés dans notre bâtiment ne sont pas contrôlés donc :

$p_q = 0.05$ .

**e. Contrôle de la qualité d’exécution :**

On considère que ce critère est non observé :  $p_q = 0.1$

Tableau IV.1.Pénalités en fonction de critère de qualité.

Critère	P <sub>q</sub> (S. long)	
	Observé	N/Observé
<b>1. Condition minimale sur les files de contreventement</b>	/	0.05
<b>2. Redondance en plan</b>	/	0.05
<b>3. Régularité en plan</b>	/	0.00
<b>4. Régularité en élévation</b>	/	0.00
<b>5. Contrôle de la qualité des matériaux</b>	/	0.05
<b>6. Contrôle de la qualité d’exécution</b>		0.1
<b>Q (totale)</b>	<b>1.25</b>	

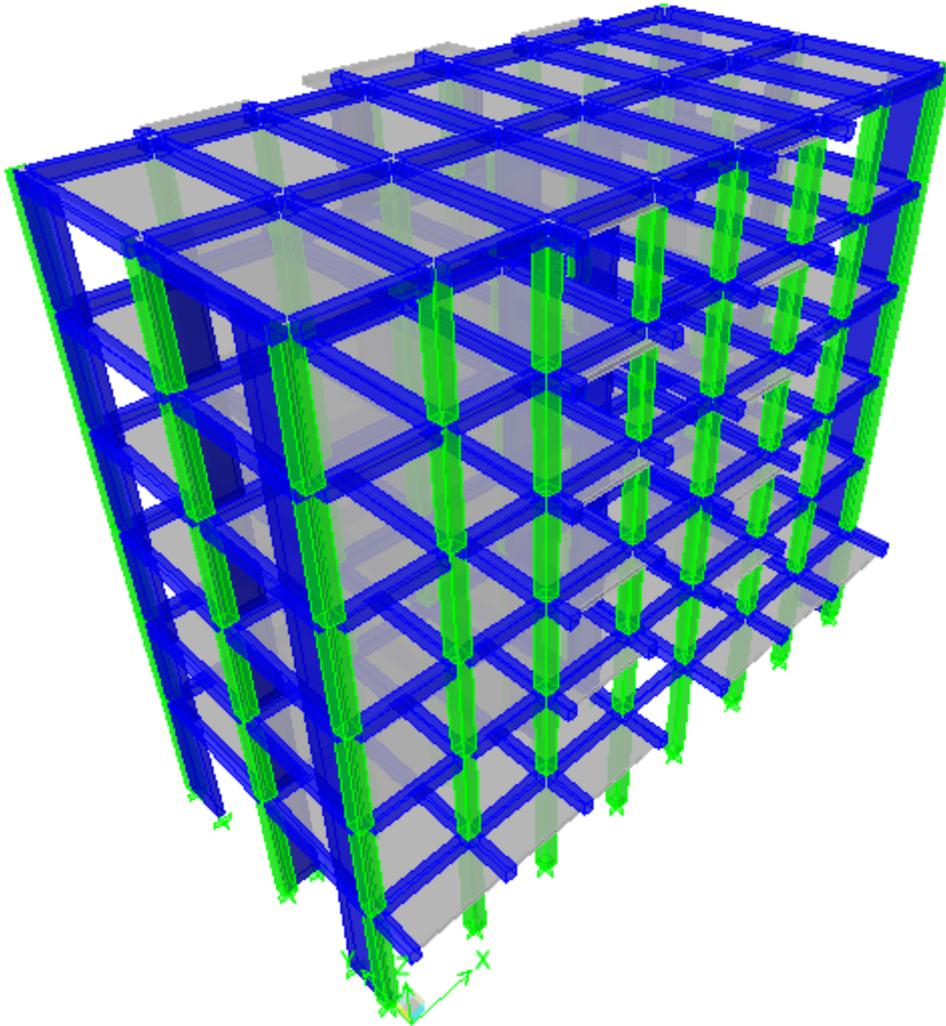


Figure IV.1. Vue en 3D de la structure.

### 8. Poids total de la structure $W$ :

Pour chaque niveau «  $i$  » on aura :  $W_i = W_{gi} + 0.2W_{Qi}$

$\beta$  : Coefficient de pondération fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le tableau 4-5 du RPA99/version2003 ( $\beta = 0.20$ )

$W_{gi}$  : Poids dû aux charges permanentes.

$W_{Qi}$  : Poids dû aux charges d'exploitations.

Tableau IV.2.Les valeurs obtenues.

A	D <sub>x</sub>	D <sub>y</sub>	Q	R	T (S)	W (KN)
0.15	2.205	2.205	1.25	3.5	0.461	12516.0149

**IV.8.Caractéristiques géométriques des voiles :**

Les voiles doivent respecter un certain nombre des dispositions constructives imposées par RPA99/version 2003.

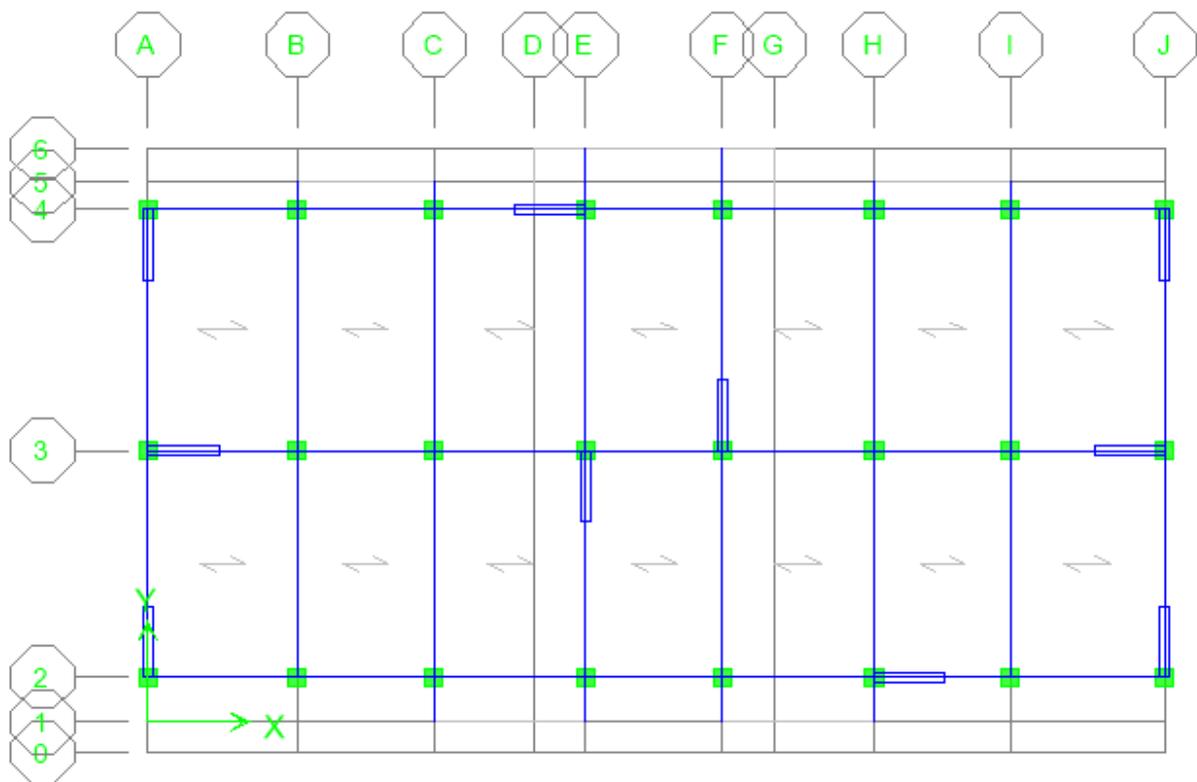


Figure IV.2.Disposition des voiles.

**IV.9. Caractéristiques géométriques et massique de la structure :**

**A. Détermination des masses et centre de masse par étages :**

La détermination du centre de masse est basée sur le calcul des centres de masse de chaque élément de la structure (acrotère, poteaux, poutres, plancher, escalier, voiles, balcons, maçonnerie extérieur).

Les coordonnées du centre de masse sont données par :

$$X_G = \frac{\sum M_i X_i}{\sum M_i} \quad \text{et} \quad Y_G = \frac{\sum M_i Y_i}{\sum M_i}$$

Avec :

$M_i$  : La masse de l'élément  $i$ .

$X_i, Y_i$  : Coordonnées du CDG de l'élément  $i$  par rapport au repère global.

➤ Caractéristiques massiques :

Tableau IV.3. Centre de masse et inertie des niveaux.

Plancher	Position de centre de masse			Position de centre de torsion		Excentricité	
	Masse(t)	X <sub>G</sub> (m)	Y <sub>G</sub> (m)	X <sub>CR</sub> (m)	Y <sub>CR</sub> (m)	e <sub>x</sub> (m)	e <sub>y</sub> (m)
<b>RDC</b>	231.439	9.830	4.845	10.032	5.462	-0.202	-0.617
<b>E1</b>	212.697	10.011	5.675	10.032	5.462	-0.021	0.213
<b>E2</b>	210.409	10.070	5.700	10.034	5.471	0.036	0.229
<b>E3</b>	207.501	10.070	5.703	10.038	5.484	0.032	0.219
<b>E4</b>	208.270	10.070	5.703	10.043	5.499	0.027	0.204
<b>E5</b>	205.526	10.056	5.632	10.049	5.511	0.007	0.121

$(X_{CR}, Y_{CR})$  : Coordonnées de centre de torsion (ou de rigidité).

$e_x$ : excentricité théorique suivant x.

$e_y$ : excentricité théorique suivant y.

➤ **Excentricité accidentelle :**

L'excentricité accidentelle est donnée par la formule suivante :  $e_{acc} = 0.05L$

$L$  : La plus grande dimension de bâtiment

$$\text{Sens X-X : } e_{acc\ x} = 0.05 \times 20.5 = \mathbf{1.025\ m.}$$

$$\text{Sens Y-Y : } e_{acc\ y} = 0.05 \times 9.32 = \mathbf{0.466\ m.}$$

Donc :  $e_x = \text{Max}(e_{acc\ x} ; e_{acc\ y}) = \text{Max}(1.025 ; 0.466) = 1.025\ m.$

$$\left\{ \begin{array}{l} e_x = \mathbf{1.025\ m.} \\ W_t = \mathbf{12516.0149\ KN.} \end{array} \right.$$

➤ **Nombre des modes à considérer :**

Selon le RPA 99 / version 2003 (Art 4.3.4) pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que:

- La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90 % au moins de la masse totale de la structure.
- Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.
- Le minimum de modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.

**IV.10.Présentation des résultats de la méthode dynamique spectrale et commentaires :**

➤ **Mode des vibrations et taux de participation des masses :**

Après l'analyse automatique par le logiciel ETABS 9.7.4, on a tiré les résultats qui sont illustrés dans le tableau suivant :

Tableau IV.4.Périodes, modes et facteurs de participation massique.

Modes	Période (Sec)	UX	UY	$\Sigma UX$	$\Sigma UY$	Nature
<b>1</b>	0.597	0.080	76.316	0.080	76.316	<b>Translation Y-Y</b>
<b>2</b>	0.582	77.160	0.076	77.239	76.391	<b>Translation X-X</b>
<b>3</b>	0.511	0.534	0.005	77.773	76.397	<b>Torsion</b>
<b>4</b>	0.168	13.625	0.015	91.398	76.412	
<b>5</b>	0.162	0.015	14.169	91.412	90.581	

➤ **Modes des vibrations obtenus :**

1. Premier mode de vibration : « Translation suivant Y »

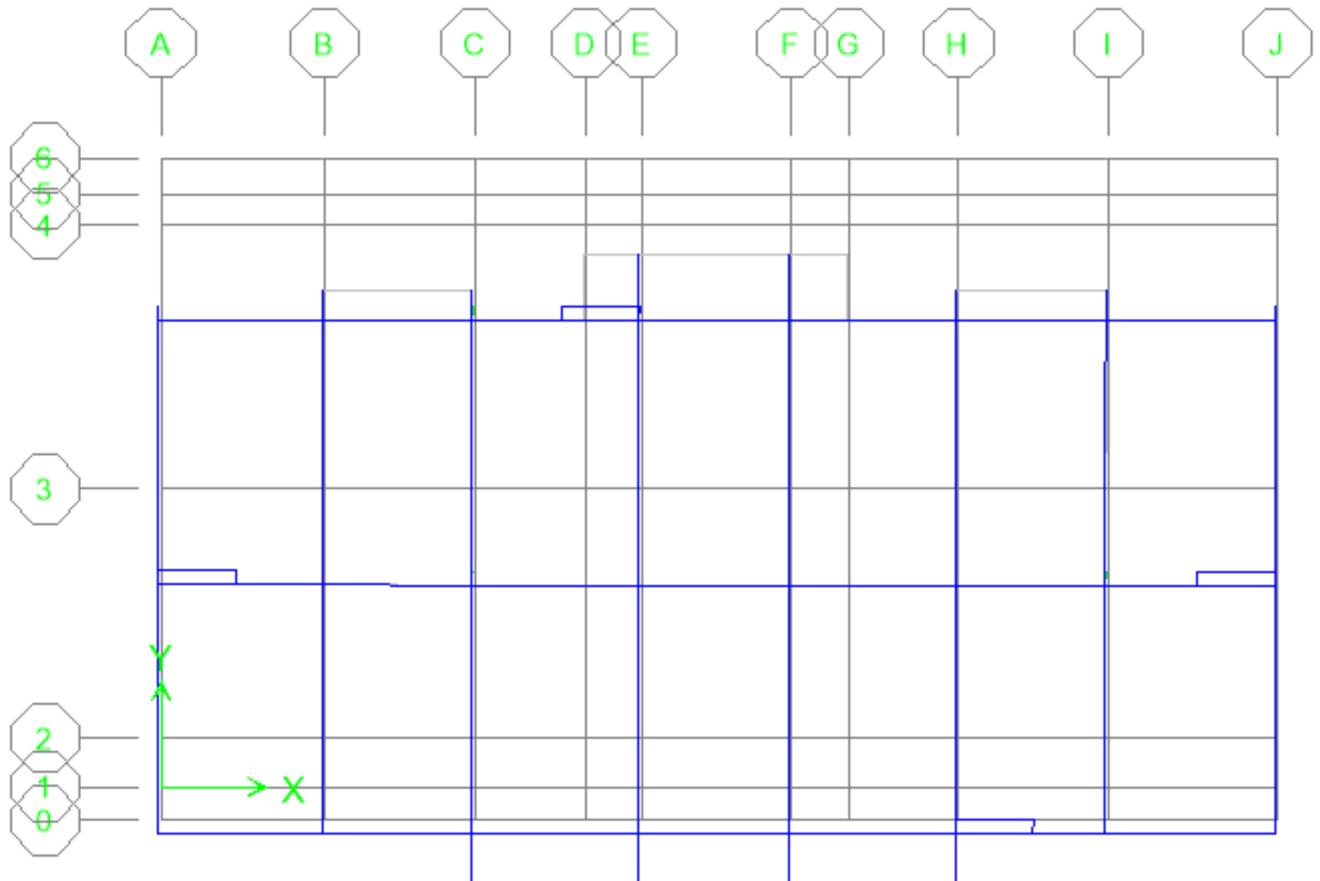


Figure IV.3. 1<sup>er</sup> Mode de translation suivant le sens Y-Y de periode  $T = 0.597$  sec.

2. Deuxième mode de vibration : « Translation suivant X ».

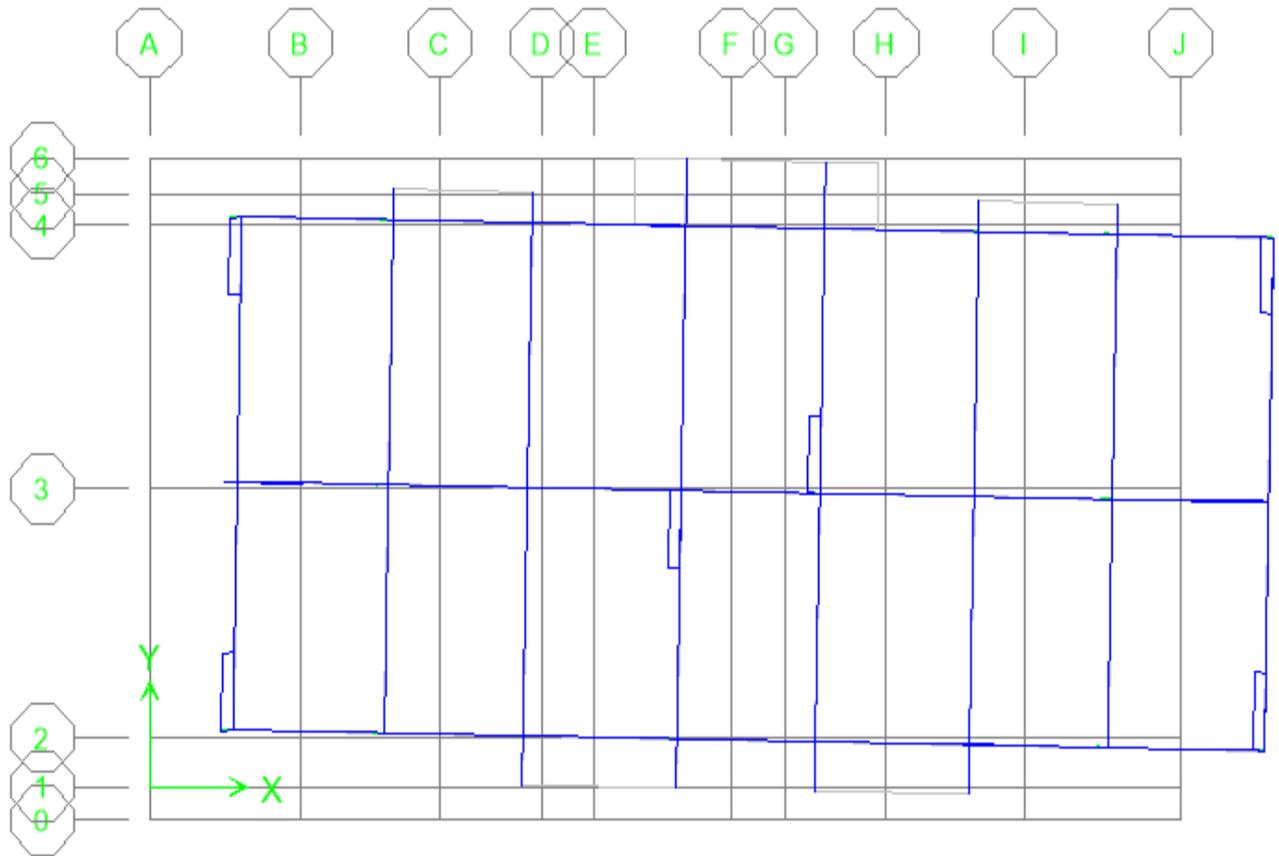


Figure IV.4. 2<sup>ème</sup> Mode de translation suivant le sens X-X de periode  $T = 0.582$  sec.

3. Troisième mode de vibration : « Rotation suivant Z »

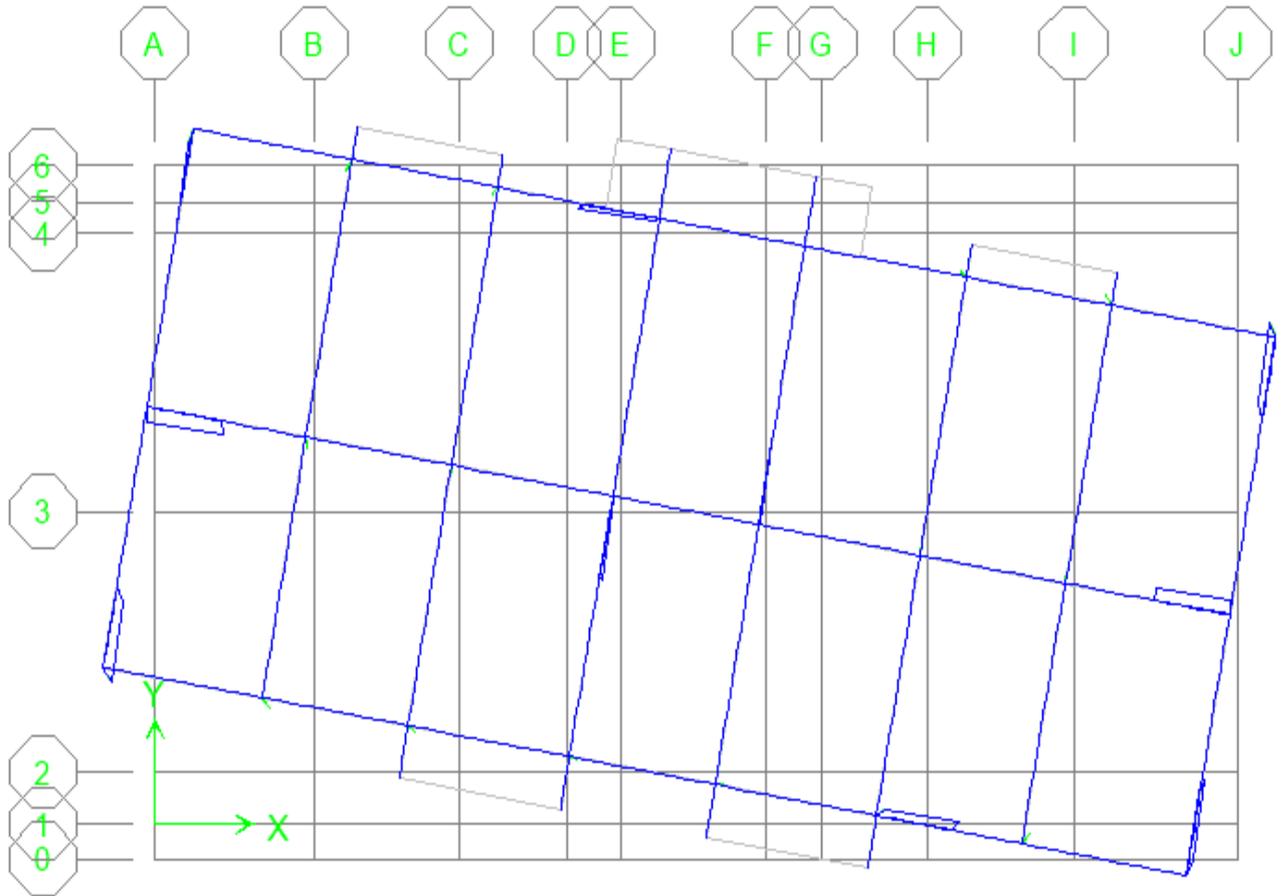


Figure IV.5.3<sup>ème</sup> Mode de rotation autour de l'axe Z de période  $T = 0.511$  sec.

**Commentaire :**

D'après les résultats du tableau, on constate que :

$T_{dyn}$  : La période obtenue par ETABS ( $T_{dyn} = 0.597$  sec)

$T$  : La période fondamentale calculée par les méthodes empiriques ( $T_{RPA} = 0.461$  sec)

- La période fondamentale  $T_{dyn} = 0.597$  sec
- La période donnée par ETABS ne doit pas dépasser celle estimée à partir de la formule empirique de plus de 30%,  $T_{dyn} < 1.3T_{RPA}$

$T_{dyn} = 0.597$  sec  $< 1.3 (0.461) = 0.599$  sec.....Condition vérifiée.

- Le premier et deuxième mode sont des modes de translation suivant les sens (Y-Y) et (X-X) successivement.
- Le troisième mode c'est un mode de torsion de faible participation massique (mode parasite) par ce que la participation massique est inférieure à 5%.
- La somme des masses modales effectives atteindre 90% de la masse totale de la structure dans le huitième mode donc le nombre de mode à considérer est 5 modes.

**IV.11.L'effort tranchant modal à la base :**

- Les forces en (KN).
- Les moments en (KN. m).

Tableau IV.5.L'effort tranchant modal et les moments à la base (ETABS).

Spectre	F1	F2	F3	M1	M2	M3
EX	1576.97	13.52	0	188.168	22122.746	8904.434
EY	13.52	1535.51	0	21640.097	187.062	15420.51

$V_{x, dy} = 1577.03 \text{ KN}$  et  $V_{y, dy} = 1535.57 \text{ KN}$

**IV.12.Vérification des exigences de RPA99/version2003 :**

**1. Vérification de la force sismique :**

D'après l'article 4.3.6 du RPA99/version2003, la résultante des forces sismiques à la base obtenue par la méthode de l'analyse modale **F** ne doit pas être inférieure à **80%** de la résultante des forces sismique déterminée par la méthode statique équivalente **V**.

Si  $V_t < 0.8V$  , il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport  $r = 0.8V/V_t$

**2. Détermination de l'effort sismique à la base de la structure par la méthode statique équivalente :**

La force sismique totale (V) appliquée à la base de la structure est donnée selon le RPA99/version2003 par la formule suivante :

$$V = \frac{ADQ}{R} W$$

Donc :

$$V_{xy} = \frac{A \times D_{xy} \times Q}{R} W = \frac{0.15 \times 2.205 \times 1.25}{3.5} \times 12516.0149 \Rightarrow V_{x,y \text{ stat}} = 1478.45 \text{ KN.}$$

Tableau IV.6.Vérification de la force sismique (statique et dynamique).

	<b>V<sub>statique</sub></b> <b>(KN)</b>	<b>V<sub>dynamique</sub></b> <b>(KN)</b>	<b>0.8 V<sub>statique</sub></b>	<b>0.8V<sub>stat</sub> &lt; V<sub>dyn</sub></b>
<b>Sens X-X</b>	1478.45	1577.03	1182.76	<b>C.V</b>
<b>Sens Y-Y</b>	1478.45	1535.57	1182.76	<b>C.V</b>

**Conclusion :**

La résultante des forces sismiques à la base **V<sub>t</sub>** obtenue par la méthode dynamique modale spectrale est supérieure à **80 %** de celle obtenue par la méthode statique équivalente.

$$\Rightarrow V_{\text{dyn}} > 0.8 V_{\text{stat}} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

**3. Justification du système de contreventement :**

Pour le choix du système de contreventement, selon les définitions données par le RPA99 /version 2003. On doit calculer le pourcentage des charges verticales et charges horizontales reprises par les portiques et les voiles, comme présente les tableaux ci-dessous :

**Sous charges horizontales :**

Tableau IV.7.Reprise des charges horizontales par les voiles et les portiques.

NIVEAU	VOILE		PORTIQUE		VOILE(%)		PORTIQUE(%)	
	F1	F2	F1	F2	F1	F2	F1	F2
<b>Base</b>	1282.91	1332.43	294.74	203.94	49.05	50.95	59.10	40.90

**Sous charges verticales :**

Tableau IV.8.Reprise des charges verticales par les voiles et les portiques.

NIVEAU	VOILE	PORTIQUE	VOILE(%)	PORTIQUE(%)
	F3	F3	F3	F3
<b>Base</b>	6955.02	13375.36	34.21	65.79

Avec :

**F3** : La charge verticale reprise par l'élément.

**F1** : La charge horizontale suivant X.

**F2** : La charge horizontale suivant Y.

**Conclusion :**

D'après les résultats on remarque que les voiles reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales, on considère que la sollicitation horizontale est reprise uniquement par les voiles ce qui nous conduit à avoir un système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé selon le RPA99/version 2003. Donc un coefficient de comportement de **R=3.5**.

**Spectre de réponse :**

Pour le calcul du spectre de réponse on utilise le logiciel Spectre 99Version 2003.

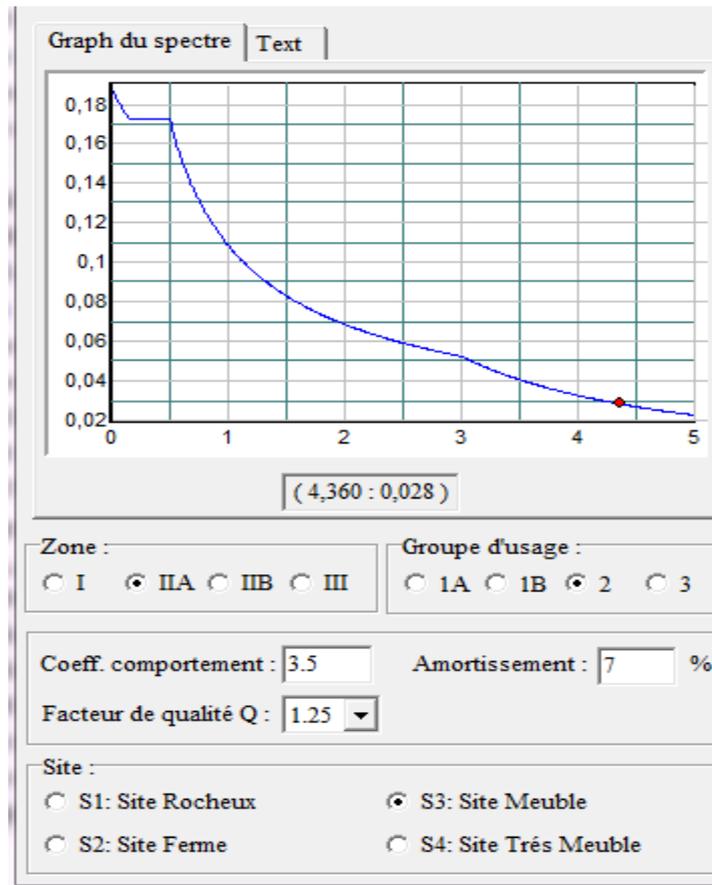


Figure IV.6.Spectre de réponse.

**IV.13.Distribution des forces sismique selon la hauteur :**

D’après l’article 4.2.5.du RPA99/version2003, la résultante des forces sismiques à la base **V** doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules suivantes :

$$V = F_t + \sum F_i$$

La force concentrée  $F_t$  au sommet de la structure permet de tenir compte de l’influence des modes supérieurs de vibration. Elle doit être déterminée par la formule :  $F_t = 0.07 * T * V$  où  $T$  est la période fondamentale de la structure (en secondes). La valeur de  $F_t$  ne dépassera en aucun cas  $0.25 V$  et sera prise égale à  $0$  quand  $T$  est plus petit ou égale à  $0.7$  secondes.

La partie restante de  $V$  soit  $(V - F_t)$  doit être distribuée sur la hauteur de la structure suivant la formule :

$$F_i = \frac{(V - F_t) \times W h_i}{\sum_{j=1}^n W_j h_j}$$

➤ **Sens X-X :**

**$V_x = 1577.03 \text{ KN.}$**

**$F_t = 0.$**

Tableau IV.9.La distribution de la résultante des forces sismique selon la hauteur sens X-X

Niveau	W (KN)	h <sub>i</sub> (m)	W*h <sub>i</sub>	∑ W*h <sub>i</sub>	(V - F <sub>t</sub> )	F <sub>i</sub> (KN)
<b>RDC</b>	2270.421	4.08	9263.316	144625.173	1577.03	101.010
<b>1</b>	2086.554	7.14	14897.993	144625.173	1577.03	162.452
<b>2</b>	2064.115	10.2	21053.975	144625.173	1577.03	229.578
<b>3</b>	2035.587	13.26	26991.881	144625.173	1577.03	294.326
<b>4</b>	2043.130	16.32	33343.876	144625.173	1577.03	363.590
<b>5</b>	2016.209	19.38	39074.132	144625.173	1577.03	426.074

**$V = F_t + \sum F_i = 0 + 1577.03 = 1577.03 \text{ KN.}$**

➤ Sens Y-Y :

$$V_y = 1535.57 \text{ KN.}$$

$$F_t = 0.$$

Tableau IV.10. La distribution de la résultante des forces sismique selon la hauteur sens Y-Y.

Niveau	W (KN)	h <sub>i</sub> (m)	W*h <sub>i</sub>	∑ W*h <sub>i</sub>	(V - F <sub>t</sub> )	F <sub>i</sub> (KN)
RDC	2270.421	4.08	9263.316	144625.173	1535.57	98.354
1	2086.554	7.14	14897.993	144625.173	1535.57	158.181
2	2064.115	10.2	21053.975	144625.173	1535.57	223.542
3	2035.587	13.26	26991.881	144625.173	1535.57	286.589
4	2043.130	16.32	33343.876	144625.173	1535.57	354.031
5	2016.209	19.38	39074.132	144625.173	1535.57	414.873

$$V = F_t + \sum F_i = 0 + 1535.57 = 1535.57 \text{ KN.}$$

**IV.14. Vérification des déplacements inter-étage :**

L'une des vérifications préconise par l'RPA99/version2003, concernant les déplacements latéraux inter-étages. En effet, selon l'article (5.10) du l'RPA99/version2003, l'inégalité ci-dessous doit nécessairement être vérifiée :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} < \Delta_{k \text{ adm}} = 1\% h_{\text{étage}}$$

Avec :

$$\delta_k = R\delta_{ek}$$

Et :

$\delta_{ek}$  : Déplacement dû aux forces sismiques

**R : Coefficient de comportement**

Les résultats obtenus sont résumée dans les tableaux suivants :

**Sens longitudinal :**

Tableau IV.11.Le déplacement inter-étage dans le sens X-X

SENS X-X								
Niv	$\delta_{ek}$ (m)	R	$\delta_k$ (m)	$\delta_{k-1}$	$\Delta_k$ (x)	$h_0$ (m)	$\Delta_k$ adm	Observation
5	0.018	3.5	0.063	0.0546	0.0084	3.06	0.0306	C.V
4	0.0156	3.5	0.0546	0.0441	0.0105	3.06	0.0306	C.V
3	0.0126	3.5	0.0441	0.0322	0.0119	3.06	0.0306	C.V
2	0.0092	3.5	0.0322	0.0196	0.0126	3.06	0.0306	C.V
1	0.0056	3.5	0.0196	0.00805	0.01155	3.06	0.0306	C.V
RDC	0.0023	3.5	0.00805	0	0.00805	4.08	0.0408	C.V

**Sens transversal :**

Tableau IV.12.Le déplacement inter-étage dans le sens Y-Y

SENS Y-Y								
Niveau	$\delta_{ek}$ (m)	R	$\delta_k$ (m)	$\delta_{k-1}$	$\Delta_k$ (x)	$h_0$ (m)	$\Delta_k$ adm	Observation
5	0.019	3.5	0.066	0.056	0.0101	3.06	0.0306	C.V
4	0.016	3.5	0.056	0.045	0.011	3.06	0.0306	C.V
3	0.013	3.5	0.045	0.032	0.013	3.06	0.0306	C.V
2	0.009	3.5	0.032	0.019	0.013	3.06	0.0306	C.V
1	0.006	3.5	0.019	0.008	0.011	3.06	0.0306	C.V
RDC	0.002	3.5	0.008	0	0.008	4.08	0.0408	C.V

**Conclusion :**

Les déplacements inter étage ne dépassent pas le déplacement admissible qui égale à 1% de la hauteur d'étage donc la condition de l'art 5.10 du l'RPA99/version2003 est vérifiée.

**IV.15.Vérification vis-à-vis de l'effet P-Δ :**

Selon l'article 5.9 du RPA99/version2003, les effets du 2<sup>ème</sup> ordre ou (effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments ou la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux.

$$\theta_k = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0.1$$

Avec :

$P_K$  : Le poids total de la structure et des charges d'exploitation associés au-dessus du niveau (K).

$$P_k = \sum_{i=k}^N (W_{gi} + \beta W_{li})$$

Tel que :

$V_K$  : L'effort tranchant d'étage au niveau K.

$\Delta_K$  : Déplacement relatif du niveau (K) par rapport au niveau (K-1).

$h_K$  : Hauteur d'étage K.

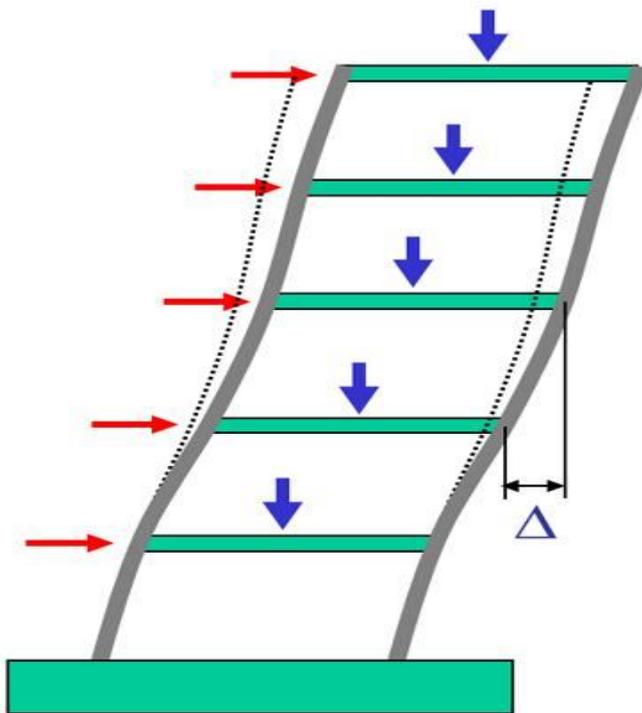


Figure IV.7. Présentation de l'effet P-  $\Delta$  sur la structure

Si  $0.10 < \theta \leq 0.20$  les effets P- $\Delta$  peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1<sup>o</sup> ordre par le facteur  $1/(1 - \theta)$ .

Si  $\theta > 0.20$  la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Les résultats obtenus sont résumée dans les tableaux suivants :

**Sens longitudinal :**

Tableau IV.13.Vérification de l'effèt P- Δ sens X-X

Niv	$P_k$ (KN)	$V_x$ (KN)	$h_k$ (m)	$\Delta_k$ (m)	$\theta_{Kx}$	< 0.1
<b>RDC</b>	2270.421	1577.03	4.08	0.00805	0.003	<b>Vérifier</b>
<b>1</b>	2086.554	1495.16	3.06	0.01155	0.005	<b>Vérifier</b>
<b>2</b>	2064.115	1343.91	3.06	0.0126	0.006	<b>Vérifier</b>
<b>3</b>	2035.587	1124.47	3.06	0.0119	0.007	<b>Vérifier</b>
<b>4</b>	2043.130	838.73	3.06	0.0105	0.008	<b>Vérifier</b>
<b>5</b>	2016.20	476.01	3.06	0.0084	0.012	<b>Vérifier</b>

**Sens transversal**

Tableau IV.14.Vérification de l'effet P- Δ sens Y-Y

Niv	$P_k$	$V_y$	$h_k$ (m)	$\Delta_k$	$\theta_{KY}$	< 0.1
<b>RDC</b>	2270.421	1535.57	4.08	0.008	0.003	<b>Vérifier</b>
<b>1</b>	2086.554	1458.96	3.06	0.011	0.005	<b>Vérifier</b>
<b>2</b>	2064.115	1316.12	3.06	0.013	0.007	<b>Vérifier</b>
<b>3</b>	2035.587	1105.56	3.06	0.013	0.008	<b>Vérifier</b>
<b>4</b>	2043.130	829.51	3.06	0.011	0.009	<b>Vérifier</b>
<b>5</b>	2016.20	476.57	3.06	0.0101	0.014	<b>Vérifier</b>

**Conclusion :**

On constate que  $\theta_{KX}$  et  $\theta_{KY}$  sont inférieure à 0.1, donc l'effet P-Δ est négligeable.

**IV.16. Justification vis à vis de l'équilibre d'ensemble:**

**1. Vérification au renversement :**

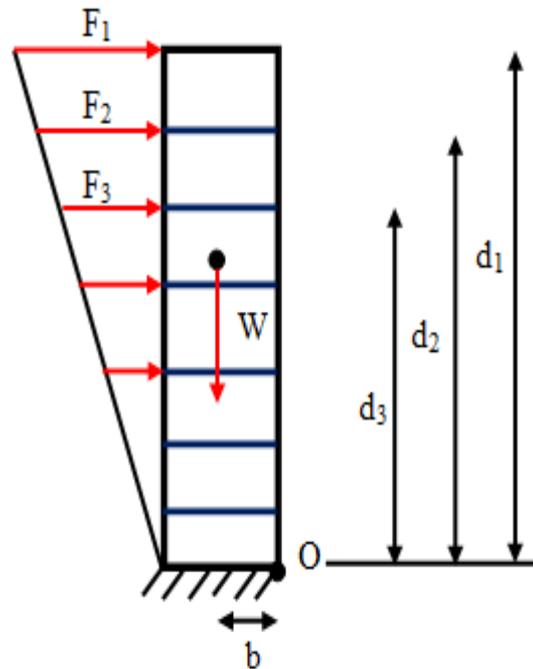
D'après l'article 5.5 du RPA99/version2003, le moment de renversement qui peut être causé par l'action sismique doit être calculé par rapport au niveau de contact du sol fondation.

Le moment de stabilisation sera calculé en prenant en compte le poids total équivalent au poids de la construction ( $M_s > M_r$ ) avec :

$M_s$  : Moment stabilisant.

$M_r$  : Moment de renversement.

Cette condition d'équilibre se réfère à la stabilité d'ensemble du bâtiment ou de l'ouvrage, soumis à des effets de renversement et/ou de glissement.



$$M_{Re} = M_{F_i/O} = \sum_{i=1}^n F_i \times d_i$$

$$M_{stab} = M_{W/O} = W \times b$$

Figure IV.8.Moment de renversement.

Il faut vérifier que :  $\frac{\text{Moment stabilisateur}}{\text{Moment de renversement}} \geq 1.5$

➤ **Sens X-X :**

Tableau IV.15.Calcul le moment de renversement sens X-X

Niveau	$d_i$ (m)	$F_{xi}$ (KN)	$F_{xi} * d_i$ (KN.m)
<b>RDC</b>	4.08	101.01	412.121
<b>1</b>	7.14	162.452	1159.907
<b>2</b>	10.2	229.578	2341.696
<b>3</b>	13.26	294.326	3902.763
<b>4</b>	16.32	363.590	5933.789
<b>5</b>	19.38	426.076	8257.353
			<b><math>\Sigma = 22007.628</math></b>

➤ **Sens Y-Y :**

Tableau IV.16.Calcul le moment de renversement sens Y-Y

Niveau	$d_i$ (m)	$F_{yi}$ (KN)	$F_{yi} * d_i$ (KN.m)
<b>RDC</b>	4.08	98.354	401.284
<b>1</b>	7.14	158.181	1129.412
<b>2</b>	10.2	223.542	2280.128
<b>3</b>	13.26	286.589	3800.170
<b>4</b>	16.32	354.031	5777.786
<b>5</b>	19.38	414.873	8040.239
			<b><math>\Sigma = 21429.020</math></b>

Calcul de centre de gravité de la structure :

Tableau IV.17.Centre de gravité et de torsion.

Niveau	X <sub>i</sub> (m)	Y <sub>i</sub> (m)	X <sub>G</sub> (m)	Y <sub>G</sub> (m)
RDC	9.83	4.845		
1	10.011	5.675		
2	10.07	5.7		
3	10.07	5.703		
4	10.07	5.703		
5	10.056	5.632		
Σ	60.107	33.258	10.02	5.54

$$\begin{cases} b_x = L_x - X_G & ; b_x = 20.5 - 10.02 = 10.48 \text{ m.} \\ b_y = L_y - Y_G & ; b_y = 9.32 - 5.54 = 3.78 \text{ m.} \end{cases}$$

**b** : Les point les plus éloigner par rapport au centre de gravite pour les deux direction.

Tableau IV.18.Vérification de renversement.

	W (KN)	b (m)	M <sub>s</sub> (KN.m)	M <sub>r</sub> (KN.m)	M <sub>s</sub> / M <sub>r</sub>	$\frac{M_{Sta}}{M_{Ren}} \geq 1.5$
Sens longitudinal	12516.0149	10.48	131167.836	22007.628	5.96	C.V
Sens transversal	12516.0149	3.78	47310.5363	21429.020	2.21	C.V

**Conclusion :**

L'ouvrage est donc stable au renversement, de plus le poids des fondations et la butée par les terres le rendent encore plus stable.

**IV.17. Vérification de l'effort normal réduit :**

L'article (7.4.3.1) du RPA99/version 2003 exige la vérification de l'effort normal réduit pour éviter la rupture fragile de la section de béton. et comme cette vérification est vérifiée sous charges statiques donc on doit refaire la vérification sous charge dynamique, La vérification s'effectue par la formule suivante :

$$N_{rd} = \frac{N}{B \cdot f_{c28}} \leq 0.3$$

Où : **N** : L'effort normal maximal.

**B** : Section du poteau.

$f_{c28}$  : Résistance caractéristique du béton.

Tableau IV.19. Vérification de l'effort normal réduit.

<b>Niveau</b>	<b>Section (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>N (KN)</b>	<b>N<sub>rd</sub> (KN)</b>	<b>Observation</b>
<b>RDC, E1 et E2</b>	(40x40)	978.71	0.24	<b>Condition vérifiée</b>
<b>E3, E4 et E5</b>	(35x35)	467.36	0.15	<b>Condition vérifiée</b>

## Introduction :

Après avoir calculé les sollicitations, nous nous proposons de déterminer les sections d'aciers nécessaires à la résistance et à la stabilité des éléments porteurs de notre ouvrage. Le calcul des sections sera mené selon les règles du calcul de béton armé (CBA 93, BAEL91/99 et RPA99/ version2003).

Les règles CBA 93 « Règles de conception et de calcul des structures en béton armé » ont pour objet de spécifier les principes et les méthodes les plus actuels devant présider et servir à la conception et aux calculs de vérification des structures et ouvrages en béton armé, et s'appliquent plus spécialement aux bâtiments courants.

Les règles de conception sont venues afin de remédier en faisant travailler les matériaux dans le domaine plastique et en adoptant des combinaisons d'action qui tiennent compte d'une part de la variation possible dans le cas défavorable des intensités des actions, d'autre part de la probabilité les quelles les actions entaient leurs valeurs.

Les règles RPA99/version2003 « Règles Parasismiques Algériennes » ont pour but de fixer les normes de conception et de calcul des structures en béton armé en zone sismique.

Les objectifs ainsi visés sont d'assurer une protection acceptable des vies humaines et des constructions vis à vis de l'effet des actions sismiques par une conception et un dimensionnement appropriés.

- Les poteaux sont soumis à des efforts normaux, des efforts tranchants et à des moments fléchissant et seront donc calculés en flexion composée.
- Les poutres sont soumises aux moments fléchissant, et des efforts tranchants donc elles sont calculées à la flexion simple.
- Les voiles qui sont soumis à la flexion composée.

Pour pouvoir ferrailer les éléments de la structure, on a utilisé l'outil informatique à travers le logiciel d'analyse des structures (**ETABS**), qui permet la détermination des différents efforts internes de chaque section des éléments pour les différentes combinaisons de calcul. Les armatures seront calculées dans les situations durables et accidentelles sous l'effet des sollicitations les plus défavorables.

**V.1.Ferrailage des poteaux :**

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts des poutres vers les fondations. Un poteau est soumis à un effort normal « N » et à un moment de flexion « M » dans les deux sens soit dans le sens longitudinal et le sens transversal. Donc les poteaux sont sollicités en flexion composée. Les armatures seront calculées à l'état limité ultime « ELU » sous l'effet des sollicitations les plus défavorables.

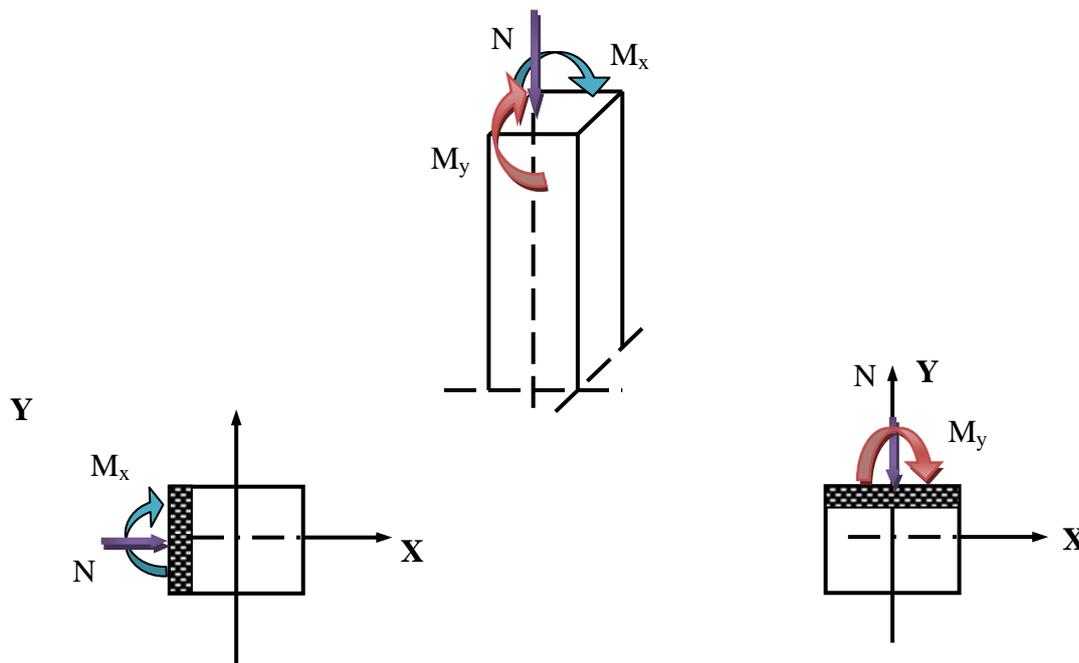


Figure V.1.Les sollicitations exercées sur les poteaux.

**V.1.1.Caractéristiques des matériaux :**

Tableau V.1.Caractéristiques mécaniques des matériaux.

Situation	Béton				Acier		
	$\gamma_b$	$f_{c28}$ (MPa)	$\theta$	$f_{bu}$ (MPa)	$\gamma_s$	$f_e$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)
Durable	1.5	25	1	14.20	1.15	400	348
Accidentelle	1.15	25	0.85	21.74	1	400	400

### V.1.2. Actions et sollicitations :

#### a) Les actions :

Les actions ce sont des forces directement appliquées à une construction (charges permanentes, d'exploitation, climatique, etc....) ou résultant des déformations imposées (retrait, fluage, variation de température, etc. ...).

#### b) Les sollicitations :

Les sollicitations ce sont des efforts (effort normal, effort tranchant, moment de flexion, moment de torsion) développés dans une combinaison d'action donnée.

### V.1.3. Les combinaisons d'actions:

Les combinaisons d'actions sont les ensembles constitués par des actions à considérer Simultanément et représentent une étape nécessaire pour la détermination des sollicitations revenant aux l'élément.

Les combinaisons d'actions à considérer :

#### ➤ Combinaison de RPA99/version2003 :

$$\left\{ \begin{array}{l} G + Q + E \\ 0.8G \pm E \end{array} \right.$$

#### ➤ Combinaison du BAEL91/99 :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{ELU : } 1.35G + 1.5Q \\ \text{ELS : } G + Q \end{array} \right.$$

Avec :

G : Charge permanente.

Q : Surcharge d'exploitation.

E : Effort sismique.

### V.1.4. Etapes du calcul :

#### a. Selon le BAEL91/99 :

Calcule en flexion composée avec un effort normal  $N_u$  et un moment  $M_u$  tel que :

$M_u = e \cdot N_u$  Avec :  $e = e_1 + e_2 + e_a$

$$e_0 = \frac{M_{corr}}{N_{max}} ; e_a = \text{Max} \left\{ 2\text{cm}; \frac{L}{250} \right\} ; e_2 = \frac{3 * L_f^2}{10000 * h} * (2 + \alpha * \phi)$$

Avec :

$$L_f = 0.7 \times L_0$$

$$\alpha = 10 * \left( 1 - \frac{M_u}{1.5 * M_{ser}} \right)$$

$\alpha$  : Le rapport de la déformation final due au fluage à la déformation instantanée sous charge considère ; ce rapport est généralement pris égal à 2.

#### **b.Recommandation du RPA 99/version 2003 :**

##### ✓ **Les armatures longitudinales :**

D'après l'article 7.4.2. du RPA99/version 2003, les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets. Leur pourcentage en zone sismique IIa est limité par:

- Le pourcentage minimal est de 0.8% en zone IIa.
- Le pourcentage maximal est de :
  - 4% en zone courante.
  - 6% en zone de recouvrement.
- Le diamètre minimum est de 12 mm.
- La longueur minimale de recouvrement est de  $40\phi$ .
- La distance entre les barres verticales dans une face de poteau ne doit pas dépasser 25 cm.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible à l'extérieure des zones nodales (zones critiques)  $h' = \max\left(\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60\text{cm}\right)$

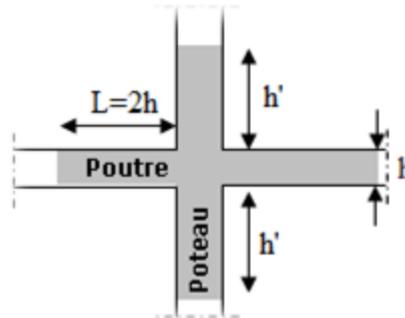


Figure V.2.Zone nodale

**c.Recommandations du BAEL91/99 :**

$$\begin{cases} A_{\min} = \max\left(4\text{cm}^2 / \text{ml}, \frac{2B}{1000}\right) \\ A_{\max} = \frac{5B}{100} \end{cases}$$

Avec :

**B** : Section du béton =  $b \times h$ . ( $b = h =$  côtes du poteau,  $d = 0.9h$ )**d.Ferrailage minimum d'après le CBA93 :**

Condition de non fragilité :

$$A_{CNF} \geq \frac{0.23.b_0.d.f_{t28}}{f_e}$$

✓ **Les armatures transversales :**

D'après l'article 7.4.2.2 du RPA99/version2003, les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \cdot V_u}{ht \cdot f_e}$$

Avec :

 $V_u$  : L'effort tranchant du calcul. $h_t$  : Hauteur totale de la section brute.

$f_e$  : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

$\rho_a$  : Est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant.

La valeur de  $\rho_a$  est pris égale à 2.50 si l'élançement géométrique  $\lambda_g$  dans la direction considérée est supérieur ou égale à 5 et 3.75 dans le cas contraire.

$t$  : L'espacement des armatures transversales.

**Remarque :**

Le calcul des armatures sera effectuer par zone, elles seront définies comme suit :

- ✓ **Zone 01 : RDC, 1<sup>er</sup> et 2<sup>ème</sup> étages (40x40).**
- ✓ **Zone 02 : 3<sup>ème</sup>, 4<sup>ème</sup> et 5<sup>ème</sup> étages (35x35).**

Tableau V.2.Armatures maximales et minimales pour chaque zone.

Zone	Section (cm <sup>2</sup> )	BAEL 91/99		CBA93	RPA99/version2003		
		A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>max</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>CNF</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>max</sub> (cm <sup>2</sup> ) Zone courante	A <sub>max</sub> (cm <sup>2</sup> ) Zone de recouvrement
1	40x40	4	80	1.74	12.80	64	96
2	35x35	4	61.25	1.33	9.80	49	73.5

La section d'acier sera calculée pour différentes combinaisons d'efforts internes

$N_{max}$  ;  $M_{correspondant}$

$N_{min}$  ;  $M_{correspondant}$

$M_{max}$  ;  $N_{correspondant}$

Tableau V.3.Les sollicitations obtenues par ETABS.

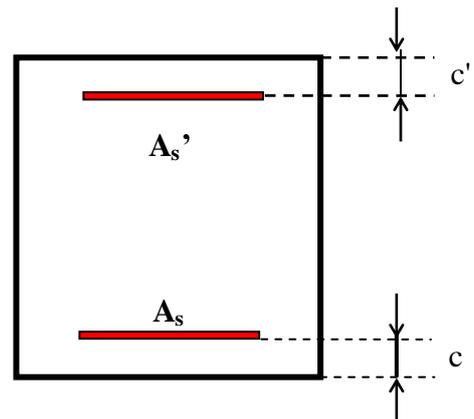
		$N_{max}$	$N_{min}$	$M_{max}$
Zone	Combinaison	ELU	0.8G + E	G+Q+E
1	N (KN)	978.71	-703.23	232.27
	$M_{corr}$ (KN.m)	2.214	15.977	117.166
2	Combinaison	ELU	0.8G + E	G+Q+E
	N (KN)	467.36	-90.94	99.84
	$M_{corr}$ (KN.m)	3.825	3.892	76.936

**V.1.5.Exemple du calcul du ferrailage :**

- Les efforts ci-dessus sont donnés par le logiciel **ETABS 9.7.4** et à partir de la combinaison la plus défavorable.

Soit un poteau de la zone 1, dimensions (40x40) cm<sup>2</sup>

- $C = C' = 3\text{cm}$ .
- $S = (40 \times 40) \text{ cm}^2$ ; Acier Fe E400 et  $f_{c28} = 25\text{MPa}$
- $L = 4.08 \text{ m}$ .
- $d = 0.9h = 0.36\text{m}$ .



FigureV.3.Section du poteau

**a. Ferrailage longitudinal :**

La combinaison ELU : **1.35 G+1.5 Q**

$$N_{\max} = 978.71 \text{ KN} \longrightarrow M_{\text{corr}} = 2.214 \text{ KN.m.}$$

Selon l'article (A.4.4 du BAEL91/99), on adoptera une excentricité totale de calcul :

$$e = e_1 + e_2 ; e_1 = e_0 + e_a.$$

**e<sub>1</sub>** : excentricité du premier ordre de la résultante des contraintes normales avant application des excentricités additionnelles.

**e<sub>2</sub>** : excentricité dus aux effets du second ordre.

**e<sub>a</sub>**: excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales (Après exécution).

$$e_0 = \frac{M_{\text{corr}}}{N_{\max}} = \frac{2.214}{978.71} \Rightarrow e_0 = 0.0022 \text{ m.}$$

$$e_a = \text{Max} \left\{ 2 \text{ cm}; \frac{L}{250} \right\} = \text{Max} \left\{ 2 \text{ cm}; \frac{408}{250} \right\} = \text{Max} \{ 2 \text{ cm}; 1.632 \} \Rightarrow e_a = 2 \text{ cm.}$$

$$e_1 = 0.0022 + 0.02 = 0.0222 \text{ m.}$$

**L** : Hauteur totale du Poteau.

**L<sub>f</sub>**: Longueur de flambement du poteau.

$$L_f = 0.7 \times L_0 = 0.7 \times 408 = 2.856 \text{ m.}$$

Si :  $L_f / h < \text{Max} (15 ; 20.e_1 / h)$   $\longrightarrow$  pas de risque de flambement.

On pourra utiliser la méthode forfaitaire.

$7.14 < \text{Max} (15 ; 0.11)$  ..... **Condition Vérifier.**

**Donc** : On peut utiliser la méthode forfaitaire.

Le calcul se fera en **flexion composée**.

$$e_2 = \frac{3 \times L_f^2}{10000 \times h} \times (2 + \alpha \times \phi)$$

$$\lambda = \sqrt{12} \frac{L_f}{h} = 24.73$$

$$\lambda \leq 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left( \frac{\lambda}{35} \right)^2} = 0.77$$

$$e_2 = \frac{3 \times 2.856^2}{10000 \times 0.40} \times (2 + 0.77 \times 2) = 0.022m$$

$$e = e_1 + e_2 = 0.0222 + 0.022 = 0.044m = 4.4cm$$

Les sollicitations corrigées pour le calcul en flexion composée sont:

$$M_{u \text{ corrigé}} = N_u \cdot e = 978.71 \times 0.044 = 43.06 \text{KN.m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} N_{\max} = \mathbf{978.71 \text{KN.}} \\ M_{u \text{ corrigé}} = \mathbf{43.06 \text{KN.m.}} \end{array} \right.$$

$$A = (0.337h - 0.81C') b \cdot h \cdot f_{bu}$$

$$A = (0.337 \times 0.40 - 0.81 \times 0.03) \times 0.40 \times 0.40 \times 14.20 \times 10^3$$

$$A = \mathbf{251.056 \text{KN.m}}$$

$$B = N_u (d - C') - M_{ua}$$

$$M_{ua} = M_u + \alpha \times N_u$$

$$a = (d - h/2) = (0.36 - 0.40/2) = 0.16 \text{ m.}$$

$$M_{ua} = 43.06 + 0.16 \times 978.71$$

$$M_{ua} = \mathbf{199.65 \text{KN.m}}$$

$$B = 978.71 \times (0.36 - 0.03) - 199.65$$

$$B = \mathbf{123.32 \text{KN.m}}$$

$A = 251.056 \text{KN.m} > B = 123.32 \text{KN.m}$  Donc la section est **entièrement comprimée**.

L'effort normal étant un effort de compression ; le centre de pression est à l'intérieur du noyau central de la section ( $e < h/6$ ).

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{bd^2 \times f_{bc}} = \frac{199.65 \times 10^{-3}}{0.40 \times 0.36^2 \times 14.2} = 0.271$$

$$\mu_{bu} = 0.271 < \mu_l = 0.392 \rightarrow \text{Pas d'armatures comprimées } A_1 = 0.$$

$$\mu_{bc} = 0.8 \frac{h}{d} \left( 1 - 0.4 \frac{h}{d} \right) = 0.49$$

$$\mu_{bu} = 0.271 < 0.49 \dots \dots \dots \text{Méthode simplifiée.}$$

$$Z_b = d[1 - 0.6\mu_{bc}] = 0.254\text{m}$$

$$A = A_f - \frac{N}{\sigma_s}; A_f = \frac{M_{ua}}{\sigma_s * Z} = \frac{199.65 \times 10}{348 \times 0.254} = 22.59\text{cm}^2$$

$$A = A_f - \frac{N}{\sigma_s} = 22.59 - \frac{978.71 \times 10}{348} = -5.53\text{cm}^2 < 0 \text{ (flexion composée).}$$

Cette dernière quantité étant négative, on prend comme section  $A_s$  la section minimale  $A_{\min}$ .

➤ **La section d'acier minimale :**

**1. Condition de non fragilité :**

$$A_{\text{CNF}} \geq \frac{0.23 \cdot b_0 \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 0.40 \times 0.36 \times 2.1}{400} = 1.74\text{cm}^2.$$

**2. Selon RPA99/version2003 :**

$$A_{\min} = 0.8\% b \times h = 0.008 \times 40 \times 40 \Rightarrow A_{\min} = 12.8\text{cm}^2$$

$$\text{Donc : } A_{\text{adopté}} = \text{Max}(A_{\text{cal}}; A_{\text{CNF}}; A_{\min(\text{RPA})}) = \text{Max}(0; 1.74; 12.8) = \mathbf{12.8\text{cm}^2}$$

$$\text{On adopte : } \mathbf{4T16+4T14} \rightarrow A_{\text{adopté}} = \mathbf{14.20\text{cm}^2}$$

Pour le calcul des différentes sections de ferrailage, on a utilisé le logiciel **SOCOTEC**, qui calcul le ferrailage selon les règles de **BAEL91/99**.

Les résultats du ferrailage longitudinal sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.4.Choix des armatures.

Niveau	N (KN)	M (KN.m)	Section (cm <sup>2</sup> )	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>CNF</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>RPA</sub> (cm <sup>2</sup> )	Choix des barres
<b>RDC, E1 et E2</b>	N <sub>max</sub> =978.71	M <sub>cor</sub> =2.214	(40x40)	0	1.74	12.8	<b>4T16+4T14</b>
	N <sub>min</sub> = -703.23	M <sub>cor</sub> =15.977		9.97			
	N <sub>cor</sub> =232.27	M <sub>max</sub> =117.166		5.61			
<b>E3, E4 et E5</b>	N <sub>max</sub> =467.36	M <sub>cor</sub> = 3.825	(35x35)	0	1.33	9.8	<b>4T14+4T12</b>
	N <sub>min</sub> = -90.94	M <sub>cor</sub> =3.892		1.47			
	N <sub>cor</sub> =99.84	M <sub>max</sub> = 76.936		5.14			

Tableau V.5.Les armatures adopté.

Niveau	Section (cm <sup>2</sup> )	A <sub>CNF</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (RPA) (cm <sup>2</sup> )	A <sub>max</sub> ZC (cm <sup>2</sup> )	A <sub>max</sub> ZR (cm <sup>2</sup> )	Choix des armateurs	A <sub>adopté</sub> (cm <sup>2</sup> )
<b>RDC, E1 et E2</b>	(40x40)	1.74	<b>12.8</b>	64	96	<b>4T16+4T14</b>	<b>14.20</b>
<b>E3, E4 et E5</b>	(35x35)	1.33	<b>9.8</b>	49	73.5	<b>4T14+4T12</b>	<b>10.68</b>

Longueur de recouvrement :

D'après l'article 7.4.2.1. du RPA 99/version2003, Selon la zone sismique IIa, la longueur minimale de recouvrement est donnée par  $L_r = 40\phi$  en zone IIa.

$$\text{Pour : } \begin{cases} \text{T16} \dots \dots \dots L_r = 64\text{cm.} \\ \text{T14} \dots \dots \dots L_r = 56\text{cm.} \\ \text{T12} \dots \dots \dots L_r = 48\text{cm.} \end{cases}$$

**b. Ferrailage transversal :**

**1. Espacement des armatures transversales :**

D'après l'article 7.4.2.2. du RPA99/version2003, la valeur maximale de l'espacement est fixée comme suit :

- Dans la zone nodale :  $S_t \leq \text{Min} (10\phi_l ; 15\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq \text{Min} (12 ; 15\text{cm}) \dots \dots \dots$  en zone IIa.
- Dans la zone courante :  $S_t \leq 15\phi_l = 18 \text{ cm.} \dots \dots \dots$  en zone IIa.

Où  $\phi$  est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

On adopte un espacement de :

- **10cm** en zone nodale.
- **15 cm** en zone courante.

**2. Vérification du ferrailage transversal selon l'RPA99/version2003:**

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h_t \cdot f_e}$$

$V_u$ : L'effort tranchant du calcul.

$h_t$ : Hauteur totale de la section brute.

$f_e$ : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

$t$ : L'espacement des armatures transversales.

$\rho_a$ : Est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant; il est pris égale:

$$\left\{ \begin{array}{l} \rho_a = 2.5 \text{ si l'élanement géométrique } \lambda_g \geq 5. \\ \rho_a = 3.75 \text{ si l'élanement géométrique } \lambda_g < 5. \end{array} \right.$$

On a :

$$\left\{ \begin{array}{l} V_{u \max} = 7.74 \text{ KN.} \\ h_t = 0.4 - C - C' = 0.34 \text{ m.} \\ f_e = 400 \text{ MPa.} \\ \lambda_g = \frac{L_f}{a} = \frac{2.856}{0.40} = 7.14 > 5 \longrightarrow \rho_a = 2.5 \end{array} \right.$$

**a. Vérification dans la zone courante :**

$$A_t = \frac{\rho_a \cdot V_u \cdot S_t}{h_t \cdot f_e} = \frac{2.5 \times 7.74 \times 10^{-3} \times 0.15}{0.34 \times 400} = 0.21 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 4T8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

**b. Vérification dans la zone nodale :**

$$A_t = \frac{\rho_a \cdot V_u \cdot S_t}{h_t \cdot f_e} = \frac{2.5 \times 7.74 \times 10^{-3} \times 0.10}{0.34 \times 400} = 0.14 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 4T8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

**3. Vérification des cadres des armatures minimales :**

La quantité d'armatures transversales minimale exprimée par  $\frac{A_t}{S_t \cdot b} (\%)$  est donnée comme

suit :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Si } \lambda_g \geq 5 \quad 0.3\% \\ \text{Si } \lambda_g \leq 3 \quad 0.8\% \\ \text{Si } 3 < \lambda_g < 5 \quad \text{interpoler entre les valeurs limites précédentes} \end{array} \right.$$

$\lambda_g$  : Est l'élanement géométrique du poteau est donnée par :

$$\lambda_g = \left( \frac{L_f}{a} \text{ ou } \frac{L_f}{b} \right)$$

Avec "a" et "b", dimensions de la section droite du poteau dans la déformation considérée, et "L<sub>f</sub>" longueur de flambement du poteau.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite minimum de 10  $\phi_t$

**a. Dans la zone courante** :  $S_t = 15 \text{ cm}$

$$\frac{2.01}{15 \times 40} = 0.34\%$$

**b. Dans la zone nodale** :  $S_t = 10 \text{ cm}$

$$\frac{2.01}{10 \times 40} = 0.50\%$$

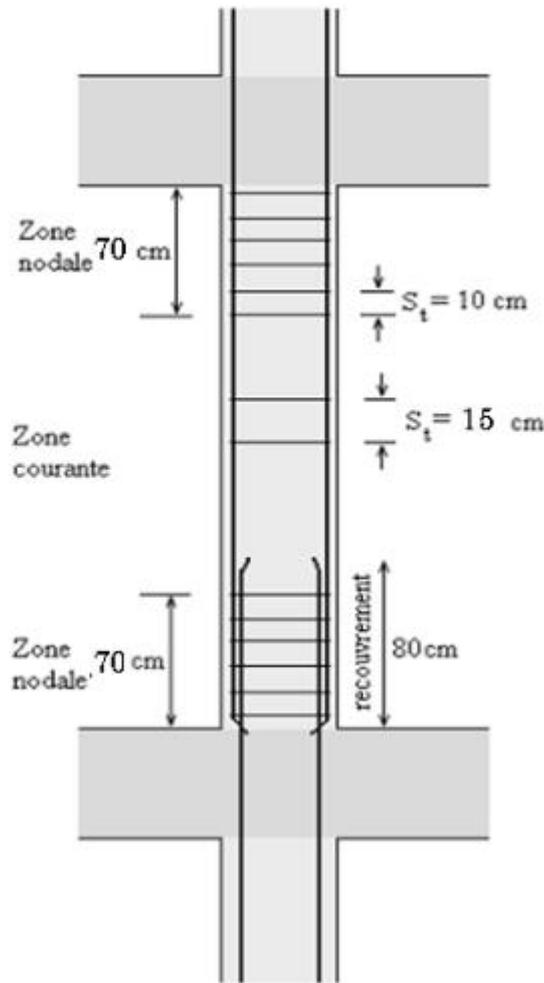


Figure V.4. Disposition des armatures pour les poteaux.

Les résultats du ferrailage transversal sont résumés dans le tableau suivant :

a. Zone courante :

Tableau V.6. Armature transversale (Zone courante).

Poteaux	V (KN)	$S_t$ (cm)	$\lambda_g$	$\rho_a$	$A_t$ (cm <sup>2</sup> )	Choix	$A_{adop}$ (cm <sup>2</sup> )	% Cal
RDC	7.74	15	7.14	2.5	0.21	4T8	2.01	0.34
E1 et E2	20.49	15	5.355	2.5	0.56	4T8	2.01	0.34
E3, E4 et E5	23.4	15	6.12	2.5	0.76	4T8	2.01	0.38

**b.Zone nodale :**

Tableau V.7.Armature transversale (Zone nodale).

Poteaux	V (KN)	S <sub>t</sub> (cm)	λ <sub>g</sub>	ρ <sub>a</sub>	A <sub>t</sub> (cm <sup>2</sup> )	Choix	A <sub>adop</sub> (cm <sup>2</sup> )	% Cal
<b>RDC</b>	7.74	10	7.14	2.5	0.14	<b>4T8</b>	2.01	0.50
<b>E1 et E2</b>	20.49	10	5.355	2.5	0.38	<b>4T8</b>	2.01	0.50
<b>E3, E4 et E5</b>	23.4	10	6.12	2.5	0.504	<b>4T8</b>	2.01	0.57

**V.1.6.1.Vérification du poteau à l'effort tranchant :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{bxd} < \bar{\tau}_u = \text{Min} \left\{ 0.20f_{cj} / \gamma_b ; 5MPa \right\} = 3.33MPa$$

On a : V<sub>u max</sub> = 7.74KN.

$$\tau_u = \frac{V_u}{bxd} = \frac{7.74 \times 10^{-3}}{0.40 \times 0.36} = 0.054 \text{ MPa.}$$

Donc : τ<sub>u</sub> = 0.054 MPa < τ̄<sub>u</sub> = 3.33 MPa.....Condition Vérifiée.

**V.1.6.2.Vérification de la contrainte de cisaillement :**

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton τ<sub>bu</sub> sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} < \tau_{bu} = \rho_d \cdot f_{ct3}$$

$$\text{Avec : } \rho_d = \begin{cases} 0.075 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

$$\lambda_g = \text{Min} \left( \frac{L_f}{a}; \frac{L_f}{b} \right) = \left( \frac{2.856}{0.4}; \frac{2.856}{0.4} \right) = 7.14$$

$$\lambda_g = 7.14 > 5 \Rightarrow \rho_d = 0.075$$

$$\tau_{bu} = \rho_d \times f_{c28} = 0.075 \times 25 = 1.875 \text{ MPa}$$

Donc :  $\tau_u = 0.054 \text{ MPa} < \tau_{bu} = 1.875 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{C.V}$

Les autres résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.8.Vérification de la contrainte de cisaillement et l'effort tranchant.

Section (cm <sup>2</sup> )	V <sub>u</sub> (KN)	τ <sub>u</sub> (MPa)	λ <sub>g</sub>	ρ <sub>d</sub>	τ <sub>bu</sub> (MPa)	τ̄ <sub>u</sub> (MPa)	τ <sub>u</sub> < τ̄ <sub>u</sub>	τ <sub>u</sub> < τ <sub>bu</sub>
40x40	7.74	0.054	7.14	0.075	1.875	3.33	C.V	C.V
40x40	20.49	0.142	5.355	0.075	1.875	3.33	C.V	C.V
35x35	23.4	0.212	6.12	0.075	1.875	3.33	C.V	C.V

**V.1.7.Vérification des poteaux à l'ELS :**

La fissuration est peu nuisible dans les sections des poteaux, donc la seule vérification à faire est la contrainte de compression du béton, cela pour le cas de sollicitations les plus défavorables.

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15\text{MPa}$$

$\sigma_{bc}$  : Contrainte maximale dans le béton comprimé. ( $\sigma_{bc} = KxY$ )

**Avec :**

**Y** : Position de l'axe neutre.

Et :  $K = \frac{M_{ser}}{I}$

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Zone	$M_{ser}$ (KN.m)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
<b>1</b>	25.305	14.20	14.97	94246.30	4.02	15	<b>Vérifier</b>
<b>2</b>	22.961	10.68	13.00	80460.12	3.71	15	<b>Vérifier</b>

Tableau V.9.Récapitulatif de vérification des poteaux à l'ELS

**Conclusion :**

Le ferrailage choisit satisfait tous les vérifications.

V.1.8.Schémas de ferrailage des poteaux :

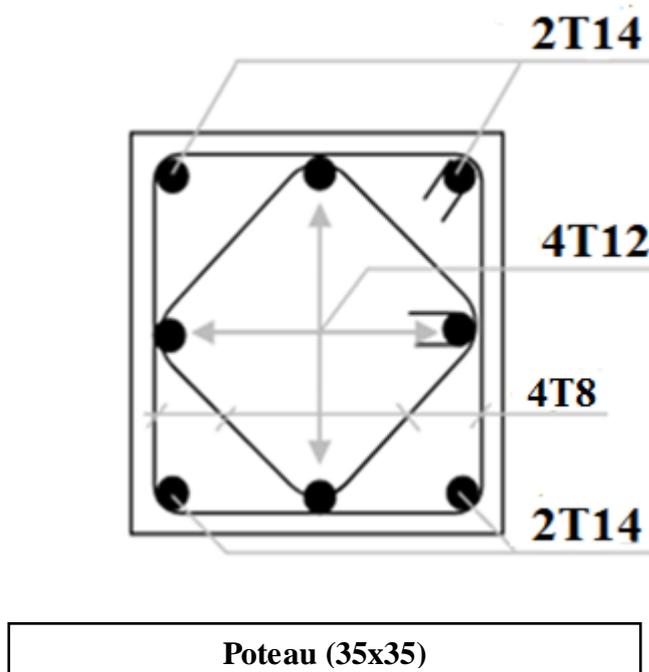
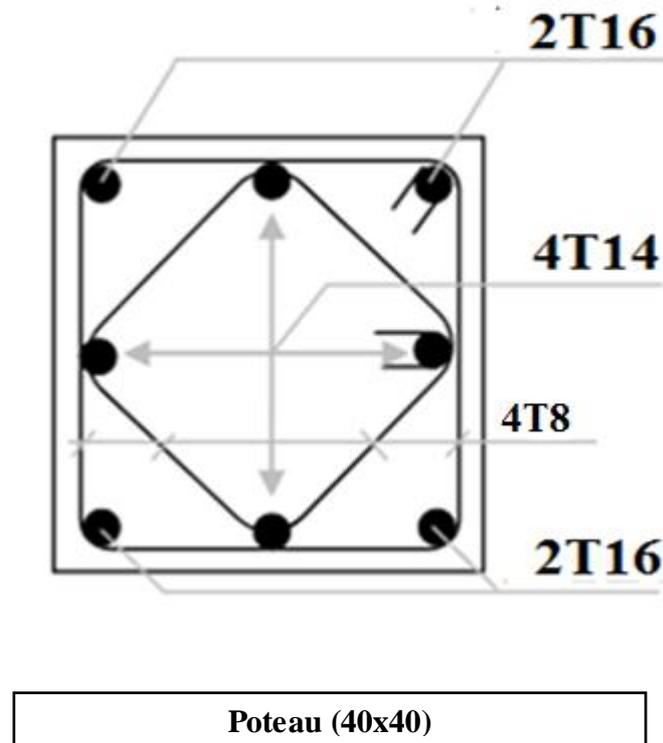


Figure V.5.Schémas de ferrailage des poteaux .

## V.2.Ferraillage des poutres :

Les poutres sont des éléments structuraux qui transmettent les efforts du plancher vers les poteaux. Elles sont sollicitées par un moment fléchissant et un effort tranchant. Leur ferraillage donc sera déterminé en flexion simple à l'état limite ultime (ELU), puis vérifiées à l'état limite de service (ELS), suivant les recommandations du RPA99/version 2003.

Les poutres seront étudiées en tenant compte des efforts donnés par l'ETABS 9.7.4 qui résultent des combinaisons les plus défavorables, présenté par le RPA99/version2003 et le BAEL91/99 :

### V.2.1.Recommandations du RPA 99/version2003:

#### a) Armatures longitudinales:

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de **0.5%** en toute section.
- Le pourcentage totale maximum des aciers longitudinaux est de :
  - **4%** en zone courante.
  - **6%** en zone de recouvrement.
- La longueur minimale de recouvrement est de :
  - **40 $\phi$**  : en zone I et IIa.
  - **50 $\phi$**  : en zone IIb et III.
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à **90°**.
- Les poutres supportant de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appuis.

#### b) Armatures transversales:

- La quantité des armatures transversales minimales est de :  **$A_t = 0.003.S_t.b$**
- L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

- Dans la zone nodale et en travée, si les armatures comprimées sont nécessaires : minimum de  $(h/4, 12\phi, 30 \text{ cm})$ .
- En dehors de la zone nodale :  $S \leq h/2$ .

La valeur du diamètre  $\phi_1$  des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé

- Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

Les moments max au niveau des appuis sont donnés par les combinaisons sismiques donc le calcul des armatures se fera en situation accidentelle, par contre ceux de travées sont donnés par les combinaisons statiques donc le calcul des armatures se fera en situation durable.

Tableau V.10. Résultats des moments et efforts tranchants obtenus par ETABS.

	Situation durable	Situation accidentelle		ELS		Effort tranchant
<b>Combinaisons</b>	<b>1.35G+1.5Q</b> (KN.m)	<b>G+Q+E</b> (KN.m)	<b>0.8G+E</b> (KN.m)	<b>G+Q</b> (KN.m)		<b>V max</b> (KN)
<b>Position</b>	<b>Travée</b>	<b>Appui</b>		<b>Travée</b>	<b>Appui</b>	<b>V max</b>
		<b>M<sub>sup</sub></b>	<b>M<sub>inf</sub></b>			
<b>P.P</b> <b>(30x40)</b>	56.869	132.69	114.999	28.952	40.858	81.87

### V.2.2.Exemple du calcul (poutres principales) :

#### 1. Calcul des armatures longitudinales :

##### Les donné

$h = 0.40 \text{ m}$  ;  $b = 0.30 \text{ m}$  ;  $d = 0.36 \text{ m}$  ;  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$  ;  $f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$  ;  $f_{bc} = 14.2 \text{ MPa}$  ;  
 $\sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$

**1.1. ELU** : ( $f_{bc} = 14.2 \text{ MPa}$  ,  $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$ )

**En travée** : ( $M_{max}^T = 56.869 \text{ KN.m}$ )

$$\mu = \frac{M_{\max}^T}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{56.869 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.36^2 \times 14.2} \Rightarrow u_{bu} = 0.103 < u_1 = 0.392 \text{ pas d'armatures}$$

comprimé  $\hat{A}_s = 0$

$u_{bu} = 0.103 < 0.275 \rightarrow$  méthode simplifier

$$A^t = \frac{M_{\max}^T}{Z_b \cdot \sigma_s}$$

Avec :

$$Z_b = d(1 - 0.4\alpha)$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 0.206}) = 0.137$$

$$Z_b = 36(1 - 0.4 \times 0.137) = 34 \text{ cm}$$

$$A^t = \frac{56.869 \times 10^{-3}}{0.34 \times 348} = 4.81 \text{ cm}^2$$

☞ **Condition de non fragilité BAEL91/99 :**

$$A_{\min} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{tj}}{f_e} \rightarrow A_{\min} = \left(0.23 \times 0.3 \times 0.36 \times \frac{2.1}{400}\right) \rightarrow A_{\min} = 1.30 \text{ cm}^2$$

$A^t = 4.81 \text{ cm}^2 > 1.30 \text{ cm}^2 \rightarrow$  Condition vérifiée.

**1.2. ACC :**  $f_{bc} = (21.74 \text{ MPa}, \sigma_s = 400 \text{ MPa})$

**Aux appuis :** ( $M_{\max}^A = 132.69 \text{ KN.m}$ )

$$\mu = \frac{M_{\max}^A}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{132.69 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.36^2 \times 21.74} = 0.157 \rightarrow u_{bu} = 0.157 < u_1 = 0.392 \rightarrow \text{pas d'armature}$$

comprimé  $\hat{A}_s = 0$

$u_{bu} = 0.157 < 0.275 \rightarrow$  méthode simplifié.

$$A^a = \frac{M_{\max}^a}{Z_b \cdot \sigma_s}$$

Avec :

$$Z_b = d(1 - 0.4\alpha)$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 0.314}) = 0.215$$

$$Z_b = 36(1 - 0.4 * 0.215) = 33 \text{ cm}$$

$$A^a = \frac{132.69 \times 10^{-3}}{0.33 \times 400} = 10.05 \text{ cm}^2$$

☞ **Condition de non fragilité BAEL91/99 :**

$$A_{\min} = 1.30 \text{ cm}^2$$

$$A^a = 10.05 \text{ cm}^2 > 1.30 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

☞ **Pourcentage exigé par RPA99/version 2003 :**

$$A_{s \text{ RPAmin}} = 0.005 \times 30 \times 40 = 6 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ RPAmax}} = 0.04 \times 30 \times 40 = 48 \text{ cm}^2 \quad (\text{Zone courante})$$

$$A_{s \text{ RPAmax}} = 0.06 \times 30 \times 40 = 72 \text{ cm}^2 \quad (\text{Zone de recouvrement})$$

### 1.3. Armatures finales :

**Travée :**

$$A^t = 4.81 \text{ cm}^2, \text{ on adopte : } (3\text{T14} + 3\text{T14}) \rightarrow A_t = 9.24 \text{ cm}^2$$

**Appuis :**

$$A^a = 10.05 \text{ cm}^2, \text{ on adopte : } (6\text{T14} + 3\text{T14}) \rightarrow A_a = 13.85 \text{ cm}^2$$

☞ **Vérification de RPA99/version 2003 :**

$$\text{En Travée : } A_s = 3\text{T14} + 3\text{T14} = 9.24 > A_{\text{RPA}} = 6 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{C.V}$$

$$\text{Aux Appuis : } A_s = 6\text{T14} + 3\text{T14} = 13.85 > A_{\text{RPA}} = 6 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{C.V}$$

## 2. Calcul des armatures transversales :

### 2.1. Selon BAEL91/99 :

La section minimale  $A_t$  doit vérifier :  $A_t \geq \frac{0.4 \times b \times S_t}{f_e}$

Avec :

b : Largeur de la poutre.

$S_t$  : L'espacement des armatures transversales.

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

On adopte les espacements suivants : .....  $S_t = 15 \text{ cm}$ .

Donc:  $A_t \geq 0.4 \times 0.3 \times 0.15 / 400 \Rightarrow A_t \geq 0.45 \text{ cm}^2$

Diamètre des armatures d'âme :

$$\phi_t \leq \text{Min} \left( \frac{h}{35}; \phi_{l_{min}}; \frac{b}{10} \right) = \text{Min} \left( \frac{40}{35}; 1.4; \frac{30}{10} \right) = \text{Min}(1.14; 1.4; 3) = 1.14 \text{ cm}$$

$\phi_t \leq 1.14 \text{ cm}$  , On prend :  $\phi_t = 8 \text{ mm}$

**2.2. Selon l'RPA99/version2003 :**

La quantité d'armatures transversales minimale est donnée par  $A_t = 0.003 \times S_t \times b$

L'espacement maximal :

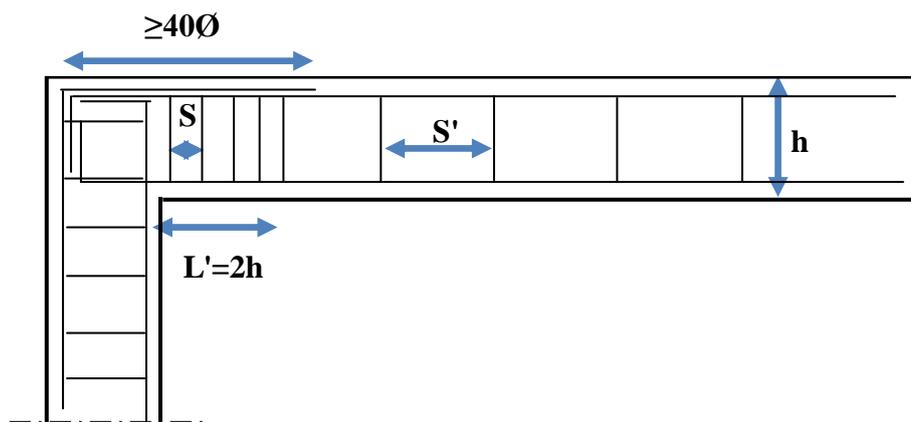
- En zone nodale :  $S_t \leq \text{Min} (h/4 ; 12 \phi_L) = 10 \text{ cm}$

- En zone courante :  $S_t \leq h/2 ; S_t = 20 \text{ cm}$

On adopte les espacements suivants :

- En zone nodale : .....  $S_t = 8 \text{ cm}$

- En zone courante : .....  $S_t = 15 \text{ cm}$



On aura alors :

$$A_t = 0.003 \times S_t \times b = 1.35 \text{ cm}^2 > 0.45 \text{ cm}^2$$

Le choix des barres est le suivant : **4T8** .....  $A_t = 2.01\text{cm}^2$

St (adopté) = Min  $\{S_{tB.A.E.L} \cdot S_{tR.P.A}\}$  .....  $S_t = 15 \text{ cm}$

On aura un cadre et un étrier de diamètre «T8 ».

**2.3. Recouvrement des barres longitudinales :**

Selon l’RPA99/version2003, la longueur de recouvrement dans la zone IIa est :

$L_r = 40\phi_l \rightarrow L_r = 40 \times 1.4 \rightarrow L_r = 56 \text{ cm}$ ; on adopte  $L_r = 60 \text{ cm}$

☞ **Longueur de la zone nodale :**

$h' = 2 \times h = 80 \text{ cm}$ .....RPA99/version 2003.

**V.2.2.1.Vérification de l’effort tranchant (BAEL 91/99 Art A 5-1.2) :**

Pour l’effort tranchant, la vérification du cisaillement suffira pour le cas le plus défavorable :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min} \left( \frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b}, 5\text{MPa} \right) = 3.33\text{MPa}$$

$$V_u = T_{\text{max}} = 81.87 \text{ KN} \rightarrow \tau_u = \frac{81.87 \times 10^3}{30 \times 36 \times 100} = 0.758 \text{ MPa}$$

$$\rightarrow \tau_u = 0.758 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \dots\dots\dots \text{C.V.}$$

**V.2.2.2.Vérification à L’ELS :**

Comme la fissuration est peu nuisible, il suffira de vérifier seulement la contrainte dans le

$$\text{béton } \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc}$  : Contrainte maximale dans le béton comprimé ( $\sigma_{bc} = Y. K$ )

$$\text{Avec : } K = \frac{M_{ser}}{I}$$

Tableau V.11.Vérifications de la contrainte à ELS.

Position	M <sub>ser</sub> (KN.m)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	σ <sub>bc</sub> (MPa)	Observation
Travée	28.952	9.24	14.19	94501.14	4.35	C.V
Appui	40.858	13.85	16.45	123916.68	5.42	C.V

**V.2.2.3.Vérification de la flèche :**

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\left(\frac{h_t}{L}\right) \geq \left(\frac{1}{16}\right) \Rightarrow (0.083 > 0.0625) \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\left(\frac{h_t}{L}\right) \geq \left(\frac{M_{ser, travée}}{10 M_{0, ser}}\right) \Rightarrow (0.083 > 0.071) \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\left(\frac{A_s}{b \times d}\right) \leq \left(\frac{4.2}{f_e}\right) \Rightarrow (0.0086 < 0.0105) \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Toutes les conditions sont vérifiées donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

**V.2.3.Exemple du calcul (poutres secondaires) :**

Tableau V.12.Résultats des moments et efforts tranchants obtenus par ETABS.

Combinaisons	Situation durable	Situation accidentelle		ELS		Effort tranchant
	1.35G+1.5Q (KN.m)	G+Q+E (KN.m)	0.8G+E (KN.m)	G+Q (KN.m)		V max (KN)
Position	Travée	Appui		Travée	Appui	V max
		M <sub>sup</sub>	M <sub>inf</sub>			
P.S (30x35)	57.964	140.94	120.09	24.941	42.155	68.97

Les mêmes étapes pour les calculs sont résumées dans les tableaux suivants :

Tableau V.13.Choix des barres.

Position	$A_{cal}$	$A_{min}$	$A_{RPA}$	Choix des barres	$A_{adop}$
Travée	5.74	1.14	5.25	3T14+3T14	9.24
Appui	12.58	1.14	5.25	6T14+3T14	13.85

Tableau V.14.Vérification de l'effort tranchant.

	$\tau_u$ (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	$\tau_u < \bar{\tau}_u$
$V_u = T_{max} = 68.97KN$	0.730	3.33	Condition vérifié

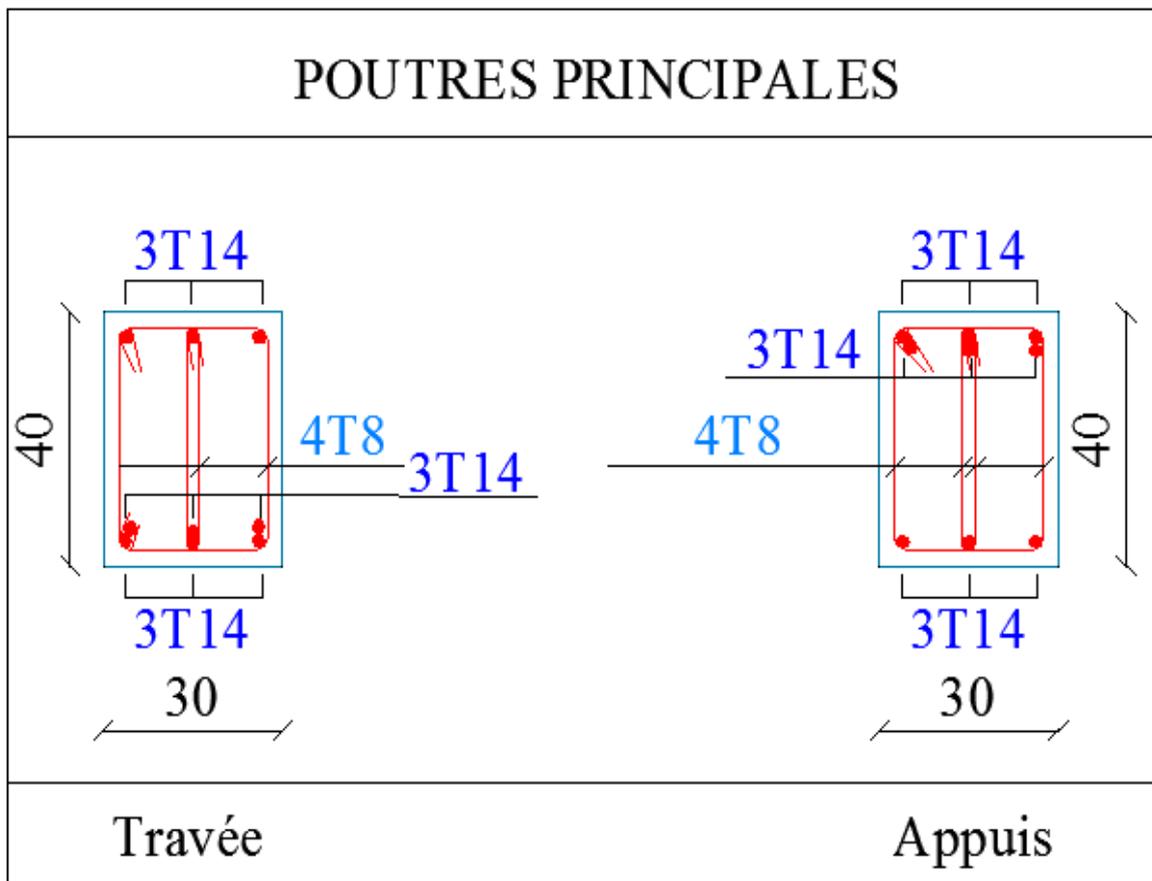
Tableau V.15.Vérification à ELS.

Position	$M_{ser}$ (KN.m)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	Observation
Travée	24.941	9.24	13.05	69404.27	4.7	C.V
Appui	42.155	13.85	15.08	90305.69	7.03	C.V

Tableau V.16.Vérification de la flèche.

Les calculs	La vérification
$\left(\frac{h_t}{L}\right) = 0.118 > \left(\frac{1}{16}\right) = 0.0625$	Condition vérifié
$\left(\frac{h_t}{L}\right) = 0.118 > \left(\frac{M_{ser, travée}}{10 M_{0, ser}}\right) = 0.059$	Condition vérifié
$\left(\frac{A_s}{b \times d}\right) = 0.0098 < \left(\frac{4.2}{f_e}\right) = 0.0105$	Condition vérifié

V.2.4.Schémas de ferrailage de la P.P et P.S :



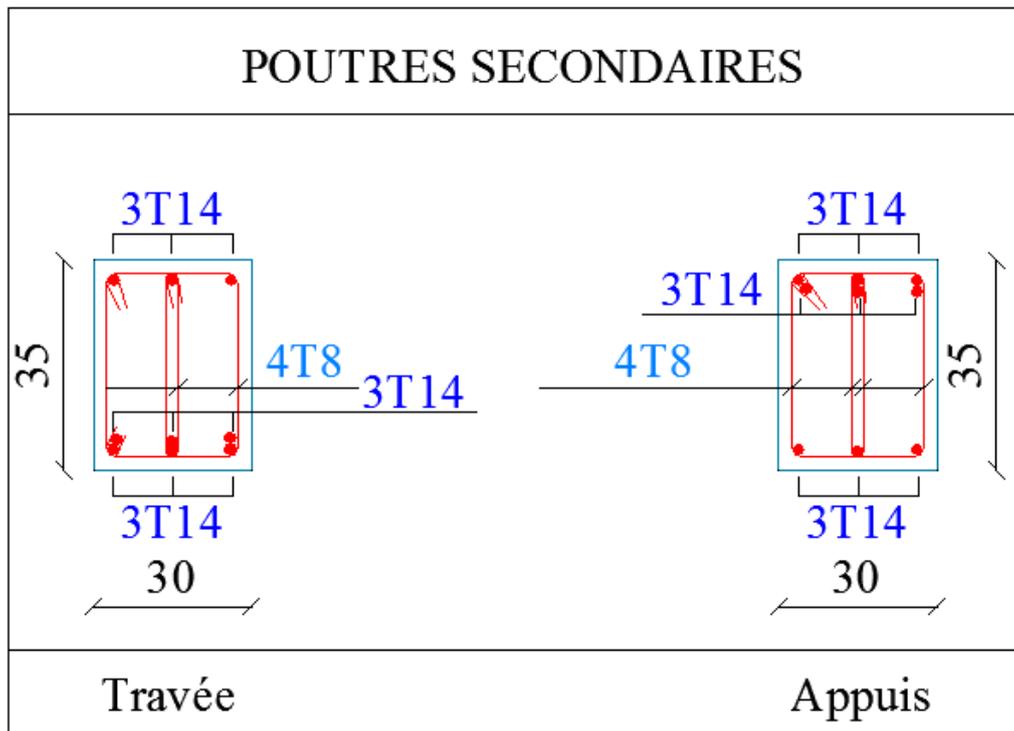


Figure.V.6.Schémas de ferrailage de la P.P et P.S

### V.3.Ferraillages des voiles:

#### V.3.1 Introduction:

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales et des forces horizontales. Donc, le ferraillage des voiles consiste déterminer les armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes (G) et aux charges d'exploitation (Q), ainsi que sous l'action des sollicitations horizontales dues aux séismes.

Pour faire face à ses sollicitations on prévoit trois types d'armatures :

- Armatures verticales
- Armatures horizontales
- Armatures transversales

Notre ouvrage comprend un seul type de voile ( $L = 1.40$  m)

#### V.3.2 Recommandations du RPA99/2003 :

##### a. Armatures verticales :

La disposition du ferraillage vertical se fera de telle sorte qu'il reprendra les contraintes de la flexion composée en tenant compte des prescriptions imposées par le RPA99/version 2003 :

- ✓ L'effort de traction engendré dans une partie du voile doit être repris en totalité par les armatures dont le pourcentage minimal est de 0.20% de la section horizontale du béton tendu.
- ✓ Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
- ✓ Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).
- ✓ A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur (1/10) de la largeur du voile, cet espacement doit être au plus égal à 15cm.

##### b. Armatures horizontales :

Les armatures horizontales parallèles aux faces du mur doivent être disposées sur chacune des faces entre les armatures verticales et la paroi du coffrage et doivent être munie de crochets à (135°) ayant une longueur de  $10\Phi$ .

Ces armatures reprennent les sollicitations de l'effort tranchant.

**c. Armatures transversales :**

Les armatures transversales doivent respecter les dispositions suivantes :

- ✓ L'espacement des barres verticales et horizontales doivent être inférieur à la plus petite valeur de deux valeurs suivantes :

$$S \leq 1.5 e$$

$$S \leq 30 \text{ cm } e : \text{ épaisseur du voile}$$

- ✓ Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins quatre épingles au mètre carré. Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.
- ✓ Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.
- ✓ Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :
  - $40\Phi$  pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts sont possibles.
  - $20\Phi$  pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons des charges possibles.

**d. Armatures de coutures :**

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dont la section est donnée par la formule :  $A_{vj} = 1.1 \frac{\bar{V}}{f_e}$  Avec  $T = 1.4 V_u$

$V_u$  : Effort tranchant calculée au niveau considéré.

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

**e. Armatures de potelet :**

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la section de celle-ci est  $\geq 4HA10$  ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

**V.3.3. Combinaisons de calcul :**

Les combinaisons d'actions sismiques et d'actions dues aux charges verticales à prendre sont données ci-dessous :

$$\begin{aligned} \text{Selon le BAEL91/99} & \quad \left\{ \begin{array}{l} 1.35 G + 1.5 Q \\ G + Q \end{array} \right. \\ \text{Selon le RPA99/2003} & \quad \left\{ \begin{array}{l} G + Q + E \\ 0.8G + E \end{array} \right. \end{aligned}$$

**V.3.4. Calcul du ferrailage des voiles :**

Le calcul des armatures sera fait par la méthode des contraintes et vérifiée, selon RPA99/2003 sous les sollicitations suivantes :

1.  $N_{compression}^{max}, M_{corr}$
2.  $N_{traction}^{max}, M_{corr}$
3.  $M_{max}, N_{corr}$

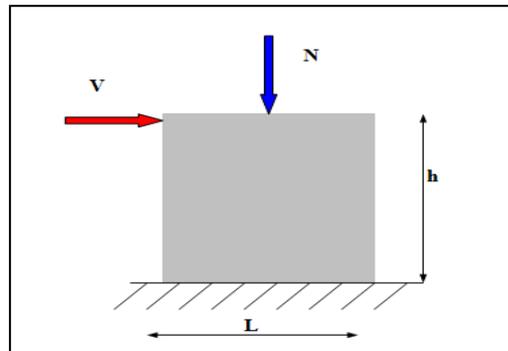


Figure. V.7. Effort externe des voiles.

**V.3.4.1. Présentation de la méthode de calcul :**

On utilise la méthode des contraintes (la formule classique de la R.D.M.)

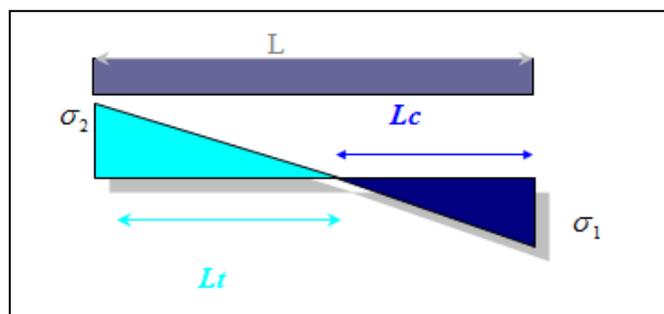


Figure V.8. Contraintes des voiles.

Avec:

N : effort normal appliqué,

M : moment fléchissant appliqué.

B : section du voile,

V : distance entre le centre de gravité du voile et la fibre la plus éloignée.

I : moment d'inertie.

**NB : L'ETABS** donne les efforts de compression avec un signe négatif et les efforts de traction avec un signe positif donc pour faire les calculs on doit renverser les signes des efforts.

**On distingue 3 cas :**

**1<sup>er</sup> cas :**

Si  $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) > 0$  : la section du voile est entièrement comprimée " pas de zone tendue ".

$$F = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} L_c e$$

$L_c$  : longueur de la section comprimée.

$$L_c = L \quad A_v = \frac{F - B f_{bc}}{f_e} \quad F : \text{volume de contrainte.}$$

**2<sup>ème</sup> cas :**

Si  $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) < 0$  : la section du voile est entièrement tendue " pas de zone comprimée "

$$F = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times L_T \times e$$

$L_T$  : longueur de la section tendue.

$$L_T = L A_v = F / f_e$$

**3<sup>ème</sup> cas :**

Si  $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2)$  sont de signe différent, la section du voile est partiellement comprimée, donc on calcule le volume des contraintes pour la zone tendue.

$$F = \frac{\sigma_2}{2} \times e \times L_T$$

$$L_T = \frac{\sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2} L$$

$$A_v = F / f_e$$

Si  $A_v < A_{\min}$ , on ferraille avec la section minimale.

Si  $A_v > A_{\min}$ , on avec  $A_v$ .

**V.3.4.2.Exemple de calcul :**

Nous proposons le calcul détaillé en prenant le voile  $L = 1.4$  m;  
 $e = 0.2$  m)

➤ **Détermination des sollicitations :**

$$N = -1327.96 \text{KN}$$

$$M = -30.424 \text{KN.m}$$

$$V = 17.77 \text{KN}$$

$$B = L \times e = 0.28 \text{ m}^2$$

$$I = \frac{eL^3}{12} = \frac{0.20 \times 1.4^3}{12} = 0.046 \text{ cm}$$

$$V = \frac{L}{2} = 0.7 \text{ m}$$

$$D'où \sigma_1 = \frac{N}{B} + \frac{MV}{I} = \frac{-1327.96}{0.28} + \frac{-30.424 \times 0.7}{0.046} = -5208.38 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{B} - \frac{MV}{I} = \frac{-1327.96}{0.28} - \frac{-30.424 \times 0.7}{0.046} = -4277.04 \text{kN/m}^2$$

⇒ la section du voile est entièrement tendue

$$L_T = 1.4 \text{m}$$

$$F = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times L_T \times e = \frac{-5208.38 - 4277.04}{2} \times 1.4 \times 0.20 = 1327.95 \text{KN}$$

➤ **Armature verticale :**

$$A_v = \frac{F}{f_e} = \frac{1327.95 \times 10}{400} = 33.20 \text{cm}^2$$

➤ **Armature minimale :**  $A_{\min} = \max\left(0.2\% e L_T, \frac{Bf_{t28}}{f_e}\right)$

$e$  : épaisseur du voile.

$L_T$  : longueur de la section tendue.

$$A_{\min} = \max(5.6; 14.7) = 14.7 \text{ cm}^2$$

$$(A_{\min} / \text{ml}) / \text{Face} = (14.7) / 2 = 7.35 \text{ cm}^2$$

➤ **Armatures de coutures :**

$$A_{vj} = 1.1 \times \frac{1.4V}{f_e} = 1.1 \times \frac{1.4 \times 17.77 \times 10}{400} = 0.68 \text{ cm}^2$$

On prévoit des armatures de couture si on a une reprise de bétonnage dans notre cas nous n'avons pas de reprise de bétonnage donc on n'ajoute pas les armatures de coutures avec les armatures verticales.

$$\text{Donc } A_{sV} = \text{Max}(A_V; A_{\min}) = 33.20 \text{ cm}^2/\text{face}$$

Le ferrailage adopté:

En zone d'about : **Soit 4HA20** ( $A_s=12,5 \text{ cm}^2$ )

En zone courante : **Soit 7HA20** ( $A_s=21,99 \text{ cm}^2$ )

Donc  $A_s$  adopté :  $A_s=34,54$  /face.

➤ **Espacement**

$$\text{En zone courante : } S_t \leq \min(1.5e; 30) = 30 \text{ cm}$$

$$\text{Soit } S_t = 15 \text{ cm}$$

$$\text{En zone d'about : } S_{ta} = \frac{S_t}{2} = 10 \text{ cm}$$

➤ **Armatures horizontales :**

$$\text{D'après le BAEL91/99 : } A_H = \frac{A_V}{4} = \frac{33.20}{4} = 8,3 \text{ cm}^2$$

$$\text{D'après le RPA : } A_H = 0.15 \% B = 0.0015 \times 20 \times 140 = 4,2 \text{ cm}^2$$

$$A_H = \max\left(\frac{A_V}{4}; 0.15 \% B\right) = 8,3 \text{ cm}^2$$

Soit 17HA10=13.35 cm<sup>2</sup>/nappe avec  $S_h = 20 \text{ cm}$

➤ **Armatures transversales :**

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au minimum par (04) épingles au mètre carré, soit :  $4\phi 8$

➤ **Vérification des contraintes de cisaillement :**

**Selon le RPA99 :**

La contrainte de cisaillement dans le béton est limitée comme suit :

$$\tau_b = \frac{1.4V}{e.d} \leq \bar{\tau}_b = 0.2 \times f_{c28} = 0.2 \times 25 = 5 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = \frac{1.4 \times 17.77 \times 10^{-3}}{0.20 \times 0.9 \times 1.4} = 0.09 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_b = 5 \text{ Mpa}$$

$\tau_b < \bar{\tau}_b$  condition vérifiée

Selon le BAEL :

$$\tau_u = \frac{V_u}{e.d} = \frac{17.77 \times 10^{-3}}{0.20 \times 0.9 \times 1.4} = 0.05 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left( 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right) = 2.5 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u$  condition vérifiée

➤ Vérification à l'ELS :

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15.A_s} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{969.01 \times 10^3}{200 \times 1400 + (15 \times 34.54 \times 10^2)} = 2.92 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$  condition vérifiée

Les résultats de calcul pour tous les voiles sont regroupés dans les tableaux ci-après :

**Tableau V.17.**Ferraillage du voile (L=1,4m)

Sollicitations	N (KN)	M (KN.m)	$\sigma_1$ (KN/m <sup>2</sup> )	$\sigma_2$ (KN/m <sup>2</sup> )	Nature	L <sub>c</sub> (m)	L <sub>T</sub> (m)	F (KN)	Av (cm <sup>2</sup> )
N <sup>min</sup>	-65.04	44.038	-906.33	441.76	SPC	0.45	0.94	41.52	1.62
N <sup>max</sup>	-1327.96	-30.424	-5208.38	-4277.04	SET	/	1.4	1327.95	33.20
M <sup>max</sup>	-125.99	81.643	-1699.6	799.67	SPC	0.44	0.95	75.96	3.14

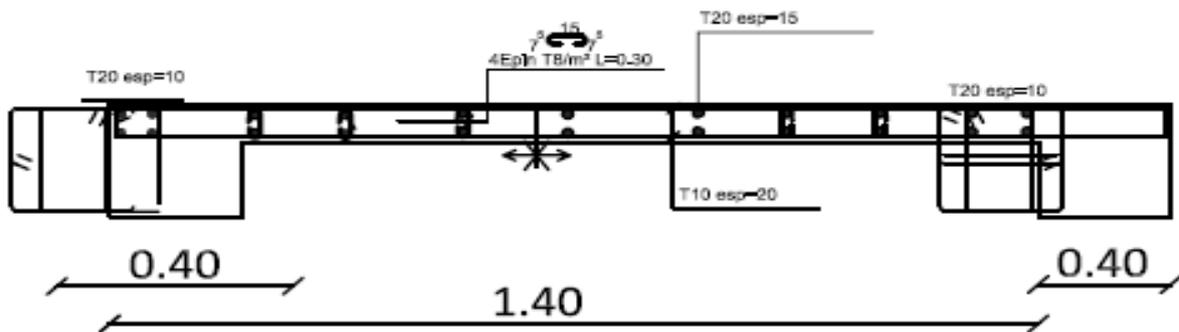
Tableau V.18. : Choix des barres du voile

				Choix des barres / nappe									
Zone	Av (cm <sup>2</sup> )	Avj (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adop</sub> (cm <sup>2</sup> )	Zone courant	St (cm)	Zone D'about	St (cm)	A <sub>H</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>Hadop</sub> (cm <sup>2</sup> )	Choix	S <sub>h</sub> (cm)
1	33.20	0.68	14,7	33.20	34,54	7HA20	15	4HA20	10	8,64	13,35	17HA10	20

**NB :** Il est nécessaire d'adopter un ferrailage symétrique pour tous les voiles, afin d'assurer la sécurité en cas d'inversion éventuelle de l'action sismique.

Tableau V.19. Les vérifications à ELS et de contrainte de cisaillement.

Vérification de contraintes de cisaillement								Vérification à l'ELS			
Voile	V (KN)	$\tau_b$	$\bar{\tau}_b$	OBS	$\tau_u$	$\bar{\tau}_u$	OBS	Ns	$\sigma_{bc}$	$\bar{\sigma}_{bc}$	OBS
Un seul type	45.4	0,25	5	$\tau_b < \bar{\tau}_b$	0,18	2,5	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	969.01	2.92	15	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$



N.B:  
 - Béton:  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$   
 - Acier H.A:  $f_{eE400}$ ,  $f_e = 400 \text{ MPa}$

Figure V.9.Ferraillage du voile.

## Introduction :

Les fondations sont les parties de l'ouvrage qui transmettent au sol les charges de la superstructure. Ils doivent assure deux fonctions essentielles :

- Reprendre les charges et surcharges supportées par la structure.
- Transmettre ces charges et surcharges au sol dans des bonnes conditions, de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage.

On distingue deux types des fondations :

**Fondation superficielles** : elles sont utilisables dans le cas où le bon sol n'est pas situé à une grande profondeur, elles permettent la transmission directe des efforts au sol, cas des semelles isolées, semelles filantes et radiers.

**Fondations profondes** : elles sont utilisées lorsque le bon sol est situé à des profondeurs importantes, la transmission des efforts est assurée par d'autre éléments : cas des semelles sur pieux ou puits.

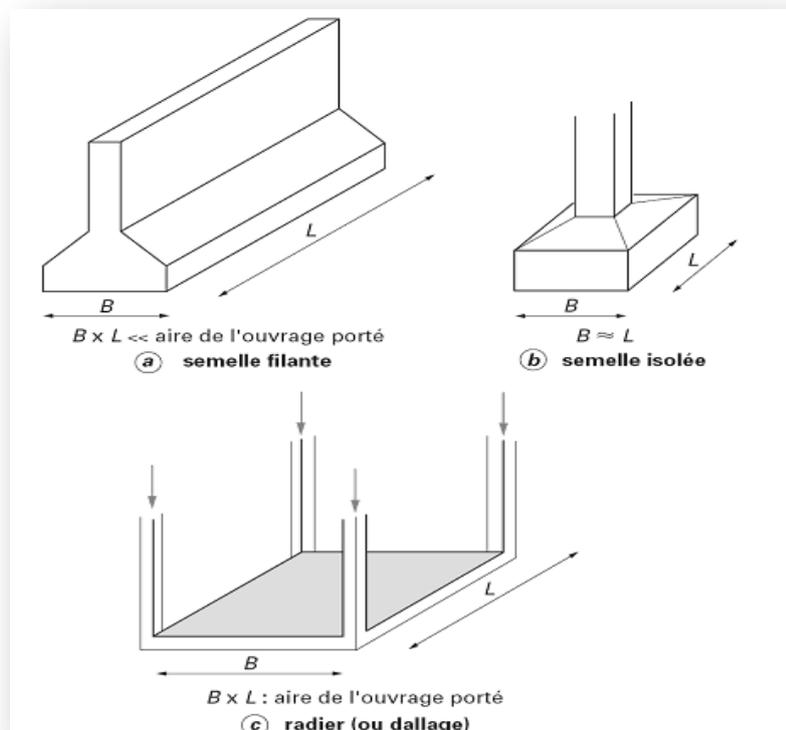


Figure VI.1.Type de fondations superficielles

## VI.1. Etude de sol :

La valeur de la contrainte du sol est donnée par l'expérience, en raison de la connaissance que l'on peut avoir du terrain sur lequel des ouvrages ont déjà été réalisés, soit à partir des résultats de sondages effectués au laboratoire de mécanique des sols. Une étude préalable du sol a donné la valeur de la contrainte admissible du sol  $\bar{\sigma}_{\text{sol}} = 0.17 \text{ MPa}$ .

### VI.1.1. Choix du type de fondation :

Pour le choix du type de fondation à prévoir ; on est amenée à prendre en considération :

- La nature de l'ouvrage à fonder : pont, bâtiment habitation, bâtiment industriel et soutènement.
- La nature du terrain : connaissance du terrain par sondages et définition des caractéristiques.
- Le site : urbain, campagne, bord de mer.
- La mise en œuvre des fondations : terrain sec, présence d'eau.
- Le type d'entreprise : matériel disponible et compétences.

En ce qui concerne notre ouvrage, nous avons le choix entre :

- Semelles isolé ou filantes.
- Radier.

Nous proposons en premier lieu des semelles filantes ou isolées.

La surface des semelles doit être inférieure à 50 % de la surface totale du bâtiment

$$\frac{S_{\text{tot}}}{S_b} < 50\%$$

La surface de la semelle est donnée par :

$$\frac{N}{S_{\text{semelle}}} \leq \bar{\sigma}_{\text{sol}} \Rightarrow S_{\text{semelle}} \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{\text{sol}}}$$

$$N_s = 711.98 \text{ KN} ; \bar{\sigma}_{\text{sol}} = 1.7 \text{ bars} = 170 \text{ KN/m}^2$$

$$\Rightarrow S_1 \geq \frac{711.98}{170} = 4.19 \text{ m}^2$$

$$\Rightarrow S_{\text{tot}} = S_1 \times n_{\text{pot}} = 4.19 \times 24 = 100.51 \text{ m}^2$$

$$\Rightarrow S_{\text{tot}} = 100.51 \text{ m}^2$$

La surface d'emprise du bâtiment est  $S_{\text{bat}} = 191.06 \text{ m}^2$ .

➤ **Verification:**

$$\frac{S_{tot}}{S_b} = \frac{100.51}{191.06} = 0.53 = 53\% > 50\%$$

⇒ La surface des semelles calculée dépasse 50% de la surface d'emprise du bâtiment cela nous conduit à adopter pour un mode de fondation dont la modalité d'exécution du coffrage et du ferrailage est facile à réaliser : c'est le **radier général**.

### **VI.1.2. Etude du radier :**

La solution est en principe adoptée quand la construction peut être fondée à une profondeur généralement faible et quand la répartition de l'ensemble des charges sur la totalité de la surface occupée en plan par la construction, conduit à une pression voisine de celle qui est admissible sur la couche de terrain considérée.

Bien entendu, il faut que cette solution corresponde à des tassements d'amplitude acceptable et qu'elle soit moins onéreuse qu'une solution de fondation profonde par puits ou pieux.

La solution du radier général peut également s'imposer si le terrain est inondable. Le radier doit alors résister à la pression de l'eau.

Il est recommandé de ne réaliser ce type de fondation que sur un sol homogène, la rigidité des radiers n'étant en général pas suffisante pour résister aux tassements différentiels.

On distingue dans la pratique :

- Les radiers nervurés avec poutres de raidissement.
- Les radiers plats sous forme d'une simple dalle armée, de réalisation facile et économique.
- Les radiers épingles, dans le cas de fortes sous pressions avec de charges verticales faibles.

**VI.1.3.1. Pré dimensionnement du radier :**

La surface de radier doit satisfaire la condition suivante :

$$S_{rad} \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$$

$N_{ser}$  : L'effort normal total à l'ELS

$$N_{ser} = 14830.2 \text{ KN}$$

$\sigma_{sol}$  : Contrainte admissible du sol

$$\sigma_{sol} = 1.7 \text{ bars} = 170 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{D'où : } S_{rad} \geq \frac{14830.2}{170} = 87.24 \text{ m}^2$$

$$\text{On a : } S_{bloc} = 191.06 \text{ m}^2$$

La surface de radier est inférieure à la surface de bloc donc on adopte un radier général sur toute la surface de bloc plus un débord de 1m.

**1. L'épaisseur du radier :**

L'épaisseur du radier (h) doit satisfaire les conditions suivantes :

➤ **Condition forfaitaire :**

$$\frac{L_{max}}{8} < h_r < \frac{L_{max}}{5}$$

$L_{max} = 4.80 \text{ m}$  : C'est la plus grande distance .

$$\text{D'où : } 60\text{cm} < h_r < 96\text{cm} \dots \dots \dots (1)$$

➤ **Condition de la raideur :** Pour étudier la raideur de la dalle du radier, on utilise la notion

de la largeur définie par l'expression suivante :

$$L_{max} \leq \frac{\pi}{2} L_e \text{ Avec : } L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{bK}}$$

Avec :

$E = 32164.20\text{MPa}$  (Module de young du béton).

$K$  : Coefficient de raideur du sol pour un sol de densité moyenne =  $40000\text{ KN/m}^3$ .

$b$  : Largeur de la semelle, les calcul sont faite pour une bande de 1 mètre.

$I$  : Inertie de la section transversale du radier.

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

Donc on aura :

$$h_r \geq \sqrt[3]{\frac{48KL_{\max}^4}{E\pi^4}} \Rightarrow h_r \geq 68.82\text{ cm}.....(2)$$

Finalement : d'après (1) et (2) on opte :  **$h_r = 70\text{ cm}$**

La valeur de l'épaisseur du radier à adopter est :

$$h_r = 70\text{cm.}$$

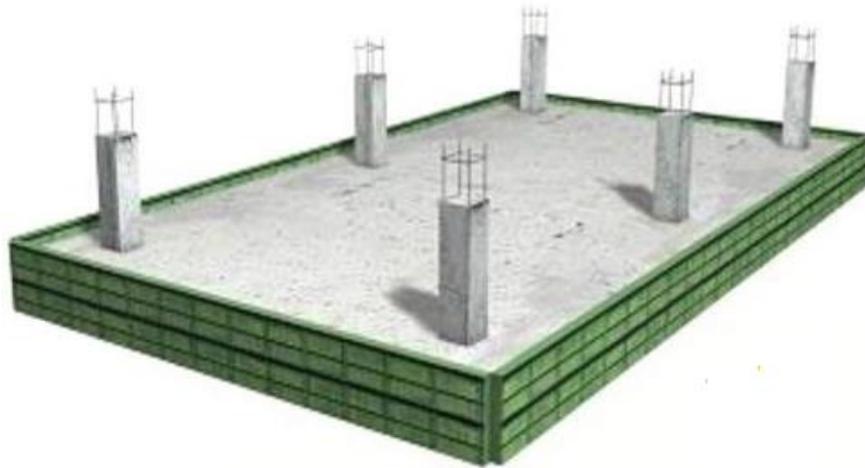


Figure VI.2.Schéma d'un radier général.

➤ **Calcul du débordement (D) :**

$$D \geq \text{Max}\left\{\frac{h}{2}; 30\text{cm}\right\} = \text{Max}\{35; 30\text{cm}\}$$

On prend :  **$D = 50\text{ cm}$** .

On a :  $P_{(\text{périmètre})} = 63.64\text{ m}$

Donc :  $S_{\text{débor}} = 30.82 \text{ m}^2$

➤ **Calcul de la surface du radier :**

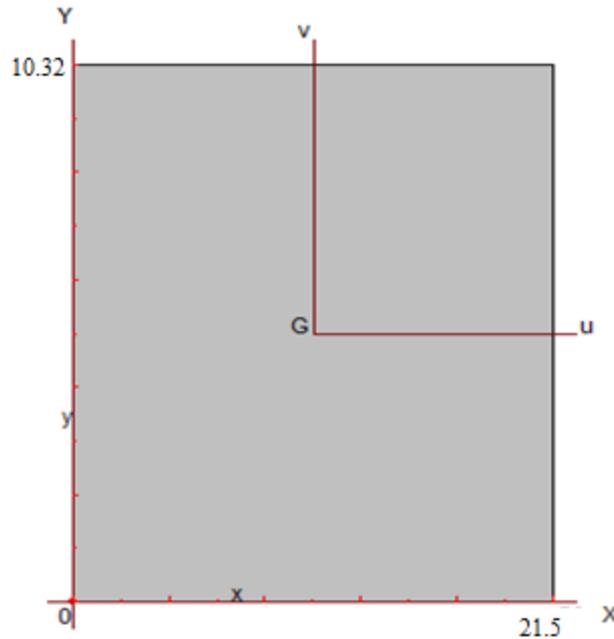


Figure VI.3.Schéma de radier.

$$S_{\text{radier}} = S_{\text{débor}} + S_{\text{bloc}}$$

$$S_{\text{radier}} = 30.82 + 191.06$$

$$S_{\text{radier}} = \mathbf{221.88 \text{ m}^2}$$

### VI.1.3.2.Calcul des sollicitations :

$$G_{\text{Superstructure}} = 12766.12 \text{ KN}$$

$$Q_{\text{Superstructure}} = 2064.08 \text{ KN}$$

$$G_{\text{radier}} = 25 \times 0.7 \times 221.88 = 3882.9 \text{ KN}$$

$$Q_{\text{radier}} = 2.5 \times S_{\text{bloc}} = 2.5 \times 20.5 \times 9.32 = 477.65 \text{ KN}$$

#### Les combinaisons de calcul :

$$G_{\text{tot}} = \mathbf{16649.02 \text{ KN}}$$

$$Q_{\text{tot}} = \mathbf{2541.73 \text{ KN}}$$

$$N_u = 1.35G + 1.5Q = 26288.772 \text{ KN}$$

$$N_{ser} = G + Q = 19190.75 \text{ KN}$$

**VI.1.3.3. Vérification de la surface de radier :**

$$\text{A l'ELU : } S_{radier} = 221.88 \text{ m}^2 > \frac{N_u}{1.33\sigma_{sol}} = 116.27 \text{ m}^2$$

$$\text{A l'ELS : } S_{radier} = 221.88 \text{ m}^2 > \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}} = 112.887 \text{ m}^2$$

**VI.1.3.4. Condition de cisaillement :**

L'épaisseur du radier sera déterminée en fonction de la contrainte de cisaillement du radier, d'après le règlement CBA93 (Art A.5.1) :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \leq 0.06f_{cj} / \gamma_b \dots\dots\dots (\text{CBA93 Art 5.1.1 page 38})$$

$V_u$  : Valeur de calcul de l'effort tranchant vis-à-vis l'ELU.

$b$  : Désigne la largeur.

**G totale = 16649.02KN ; Q totale = 2541.73 KN**

$L_x = 3.05 \text{ m.}$

$L_y = 4.80 \text{ m.}$

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau_u = \frac{V_u}{bd} \\ V_{ux} = \frac{P}{2L_y + L_x} ; V_{uy} = \frac{P}{3L_y} \end{array} \right.$$

$$G = \frac{Gt}{S_{rad}} = \frac{16649.02}{221.88} = 75.04 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = \frac{Qt}{S_{rad}} = \frac{2541.73}{221.88} = 11.46 \text{ KN/m}^2$$

$$N_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$N_u = 1.35 (75.04) + 1.5 (11.46)$$

$$N_u = 118.494 \text{ KN/m}^2$$

$$P = N_u \times l_x \times l_y$$

$$P = 118.494 \times 4.80 \times 3.05$$

$$P = 1734.75 \text{ KN}$$

$$V_{ux} = \frac{1734.75}{12.65} = 137.134 \text{ KN/m} ; \quad V_{uy} = \frac{1734.75}{14.4} = 120.47 \text{ KN/m}$$

Donc :

$$\tau_u = \frac{V_{ux}}{b \times 0.9h} \leq \frac{0.06f_{cj}}{\gamma_b} \Rightarrow h_1 \geq \frac{V_{ux} \times \gamma_b}{0.06f_{cj} \times b \times 0.9}$$

$$\Rightarrow h_1 \geq \frac{137.134 \times 1.5}{0.06 \times 25 \times 10^3 \times 1 \times 0.9} \Rightarrow h_1 \geq 15.24 \text{ cm}$$

$$\tau_u = \frac{V_{uy}}{b \times 0.9h} \leq \frac{0.06f_{cj}}{\gamma_b} \Rightarrow h_2 \geq \frac{V_{uy} \times \gamma_b}{0.06f_{cj} \times b \times 0.9}$$

$$\Rightarrow h_2 \geq \frac{120.47 \times 1.5}{0.06 \times 25 \times 10^3 \times 1 \times 0.9} \Rightarrow h_2 \geq 13.39 \text{ cm}$$

**VI.1.3.5. Vérification de l'épaisseur du radier vis-à-vis du poinçonnement :**

Le poinçonnement se fait par expulsion d'un bloc de béton de forme tronconique à 45°, la vérification se fait par la formule suivante :

$$N_u \leq \frac{0.045 \times \mu_c \times h_r \times f_{c28}}{\gamma_b} \dots \dots \dots (\text{Art A5.2.4. du CBA93})$$

$\mu_c$  : Périmètre du contour

**Sous voiles:**

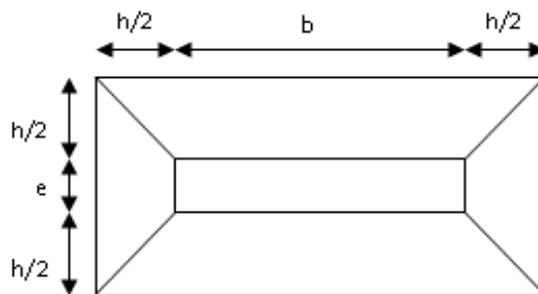


Figure VI.4. Schéma de transmission des charges.

$N_{u,voil} = 1327.96 \text{ KN}$  : Effort normal ultime de voile le plus sollicité

$$\mu_c = 2(e + L + 2h) = 2(0.15 + 1.4 + 2h) = (3.1 + 4h) \text{ m}$$

$$N_u \leq \frac{0.045 \times (3.1 + 4h) \times h \times 25}{1.5}$$

$$N_u \leq 0.75(3.1 + 4h)h$$

On obtient :  $3h^2 + 2.33h - 1327.96 = 0$

D'où :  $h \geq 21.43$  cm.

**Sous Poteaux:**

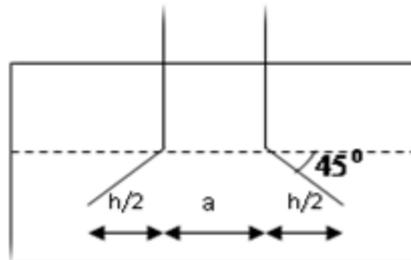


Figure VI.5.Schéma de transmission des charges.

$N_{u,pot} = 978.71$  KN : Effort normal ultime de poteau le plus sollicité

$\mu_c = 4(a + h) = 4(0.4 + h) = (1.6 + 4h)$  m

$$N_u \leq \frac{0.045 \times (1.6 + 4h) \times h \times 25}{1.5}$$

$$N_u \leq 0.75(1.6 + 4h)h$$

On obtient :  $3h^2 + 1.2h - 978.71 = 0$

D'où :  $h \geq 18.26$  cm

➤ **Conclusion :**

Pour satisfaire toutes les conditions précédentes on prend comme hauteur de radier : **h=70cm**

**VI.1.3.6. Caractéristique géométrique du radier :**

Les coordonnées du centre de gravité du radier seront calculées comme suit :

$$X_G = \frac{\sum S_i X_i}{\sum S_i} \text{ et } Y_G = \frac{\sum S_i Y_i}{\sum S_i}$$

Avec :

$S_i$  : Aire de panneau considéré

$(X_i; Y_i)$  : Centre de gravité du panneau considéré

Donc les coordonnées de centre de gravité du radier sont :

$$X_G = 10.25 \text{ m}$$

$$Y_G = 4.66 \text{ m}$$

D'autre part on a les coordonnées de centre d'application des résultantes des charges de la superstructure sont :

$$X_{sup} = 9.83 \text{ m}$$

$$Y_{sup} = 4.845 \text{ m}$$

Calcul de l'excentricité entre le centre d'application des résultantes des efforts de la superstructure et le centre de masse de radier :

$$e_x = |10.25 - 9.83| = 0.42 \text{ m}$$

$$e_y = |4.66 - 4.845| = 0.185 \text{ m}$$

✓ **Moment d'inertie :**

$$I_{xx} = \frac{L_x L_y^3}{12} = 1382.99 \text{ m}^4$$

$$I_{yy} = \frac{L_y L_x^3}{12} = 6691.08 \text{ m}^4$$

**VI.1.3.7. Evaluation et vérification des contraintes sous le radier :**

1. Sous l'effet des charges horizontales (forces sismiques), il y a développement d'un moment renversant, ce dernier engendre des contraintes de compression et de traction sous le radier, leurs contraintes moyennes doivent être inférieures à la contrainte admissible.

La valeur de la contrainte moyenne est donnée par la formule suivante :

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} < 1.5\sigma_{adm}$$

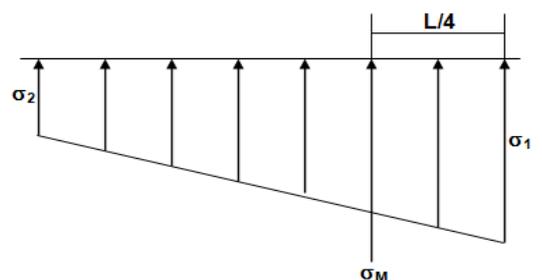
Avec :

$$\sigma_{1;2} = \frac{N}{B} \pm \frac{MV}{I}$$

N : Effort normal appliqué à la surface de radier.

M : Moment fléchissant appliqué à la surface de radier.

B : Surface totale du radier,



V : Distance entre le centre de gravité du radier et l'extrémité de la structure.

I : Moment d'inertie du radier.

A cet effet les extrémités du radier doivent être vérifiées :

- Aux contraintes de traction (soulèvement) avec la combinaison  $0.8G \pm E$ .
- Aux contraintes de compression (tassement) avec la combinaison  $G + Q + E$ .

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.1.Vérification des contraintes sous le radier.

	<b>0.8G + E</b>		<b>0.8G - E</b>		<b>G + Q + E</b>	
	<b>Sens XX</b>	<b>Sens YY</b>	<b>Sens XX</b>	<b>Sens YY</b>	<b>Sens XX</b>	<b>Sens YY</b>
<b>N (KN)</b>	10212.9	10212.9	10212.9	10212.9	14830.2	14830.2
<b>M (KN.m)</b>	22992.604	21940.808	21252.887	21339.386	23576.457	22170.394
<b>V (m)</b>	10.25	4.66	10.25	4.66	10.25	4.66
<b>I (m<sup>4</sup>)</b>	1382.99	6691.08	1382.99	6691.08	1382.99	6691.08
<b>S (m<sup>2</sup>)</b>	221.88	221.88	221.88	221.88	221.88	221.88
<b><math>\sigma_{moy}</math> (MPa)</b>	0.131	0.053		0.053	0.154	
<b><math>\sigma_{adm}</math> (MPa)</b>	0.255	0.255	0.255	0.255	0.255	0.255
<b>La condition</b>	<b>Vérifié</b>	<b>Vérifié</b>	<b>Vérifié</b>	<b>Vérifié</b>	<b>Vérifié</b>	<b>Vérifié</b>

2. Les contraintes transmises au sol par le radier devront être compatibles avec le risque de rupture du sol situé sous le radier.

La résultante des charges verticales ne coïncide pas avec le centre de gravité de l'aire du radier, donc les réactions du sol ne sont pas uniformément réparties, leurs diagramme est triangulaire ou trapézoïdale.

Le radier est sollicité par les efforts suivants :

N : Effort normal du au charges verticales

M : Moment d'excentricité dus aux charges verticales ( $M=Nxe$ )

Tableau VI.2.Vérification des contraintes sous le radier.

2	ELU		ELS	
	Sens XX	Sens YY	Sens XX	Sens YY
<b>N (KN)</b>	26288.772	19190.75	26288.772	19190.75
<b>M (KN.m)</b>	11041.28	3550.29	11041.28	3550.29
<b>V (m)</b>	10.25	4.66	10.25	4.66
<b>I (m<sup>4</sup>)</b>	1382.99	6691.08	1382.99	6691.08
<b>S (m<sup>2</sup>)</b>	221.88	221.88	221.88	221.88
<b><math>\sigma_1</math> (MPa)</b>	0.200	0.122	0.150	0.088
<b><math>\sigma_2</math> (MPa)</b>	0.036	0.115	0.0022	0.0084
<b><math>\sigma_{\text{moy}}</math> (MPa)</b>	0.159	0.120	0.118	0.0087
<b><math>\sigma_{\text{adm}}</math> (MPa)</b>	0.2261	0.2261	0.17	0.17
<b>La condition</b>	<b>Vérifié</b>	<b>Vérifié</b>	<b>Vérifié</b>	<b>Vérifié</b>

### VI.1.3.8. Vérification de la stabilité au renversement du radier :

Il est important d'assurer la stabilité au renversement de cet ouvrage qui est dû aux efforts horizontaux

Le rapport  $\frac{M_s}{M_r}$  doit être supérieur au coefficient de sécurité :

$$\frac{M_s}{M_r} > 1.5$$

$M_s$  : Moment stabilisateur sous l'effet du poids propre

$M_r$  : Le moment de renversement à la base du radier est donné par la formule

suivante :

$$M_r = M_0 + V \times h$$

Avec :

$M_0$  : Moment sismique à la base de la structure calculer dans le chapitre IV

$V$  : L'effort tranchant à la base de la structure

$h$  : Epaisseur du radier  $h_r = 70$  cm

$$M_{\text{Sta},x} = W \times b_x = 16494.45 \times 10.48 = 172861.84 \text{ KN.m}$$

$$M_{\text{Sta},y} = W \times b_y = 16494.45 \times 3.78 = 62349.021 \text{ KN.m}$$

Et :

$$M_{\text{Ren},x} = 22007.628 + 1577.03 \times 0.7 = 23111.549 \text{ KN.m}$$

$$M_{\text{Ren},y} = 21429.020 + 1535.57 \times 0.7 = 22503.919 \text{ KN.m}$$

Donc :

$$\frac{M_{\text{Sta},x}}{M_{\text{Ren},x}} = 7.48 > 1.5$$

$$\frac{M_{\text{Sta},y}}{M_{\text{Ren},y}} = 2.77 > 1.5$$

**Conclusion** : le rapport du moment de stabilité et du moment de renversement est supérieure à 1.5 donc notre structure est stable vis-à-vis au renversement dans les deux sens.

### VI.1.3.9. Vérification sous l'effet de la pression hydrostatique :

La vérification du radier sous l'effet de la pression hydrostatique est nécessaire afin de s'assurer le non-soulèvement du bâtiment sous l'effet de cette dernière. Elle se fait en vérifiant que :

$$W \geq F_s \gamma Z S$$

Avec :

W : Poids total du bâtiment à la base du radier.

$$W = W_{\text{bat}} + W_{\text{radier}} = 16494.45 \text{ KN}$$

$F_s$  : Coefficient de sécurité vis – à – vis du Soulèvement ( $F_s = 1.5$ )

$\gamma$  : Poids volumique de l'eau ( $\gamma = 10 \text{ KN/m}^3$ )

Z : Profondeur de l'infrastructure ( $h = -0.7 \text{ m}$ )

S : Surface de radier ( $S_{\text{radier}} = 221.88 \text{ m}^2$ )

D'où :  $W = 16494.45 > 1.5 \times 10 \times 0.7 \times 221.88 = 2329.74 \text{ KN} \Rightarrow$  Condition vérifiée

### VI.1.3.10. Vérification de la stabilité au renversement du radier selon l'RPA :

D'après le RPA le radier est stable si :

$$e = \frac{M}{N} < \frac{L}{4}$$

Avec :

e : L'excentricité de la résultante des charges verticales.

M : Moment globale de la structure.

N : Effort normal globale de la structure.

Tableau VI.3. Vérification de la stabilité au renversement du radier.

	0.8G+E		0.8G-E		G+Q+E	
	Sens XX	Sens YY	Sens XX	Sens YY	Sens XX	Sens YY
<b>N (KN)</b>	10212.9	10212.9	10212.9	10212.9	14830.2	14830.2
<b>M (KN.m)</b>	22992.604	21940.808	21252.887	21339.386	23576.457	22170.394
<b>e (m)</b>	2.25	2.15	2.08	2.09	1.59	1.49
<b>L/4 (m)</b>	5.13	2.33	5.13	2.33	5.13	2.33
<b>La condition</b>	<b>Vérifié</b>	<b>Vérifié</b>	<b>Vérifié</b>	<b>Vérifié</b>	<b>Vérifié</b>	<b>Vérifié</b>

### VI.1.4. Ferrailage du radier :

Le radier c'est un élément plaque sur sol élastique donc il fonctionne comme un plancher renversé chargé par la réaction du sol, d'où le ferrailage se fait pour les nervures et les dalle du radier à la flexion simple à partir des sollicitations les plus défavorables.

#### VI.1.4.1. Ferrailage des panneaux du radier :

Le ferrailage de la dalle du radier se fait à la flexion simple en travée et en appuis avec les sollicitations les plus défavorables,

##### ➤ Calcul des sollicitations :

Pour le calcul des sollicitations dans les panneaux dalle il faut voir en début si le panneau porte dans un seul sens ou dans les deux sens :

Si  $\alpha < 0.4$  le panneau porte dans un seul sens

Si  $0.4 < \alpha < 1$  le panneau porte dans les deux sens

$L_x$  : Le petite portée de panneau

$L_y$  : La grande portée de panneau

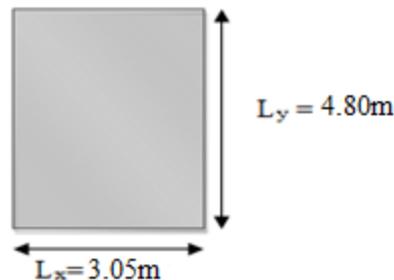


Figure VI.6. Le panneau le plus sollicité.

Pour faire les calculs on prend le panneau le plus défavorable :

$$L_x = 3.05 \text{ m}$$

$$L_y = 4.80 \text{ m}$$

$$\text{Donc : } \alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3.05}{4.80} = 0.64 \text{ donc le panneau porte dans les deux sens}$$

Les moments au centre de la dalle, pour une largeur unitaire, sont définis comme suit :

$$M_x = \mu_x q L_x^2$$

$$M_y = \mu_y M_x$$

Notre panneau est de rive donc il est encasté aux niveaux des appuis, d'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis.

✓ Dans le sens de la petite portée :

$$\text{En travée : } M_{tx} = 0.85M_x$$

$$\text{En appuis : } M_{ax} = -0.3M_x$$

✓ Dans le sens de la grande portée :

$$\text{En travée : } M_{ty} = 0.85M_y$$

$$\text{En appuis : } M_{ay} = -0.3M_x$$

✓ **Evaluation des Charges et Surcharges :**

$$q_u = \frac{N_u}{S_{\text{radier}}} = \frac{26288.772}{221.88} = 118.48 \text{ KN/m}^2$$

$$q_{\text{ser}} = \frac{N_{\text{ser}}}{S_{\text{radier}}} = \frac{19190.75}{221.88} = 86.49 \text{ KN/m}^2$$

**Donc à l'ELU :**

$$M_x = \mu_x q L_x^2 = 0.0765 \times 118.48 \times 3.05^2 = 84.32 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 0.3472 \times 84.32 = 29.27 \text{ KN.m}$$

**A l'ELS :**

$$M_x = \mu_x q L_x^2 = 0.0819 \times 86.49 \times 3.05^2 = 65.89 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 0.5117 \times 65.89 = 33.72 \text{ KN.m}$$

Donc les moments en travée et en appuis sont :

**A l'ELU :**

✓ Dans le sens de la petite portée :

$$\text{En travée : } M_{tx} = 0.85 M_x = 71.679 \text{ KN.m}$$

$$\text{En appuis : } M_{ax} = -0.3 M_x = -25.296 \text{ KN.m}$$

✓ Dans le sens de la grande portée :

$$\text{En travée : } M_{ty} = 0.85 M_y = 24.879 \text{ KN.m}$$

$$\text{En appuis : } M_{ay} = -0.3 M_x = -25.296 \text{ KN.m}$$

**A l'ELS :**

✓ Dans le sens de la petite portée :

$$\text{En travée : } M_{tx} = 0.85 M_x = 56.0065 \text{ KN.m}$$

$$\text{En appuis : } M_{ax} = -0.3 M_x = -19.767 \text{ KN.m}$$

✓ Dans le sens de la grande portée :

$$\text{En travée : } M_{ty} = 0.85 M_y = 28.662 \text{ KN.m}$$

$$\text{En appuis : } M_{ay} = -0.3 M_x = -19.767 \text{ KN.m}$$

Tableau VI.4. Récapitulatif des moments de la dalle de radier.

	Petite portée		Grande portée	
	$M_{tx}$ (KN.m)	$M_{ax}$ (KN.m)	$M_{ty}$ (KN.m)	$M_{ay}$ (KN.m)
<b>ELU</b>	71.679	25.296	24.879	25.296
<b>ELS</b>	56.0065	19.767	28.662	19.767

Le calcul du ferrailage se fait en flexion simple pour 1 mètre linéaire dans les deux sens avec:

$$b = 100 \text{ cm}, h = 70 \text{ cm}, d = 0.9h = 63 \text{ cm}.$$

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau VI.5. Récapitulatif de calcul des armatures des panneaux de radier (ELU).

Position		$M_u$	$\mu_u$	$B_u$	$A_s$	$A_{min}$	Choix	$A_s$ adopté	$E_p$ (cm)
<b>Sens XX</b>	<b>Travée</b>	71.679	0.013	0.99	3.30	7.61	<b>7T12</b>	7.92	15
	<b>Appuis</b>	25.296	0.0045	0.99	1.17	7.61	<b>7T12</b>	7.92	15
<b>Sens YY</b>	<b>Travée</b>	24.879	0.0044	0.99	1.15	7.61	<b>7T12</b>	7.92	15
	<b>Appuis</b>	25.296	0.0045	0.99	1.17	7.61	<b>7T12</b>	7.92	15

Tableau VI.6.Récapitulatif de calcul des armatures des panneaux de radier (ELS).

Position		$M_s$	$\mu_u$	$B_u$	$A_s$	Choix	$A_s$ adopté	Ep (cm)
Sens XX	Travée	56.0065	0.0099	0.99	2.58	<b>7T12</b>	7.92	15
	Appuis	19.767	0.0035	0.99	0.91	<b>7T12</b>	7.92	15
Sens YY	Travée	28.662	0.00509	0.99	1.32	<b>7T12</b>	7.92	15
	Appuis	19.767	0.0035	0.99	0.91	<b>7T12</b>	7.92	15

**NB :**

La section minimale pour les dalles dans le sens X-X est :

$$A_{\min} \geq \rho_0 bh \frac{\left(3 - \frac{L_x}{L_y}\right)}{2} \longrightarrow A_{\min} \geq 0.0008 \times 100 \times 70 \times \frac{\left(3 - \frac{305}{480}\right)}{2} \longrightarrow A_{\min} \geq 6.62 \text{ cm}^2$$

Et dans le sens Y-Y est :

$$A_{\min} \geq \rho_0 bh \longrightarrow A_{\min} \geq 0.0008 \times 100 \times 70 \longrightarrow A_{\min} \geq 5.6 \text{ cm}^2$$

Avec  $\rho_0 = 0.0008$  pour  $f_e E400$

✓ **Vérification à l'ELS :**

Il faut faire la vérification des contraintes suivantes :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} y}{I} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = n \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa} \quad \text{Fissuration préjudiciable.}$$

Tableau VI.7.Récapitulatif de vérification des panneaux de radier.

	Sens	$M_{ser}$ (KN. m)	y(cm)	$I$ (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{st}$	OBS
Appuis	X-X	56.0065	11.11	365588.58	1.70	119.24	CV
	Y-Y	19.767	11.11	365588.58	0.6	42.08	CV
Travée	X-X	28.662	11.11	365588.58	0.87	61.02	CV
	Y-Y	19.767	11.11	365588.58	0.6	42.08	CV

VI.1.4.1.1. Schéma de ferrailage de la dalle du radier :

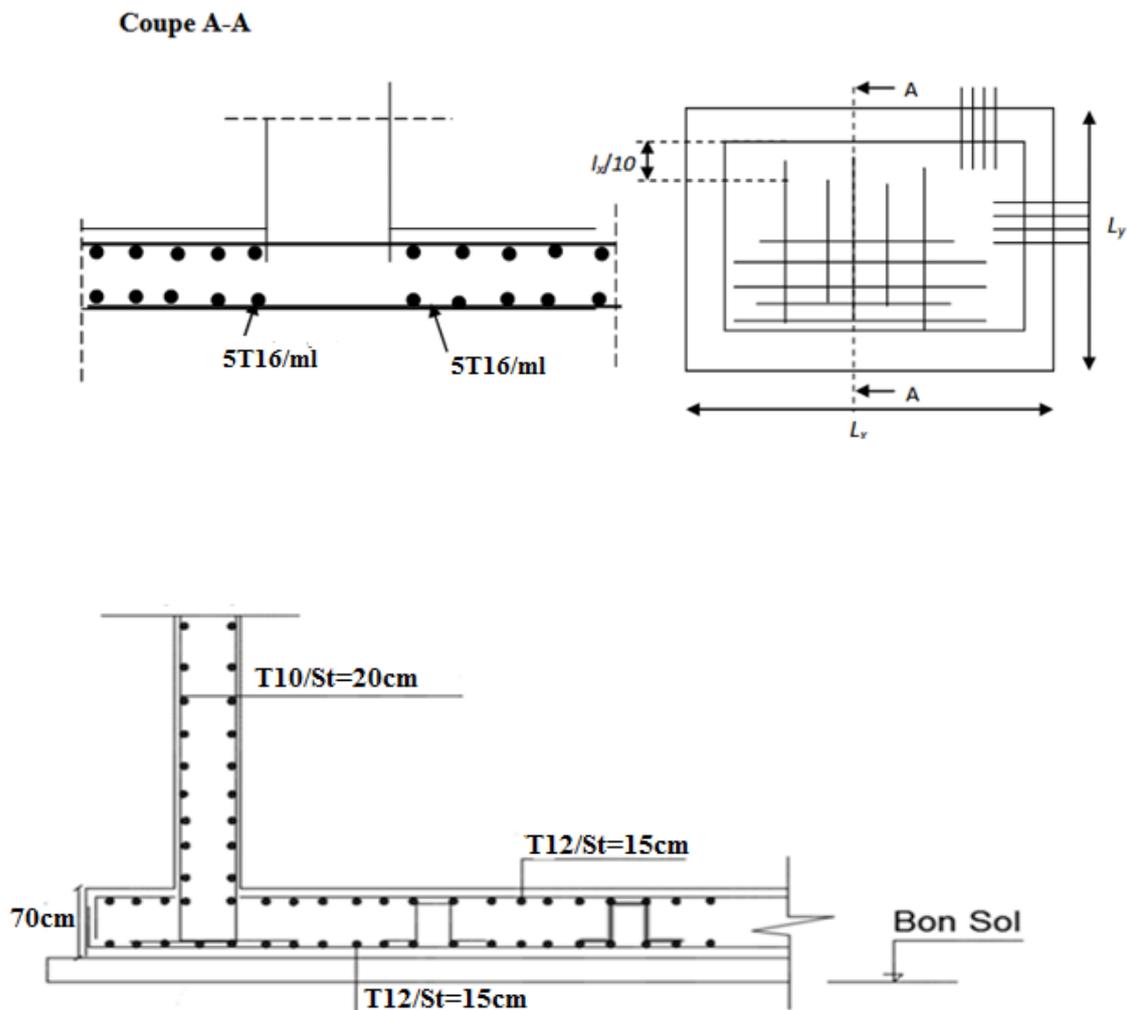


Figure VI.7.Schéma de ferrailage du radier.

**VI.1.5. Ferrailage des débords :**

Le débord du radier est assimilé à une console de largeur  $L = 1$  m, le calcul de ferrailage sera pour une bande de largeur égale à un mètre.

$h_D = 0.50$  m,  $b=1$ m,  $d = 0.9h = 0.45$  m

Le ferrailage sera fait en flexion simple et en fissuration préjudiciable.

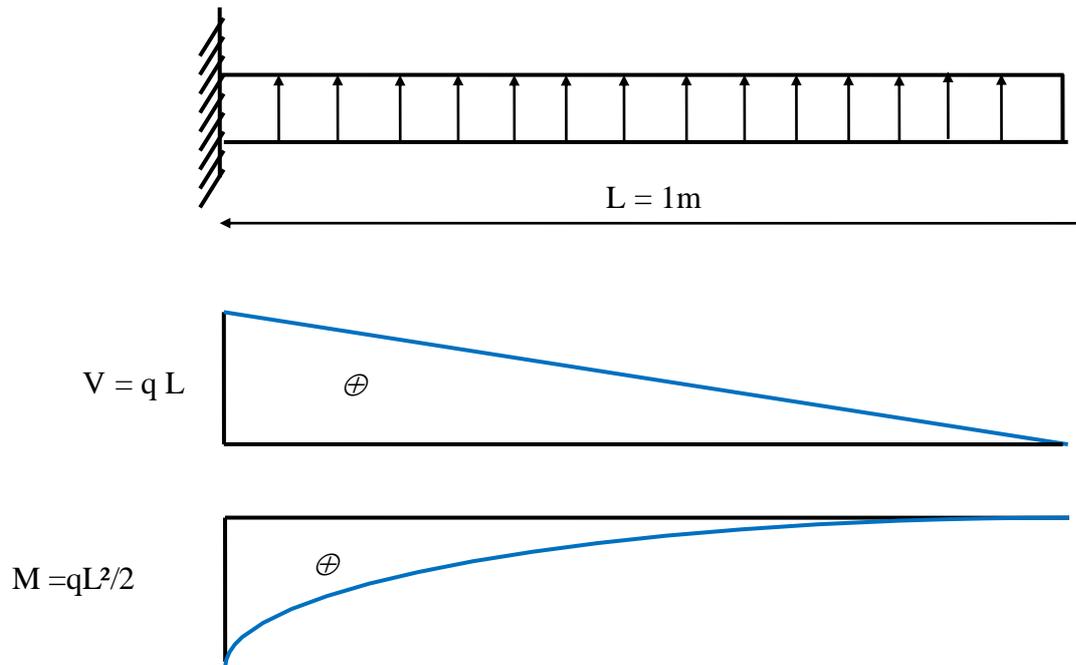


Figure VI.8.Schéma statique de débord de radier.

➤ **L'ELU** :

$$M_{\max} = \frac{q_u}{2} L^2 = \frac{118.48 \times 0.5^2}{2} = 14.81 \text{ KN.m}$$

Tableau VI.8.Calcul des armatures de débord du radier à L'ELU

$M_u$ (KN.m)	$\mu_{bc}$	$\beta$	$A_u$ (cm <sup>2</sup> )
14.81	0.00232	0.1	9.45

➤ **L'ELS :**

$$M_{\max} = \frac{q_s}{2} L^2 = 10.81 \text{ KN.m}$$

Tableau VI.9.Calcul des armatures de débord de radier à L'ELS

$M_{\text{ser}}$ (KN.m)	$\mu_{bc}$	$\beta$	$A_{\text{ser}}$ (cm <sup>2</sup> )
10.81	0.00376	0.1	6.90

D'où :  $A_s = \text{Max} (A_{\min} ; A_u ; A_{\text{ser}}) = 6.90 \text{ cm}^2$

Donc on choisit : **7T14= 10.78 cm<sup>2</sup>**.

**NB :** Le ferrailage du débord sera fait par prolongement des armatures adoptées pour les panneaux.

➤ **Vérification au cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min} \left\{ 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\}$$

$$V_u = q_u l = 59.24 \text{ KN}$$

$$\tau_u = 0.94 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2.50 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

⇒ Le cisaillement est vérifié, les armatures d'effort tranchant ne sont pas nécessaires.

Le débord est coulé sans reprise du bétonnage donc l'armature transversale n'est pas nécessaire.

# Conclusion Générale

Ce projet de fin d'étude, nous a permis de mettre en pratique toutes nos connaissances acquises durant notre cycle de formation d'ingénieur, d'approfondir nos connaissances en se basant sur les documents techniques et réglementaires, de mettre en application les méthodes de calcul récentes, et de mettre en évidence les principes de base qui doivent être prises dans la conception des structures des bâtiments.

Dans cette optique, on a dimensionné et vérifié les éléments résistants principaux et secondaires de la superstructure et de l'infrastructure en mettant en pratique nos connaissances théoriques acquises durant notre formation universitaire.

D'après l'étude effectuée dans le cadre de ce projet de fin d'étude, il convient de souligner que pour une bonne conception parasismique, il est très important que l'ingénieur civil et l'architecte travaillent en étroite collaboration dès le début de projet afin de prendre en charge toutes les contraintes induites par la structure adoptée par rapport à l'architecture proposée et arriver à une sécurité maximale de l'ouvrage sans surcoût important.

Enfin, l'objectif principal de l'ingénieur concepteur est de réduire le risque sismique à un niveau minimal et de faciliter l'exécution de l'ouvrage en adoptant une conception optimale qui satisfait les exigences architecturale et les exigences sécuritaires.



# Bibliographies



## Les Règlements :

- 📖 RPA99/2003: Règlement parasismique algérienne.
- 📖 CBA93: Règles de conception et de calcul des structures en béton armé.
- 📖 BAEL91/99: Béton armé aux états limites.
- 📖 Béton armé (BAEL91/modifier99).
- 📖 DTR B.C.2.2: Document technique réglementaire (charges et surcharges).

## Les livres :

- 📖 Belazougui. M, Calcul Des Ouvrages En Béton Armé, office des publications universitaires, Alger 2004.
- 📖 Henry.Thonier, Conception Et Calcul Des Structures De Batiment (Tome 1 ),Editions Press De l'école Nationale Des Ponts Et Chaussées,PARIS 1992.
- 📖 ALAIN CAPRA, Calcul Dynamique Des Structures En Zones Sismiques.

## Les mémoires de fin d'étude :

- 📖 Etude d'un bâtiment R+16+Sous/Sol à usage d'habitation et commercial, Boumerdes 2005.
- 📖 Conception et étude d'un bâtiment R+8+Sous/Sol contreventé par des voiles porteurs,Media 2009
- 📖 Les mémoires de l'année passée,Bouira 2016 , 2017 et 2018