

*République Algérienne Démocratique et Populaire*  
*Ministère de l'Enseignement Supérieur*  
*Et de la Recherche Scientifique*  
*Université Abderrahmane MIRA- Bejaia*  
*Faculté de la technologie*  
*Département de Génie Civil*

# Mémoire de fin d'études

## Mémoire de fin d'études

*En Vue d'Obtention du Diplôme Master en génie civil*  
*Option : structure.*

**Thème :**

**Etude d'un bâtiment (R+9) à usage d'habitation  
contreventé par un système mixte  
(Voiles – Portiques)**

**Présenté par :**

**CHIBOUB Saha**

**MOUSSOUNI Zakia**

**Encadreur :**

**M.LAICHAOUI**

**Jury :**

<b>M.RAMDANI</b>	<b>Président</b>
<b>M.LAICHAOUI</b>	<b>Encadreur</b>
<b>M.LABIOD</b>	<b>Examineur</b>

**Promotion 2018-2019**

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

## *Dédicaces*

*je dédie ce modeste travail :*

*A mes chers parents qui m'ont soutenu et encouragés tout au long de ma scolarité.*

*A mes frères Nadir , Tarek ,Mouloud*

*A ma sœur Zahoua et a mes neveux*

*A mon époux et à ma belle famille*

*A tous mes amies et a ma collègue Zakia*

*Ainsi qu'à tous ceux qui m'ont aidé de près ou de loin durant mes études.*

**Sahra**

## *Dédicaces*

*je dédie ce modeste travail :*

*A mes chers parents qui m'ont soutenu et encouragés tout au long de ma scolarité.*

*A mes sœurs Syham , Rafika , Khira et Sonia  
Ainsi qu'à leurs maris*

*A mes neveux*

*A mon époux et à ma belle famille*

*A tous mes amies et a ma collègue Sahra*

*Ainsi qu'à tous ceux qui m'ont aidé de près ou de loin durant mes études.*

**Zakia**

## *Remerciements*

*Nos vifs remerciements vont d'emblée à Dieu tout puissant qui nous a doté d'une grande volonté et d'un savoir adéquat pour mener à bien ce modeste travail.*

*Nos remerciements sont adressés également à nos chers parents pour tous les sacrifices consentis à notre égard et leur énorme soutien.*

*A tous nos proches amis*

*A notre encadreur, en l'occurrence Mr LAICHAOUI qui nous a inculqué une grande confiance et nous a orienté dans le bon sens quant à l'élaboration de ce projet.*

*Aux membres de la commission qui jugeront notre travail.*

*A tous nos enseignants et membres du département de génie civil de l'université de BEJAIA.*

# SOMMAIRE

## TABLE DES MATIERES

### INTRODUCTION GENERALE

#### Chapitre I : Généralité

1. PRESENTATION DE L'OUVRAGE .....	02
2. REGLEMENTS ET NORMES UTILISEES .....	03
3. HYPOTHESES DE CALCUL .....	03
4. LES ETATS LIMITES .....	04
5. LES MATERIAUX .....	04
6. ACTIONS ET SOLLICITATIONS .....	08

#### Chapitre II : Pré dimensionnement et calcul des éléments secondaires

1. INTRODUCTION .....	10
2. PRE DIMENSIONNEMENT .....	10
2.1. LES PLANCHERS .....	10
2.2. LES POUTRES .....	13
2.3. LES VOILES .....	14
2.4. L'ACROTERE .....	14
2.5. LES ESCALIERS .....	14
2.6. EVALUATION DES CHARGES ET DES SURCHARGES .....	16
2.7. PRE DIMENSIONNEMENT DES POTEAUX .....	19
2.8. CONCLUSION .....	28
3. CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES .....	29
3.1. ETUDE DES POUTRELLES .....	29
3.2. ETUDE DES DALLES PLEINES .....	46
3.3. ETUDE DE L'ESCALIER .....	56
3.5. ETUDE DE LA POUTRE PALIERE .....	63
3.6. ETUDE DE L'ACROTERE .....	67
3.7. ETUDE DE LA POUTRE DE CHAINAGE .....	72

#### Chapitre III : Etude dynamique

1. INTRODUCTION .....	77
2. METHODE DE CACUL .....	77
3. CALCUL DE LA FORCE SISMIQUE TOTALE .....	77
4. LA METHODE D'ANALYSE MODALE SPECTRALE .....	79
5. CONCLUSION .....	88

## **Chapitre IV : Calcul des éléments principaux**

1. INTRODUCTION .....	89
2. ETUDE DES POTEAUX .....	89
3. ETUDE DES POUTRES.....	97
4. VERIFICATION DES ZONES NODALES .....	104
5. LES VOILES .....	105
6. CONCLUSION.....	111

## **Chapitre V : Etude des fondations**

1. INTRODUCTION .....	112
2. CHOIX DU TYPE DE FONDATION.....	112
2.1 VERIFICATION DES SEMELLES ISOLEES.....	112
2.2 VERIFICATION DES SEMELLES FILLANTES.....	113
2.3. VERIFICATION DU RADIER GENERAL .....	114
3. CONCLUSION .....	125

## **CONCLUSION GENERALE**

## **BIBLIOGRAPHIE**

## **ANNEXES**

## **PLAN DE LA STRUCTURE**

**LISTE DES TABLEAUX**

<b>N°du tableau</b>	<b>Titre du tableau</b>	<b>page</b>
<b>II.1</b>	<i>Evaluation des charges de l'acrotère</i>	<b>14</b>
<b>II.2</b>	<i>Evaluation des charges du plancher terrasse accessible</i>	<b>16</b>
<b>II.3</b>	<i>Evaluation des charges du plancher étage courant</i>	<b>17</b>
<b>II.4</b>	<i>Evaluation des charges du plancher dalle pleine</i>	<b>17</b>
<b>II.5</b>	<i>Evaluation des charges des cloisons extérieures</i>	<b>17</b>
<b>II.6</b>	<i>Evaluation des charges sur le palier</i>	<b>17</b>
<b>II.7</b>	<i>Evaluation des charges de la volée type I</i>	<b>18</b>
<b>II.8</b>	<i>évaluation des charges de la volée type I</i>	<b>18</b>
<b>II.9</b>	<i>poids des poteaux</i>	<b>21</b>
<b>II.10</b>	<i>Descente de charge du poteau P1</i>	<b>23</b>
<b>II.11</b>	<i>Les résultats obtenus pour les deux poteaux</i>	<b>26</b>
<b>II.12</b>	<i>schémas statiques des différents types de poutrelles</i>	<b>31</b>
<b>II.13</b>	<i>Chargement sur les poutrelles</i>	<b>31</b>
<b>II.14</b>	<i>Les sollicitations à ELU, poutrelle type 1 (Plancher étage)</i>	<b>34</b>
<b>II.15</b>	<i>Les sollicitations à ELS, poutrelle type 1 (Plancher d'étage)</i>	<b>34</b>
<b>II.16</b>	<i>Les sollicitations à ELU, poutrelle type 1 (plancher terrasse)</i>	<b>34</b>
<b>II.17</b>	<i>Les sollicitations à ELS, poutrelle type 1 (plancher terrasse )</i>	<b>34</b>
<b>II.18</b>	<i>Les sollicitations à ELU, poutrelle type 2 (Plancher terrasse)</i>	<b>35</b>
<b>II.19</b>	<i>Les sollicitations à ELU, poutrelle type 2(Plancher d'étage)</i>	<b>35</b>
<b>II.20</b>	<i>Les sollicitations à ELS , poutrelle type 2(Plancher terrasse)</i>	<b>35</b>
<b>II.21</b>	<i>Les sollicitations à ELS, poutrelle type 2 (Plancher d'étage)</i>	<b>35</b>
<b>II.22</b>	<i>Les sollicitations à ELU, poutrelle type 3 (Plancher terrasse)</i>	<b>36</b>
<b>II.23</b>	<i>Les sollicitations à ELU, poutrelle type 3(Plancher d'étage)</i>	<b>36</b>
<b>III.24</b>	<i>Les sollicitations à ELS , poutrelle type 3(Plancher terrasse)</i>	<b>36</b>
<b>II.25</b>	<i>Les sollicitations à ELS, poutrelle type 3 (Plancher d'étage )</i>	<b>36</b>
<b>II.26</b>	<i>Les sollicitations à ELU , poutrelle type 4(Plancher terrasse)</i>	<b>36</b>
<b>II.27</b>	<i>Les sollicitations à ELU , poutrelle type 4 (Plancher d'étage)</i>	<b>37</b>
<b>II.28</b>	<i>Les sollicitations à ELS , poutrelle type 4 (Plancher terrasse)</i>	<b>37</b>
<b>II.29</b>	<i>Les sollicitations à ELS, poutrelle type 4(étage )</i>	<b>37</b>
<b>II.30</b>	<i>Les sollicitations maximales des poutrelles</i>	<b>37</b>
<b>II.31</b>	<i>calcul des sections d'armatures des poutrelles</i>	<b>44</b>
<b>II.32</b>	<i>Vérification des états limites de compression du béton</i>	<b>44</b>
<b>II.33</b>	<i>Le schéma de ferrailage des poutrelles</i>	<b>45</b>
<b>II.34</b>	<i>Le ferrailage de la dalle pleine sur 3 appuis</i>	<b>47</b>
<b>II.35</b>	<i>résultats des vérifications a l'ELS</i>	<b>50</b>
<b>II.36</b>	<i>récapitulation des résultats de calcul des panneaux de dalle</i>	<b>55</b>
<b>II.37</b>	<i>Résultat de ferrailage de l'escalier</i>	<b>58</b>
<b>II.38</b>	<i>Vérification des contraintes de compression dans le béton</i>	<b>60</b>
<b>II.39</b>	<i>Les sollicitations de la poutre palière.</i>	<b>64</b>
<b>II.40</b>	<i>ferrailage de la poutre palière à la flexion simple</i>	<b>64</b>



<b>II.41</b>	<i>Combinaison d'action de l'acrotère</i>	<b>69</b>
<b>II.42</b>	<i>ferraillage de la poutre de chainage</i>	<b>73</b>
<b>III.1</b>	<i>Valeurs des pénalités <math>Pq</math></i>	<b>77</b>
<b>III.2</b>	<i>Période et taux de participation</i>	<b>82</b>
<b>III.3</b>	<i>Vérification de la résultante des forces</i>	<b>83</b>
<b>III.4</b>	<i>Charge verticale reprise par les voiles et portiques</i>	<b>84</b>
<b>III.5</b>	<i>Charge horizontale reprise par les voiles et portiques</i>	<b>85</b>
<b>III.6</b>	<i>Vérification de l'effort réduit dans les poteaux</i>	<b>85</b>
<b>III.7</b>	<i>Vérification des déplacements</i>	<b>86</b>
<b>III.8</b>	<i>Vérification a L'effet <math>P-\Delta</math></i>	<b>87</b>
<b>IV.1</b>	<i>Les sollicitation dans les différents poteaux</i>	<b>91</b>
<b>IV.2</b>	<i>Les Armatures longitudinale dans les poteaux</i>	<b>93</b>
<b>IV.3</b>	<i>armature transversales dans les poteaux</i>	<b>94</b>
<b>IV.4</b>	<i>Justification de l'effort normale ultime</i>	<b>95</b>
<b>IV.5</b>	<i>vérification au cisaillement</i>	<b>96</b>
<b>IV.6</b>	<i>Vérification des contraintes dans le béton</i>	<b>97</b>
<b>IV.7</b>	<i>Schéma de ferraillage des poutre</i>	<b>102</b>
<b>IV.8</b>	<i>Vérification de l'état limite de compression</i>	<b>103</b>
<b>IV.9</b>	<i>Vérification de la flèche pour les poutres</i>	<b>104</b>
<b>IV.10</b>	<i>les moments résistant dans les poteaux</i>	<b>105</b>
<b>IV.11</b>	<i>les moments résistant dans les poutres.</i>	<b>105</b>
<b>IV.12</b>	<i>Vérification de la zone nodale dans différent étage</i>	<b>105</b>
<b>IV.13</b>	<i>Sollicitations dans le voile du RDC.</i>	<b>106</b>
<b>IV.14</b>	<i>Ferraillage des voiles <math>Vx1</math></i>	<b>107</b>
<b>IV.15</b>	<i>Ferraillage des voiles <math>Vy2</math></i>	<b>107</b>
<b>IV.16</b>	<i>Ferraillage des voiles <math>Vy 3</math></i>	<b>107</b>
<b>IV.17</b>	<i>Ferraillage des voiles <math>Vx4</math></i>	<b>110</b>
<b>V.1</b>	<i>Résumé des résultats de ferraillage du radier</i>	<b>118</b>
<b>V.2</b>	<i>vérification des contraintes de radier</i>	<b>118</b>
<b>V.3</b>	<i>vérification des nouvelles contraintes du radier</i>	<b>119</b>
<b>V.4</b>	<i>Sollicitations de la nervure du radier dans le sens transversal a l'ELU.</i>	<b>121</b>
<b>V.5</b>	<i>Sollicitations de la nervure du radier dans le sens transversal a l'ELS.</i>	<b>121</b>
<b>V.6</b>	<i>Sollicitations de la nervure du radier dans le sens transversal a l'ELU</i>	<b>122</b>
<b>V.7</b>	<i>Sollicitations de la nervure du radier dans le sens transversal a l'ELS</i>	<b>122</b>
<b>V.8</b>	<i>Résumé des résultats de ferraillage des nervures de radie</i>	<b>123</b>
<b>V.9</b>	<i>vérification des contraintes des nervures du radier</i>	<b>123</b>
<b>V.10</b>	<i>Résumé des résultats de ferraillage à ELS des nervures du radier</i>	<b>103</b>
<b>V.11</b>	<i>vérification des contraintes des nervures de radier</i>	<b>124</b>
<b>V.12</b>	<i>Schéma de ferraillage des nervures du radier.</i>	<b>124</b>

## LISTE DES FIGURES

Numéro de figure	Titre de figure	page
<b>I.1</b>	<i>Evaluation de la résistance <math>f_{cj}</math> en fonction de l'âge du béton</i>	<b>5</b>
<b>I.2</b>	<i>Diagramme des contraintes du béton à l'ELU (compression-flexio)</i>	<b>6</b>
<b>I.3</b>	<i>Diagramme contraintes-déformations du béton</i>	<b>6</b>
<b>I.4</b>	<i>Diagramme contraintes-déformations de l'acier</i>	<b>7</b>
<b>II.1</b>	<i>vu en plan de la structure</i>	<b>10</b>
<b>II.2</b>	<i>Schémas d'une poutrelle</i>	<b>11</b>
<b>II.3</b>	<i>Schéma d'une dalle sur un appuis</i>	<b>12</b>
<b>II.4</b>	<i>Schéma d'une dalle sur deux appuis</i>	<b>12</b>
<b>+II.5</b>	<i>Schéma statique de la dalle sur trois appuis</i>	<b>12</b>
<b>II.6</b>	<i>Schéma de l'acrotère</i>	<b>14</b>
<b>II.7</b>	<i>vu en plan d'escalier type I.</i>	<b>15</b>
<b>II.8</b>	<i>schéma statique d'escalier type I.</i>	<b>15</b>
<b>II.9</b>	<i>vu en plan d'escalier type II</i>	<b>16</b>
<b>II.10</b>	<i>schéma statique d'escalier type II</i>	<b>16</b>
<b>II.11</b>	<i>Vue en plan</i>	<b>19</b>
<b>II.12</b>	<i>surface afférente poteau p1 étage courant</i>	<b>19</b>
<b>II.13</b>	<i>surface afférente poteau p1 terrasse inaccessible</i>	<b>20</b>
<b>II.14</b>	<i>surface afférente poteau p1 de l'accès terrasse</i>	<b>20</b>
<b>II.15</b>	<i>diagramme des efforts tranchants</i>	<b>30</b>
<b>II.16</b>	<i>Schéma statique d'une poutrelle type I</i>	<b>31</b>
<b>II.17</b>	<i>Schéma de ferrailage de la dalle de compression de compression</i>	<b>45</b>
<b>II.18</b>	<i>D3 dalle sur trois appuis</i>	<b>46</b>
<b>II.19</b>	<i>section de dalle a ferrailer</i>	<b>47</b>
<b>II.20</b>	<i>schéma statique de l'escalier type I</i>	<b>56</b>
<b>II.21</b>	<i>Diagrammes des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELU</i>	<b>58</b>
<b>II.22</b>	<i>section a ferrailer</i>	<b>58</b>
<b>II.23</b>	<i>schéma de ferrailage du palier</i>	<b>63</b>
<b>II.24</b>	<i>Schéma statique de la poutre palière</i>	<b>64</b>
<b>II.25</b>	<i>section creuse équivalente</i>	<b>65</b>
<b>II.26</b>	<i>schéma de ferrailage de la poutre palière</i>	<b>67</b>
<b>II.27</b>	<i>schéma statique de l'acrotère</i>	<b>67</b>
<b>II.28</b>	<i>schéma de ferrailage de l'acrotère</i>	<b>72</b>
<b>II.29</b>	<i>poutre de chainage</i>	<b>72</b>
<b>II.30</b>	<i>Schéma de ferrailage de la poutre de chainage</i>	<b>75</b>
<b>III.1</b>	<i>Spectre de réponse</i>	<b>80</b>
<b>III.2</b>	<i>Disposition des voiles</i>	<b>81</b>
<b>III.3</b>	<i>1 er mode de déformation</i>	<b>82</b>
<b>III.4</b>	<i>2 em mode de déformation</i>	<b>82</b>

<b>III.5</b>	<i>3 em mode de déformation</i>	<b>83</b>
<b>IV.1</b>	<i>Zone nodale</i>	<b>90</b>
<b>IV.2</b>	<i>Ancrage des armatures transversales</i>	<b>91</b>
<b>IV.3</b>	<i>Section d'un poteau</i>	<b>96</b>
<b>IV.4</b>	<i>schémas de ferrailage des poteaux</i>	<b>97</b>
<b>IV.5</b>	<i>Les moments sur la zone nodale zone nodale</i>	<b>104</b>
<b>IV.6</b>	<i>Schéma de ferrailage du voile RDC</i>	<b>110</b>
<b>V.1</b>	<i>Semelle isolée de fondation</i>	<b>113</b>
<b>V.2</b>	<i>Semelle filante de fondation</i>	<b>113</b>
<b>V.3</b>	<i>Zone de contact poteau radier</i>	<b>115</b>
<b>V.4</b>	<i>Schéma de ferrailage de la dalle de radier</i>	<b>119</b>
<b>V.5</b>	<i>Charges transmises aux nervures principales du radier</i>	<b>120</b>
<b>V.6</b>	<i>Charges transmises aux nervures secondaires du radier</i>	<b>121</b>
<b>V.7</b>	<i>Section à ferrailer</i>	<b>122</b>

# *INDEXE*

## *Notations :*

La signification des notations est suivante :

**E** : Séisme

**G** : Charges permanentes

**M** : Charges d'exploitations à caractère particulier.

**Q** : Action variables quelconque.

**S** : Action dues à la neige.

**W** : Action dues au vent.

**A<sub>s</sub>** : Aire d'un acier.

**B** : Aire d'une section de béton.

**E** : Module d'élasticité longitudinal.

**E<sub>b</sub>** : Module de déformation longitudinale du béton.

**E<sub>i</sub>** : Module de déformation instantanée.

**E<sub>fl</sub>** : Module de déformation sous fluage.

**E<sub>s</sub>** : Module d'élasticité de l'acier.

**E<sub>v</sub>** : Module de déformation différée ( $E_{vj}$  pour un chargement appliqué à l'âge de  $j$  jours).

**F** : Force ou action en général.

**I** : Moment d'inertie.

**L** : Longueur ou portée.

**M** : Moment en général.

**M<sub>g</sub>** : Moment fléchissant développé par les charges permanente.

**M<sub>q</sub>** : Moment fléchissant développé par les charges ou actions variable.

**a** : Une dimension (en générale longitudinal).

**b** : Une dimension (largeur d'une section).

**b<sub>0</sub>** : Epaisseur brute de l'âme de la poutre.

**d** : Distance du barycentre des armatures tendues à la fibre extrême la plus comprimée.

**d** : Distance du barycentre des armatures comprimées à la fibre extrême la plus comprimée.

**e** : Excentricité d'une résultante ou effort par rapport au centre de gravité de la section comptée positivement vers les compressions.

**f** : Flèche.

**f<sub>e</sub>** : Limite d'élasticité.

**f<sub>cj</sub>** : Résistance caractéristique à la compression du béton a l'age j jours.

**f<sub>tj</sub>** : Résistance caractéristique à la traction du béton a l'age j jours.

**f<sub>c28</sub> et f<sub>t28</sub>** : Grandeurs précédentes avec j=28j.

**g** : Densité des charges permanentes.

**h<sub>0</sub>** : Epaisseur d'une membrure de béton.

**h** : Hauteur totale d'une section.

**i** : Rayon de giration d'une section de B A.

**j** : Nombre de jours.

**l<sub>f</sub>** : Longueur de flambement.

**l<sub>s</sub>** : Longueur de scellement.

**n** : Coefficient d'équivalence acier-béton ;

**p** : Action unitaire de la pesanteur.

**q** : Charge variable.

**S<sub>t</sub>** : Espacement des armatures transversales.

**x** : Coordonnée en général, abscisse en particulier.

**σ<sub>bc</sub>** : Contrainte de compression du béton.

# Introduction

## *Introduction générale*

L'Algérie est parmi les pays qui sont exposés à de grandes activités et risques sismiques. Les récents tremblements de terre qui ont secoué l'Algérie (notamment le nord du pays) au cours de ces dernières décennies, ont causé d'énormes dégâts matériels et des pertes humaines importantes.

Pour mieux se protéger contre d'éventuels événements sismiques, il est nécessaire de bien comprendre le phénomène des tremblements de terre qui est à l'origine des mouvements forts du sol.

Les ingénieurs en génie civil sont appelés à concevoir des structures dotées d'une bonne rigidité et d'une résistance suffisante vis-à-vis de l'effet sismique, tout en tenant compte des aspects structuraux, fonctionnels, économiques, esthétiques et la viabilité de l'ouvrage.

Toute fois le choix du système de contreventement dépend de certaines considérations à savoir la hauteur du bâtiment, la capacité portante du sol et les contraintes architecturales.

Le projet qui nous a été confié porte sur l'étude d'un bâtiment destiné à l'habitation composé d'un RDC et de 9 étages, il est contreventé par un système mixte (voiles portiques).

L'étude de ce bâtiment se fait tout en respectant les réglementations et recommandations en vigueur à savoir (RPA99/2003, BAEL et CBA93) et les documents techniques y afférant (D.T.U 13.2 et le D.T.R. BC 2.33.2).

Pour procéder à une bonne étude du projet, la reconnaissance du sol est indispensable, et cela par le biais des essais de laboratoire, ainsi que des essais in situ.

Nous nous basons sur le plan de travail suivant :

- Le premier chapitre, qui est consacré à la présentation de la structure et à la définition des différents éléments ainsi qu'au choix des matériaux à utiliser.
- Le deuxième chapitre est dédié au pré dimensionnement et au calcul des éléments secondaires de la structure.
- Le troisième chapitre est consacré à l'étude dynamique du bâtiment et sa modélisation à l'aide du Logiciel **ETABS 2016**.
- Le calcul des éléments structuraux est exposé dans le quatrième chapitre.
- Le dernier chapitre comporte l'étude de l'infrastructure.

Et nous terminons par une conclusion générale qui synthétise notre travail.

# Chapitre I

## Généralités



**1.présentation de l'ouvrage**

Le projet à étudier est un bâtiment R+9 à usage d'habitation.

Implanté à IMAMA dans la ville de TLEMCEM (à l'ouest Algerien) qui est classée selon le **RPA 99** (Règlement Parasismique Algérien 99 version 2003 **Art.3.2**) en **Zone I**.

Nous considérons la fissuration étant préjudiciable.

**1.1.Caractéristiques de l'ouvrage****❖ Caractéristiques architecturales**

- Hauteur total du bâtiment est  $h_t=34.91\text{m}$
- Hauteur du RDC :  $h_{\text{RDC}}=4.31\text{ m}$
- Hauteur d'étage et local de machine :  $h_{\text{étg}}= 3.06\text{ m}$
- La longueur totale du bâtiment :  $L=19.51\text{ m}$
- La largeur totale du bâtiment :  $l=17.4\text{m}$

**❖ Contreventement**

**Ossature** : Selon le RPA, tout ouvrage dépassant les 17m de hauteur doit être constitué de portiques et voiles en béton armé (contreventement mixte) **RPA99 (Art 3.4.A.1.a)**

**❖ Éléments secondaires**

**Plancher** : Les planchers sont des aires destinées à séparer les différents niveaux de l'ouvrage, le rôle essentiel de plancher est d'assurer la transmission des charges verticales aux éléments porteurs de l'ossature (poutres, poteaux ou voiles). on a les plancher en dalle pleine (balcons, la dalle d'ascenseur) et en corps creux.

**L'acrotère** : C'est un élément encastré dans le plancher terrasse.

**Escalier** : Ce sont des éléments non structuraux, permettant le passage d'un niveau à l'autre, ils sont réalisés en béton armée coulés sur place dans notre cas nous avons un seul types d'escaliers (simple) à deux volées.

**L'ascenseur** : C'est un élément mécanique, qui sert à faire monter et descendre les usagers à travers les différents étages du bâtiment sans utiliser les escaliers. Dans notre projet l'ascenseur utilisé est un model dont le moteur est placé dans un local au sous sol permettant un gain d'espace

**❖ Maçonnerie utilisés**

- Les murs extérieurs : sont réalisés en double cloisons sépare d'une âme d'air de 5cm pour l'isolation thermique et phonique.
- Les murs intérieurs : sont réalisés d'une seule cloison de 10cm d'épaisseur.

## 1.2. Les données géotechniques du site

D'après le rapport de sol, le terrain prévu pour le l'implantation du projet est un site meuble de catégorie S3 avec une charge portante admissible Q de 2.50 bars

Les caractéristiques du sol sont les suivantes :

$$\gamma_h = 1,17 \text{ t/m}^3,$$

$$D = 15,0\text{m},$$

$$C = 45\text{kpa}$$

$$\varphi = 4^\circ$$

$$N\gamma = 0 ;$$

$$Nq = 1.56 ;$$

$$Nc = 6.47$$

## 2. Règlementation et normes utilisés

L'étude du projet est élaborée suivant les règles de calcul et de conception qui sont mises en vigueur actuellement en Algérie à savoir :

- Le CBA93 (Code De Béton Armé).
- Le RPA 99 révisée 2003 (Règlement Parasismique Algérien).
- Le BAEL 91 (Béton Armé Aux Etats Limites).
- DTR-BC2.2 (Document Technique Règlementaire Charges Et Surcharges).
- DTR-BC2.331 (Règles De Calculs Des Fondations Superficielles).

## 3. Hypothèse de calcul

**3.1. E.L.U :** Selon le CBA93 (article A.4.3.2) ; les hypothèses de calcul à l'ELU sont :

- 1- conservation des sections planes.
- 2- il n'y pas de glissement relatif (l'un par rapport à l'autre) entre les armatures et le béton.
- 3- la résistance à la traction du béton est négligeable.
- 4- l'allongement ultime de l'acier est limité à 10‰.
- 5- le raccourcissement ultime du béton est limité à 3,5‰ ; dans le cas de flexion simple ou composée, et à 2‰ dans le cas de la compression simple.
- 6- le diagramme contrainte déformation ( $\sigma; \varepsilon$ ) de calcul du béton est celui décrit par une parabole rectangle lorsque la section est entièrement comprimée et le diagramme est rectangulaire simplifié dans les autres cas.
- 7- on peut supposer concentrée en son centre de gravité la section d'un groupe de plusieurs barres, tendues ou comprimées, pourvu que l'erreur ainsi commise sur la déformation unitaire ne dépasse pas 15 %.

**3.2. E.L.S :** Selon le BAEL91 (article A.4.5) ; les hypothèses de calcul à l'ELS sont :

1- les hypothèses citées précédemment en 1, 2, 3.

2- le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéairement élastiques ( $\sigma = E\varepsilon$ )

3-  $n = \frac{E_s}{E_b} = 15$  avec  $E_s$  : module de Young de l'acier ; n : coefficient d'équivalence

acier-béton.

4- On ne déduit pas dans les calculs, les aires des aciers de l'aire du béton comprimé.

#### 4. Les états limites

##### 4.1. Etat limite ultime ELU

C'est un état qui correspond à la capacité portante maximale de la structure, son dépassement va entraîner la ruine de l'ouvrage..

##### 4.2. Etat limite de service ELS

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

#### 5. Matériaux

##### 5.1. Béton

###### ❖ Caractéristiques mécaniques

###### 1) Résistance à la compression

Le béton est caractérisé par sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours ; notée  $f_{cj}$ . Cette valeur est mesurée à l'aide d'un essai de compression axiale sur des éprouvettes cylindriques de 16 cm du diamètre et de 32 cm de hauteur.

- Pour  $j \leq 28$  jours :

$$\text{Pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa} \Rightarrow f_{cj} = [j/(4,76 + 0,83j)]f_{c28} \quad (\text{CBA Art: A.2.1.1.1})$$

$$\text{Pour } f_{c28} > 40 \text{ MPa} \Rightarrow f_{cj} = [j/(1,4 + 0,95j)]f_{c28} \quad (\text{CBA Art: A.2.1.1.1})$$

- Pour :  $28 < j < 60$  jours  $\Rightarrow f_{cj} = f_{c28}$  (CBA Art : A.2.1.1.1)

- Pour :  $j \geq 60$  jours  $\Rightarrow f_{cj} = 1,1f_{c28}$  (CBA Art : A.2.1.1.1)

Pour l'étude on opte pour  $f_{c28} = 25$  MPA

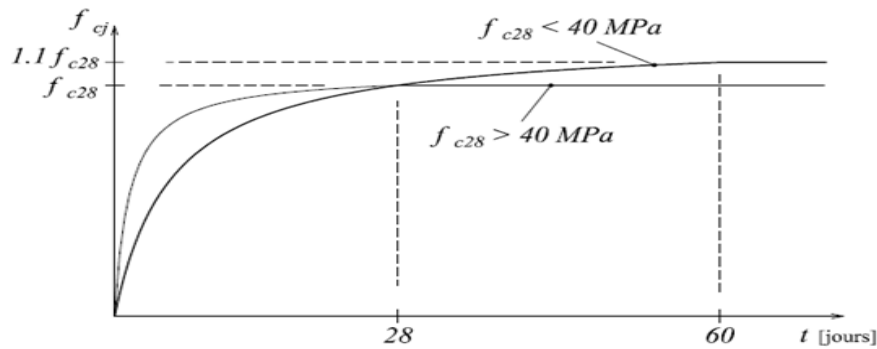


Figure I.1. Evaluation de la résistance  $f_{cj}$  en fonction de l'âge de béton

**2) Résistance à la traction**

La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours, notée  $f_{ij}$  est donnée par :

$$f_{ij} = 0.6 + 0.06 \times f_{cj} \quad \text{Pour } f_{cj} \leq 60 \text{ MPa} \quad (\text{CBA .Art : A.2.1.1.2})$$

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

**3) Module de déformation longitudinale du béton**

**a) A court terme  $E_{ij}$**

$$E_{ij} = 11000 \times (f_{cj})^{1/3} \quad T \leq 24h \quad (\text{CBA .Art: A.2.1.1.2})$$

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa} \Rightarrow E_{ij} = 32164.2 \text{ MPa}$$

**b) A long terme  $E_{vj}$**

$$E_{vj} = 3700 \times (f_{cj})^{1/3} \Rightarrow E_{vj} = 10818.86 \text{ MPa} \quad T > 24h$$

**4) Coefficient de poisson**

C'est le rapport entre la déformation transversale et le raccourcissement unitaire de déformation

longitudinale avec :

$$\begin{cases} \nu = 0 & \text{pour le calcul des sollicitations à l'ELU} \\ \nu = 0,2 & \text{pour le calcul de déformation à l'ELS} \end{cases} \quad (\text{CBA Art A.2.1.3})$$

**5) Le module de déformation transversale du béton G**

$$G = \frac{E_{ij}}{2 \times (\nu + 1)}$$

**6) Diagramme contrainte déformation**

▪ **Contrainte de compression à l'Etat Limite Ultime**

$$\sigma_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} \quad [\text{MPa}]$$

Avec :

T : La durée probable d'application de la combinaison d'action considérée.

$\theta$  : Coefficient d'application.

$$\gamma_b = \begin{cases} 1.15 & \text{Situation accidentelle} \\ 1.5 & \text{Situation durable} \end{cases}$$

$\theta = 1$  : Lorsque  $T > 24h$ .

$\theta = 0.9$  : Lorsque  $1h \leq T \leq 24h$ .

$\theta = 0.8$  : Lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'action  $< 1h$ .

Dans notre cas  $t \leq 24$ heures d'où  $\sigma_{bc} = 14.2$  MPa situation durable.  $\sigma_{bc} = 18.48$  MPa situation accidentelle.

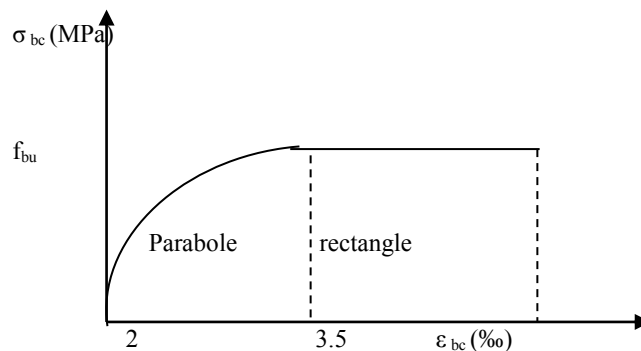
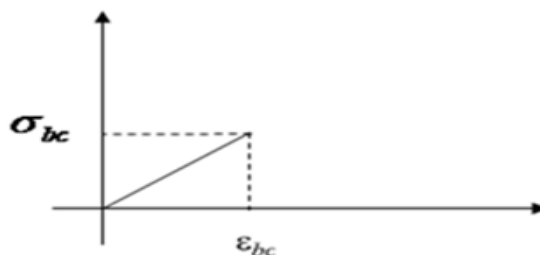


Figure I.2 : Diagramme des contraintes-déformations du béton

- La contrainte de compression ( $\bar{\sigma}_{bc}$ ) à ELS (CBA 93 art. A.4.5.2)

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$



FigI 3 Diagramme Contrainte-Déformation de calcul à l'ELS

- La contrainte de cisaillement du béton

Elle est limitée par  $\tau < \tau_{adm}$ .

-Cas de fissuration peu nuisible

$$\bar{\tau}_u \leq \min(0,13 f_{c28}; 5 \text{ MPa})$$

D'où :  $\bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa}$

**-Cas de fissuration nuisible ou très nuisible**

$$\bar{\tau}_u \leq \min(0,1 f_{c28}; 4 \text{ MPa})$$

D'où :  $\bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa}$

### 5.2.Aciers

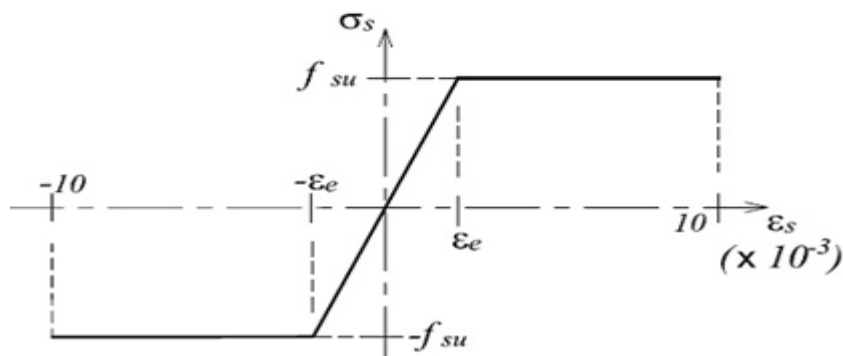
#### ❖ Caractéristiques mécaniques des aciers

##### 1) à E.L.U

$$\begin{cases} \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} & \text{Pour: } \varepsilon_{se} \leq \varepsilon_s \leq 10\% \\ \sigma_s = E_s \times \varepsilon_s & \text{Pour: } \varepsilon_s \leq \varepsilon_{se} \end{cases}$$

Avec :  $\varepsilon_s : \frac{f_e}{\gamma_s \times E_s}$  ;  $\gamma_s = \begin{cases} 1,5 \dots \dots \dots \text{Pour le cas courant.} \\ 1 \dots \dots \dots \text{Pour le cas accidentel.} \end{cases}$   $\varepsilon_s$  : Allongement relatif

$E_s$  : Module d'élasticité longitudinal de l'acier = 200000 MPa.



**Figure I. 4:** Diagramme de Contrainte-Déformation de l'acier à l'ELU

Pour le cas de ce projet:

$$\sigma_s = \begin{cases} 348 \text{ MPa} & \text{Pour une situation courante.} \\ 400 \text{ MPa} & \text{Pour une situation accidentelle.} \end{cases}$$

##### 2) à E.L.S

**-Cas de fissuration peu nuisible :** Pas de vérification à faire

**-Cas de fissuration préjudiciable**

$$\sigma_s \leq \min\left(\frac{2}{3} \times f_e, \max(240 \text{ Mpa}; 110 \sqrt{\eta \times f_{ij}})\right)$$

$\eta$  : Coefficient de fissuration :  $\eta = 1$  pour l'acier R L

$\eta = 1.6$  pour l'acier H A

**-Cas de fissuration très préjudiciable**

$$\sigma_s \leq \min\left(\frac{1}{2} \times f_e, \max(200 \text{ Mpa}, 90 \sqrt{\eta \times f_{ij}})\right)$$

**d) Protection des Armatures (l'enrobage « e »)**

On adopte :  $e=h-d$

**6. Actions et sollicitations****6.1. Les Actions : CBA 93 (art A.3.1.1)**

On appelle actions, les forces et les couples dues aux charges appliquées et aux déformations imposées à une construction, elles proviennent donc :

- des charges permanentes.
- des charges d'exploitations.
- des charges climatiques.

**1) Les Actions Permanentes (G)**

Ce sont des actions dont l'intensité est constante, ou très peu variable dans le temps, elles constituent :

- Le poids propre des éléments de la structure
- Le poids des revêtements et cloisons.
- Le poids de poussée des terres et des liquides.

**2) Les Actions Variables (Q)**

Ce sont des actions dont l'intensité varie dans le temps, elles correspondent aux :

- Charges d'exploitation appliquées au cours d'exécution.
- Effet de la température.
- Charges climatiques (vent, neige).
- Charges non permanente appliquées aux cours de l'exécution.

**3) Les Actions Accidentelles (E)**

Ce sont des actions qui se produisent rarement, et dont la durée d'application est très courte. Par exemple (Séismes, Explosions, Chocs...).

**6.2. Les sollicitations: CBA93 (Art A.3.3.1)**

Les sollicitations de calcul sont des efforts (normaux et tranchants) et des moments (de flexions et de torsions).

**Les combinaisons d'action:****a) Combinaisons fondamentales ELU : BAEL91 (Art. A.3.3.21)**

Lors des situations durables ou transitoires, il y a lieu de considérer :

$$1.35 G_{\max} + G_{\min} + \gamma_{Q1} Q_1 + \sum 1.3 \psi_{0i} Q_i$$

$G_{\max}$  : L'ensemble des actions permanentes dont l'effet est défavorable.

$G_{\min}$  : L'ensemble des actions permanentes dont l'effet est favorable

$Q_1$  : Action variable dite de base.

$Q_i$  : Actions variables dites d'accompagnement (avec  $i > 1$ )

$\psi_0, \psi_1$  et  $\psi_2$  : Sont fixés par les textes en vigueur, et sont données par **CBA 93(Art A 3.1.3.1)**.

Expressions dans lesquels

$$\gamma_{Q1} = \begin{cases} 1.5 \text{ dans le cas général} \\ 1.35 \text{ Dans les cas (La température, Les charges d'exploitations étroitement bornées ou de} \\ \text{Caractère particulières, Les bâtiments agricoles à faible densité d'occupation humaine).} \end{cases}$$

**b) Situations accidentelles ELS: (Art. A.3.3.22 BAEL91)**

$$G_{\max} + G_{\min} + F_A + \psi_{11} Q_1 + \sum \psi_{2i} Q_i$$

Avec :  $F_A$  : valeur normale de l'action accidentelle

$\psi_{11} Q_1$  : Valeur fréquente d'une action variable.

$\psi_{2i} Q_i$  : Valeur quasi permanente d'une autre action variable.

**2. Combinaisons d'actions données par le RPA 99/version 2003 :**

Selon la RPA les combinaisons d'action sont :

- **Situations durables :**  $\begin{cases} \text{ELU : } 1.35 \times G + 1.5 \times Q \dots (1) \\ \text{ELS : } G + Q \dots (2) \end{cases}$
- **Situations accidentelles :**  $\begin{cases} G + Q \pm E \dots (3) \\ 0.8 \times G \pm E \dots (4) \end{cases}$

Pour les poteaux dans les ossatures autostables, la combinaison (3) est remplacée par la combinaison suivante :  $G + Q \pm 1.2 \times E \dots (5)$



# Chapitre II

## Prédimensionnement et calcul des éléments secondaires

**1. Introduction**

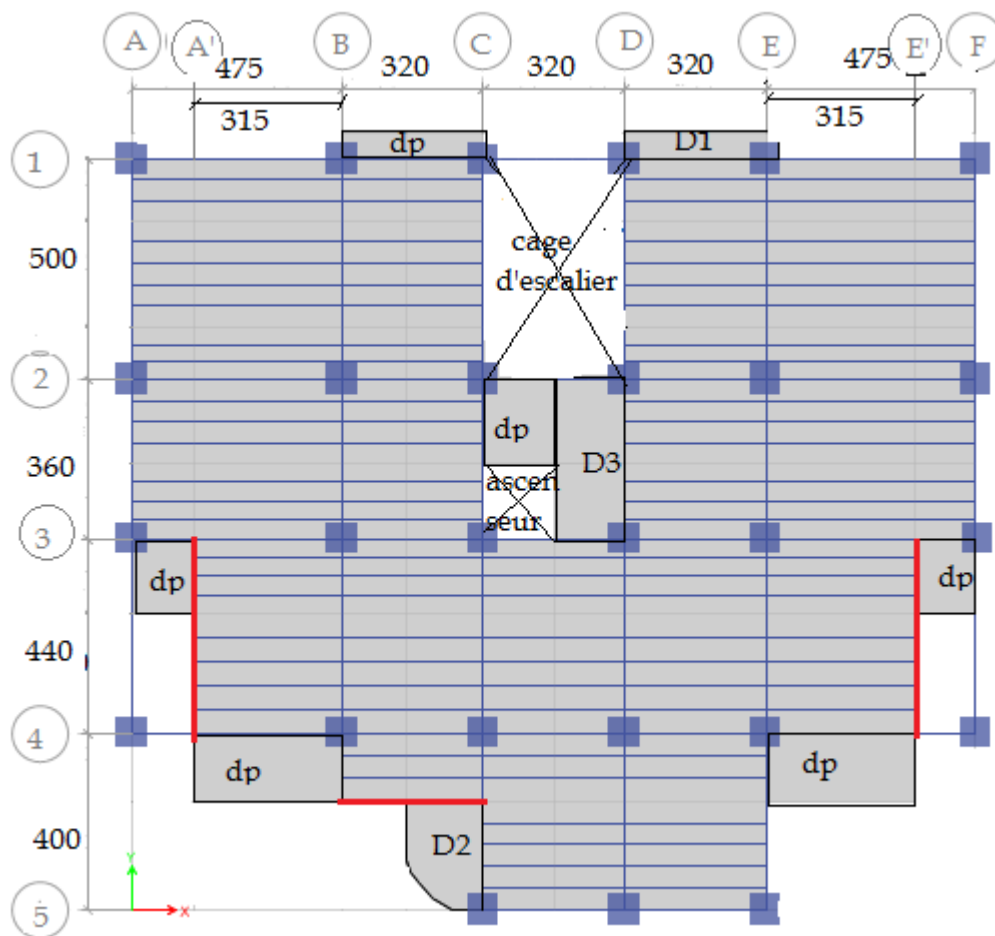
Ce chapitre consiste à pré dimensionner et calculer les éléments secondaires selon les préconisations du RPA 99/Version 2003, BAEL 91 modifié 99, du CBA93 et DTR. Afin de résister et de reprendre les sollicitations, la transmission des charges se fait comme suit :

Chargement → planchers → poutrelles → poutres → poteaux → fondation → sol.

**2. pré dimensionnement**

la figure si dessous illustre les éléments de la structure ainsi que leurs localisations.

Les poutres de chainages sont représentées en rouge.



**Figure II.1 : vu en plan de la structure.**

**2.1. Les planchers**

**2.1.1. Planchers à corps creux**

L'épaisseur du plancher est déterminée à partir de la condition de la flèche :

$$h_t \geq \frac{L}{22,5} \text{ (Art B.6.8.4.2.4 CBA93)}$$

Avec :L: La portée maximale entre nus d'appuis des poutres principales dans le sens de la disposition des poutrelles.

## Chapitre II      Pré dimensionnement et calcul des éléments secondaires

$h_t$ : Hauteur totale du plancher.

$$h_t \geq \frac{475 - 30}{22.5} \Rightarrow h_t \geq 19.77 \text{ cm} \Rightarrow h_t = 20 \text{ cm}$$

On adopte un plancher à corps creux type (16+4).

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

### ➤ les poutrelles

La disposition des poutrelles se fait selon deux critères :

- La plus petite portée.
- Critère de continuité.

Elles calculent comme une section en T. La largeur de la dalle de compression à Prendre est définie par :

$$\frac{b - b_0}{2} \leq \min\left(\frac{l_x}{2}; \frac{l_y}{10}\right)$$

Avec :  $l_x$  : représente la distance entre poutrelles ( $l_x = 55 \text{ cm}$ ).

$l_y$  : représente la distance entre nus d'appuis des poutres secondaires ( $l_y = 290 \text{ cm}$ ).

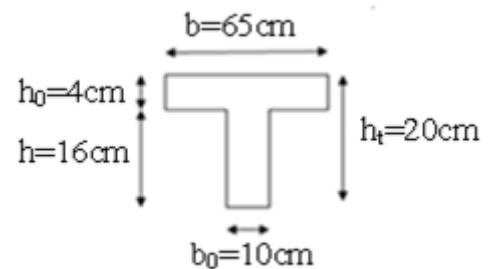


Figure II.2: Schéma Poutrelle

$$b_0 = (0.4 \text{ à } 0.6) \times h_t \Rightarrow b_0 = (8 \text{ à } 12) \text{ cm} \Rightarrow b_0 = 10 \text{ cm} ; b_1 = 27.5 \text{ cm}$$

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

### 2.1.2. plancher en dalle pleine

#### ➤ Pré dimensionnement des dalles pleines

- **Résistance au feu**

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

$e = 11 \text{ cm}$  pour deux heures de coupe-feu. (CBA93)

$e = 14 \text{ cm}$  pour quatre heures de coupe-feu.

- **Isolation phonique :  $e \geq 13 \text{ cm}$**  (CBA93)
- **Résistance à la flexion**

- Dalle reposant sur deux appuis :  $\frac{L_x}{30} < e < \frac{L_x}{20}$ .

- Dalle reposant sur trois ou quatre appuis :  $\frac{L_x}{45} < e < \frac{L_x}{40}$  avec  $\rho \geq 0.4$ .

- Dalle reposant sur trois ou quatre appuis :  $\frac{L_x}{35} < e < \frac{L_x}{30}$  avec  $\rho < 0.4$ .

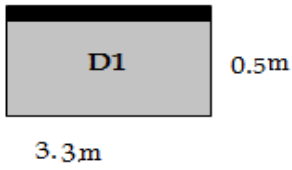
- Dalle reposant sur un appuis :  $e = \frac{L_x}{20}$ .

$L_x$  : est la petite portée du panneau le plus sollicité (cas le plus défavorable).

$\rho$  :  $L_x/L_y$ .

$L_y$  : est la grande portée du panneau .

**a) Dalles sur 1 appuis**

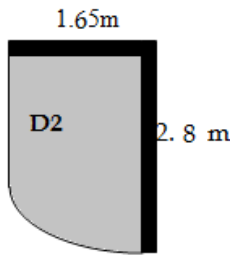


**Figure II.3** : dalle sur un appuis.

On a :  $L_x=0.5m$  ;  $L_y=3.3m$ .

$$e = \frac{L_x}{20} \Leftrightarrow e = 2.5cm$$

**b) Dalles sur 2 appuis**



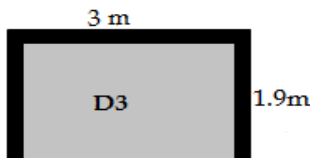
**Figure II.4** : dalle sur deux appuis

$L_x=1,65m$  ;  $L_y=2.8m$ .

$$\frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30} \Rightarrow \frac{165}{35} \leq e \leq \frac{165}{30}$$

$$\Rightarrow 4.7cm \leq e \leq 5.5cm.$$

**c) Dalles sur 3 appuis**



**Figure II.5** : dalle sur deux appuis

$L_x=1.9m$  ;  $L_y=3m$ .

$$\frac{L_x}{45} \leq e \leq \frac{L_x}{40} \Rightarrow \frac{190}{45} \leq e \leq \frac{190}{40}$$

$$\Rightarrow 4.2cm \leq e \leq 4.75cm.$$

Finalement l'épaisseur à retenir pour les trois types de dalle est : **e =14cm.**

**2.2. les poutres**

Ce sont des éléments porteurs en béton armé à ligne moyenne rectiligne, dont la portée est prise entre nus d'appuis on à deux types (poutres principales, poutres secondaires)

**2.2.1. Les poutres principales**

Elles sont disposées perpendiculairement aux poutrelles, leur hauteur est donnée selon la condition

de la flèche qui est :  $\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10}$

$L_{max}$  : Portée maximale entre nus d'appuis.

$L_{max} = 500 - 40 \Rightarrow L_{max} = 460cm \Rightarrow 30.7cm \leq h \leq 46cm .$

On adopte pour une section rectangulaire (b×h)=(30×40) cm<sup>2</sup>

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 30 \geq 20cm \dots\dots\dots V\acute{e}rifie \\ h = 40 \geq 30cm \dots\dots\dots V\acute{e}rifie \quad (\text{RPA 99 version 2003 Art .7.5.1}) \\ \frac{1}{4} \leq \frac{h}{b} = 1.33 \leq 4 \dots\dots\dots V\acute{e}rifie \end{array} \right.$$

**2.2.2. Les poutres secondaires**

$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10}$  ..... (Condition de flèche).

$L_{max} = 475 - 40 \Rightarrow L_{max} = 435cm \Rightarrow 29cm \leq h \leq 43,5cm.$

On adopte pour une section rectangulaire (b×h) = (30×30) cm<sup>2</sup>

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 30 \geq 20cm \dots\dots\dots V\acute{e}rifie \\ h = 30 \geq 30cm \dots\dots\dots V\acute{e}rifie \quad (\text{RPA 99 version 2003 Art: 7.5.1}) \\ \frac{1}{4} \leq \frac{h}{b} = 1 \leq 4 \dots\dots\dots V\acute{e}rifie \end{array} \right.$$

**2.2.3. Poutre de chaînage**

$L_{max} = 440 - 40 \rightarrow L_{max} = 400$

$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10} \Rightarrow 26.7cm \leq h \leq 40cm$  Condition de flèche (RPA (Art 9.3.3)

$h \geq 15cm; \quad b \geq \frac{2}{3} \times 30 = 20cm$  (30 cm est l'épaisseur de mur).

On adopte :  $h=35cm ; b=30cm ; c=2cm$

**2.3. Les voiles**

$$e \geq \max \left[ \frac{h_e}{22}; 15cm \right].$$

**RPA99 (Article 7.7.1)**

$h_e$ : C'est la hauteur libre d'étage

Pour le RDC :  $h_e = 4.31m \Rightarrow e \geq 19.5cm$

Pour les étages courants :  $h_e = 3.06m \Rightarrow e \geq 14cm$ ;      On adopte : **e = 20cm.**

**2.4. L'acrotère**

C'est un élément en béton armé, encastré au niveau du plancher terrasse et ayant pour rôle d'empêcher l'infiltration des eaux pluviales entre la forme de pente et le plancher terrasse, ces dimensions sont mentionnées dans le plan d'architecture.

**Tableau II.1** : évaluation des charges del'acrotère

Désignation des éléments	Epaisseur (cm)	Surface (m <sup>2</sup> )	Densité (KN/m <sup>3</sup> )	Poids (KN/ml)
Poids propre de l'acrotère	15	0,1135	25	2,84
Enduit de ciment intérieur	2	0,014	20	0,28
Enduit de ciment extérieur	1.5	0,0105	20	0,21
Charge permanente totale	G=3,33KN/ml			
Charge d'exploitation	Q=1KN/ml			

**Figure II.6** : Coupe de l'Acrotère

**2.5. Les escaliers**

$e$  :(Epaisseur d'escalier)

$L_0$  :(Longueur projeter de la paillasse)

$g$  :(Giron)

$h$  :(Hauteur de la contre marche)

$\alpha$  : (Inclinaison de la paillasse)

$E$  :(Emmarchement)

$L'$  : longueur projeté de la volée

$59cm < 2h + g < 66cm.$  (Formule de **BLONDEL**)

$$g = \frac{L}{n-1} \quad \text{et} \quad h = \frac{H}{n}$$

Avec :  $n-1$  : Nombre de marches ;  $L$  : longueur de la volée ;  $n$  : nombre de contre marche

**2.5.1. Épaisseur du palier de repos**

Le palier de repos se dimensionne comme une dalle pleine sur un appui

1<sup>ère</sup> condition de résistance :  $e \geq \frac{L}{20}$

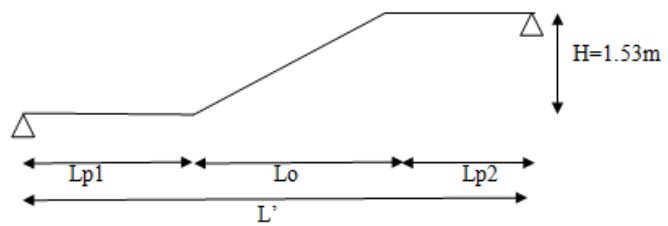
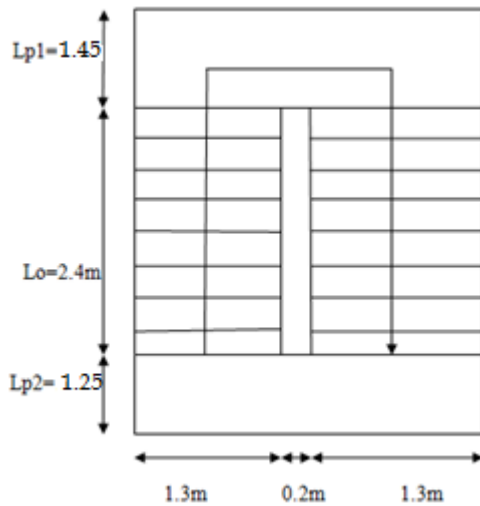
Avec  $L$  : longueur de la console  $L= 120\text{cm}$

$$e \geq \frac{L}{20} \Rightarrow e \geq 6\text{cm.}$$

2<sup>ème</sup> condition de coupe-feu :  $e \geq 11\text{cm}$  pour 2heure de coupe-feu

On choisit l'épaisseur de palier de repos :  **$e=12\text{cm}$** .

**2.5.2. Type I : Escalier reliant le premier étage à la terrasse.**



**Figure II.7 :** vu en plan d'escalier type I.

**Figure II.8 :** schéma statique escalier type I.

$$\frac{L'}{30} \leq e \leq \frac{L'}{20} \dots \dots \dots \text{Condition de la flèche}$$

$$L' = Lp1 + Lp2 + Lo \Rightarrow L' = 510\text{cm}$$

Donc :  $17\text{cm} < e < 25.5\text{cm}$  ; On opte pour:  **$e = 17\text{ cm}$**

Calcul du nombre de contre marches :  $H= 1,53\text{m}$  ;  $L_0 = 2,40\text{m}$

$$g + 2h \approx 66\text{cm} \Rightarrow 2 \times \frac{H}{n} + \frac{L_0}{n-1} = 66 \text{(formule de BLONDEL)}$$

$$\Rightarrow 2H \times (n-1) + L_0 \times n \approx 0.66 \times n \times (n-1) \Rightarrow 0.66 \times n^2 - (0.66 + 2 \times H + L_0) \times n + 2 \times H = 0$$

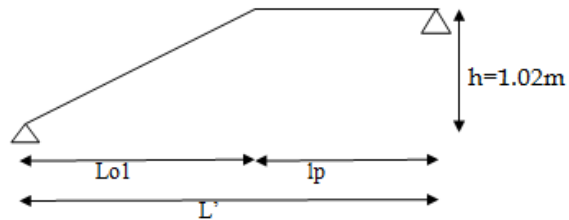
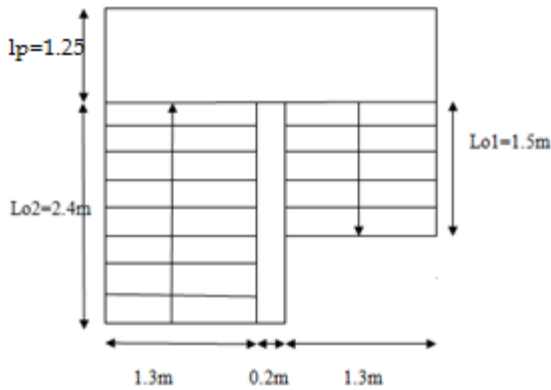
$$\Rightarrow 0.66n^2 - 6.12n + 3.06 = 0 \text{ qui a pour solution :}$$

$$n=9 ; n-1=8 ; h=17\text{cm} ; g=30\text{cm}$$

$$\text{tg}(\alpha) = \frac{H}{L} \Rightarrow \text{tg}(\alpha) = \frac{1.53}{2.4} \Rightarrow \alpha = 32.5^\circ$$

$$L' = \frac{L_0}{\cos(\alpha)} \Rightarrow L = \frac{2.4}{\cos(32.5^\circ)} \Rightarrow L' = 2.8m$$

**2.5.3. Type II : escalier reliant le rez de chausset au 1 er etage.**



**Figure II.9 :** vu en plan d'escalier type II.

**Figure II.10 :**schéma statique d'escalier type II.

$$L' = Lo1 + Lp = 1.5 + 1.25 \Rightarrow L' = 2.75m \Rightarrow 9cm < e < 13.7cm ;$$

On opte pour une paillasse  $d_{ee}=17cm$  pour les deux type d'escalier.

$$H=1.02m ; \quad Lo=1.5m$$

$$\text{on fixe : } g + 2h = 66cm \Rightarrow 2 \times \frac{H}{n} + \frac{Lo}{n-1} = 66 \Rightarrow 0.64 \times n^2 - (0.66 + 2 \times H + Lo) \times n + 2 \times H = 0$$

La résolution de cette équation nous donne :

$$n = 6 ; n-1 = 5 ; h = 18cm ; g = 30cm$$

$$\tan(\alpha) = 1.13/1.5 \Rightarrow \alpha = 34.2^\circ ; \quad L = (Lo / \cos\alpha) \Rightarrow L = 1.81m$$

$$59 \leq g + 2h \leq 66cm \Rightarrow 59 \leq 30 + 2 \times 18 \leq 66cm \Rightarrow 59 \leq 66 \leq 66cm \dots\dots\dots(\text{Vérfié}).$$

**2.6. Evaluation des charges et surcharges**

**2.6.1. Plancher terrasse et accès à la terrasse**

**Tableau II.2 :** évaluation des charge du plancher terrasse inaccessible

N	Désignation des éléments	e (m)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
1	Gravillon de protection	0.06	20	1.2
2	Multicouche d'étanchéité	0.020	6	0.12
3	Isolation thermique	0.040	4	0.16
4	Forme de pente(1%)	0.10	22	2.2
5	Plancher à corps creux (16+4)	0.20	14	2.80
6	Enduit de plâtre	0.02	10	0.2
	Charge permanente totale	$G_{\text{terrasse}} = 6.64 \text{KN/m}^2$		
	Charge d'exploitation	$Q = 1.00 \text{KN/m}^2$		

Si la terrasse est accessible on prend  $Q = 1.5 \text{KN/m}^2$ , comme le cas de l'étage 7 partie sud

Plancher étage courant



## **Chapitre II Pré dimensionnement et calcul des éléments secondaires**

### **2.6.2.Plancher étage courant**

**Tableau II.3:** évaluation des charges du plancher étage courant

N	Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Densité(KN/m <sup>3</sup> )	Pods (KN /m <sup>2</sup> )
1	Revêtement carrelage	0.02	20	0.40
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Lit de sable	0.02	18	0.36
4	Plancher corps creux (16+4)	0.20	14	2.80
5	Enduit de plâtre	0.02	10	0.2
6	Cloison de séparation	0.10	0.1	1
Charge permanente totale				G = 5,16
Surcharge d'exploitation				Q = 1,50

### **2.6.3.Dalle pleine**

**Tableau II.4 :** évaluation des charges de la dalle pleine

	Désignation des éléments	épaisseur(m)	Densité(KN/m <sup>3</sup> )	Poids(KN/m <sup>2</sup> )
1	Revêtement carrelage	0.02	20	0,40
2	Mortier de pose	0.02	20	0,40
3	Lit de sable	0.02	18	0,36
4	Dalle pleine	0.14	25	3.5
5	Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
Charge permanente totale				G = 4,86
Surcharge d'exploitation				Q = 3,50

### **2.6.4. Murs extérieurs**

**Tableau II.5 :** évaluation des charges des murs extérieures

N	Désignation des éléments	Epaisseur(m)	Densité (KN/m <sup>3</sup> )	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
1	Brique creuse	0.15	9	1.35
2	Lame d'aire	0.05	/	/
3	Brique creuse	0.10	9	0.9
4	Enduit extérieur en ciment	0.02	20	0.4
5	Enduit de plâtre intérieur	0.02	10	0.2
Charge permanente totale				G = 2,85

### **2.6.5.Les escaliers**

#### **➤ Le palier**

**Tableau II.6 :** Evaluation des charges du palier

N	Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Densité (KN/m <sup>3</sup> )	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
1	Revêtement	0.02	20	0,40
2	Mortier de pose	0.02	20	0,40
3	Lit de sable	0.02	18	0.36
4	Dalle en BA	0.17	25	4.25

## Chapitre II Pré dimensionnement et calcul des éléments secondaires

5	Enduit plâtre	0.02	10	0.2
Charge permanente totale				G = 5.61
Surcharge d'exploitation				Q = 2,50

### ➤ La Volée type 1 EC

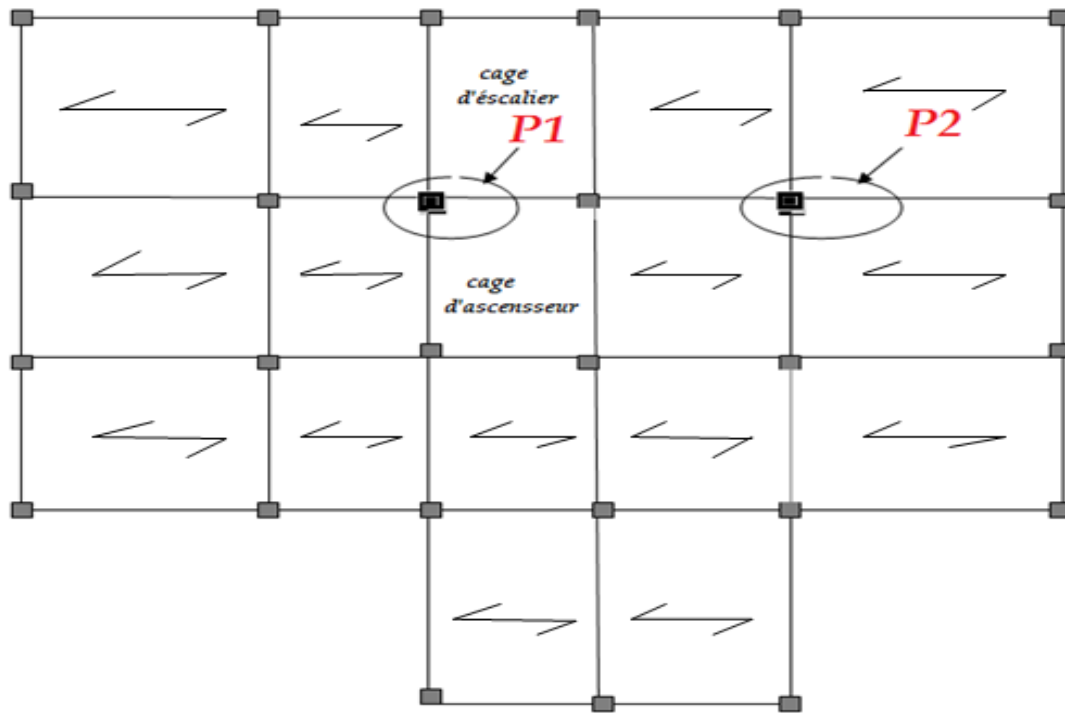
**Tableau II.7 :** Evaluation des charges de la volée type I

N	Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Densité (KN/m <sup>3</sup> )	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
1	Revêtement horizontale	0.02	20	0.40
2	Revêtement verticale	0.013	20	0.26
3	Mortier de pose	0.02	20	0.4
4	Lit de sable	0.02	18	0.36
5	Marches	0.17· (1/2)	22	1.87
6	Paillasse	0.17/ (cos32.5)	25	5.04
7	Enduit de plâtre	0.02	10	0.2
Charge permanente totale				G = 8.53
Surcharge d'exploitation				Q = 2.50

### ➤ La Volée type2 RDC

**Tableau II.8:** évaluation des charges de la volée type I

N	Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Densité(KN/m <sup>3</sup> )	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
1	Carrelage horizontale	0.02	20	0.40
2	Carrelage verticale	0.013	20	0.26
3	Lit de sable	0.02	18	0.36
4	Mortier de pose	0.02	20	0.4
5	Marches	0.17× (1/2)	22	1.87
6	Paillasse	0.17/(cos34)	25	5.3
7	Enduit de plâtre	0.02	10	0.2
Charge permanente totale				G = 8.79Kn/m <sup>2</sup>
Surcharge d'exploitation				Q = 2.50Kn/m <sup>2</sup>



**Figure II.11** : vue en plan.

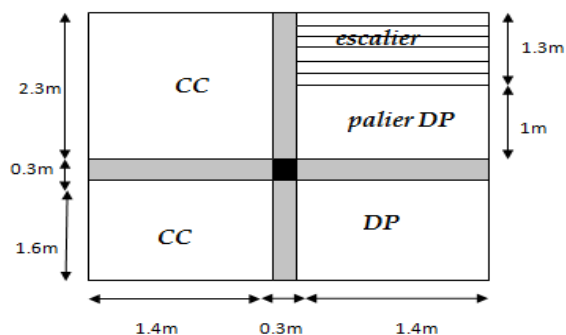
### 2.7.1. Descente de charge

La descente des charges permet l'évaluation de la plus part des charges revenant à chaque élément de la structure, on aura à considérer :

- Le poids propre de l'élément.
- La charge de plancher qu'il supporte.
- La part de cloison répartie qui lui revient.
- Les éléments secondaires (escalier, acrotère...)

La descente de charge se fera pour deux types de poteau les plus sollicités P1, P2 mais seul le calcul du poteau P1 sera détaillé.

#### a) Poteau P1 :



**Figure II.12** : surface afférente poteau p1 étage courant.

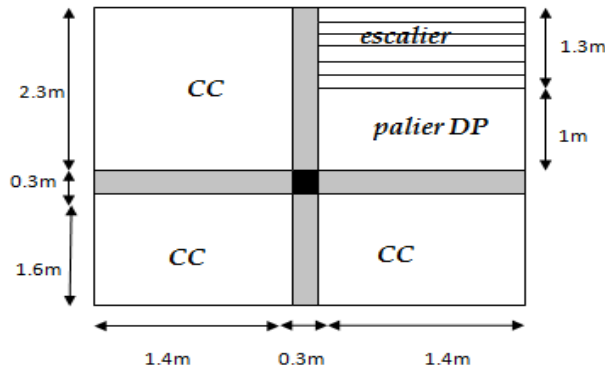


Figure II.13 : surface afférente poteau p1 terrasse inaccessible.

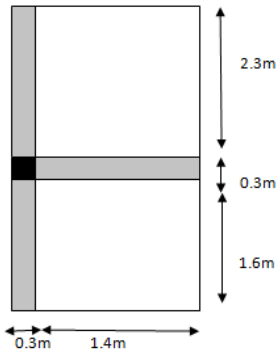


Figure II.14 : surface afférente poteau p1 accès a la terrasse

• **Surface afférente :**

Pour le plancher terrasse et accès a la terrasse :

$$S = 13.02m^2 \rightarrow \text{Corps creux}$$

$$S_{lm} = (1.4 + 0.3) \times (1.6 + 0.3 + 2.3) = 7.14m^2 \rightarrow \text{Corps creux}$$

Pour les autres planchers :

$$S = 5.46m^2 \rightarrow \text{Corps creux.}$$

$$S = 2.24m^2 \rightarrow \text{Dalle pleine.}$$

$$S = 1 \times 1.4 = 1.4m^2 \rightarrow \text{Palier}$$

$$S = 1.3 \times 1.4 = 1.82m^2 \rightarrow \text{Escalier}$$

• **Les charges revenantes au poteau P1 (poteau de la cage d'escalier)**

❖ **Poids des poutres**

$$P_{pp} = 0.3 \times 0.4 \times 3.9 \times 25 = 11.7 \text{ KN}$$

$$P_{ps} = 0.3 \times 0.3 \times 2.8 \times 25 = 6.3 \text{ Kn}$$

❖ **Poids des poteaux :**

$$P = S \times 25 \times h_e$$

**Tableau II.9:** poids des poteaux.

étages	R.D.C	1 <sup>er</sup> 2 <sup>e</sup> et3 <sup>ème</sup>	4,5 <sup>e</sup> et6 <sup>ème</sup>	7,8 9 <sup>ème</sup> et terrasse
Section(b×h) cm <sup>2</sup>	55×55	50×50	45×45	40×40
S (m <sup>2</sup> )	0.3025	0.25	0.2025	0.16
P (KN)	31.08	26.94	15.49	12.24

• **Plancher étage courant**

▪ **Étage courant en corps creux**

$$S=5.46 \text{ m}^2; G_{cc}=5.16 \text{ KN/ m}^2; Q_{cc}=1.5 \text{ KN/ m}^2$$

$$G_{cc}=5.16*5.46=28.17 \text{ KN}$$

$$Q_{cc}=1.5*5.46=8.19 \text{ KN}$$

▪ **Dalle pleine**

$$S=2.24 \text{ m}^2; G_{dp}=4.86 \text{ KN/ m}^2; Q_{dp}=3.5 \text{ KN/ m}^2$$

$$G_{dp}=4.86*2.24=10.89 \text{ KN}$$

$$Q_{dp}=3.5*2.24=7.84 \text{ KN}$$

▪ **Escalier RDC**

$$S=1.82 \text{ m}^2; G_{es}=8.79 \text{ KN/ m}^2; Q=2.5 \text{ KN/ m}^2$$

$$G_{es}=1.82*8.79=16 \text{ KN}$$

$$Q_{es}=1.82*2.5=4.55 \text{ KN}$$

▪ **Escalier EC**

$$S=1.82 \text{ m}^2; G_{es}=8.53 \text{ KN/ m}^2; Q_{es}=2.5 \text{ KN/ m}^2$$

$$G_{es}=1.82*8.53=15.5 \text{ KN}$$

$$Q_{es}=1.82*2.5=4.55 \text{ KN}$$

▪ **Palier :**

$$S=1.4 \text{ m}^2; G_p=5.61 \text{ KN/ m}^2; Q_p=2.5 \text{ KN/ m}^2$$

$$G_p=1.4*5.61=7.9 \text{ KN}$$

$$Q_p=1.4*2.5=3.5 \text{ KN}$$

▪ **Murs extérieurs EC**

$$S=(2.3+0.34) \times (3.06-0.2) \Rightarrow S =7.55 \text{ m}^2$$

$$G_{mur}=2.85 \text{ KN/ m}^2$$

$$G_{mur}=21.52$$

▪ **Murs extérieurs RDC**

$$S=(2.3+1.6) \times (3.06-0.2) \Rightarrow S =11.15 \text{ m}^2$$

$$G_{mur}=2.85 \text{ KN/ m}^2$$

$$G_{mur}=31.79 \text{ KN}$$

• **Plancher terrasse +accès a la terrasse**

▪ **Accès terrasse**

$$S_{lm} = 7.14m^2$$

$$G_{lm} = 6.64 \text{ KN/m}^2 ; Q_{lm} = 1 \text{ KN/m}^2$$

$$G_{lm} = 47.41 \text{ KN} ; Q_{lm} = 7.14 \text{ KN}$$

▪ **Acrotère**

$$G = 3.33 \text{ KN/ml} ; Q = 1 \text{ KN/ml} ; L = 4.2 \text{ m}$$

$$G = 14 \text{ KN} ; Q = 4.2 \text{ KN}$$

▪ **Terrace inaccessible**

$$S_{ti} = 13.02 \text{ m}^2$$

$$G_{ti} = 6.64 \text{ KN/m}^2 ; Q_{ti} = 1 \text{ KN/m}^2$$

$$G_{ti} = 6.64 * 13.02 = 86.45 \text{ KN}$$

$$Q_{ti} = 1 * 13.02 = 13.02 \text{ KN}$$

▪ **Escalier +palier**

$$G_{es} = 15.5 \text{ KN}$$

$$Q_{es} = 4.55 \text{ KN}$$

$$G_p = 7.9 \text{ KN}$$

$$Q_p = 3.5 \text{ Kn}$$

▪ **Poids poteau ,PP et PS**

$$P_p = 12.24 \text{ KN}$$

$$P_{pp} = 11.7 \text{ KN}$$

$$P_{ps} = 0.3 * 0.3 * 1.4 * 25 = 3.15 \text{ KN}$$

→ **Donc pour le plancher terrasse , nous prenons :**

$$G = \sum G_i = 193.68 \text{ KN}$$

$$Q = Q_o = \sum Q_i = 32.41 \text{ KN}$$

• **Calcul des charges d'exploitations**

**Enoncé de la loi de dégression**

Dans notre cas les surcharges d'exploitation sont égales.

$Q_1 = Q_2 = \dots = Q_9 = Q$  (Étages à usage d'habitation), et soit  $Q_0$  la surcharge d'exploitation sur la terrasse couvrant le bâtiment.

Donc la loi de dégression sera comme suit :

$$Q_0$$

## Chapitre II Pré dimensionnement et calcul des éléments secondaires

Etage 1 :  $Q_0 + Q$

Etage 2 :  $Q_0 + Q + 0.9 \times Q$

Etage 3 :  $Q_0 + Q + 0.9 \times Q + 0.8 \times Q$

Etage 4 :  $Q_0 + Q + 0.9 \times Q + 0.8 \times Q + 0.7 \times Q$

Etage 5 :  $Q_0 + Q + 0.9 \times Q + 0.8 \times Q + 0.7 \times Q + 0.6 \times Q$

Etage 6 :  $Q_0 + Q + 0.9 \times Q + 0.8 \times Q + 0.7 \times Q + 0.6 \times Q + 0.5 \times Q$

A partir du 6<sup>ème</sup> étage on aura toujours :

Etage 7 : surcharge étage 6 +  $0.5 \times Q$

*DTR B.C 2.2 (6.3)*

:  $Q_0 = 32.411KN$

N1:  $Q_1 = 32.41 + 24.08 = 56.49KN$

N2:  $Q_2 = Q_1 + 0.9 \times 24.08 = 78.16KN$

N3:  $Q_3 = Q_2 + 0.8 \times 24.08 = 97.42KN$

N4:  $Q_4 = Q_3 + 0.7 \times 24.08 = 114.28KN$

N5:  $Q_5 = Q_4 + 0.6 \times 24.08 = 128.73KN$

N6:  $Q_6 = Q_5 + 0.5 \times 24.08 = 140.77KN$

N7:  $Q_7 = Q_6 + 0.5 \times 24.08 = 152.81KN$

N8:  $Q_8 = Q_7 + 0.5 \times 24.08 = 164.85KN$

N9:  $Q_9 = Q_8 + 0.5 \times 24.08 = 176.89KN$

N10:  $Q_{10} = Q_9 + 0.5 \times 24.08 = 188.93KN$

**Tableau II.10** : Descente de charge du poteau P1

Niveau	Eléments	G (KN)	Q (KN)
N1	Plancher terrasse	193.68	
	PP (30×40) cm <sup>2</sup>	13.8	
	PS (30×30) cm <sup>2</sup>	9.79	
	Poteau(40×40)cm <sup>2</sup>	12.24	
	total	226.82	56.49
N2	Venant de N1	226.82	
	Plancher cc (16+4)	28.17	
	Plancher DP	10.89	
	Escalier+palier	23.4	
	Mur de séparation	21.52	
	PP (30×40) cm <sup>2</sup>	13.8	
	PS (30×30) cm <sup>2</sup>	9.79	
	Poteau (40×40)cm <sup>2</sup>	12.24	

	total	343.76	78.16
N3	Venant de N2	341.96	
	Plancher cc (16+4)	28.17	
	Plancher DP	10.89	
	Escalier+palier	23.4	
	Mur de séparation	21.52	
	PP (30×40) cm <sup>2</sup>	13.8	
	PS (30×30) cm <sup>2</sup>	9.79	
	Poteau (40×40)cm <sup>2</sup>	12.24	
	total	458.9	97.42
N4	Venant de N3	457.09	
	Plancher cc (16+4)	28.17	
	Plancher DP	10.89	
	Escalier+palier	23.4	
	Mur de séparation	21.52	
	PP (30×40) cm <sup>2</sup>	13.8	
	PS (30×30) cm <sup>2</sup>	9.79	
	Poteau (45×45)cm <sup>2</sup>	15.49	
	total	576.73	114.28
N5	Venant de N4	574.93	
	Plancher cc (16+4)	28.17	
	Plancher DP	10.89	
	Escalier+palier	23.4	
	Mur de séparation	21.52	
	PP (30×40) cm <sup>2</sup>	13.8	
	PS (30×30) cm <sup>2</sup>	9.79	
	Poteau (45×45)cm <sup>2</sup>	15.49	
	total	694.92	128.73
N6	Venant de N5	693.12	
	Plancher cc (16+4)	28.17	
	Plancher DP	10.89	
	Escalier+palier	23.4	
	Mur de séparation	21.52	
	PP (30×40) cm <sup>2</sup>	13.8	
	PS (30×30) cm <sup>2</sup>	9.79	
	Poteau (45×45)cm <sup>2</sup>	15.49	
	total	812.93	140.77



N7	Venant de N6	811.13	
	Plancher cc (16+4)	28.17	
	Plancher DP	10.89	
	Escalier+palier	23.4	
	Mur de séparation	21.52	
	PP (30×40) cm <sup>2</sup>	13.8	
	PS (30×30) cm <sup>2</sup>	9.79	
	Poteau (50×50)cm <sup>2</sup>	26.94	
total	934.19	152.81	
N8	Venant de N7	932.39	
	Plancher cc (16+4)	28.17	
	Plancher DP	10.89	
	Escalier+palier	23.4	
	Mur de séparation	21.52	
	PP (30×40) cm <sup>2</sup>	13.8	
	PS (30×30) cm <sup>2</sup>	9.79	
	Poteau (50×50)cm <sup>2</sup>	26.94	
total	1055.45	164.85	
N9	Venant de N8	1053.65	
	Plancher cc (16+4)	28.17	
	Plancher DP	10.89	
	Escalier+palier	23.4	
	Mur de séparation	21.52	
	PP (30×40) cm <sup>2</sup>	13.8	
	PS (30×30) cm <sup>2</sup>	9.79	
	Poteau (50×50)cm <sup>2</sup>	26.94	
total	1176.7	176.89	
N10	Venant de N9	1174.9	
	Plancher cc (16+4)	28.17	
	Plancher DP	10.89	
	Escalier+palier	23.9	
	Mur de séparation	31.79	
	PP (30×40) cm <sup>2</sup>	13.8	
	PS (30×30) cm <sup>2</sup>	9.79	
	Poteau (55×55)cm <sup>2</sup>	31.08	
	Total	1309.42	188.93
	Gt=1309.42KN		
Qt=188.93KN			

	$N_u = 1.35G_t + 1.5Q_t$ $N_u = 2051.112 \text{ KN}$ $N_s = G_t + Q_t$ $N_s = 1498.35 \text{ KN}$		
--	--	--	--

Après calcul de la descente de charge sur le poteau P2, nous avons obtenue les résultats cités dans le tableau ci dessous

**2.7.2. Récapitulation des résultats**

**Tableau II.11 :** Les résultats obtenus pour les deux poteaux

Poteaux	G (KN)	Q (KN)	Nu (KN)	Ns (KN)
Poteau P1	1309.42	188.93	2051.112	1498.35
Poteau P2	1118.72	143.235	1725.12	1261.96

Donc d’après les résultats obtenus, le poteau P1 est le plus sollicité.

**2.7.3. Vérification**

Selon le BAEL (art B.8.1, 1) on doit majorer l’effort normal de compression ultime  $N_u$  de 10%.

$$N_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 * 1309.42 + 1.5 * 188.93 = 2051.112 \text{ KN}$$

Après majoration on trouve à la base  $N_u = 2256.22 \text{ KN}$

Les poteaux sont pré dimensionnés selon trois critères :

- Le critère de résistance.
- Le critère de stabilité de forme.
- Les règles du RPA99/2003.

**a. Critère de résistance**

$$\frac{N_u}{B} \leq \bar{\sigma}_{bc} \text{ tel que } : \bar{\sigma}_{bc} = \frac{0.85 * f_{c28}}{1.5} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$B \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{bc}} \Rightarrow B \geq \frac{2256.22}{14.2 \times 10^3} \Rightarrow B \geq 0.16 \text{ m}^2$$

A la base  $B = 0.55 * 0.55 = 0.3 \text{ m}^2 \rightarrow c'$ est vérifiée.

**b. Critère de stabilité de forme**

Les poteaux doivent être vérifiés à l’état limite de déformation (flambement).

$$N_u \leq \bar{N}_u = \alpha * \left[ \frac{Br * f_{c28}}{0.9 * \gamma_b} + \frac{As * f_e}{\gamma_s} \right] \dots\dots \text{ (BAEL91 art B.8.4, 1)}$$

Avec :

$B_r$  : section réduite du béton ( $B_r = (a-2)*(b-2)$ ).

$\gamma_b = 1.5$  : Coefficient de sécurité de béton (cas durable).

$\gamma_s = 1.15$  coefficient de sécurité de l'acier.

$\alpha$  : Coefficient réducteur qui est fonction de l'élanement  $\lambda$ .

$$\begin{cases} \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} & \text{si: } \lambda \leq 50 \\ \alpha = 0.6 \times \left(\frac{50}{\lambda}\right) & \text{si: } 50 \leq \lambda \leq 70 \end{cases}$$

Tel que :  $\lambda = \frac{l_f}{i}$  avec  $i = \sqrt{\frac{I}{b \times h}}$  (rayon de giration)

Cas d'une section rectangulaire :  $I = \frac{b \times h^3}{12}$  (section rectangulaire)

$l_f$ : longueur de flambement

$l_f = 0.7 l_0$  (BAEL91 art B.8.3, 31)

$l_f = 0.7 * 4.31 = 3.017$  m

$$\lambda = l_f \frac{\sqrt{12}}{h} = 3.017 * \frac{\sqrt{12}}{0.55} \Rightarrow \lambda = 19$$

$$\lambda = 19 < 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{\left[1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2\right]} = 0.8$$

D'après le BAEL91 :  $A_s = 1\% B_r$

L'effort de compression ultime doit être majoré de 10%.

D'après l'expression donnée dans le BAEL91 art B.8.4.1 ;

$$\Rightarrow B_r \geq \frac{1.1 * Nu}{\alpha \left[ \frac{f_{c28}}{0.9 * \gamma_b} + \frac{fe}{100 * \gamma_s} \right]}$$

$$A.N : B_r \geq \frac{1.1 * 2051.112.10^{-3}}{0.758 \left[ \frac{25}{0.9 * 1.5} + \frac{400}{100 * 1.15} \right]} = 0.135 m^2$$

$$B_r = (a-0.02)(b-0.02) = (0.55-0.02)(0.55-0.02) \Rightarrow B_r = 0.2809 m^2 > 0.135 m^2$$

Donc pas de risqué de flambement du poteau.

**c. Vérification des conditions du RPA 99 (art 7.4.1)**

Les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire en zone (I) les conditions suivantes :

- $\min (h, b) \geq 25 \text{ cm}$  ..... vérifié
- $\min (h, b) \geq h_e/20$  ..... vérifié
- $1/4 \leq b/h \leq 4$ . ..... vérifié

**2.8. Conclusion**

- Les sections optées pour tous les éléments sont les suivantes :
- Poutres principales :  $(30 \times 40) \text{ cm}^2$
- Poutres secondaires :  $(30 \times 30) \text{ cm}^2$
- Poutre de chaînage :  $(30 \times 35)$
- Poteaux de RDC :  $(55 \times 55) \text{ cm}^2$
- Poteaux de 1<sup>er</sup> étage 2<sup>ème</sup>, 3<sup>ème</sup>:  $(50 \times 50) \text{ cm}^2$
- Poteaux de 4<sup>ème</sup> étage 5<sup>ème</sup>, 6<sup>ème</sup>:  $(45 \times 45) \text{ cm}^2$
- Poteaux étage 7, 8, 9 ainsi que accès terrasse:  $(40 \times 40) \text{ cm}^2$
- Donc on passe à l'étude des éléments secondaires.

3.Calcul des éléments secondaires

3.1. Etude des poutrelles

3.1.1.Méthodes de calcul

• La méthode forfaitaire

Le BAEL91 (Art. L.III,2) propose une méthode simplifiée dite méthode forfaitaire. Elle est applicable que si les 4 conditions suivantes sont vérifiées :

1. Plancher à surcharge modérée,  $Q \leq (2G ; 5KN/m^2)$ .
2. Le rapport des portées successives ( $L_i / L_{i+1}$ ) est compris entre 0.8 et 1.25.
3. Le moment d'inertie est considéré constant dans tous les travées.
4. La fissuration est peu nuisible.

• Principe de la méthode forfaitaire

-Les moments fléchissant :

En travée :

$\alpha = \frac{Q}{Q+G}$  : Le rapport des charges d'exploitations et permanentes.

$$1) \quad M_t + \frac{M_g + M_d}{2} \geq \max \left\{ \begin{array}{l} (1 + 0.3 \times \alpha) \times M_0 \\ 1.05 M_0 \end{array} \right.$$

$$2) \quad \left\{ \begin{array}{l} M_t \geq \frac{1.2 + 0.3 \times \alpha}{2} \times M_0 \quad \text{Pour une travée de rive.} \\ M_t \geq \frac{1 + 0.3 \times \alpha}{2} \times M_0 \quad \text{Pour une travée intermédiaire} \end{array} \right. \quad \text{Avec : } M_0 = \frac{p \times l^2}{8}$$

P : la charge répartie à l'état limite considéré.

$M_0$  : Moment isostatique maximal de la travée indépendante.

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

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

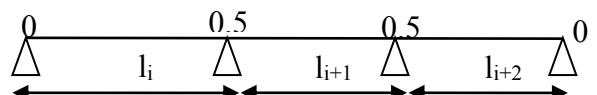
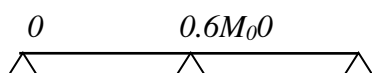
$M_t$  : Moment en travée de la travée considérée.

$l_i$  : Portée de la travée.

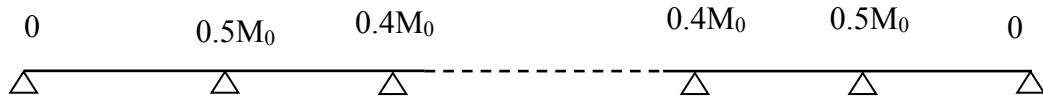
En appuis:

Cas de 02 travées :

cas de 03 travées :



cas de plus de 03 travées :

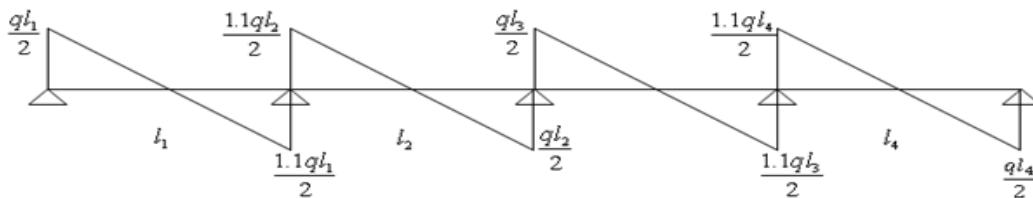


**-Les efforts tranchants :**

En supposant la discontinuité entre les travées. Dans ce cas l'effort tranchant hyperstatique est confondu avec l'effort tranchant isostatique sauf pour le premier appui intermédiaire où l'on tient compte des moments de continuité en majorant l'effort tranchant isostatique  $V_0$  avec :

15 % pour une poutre à deux travées et 10 % pour une poutre à plus de deux travées

• **Méthode de Caquot :**



**Figure II.15 :**diagramme des efforts tranchants

Elle est applicable généralement pour les planchers à surcharges élevées  $Q > (2G ; 5KN/m^2)$  mais elle peut s'appliquer aussi à des planchers à surcharges modérées si une condition de la méthode forfaitaire n'est pas satisfaite.

• **Principe de la méthode Caquot :**

• **Calcul des moments**

**En appuis :** 
$$M_a = -\frac{P_g \times l_g^3 + P_d \times l_d^3}{8.5 \times (l'_g + l'_d)}$$
 (BAEL. Art. L.III,3)

Avec  $l' = 0.8 \times l$  : Pour une travée intermédiaire ;  $l' = l$  : Pour une travée de rive.

$P_g$  ;  $P_d$  : Charge a droite et a gauche de la travée.

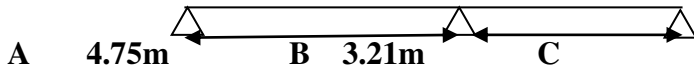
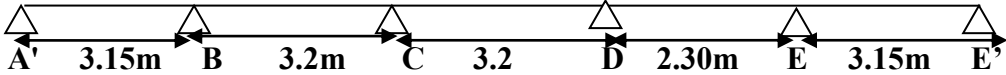
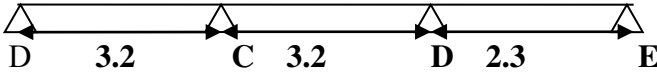

**En travées :**

$$M(x) = M_0(x) + M_g \times \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_d \times \frac{x}{l}; \quad M_0(x) = \frac{Pu \times x}{2} \times (l - x); \quad x = \frac{l_i}{2} - \frac{M_g - M_d}{Pu \times l_i}$$

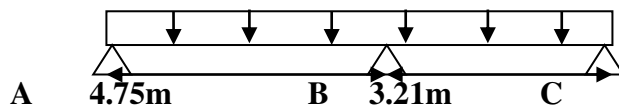
**-Evaluation des efforts tranchants :** 
$$V = \frac{Pu \times l_i}{2} + \frac{M_d - M_g}{l_i} \dots \dots \text{BAEL}(\text{ArtL.III.3})$$

Le sens de disposition adopté donne naissance à différents types de poutrelles. Ces derniers sont résumés sur le tableau suivant :

**Tableau II.12:**schémas statiques des différents types de poutrelles

Type	Schéma statique
Type 1	
Type 2	
Type 3	
Type 4 Du 1 <sup>er</sup> au 7 <sup>eme</sup> étage	

**3.1.2. Exposition d'un exemple de calcul: Poutrelle type 1**



**Figure II.16 :**schéma statique de la poutrelle type 1

$Q < 2 \times G$ ..... Vérifiée.

- Pour plancher d'étage courant :  $G=5.16\text{KN/m}^2$  ;  $Q=1.5\text{KN/m}^2$

$Q < 2 \times G$ ..... Vérifiée.

- $0.8 < (4.75/ 3.21) = 1.47 > 1.25$ ..... Non Vérifiée.

La condition du rapport entre deux travées successives  $0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1.25$  n'est pas vérifiée,

donc on utilise la méthode de Caquot minoré.

La charge  $G' = \frac{2}{3} G$  dans les calculs des moments aux appuis seulement

**1. Calcul des sollicitations :**

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

À l'ELS :  $p_s = 0.65 \times (G + Q)$

**Tab.II.13.**Chargement sur les poutrelles

Désignation	G (KN/m <sup>2</sup> )	G' (KN/m <sup>2</sup> )	Q (KN/m <sup>2</sup> )	ELU			ELS		
				q <sub>u</sub> (KN/m <sup>2</sup> )	P <sub>u</sub> (KN/ml)	P' <sub>u</sub>	q <sub>s</sub> (KN/m <sup>2</sup> )	P <sub>s</sub> (KN/ml)	P' <sub>s</sub>
Terrasse inaccessible	6.64	4.436	1.00	10.464	6.801	4.86	7.64	4.966	3.53

plancher étage	5.16	3.44	1.50	9.216	5.99	4.48	6.66	4.329	4.94
----------------	------	------	------	-------	------	------	------	-------	------

**Calcul à L'ELU**

▪ **Moment en appuis**

*Calcul des longueurs fictives*

$$L' = \begin{cases} 0.8L: \text{Travée intermédiaire} \\ L: \text{Travée de rive} \end{cases}$$

$$L'_{AB} = L_{AB} = 4.75m$$

$$L'_{BC} = L_{BC} \Rightarrow L'_{BC} = 3.21m$$

*Calcul des moments aux appuis*

**A l'ELU**

$$M_i = \frac{q_g \times L_g^3 + q_d \times L_d^3}{8.5 \times (L'_g + L'_d)}$$

$$M_A = M_G = 0.$$

$$M_B = -\frac{4.867 \times (4.75^3 + 3.21^3)}{8.5 \times (4.75 + 3.21)} \Rightarrow M_B = -10.072kn.m$$

$$M_C = 0$$

**A l'ELS**

$$M_A = M_G = 0.$$

$$M_B = \frac{3.533 \times (4.75^3 + 3.21^3)}{8.5 \times (4.75 + 3.21)} \Rightarrow M_B = -7.377KN.m$$

$$M_C = 0 \Rightarrow M_D = 0$$

**Moments aux travées**

**Travée AB**

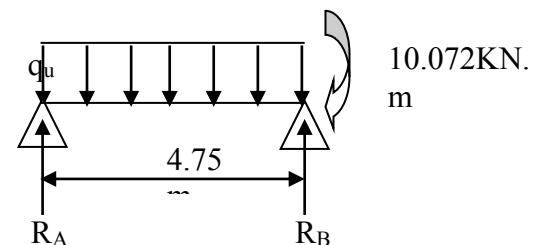
**A ELU**

Calcul des réactions aux appuis :

$$R_A + R_B = p_U \times L_{AB} \Rightarrow R_A + R_B = 6.801 \times 4.75 = 32.30KN$$

$$\sum M/B = 0 \Rightarrow 4.75R_A - 6.801 \times \frac{4.75^2}{2} + 10.072 = 0$$

$$\Rightarrow \begin{cases} R_A = 14.032KN \\ R_B = 18.268KN \end{cases}$$





$$\sum M/S = 0 \Rightarrow M(x) - R_A x + 6.801 \frac{x^2}{2} = 0$$

$$M(x) = R_A x - 6.801 \frac{x^2}{2}$$

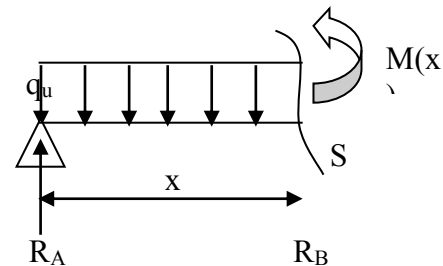
$$V(x) = \frac{dM(x)}{dx} = R_A - 6.801x$$

$$V(x = 0) = 14.034 \text{ KN}$$

$$V(x = 4.75) = -18.275 \text{ KN}$$

$$\frac{dM(x)}{dx} = 0 \Rightarrow x = \frac{14.014}{6.801} = 2.06 \text{ m}$$

$$M_{AB}^{Max} = M(x = 2.06) = 14.439 \text{ KN.m}$$



**A ELS**

Calcul des réactions aux appuis :

$$R_A + R_B = p_S \times L_{AB} \Rightarrow R_A + R_B = 4.966 \times 4.75 = 23.59 \text{ KN}$$

$$\sum M/B = 0 \Rightarrow 4.75 R_A - 4.966 \times \frac{4.75^2}{2} + 7.377 = 0$$

$$\Rightarrow \begin{cases} R_A = 10.24 \text{ KN} \\ R_B = 7.65 \text{ KN} \end{cases}$$

**Travée BC**

**A ELU**

Calcul des réactions aux appuis :

$$R_B + R_C = p_U \times L_{BC} \Rightarrow R_B + R_C = 6.801 \times 3.21 = 21.83 \text{ KN}$$

$$\sum M/B = 0 \Rightarrow 3.21 R_B - 6.801 \times \frac{3.21^2}{2} - 10.072 = 0$$

$$\Rightarrow \begin{cases} R_B = 14.058 \text{ KN} \\ R_C = 7.771 \text{ KN} \end{cases}$$

**A ELS**

Calcul des réactions aux appuis :

$$R_B + R_C = p_U \times L_{BC} \Rightarrow R_B + R_C = 4.966 \times 3.21 = 15.94 \text{ kN}$$

$$\sum M/B = 0 \Rightarrow 3.21 R_B - 4.966 \times \frac{3.21^2}{2} - 7.377 = 0$$

$$\Rightarrow \begin{cases} R_B = 10.25 \text{ KN} \\ R_C = 5.588 \text{ KN} \end{cases}$$

## Chapitre II Pré dimensionnement et calcul des éléments secondaires

$$\sum M/S = 0 \Rightarrow M(x) + 8.144x + 4.966 \frac{x^2}{2} + 10.088 = 0$$

$$M(x) = 8.144x - 4.966 \frac{x^2}{2} - 10.162$$

$$V(x) = \frac{dM(x)}{dx} = 10.25 - 4.966x$$

$$V(x=0) = 10.25 \text{ KN}$$

$$V(x=3.21) = -5.69 \text{ KN}$$

$$\frac{dM(x)}{dx} = 0 \Rightarrow x = \frac{10.25}{4.966} = 2.066$$

$$M_{BC}^{Max} = M(x=2.066) = 3.263 \text{ KN.m}$$

### Calcul des moments isostatique et moment en travée

**Tableau.II.14:** Les sollicitations à ELU, poutrelle type 1 (Plancher étage)

Travée	L(m)	q <sub>u</sub> (KN/m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)	V <sub>g</sub> (KN)	V <sub>d</sub> (KN)
A-B	4.75	5.99	0	-9,288	12,569	12,271	-16,182
B-C	3.21	5.99	-9,288	0	3,77	-16,182	-6,72

**Tableau.II.15 :** Les sollicitations à ELS, poutrelle type 1 (Plancher d'étage)

Travée	L(m)	q <sub>s</sub> (KN/m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)
A-B	4.75	4.329	0	-6,656	9,108
B-C	3.21	4.329	-6,656	0	2,744

**Tableau.II.16 :** Les sollicitations à ELU, poutrelle type 1 (plancher terrasse )

Travée	L(m)	q <sub>u</sub> (KN/m)	x (m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)	V <sub>g</sub> (KN)	V <sub>d</sub> (KN)
A'-B	4.75	5.99	2,063	0	-10,072	14,478	14,034	-18,275
B-C	3.21	5.99	2,066	-10,072	0	4,449	-18,275	-7,78

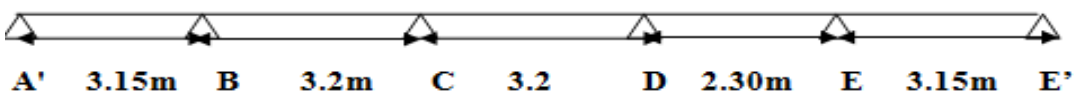
**Tableau.II.17 :** Les sollicitations à ELS, poutrelle type 1 (plancher terrasse )

Travée	L(m)	q <sub>s</sub> (KN/m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)
A-B	4.75	4.329	0	-7,377	10,589
B-C	3.21	4.329	-6,716	0	3,263

**Chapitre II Pré dimensionnement et calcul des éléments secondaires**

**3.1.3.TYPE2:** On voit que les conditions d’application de la méthode forfaitaire sont satisfaites.

**Tableau.II.18:** Les sollicitations à ELU , poutrelle type 2 (Plancher terrasse)



Travée	L(m)	qu(KN/ m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)	V <sub>g</sub> (KN)	V <sub>d</sub> (KN)
A'-B	3.15	6.801	0	-4,809	6,203	8,887	-12,24
B-C	3.2	6.801	-4,809	-3,746	4,437	-12,24	11,12
C-D	3.2	6.801	-3,746	-2,989	5,343	11,12	-10,647
D-E	2.3	6.801	-2,989	-4,294	0,88	-10,647	13,273
E-E'	3,15	6.801	-4,294	0	14,633	13,273	-9,35

**Tableau.II.19:** Les sollicitations à ELU , poutrelle type 2 (Plancher d’étage)

travée	L(m)	qu(KNm)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)	V <sub>g</sub> (KN)	V <sub>d</sub> (KN)
A'-B	3.15	5.99	0	-4,435	5,377	8,026	-10,842
B-C	3.2	5.99	-4,435	-3,455	3,73	-10,842	9,802
C-D	3.2	5.99	-3,455	-2,757	4,565	9,802	-9,366
D-E	2.3	5.99	-2,757	-3,96	0,625	-9,366	10,691
E-E'	3,15	5.99	-3,96	0	5,581	10,691	-8,177

**Tableau.II.20:** Les sollicitations à ELS, poutrelle type 2(terrasse )

Travée	L(m)	q <sub>s</sub> (KN/ m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)
A'-B	3.15	4.966	0	-3,178	4,538
B-C	3.2	4.966	-3,178	-2,476	3,257
C-D	3.2	4.966	-2,476	-1,975	3,915
D-E	2.3	4.966	-1,975	-2,838	0,657
E-E'	3,15	4.966	-2,838	0	4,699

**Tableau.II.21:** Les sollicitations à ELS, poutrelle type 2(étage )

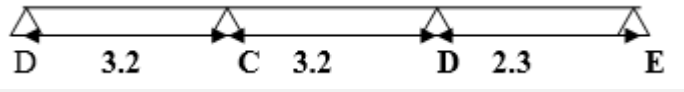
Travée	L(m)	q <sub>s</sub> (KN/ m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)
A'-B	3.15	4.329	0	-3,178	3,898
B-C	3.2	4.329	-3,178	-2,476	2,72
C-D	3.2	4.329	-2,476	-1,975	3,318

## Chapitre II Pré dimensionnement et calcul des éléments secondaires

D-E	2,3	4,329	-1,975	-2,838	0,472
E-E'	3,15	4,329	-2,838	0	4,044

### 3.1.4.TYPE 3

**Tableau.II.22 :** Les sollicitations à ELU, poutrelle type 3 (Plancher terrasse)

							
Travée	L(m)	qu(KN/m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)	V <sub>g</sub> (KN)	V <sub>d</sub> (KN)
A-B	3.2	6.801	0	-4,917	6,422	9,347	-12,42
B-C	3.2	6.801	-4,917	-3,405	4,562	-12,42	-10,411
C-D	2.3	6.801	-3,405	0	2,956	-10,411	-6,342

**Tableau.II.23 :** Les sollicitations à ELU, poutrelle type 3(Plancher d'étage)

Travée	L(m)	qu (KN/ m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)	V <sub>g</sub> (KN)	V <sub>d</sub> (KN)
A-B	3.2	5.99	0	-4,535	5,567	8,167	-11,001
B-C	3.2	5.99	-4,535	-3,14	3,846	-11,001	-9,148
C-D	2.3	5.99	-3,14	0	2,546	-9,148	-5,523

**Tableau.II.24:** Les sollicitations à ELS , poutrelle type 3(Plancher terrasse)

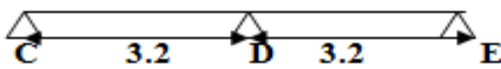
Travée	L(m)	q <sub>s</sub> (KN/ m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)
A-B	3.2	4.966	0	-3,569	4,697
B-C	3.2	4.966	-3,569	-2,471	3,348
C-D	2.3	4.966	-2,471	0	2,164

**Tableau.II.25 :** Les sollicitations à ELS, poutrelle type 3 (Plancher d'étage)

Travée	L(m)	q <sub>S</sub> (KN/ m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)
A-B	3.2	4.329	0	-3,249	4,036
B-C	3.2	4.329	-3,249	-2,25	2,803
C-D	2.3	4.329	-2,25	0	1,848

### 3.1.5.Type4 :

**Tableau.II.26:** Les sollicitations à ELU, poutrelle type 4 Plancher terrasse

								
Travée	L(m)	qu(KN/ m)	M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)	V <sub>g</sub> (KN)	V <sub>d</sub> (KN)
A-B	3.2	6.801	8,707	0	-5,224	6,53	10,883	12,516

## Chapitre II Pré dimensionnement et calcul des éléments secondaires

<b>B-C</b>	3.2	6.801	8,707	-5,224	0	6,53	12,516	10,883
------------	-----	-------	-------	--------	---	------	--------	--------

**Tableau.II.27:** Les sollicitations à ELU, poutrelle type 4( Plancher étage)

Travée	L(m)	qu(KN/ m)	M0(KN.m)	Mg (KN.m)	Md(KN.m)	Mt(KN.m)	Vg(KN)	Vd(KN)
<b>A-B</b>	3.2	5.99	7,667	0	-4,6	5,885	9,584	11,022
<b>B-C</b>	3.2	5.99	7,667	-4,6	0	5,885	11,022	-9,584

**Tableau.II.28:** Les sollicitations à ELS , poutrelle type 4(Plancher terrasse )

Travée	L(m)	qs(KN/ m)	M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)
<b>A-B</b>	3.2	4.966	6,356	0	-3,814	4,767
	3.2	4.966	6,356	-3,814	0	4,767

**Tableau.II.29:** Les sollicitations à ELS, poutrelle type 4(Plancher étage)

Travée	L(m)	qs(KN/ m)	M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)
<b>A-B</b>	3.2	4.329	5,541	0	-3,325	4,253
	3.2	4.329	5,541	-3,325	0	4,253

### 3.1.6.Sollicitation maximales

**Tableau.II.30:** Les sollicitations maximales des poutrelle

poutrelles	ELU	ELS
<b>Plancher étage courant</b>	$M_t^{\max} = -12.568(\text{KN.m})$	$M_t^{\max} = 9.108(\text{KN.m})$
	$M_a^{\max} = 9.228(\text{KN.m})$	$M_a^{\max} = -6.656(\text{KN.m})$
	$V_u^{\max} = -16.18(\text{KN})$	$V_u^{\max} = 10.79(\text{KN})$
	$M_a^{\text{rive}} = -0.15 \times 3.56 = -0.53(\text{KN.m})$	$M_a^{\text{rive}} = -0.15 \times 12.21 = -1.83(\text{KN.m})$
<b>Plancher terrasse inaccessible</b>	$M_t^{\max} = 14,478(\text{KN.m})$	$M_t^{\max} = 10,58(\text{KN.m})$
	$M_a^{\max} = -10,072(\text{KN.m})$	$M_a^{\max} = -7,377(\text{KN.m})$
	$V_u^{\max} = -18,275(\text{KN})$	$V_u^{\max} = 12.10(\text{KN})$
	$M_a^{\text{rive}} = -0.15 \times 19.18 = 2.87(\text{KN.m})$	$M_a^{\text{rive}} = -0.15 \times 14 = -2.1(\text{KN.m})$

### 3.1.7. Ferrailage des poutrelles : Les poutrelles se calculent à la flexion simple.

Calcul à l'ELU

Calcul de la section d'armatures longitudinales

- Plancher terrasse inaccessible**

Calcul de moment équilibré par la table de compression  $M_{tu}$  :

$$M_{tu} = b \times h_0 \times f_{bu} \left( d - \frac{h_0}{2} \right) = 0.65 \times 0.04 \times 14.2 \times \left( 0.18 - \frac{0.04}{2} \right) = 0.059 \text{ MN.m}$$

$M_{tu} > M_{trav}^{\max} \Rightarrow$  L'axe neutre se trouve dans la table de compression  $\Rightarrow$  étude d'une section rectangulaire  $b \times h$ .

**En travée :**  $\mu_{bu} = \frac{Mt}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} ; \quad d=0.9h.$

$$\mu_{bu} = \frac{14.478 \times 10^{-3}}{0.65 \times 0.18^2 \times 14.2} \Rightarrow (\mu_{bu} = 0.048) < (\mu_l = 0.186) \Rightarrow A' = 0.$$

$$\Rightarrow \text{Pivot A: } \xi_{st} = 10\% \Rightarrow \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}.$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \Rightarrow \alpha = 0.061$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.18(1 - 0.4 \times 0.061) = 0.179 \text{ m}.$$

$$A_{tr} = \frac{M_t}{\sigma_{st} \times Z} \Rightarrow A_t = \frac{14.478 \times 10^{-3}}{348 \times 0.179} \Rightarrow A_{tr} = 2.04 \text{ cm}^2$$

**Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 0.65 \times 0.18 \times 2.1}{400} = 1.41 \text{ cm}^2$$

$A_{\min} < A_t \Rightarrow C'$  est vérifié donc on ferraille avec  $A_{tr}$

On opte pour :  $A_{tr} = 3\text{HA}10 = 2.36 \text{ cm}^2$  .

**En appuis**

**Appuis intermédiaires :**

$$M_{appui}^{\max} = -10.072 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{Ma}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} \Rightarrow \mu_{bu} = \frac{10.072 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.18^2 \times 14.2} = 0.298 < \mu_l = 0.392$$

$$\Rightarrow \text{Pivot B: } \xi_{st} = 10\% \Rightarrow \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa} \Rightarrow A' = 0.$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \Rightarrow \alpha = 0.457; \quad Z = d(1 - 0.4\alpha) \Rightarrow Z = 0.145 \text{ m}.$$

$$A_a = \frac{M_a}{\sigma_{st} \times Z} \Rightarrow A_a = \frac{10.072 \times 10^{-3}}{348 \times 0.145} \Rightarrow A_a = 1.968 \text{ cm}^2;$$

On opte: On opte:  $A_a = 3\text{HA}12 = 3.39 \text{ cm}^2$

**Appui de rive :**  $M_a^{rive} = 2.87 \text{ KN.m}$

$$\mu_{bu} = \frac{Ma}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} \Rightarrow \mu_{bu} = \frac{2.87 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.18^2 \times 14.2} = 0.06$$

$\mu_{bu} < \mu_l = 0.3916 \longrightarrow$  pas d'acier comprimée ( $A' = 0$ ).

$\mu_{bu} = 0.07 < 0.186 \longrightarrow$  pivot A ( $\xi_s = 10\%$ )

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.09$$

$$z = 0.18(1 - 0.4 \times 0.09) = 0.17 \text{ m}$$

$$A_{rive} = \frac{M_a}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{2.87 \times 10^{-3}}{0.17 \times 348} = 0.045 \text{ cm}^2$$

On opte une section:  $A_{rive} = 1\text{HA}10 = 0.79 \text{ cm}^2$

**Vérification à l'E.L.U**

**Cisaillement :**

$$V^{\max} = 18.275 \text{ KN} \Rightarrow \tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} \Rightarrow \tau_u = \frac{18.275 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.18} \Rightarrow \tau_u = 1.0638 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left[ \frac{0.2}{\gamma_b} f_{c28}; 5 \text{ MPa} \right] = 3.25 \text{ MPa} \Rightarrow \tau_u < \bar{\tau}_u \text{ C'est vérifié.}$$

**Calcul des armatures transversales**

$$\Phi \leq \min \left( \frac{h}{35}, \Phi, \frac{b_0}{10} \right) = 10 \text{ mm}$$

On adopte un épingle avec  $A_t = 2\text{HA}8 = 1.01 \text{ cm}^2$

**L'espacement**

1)  $St \leq \min (0.9d, 40 \text{ cm}) \Rightarrow St \leq 15.3 \text{ cm}$

$$2) S_t \leq \frac{A_t \times 0.8 f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)}{b_0 (\tau_u - 0.3 f'_{ij} K)} \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \text{Flexion simple} \\ \text{Fissuration peut nuisible} \Rightarrow K=1 \text{ (CBA.Art A.5.1.2.3)} \\ \text{Pas de reprise de bétonnage} \end{array} \right.$$

$\alpha = 90^\circ$  (Flexion simple, cadres droites.)

$$f'_{ij} = \min (f_{ij}; 3.3 \text{ Mpa})$$

$$\Rightarrow S_t \leq \frac{1.01 \times 0.8 \times 400}{10(1.066 - 0.3 \times 2.1)} \Rightarrow S_t \leq 74.13 \text{ cm}$$

3)  $S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} \Rightarrow S_t \leq \frac{1.01 \times 400}{0.4 \times 10} \Rightarrow S_t \leq 101 \text{ cm}$  On prend  $St=15 \text{ cm}$

**Vérification des armatures longitudinales ( $A_l$ ) à l'effort tranchant ( $V_u$ )**

**L'appui intermédiaire**

$$A_l \geq (V_u + \frac{M_U}{0.9 \times d}) \frac{\gamma_s}{f_e} = (19.15 - \frac{10.072}{0.9 \times 0.18}) \times 10^{-3} \frac{1.15}{400} 10^4 = 3.23 \text{ cm}^2$$

Au niveau de l'appui intermédiaire  $V_u$  est négligeable devant  $M_u$  (pas d'influence sur les  $A_l$ )

**Au niveau de l'appui de rive**

On a :  $M_U = 0 \text{ KNm}$

$$A_l \geq \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e} = \frac{18.275 \times 10^{-3} \times 1.15}{400} = 0.55 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{C'est vérifié.}$$

**Vérification de la jonction table nervure**

$$\tau_u = \frac{V_u \times \left(\frac{b-b_0}{2}\right)}{0.9 \times b \times d \times h_0} \Rightarrow \tau_u = \frac{18.275 \times 10^{-3} \left(\frac{0.65-0.1}{2}\right)}{0.9 \times 0.65 \times 0.18 \times 0.04}$$

$\Rightarrow \tau_u = 1.25 MPa < \tau_u = 3.25 MPa \dots \dots \dots$  Vérifiée

**Vérification à l'ELS**

**Etat limite de compression du béton :**  $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \overline{\sigma}_{bc}$

**En travée :**  $M_t^{max} = 10.58 KN.m$

Position de l'axe neutre

$H = b \frac{h_0^2}{2} - 15A(d-h_0) \dots \dots \dots$  **BAEL91.L.III.3**

$H = 0.65 \times \frac{0.04^2}{2} - 15 \times 2.36 \times 10^{-4} \times (0.18 - 0.04) \Rightarrow H = 2.44 \times 10^{-5}$

$H > 0$  (alors l'axe neutre passe par la table de compression  $\Rightarrow$  calcul d'une section rectangulaire  $b \times h$ )

Calcul de  $y$  :

$b \times y^2 - 30 \times A \times (d - y) = 0$

$65y^2 + 70.8y - 1274.4 = 0 \dots \dots \dots (1)$

Solution d'équation(1) est :  $y = 3.91 cm$

**Calcul le moment d'inertie I :**

$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15 \times A \times (d - y)^2$

$I = \frac{65 \times 3.91^3}{3} + 15 \times 2.36 \times (18 - 3.91)^2 \Rightarrow I = 8323.05 cm^4$

$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{10.58 \times 10^{-3}}{8323.05 \times 10^{-8}} \times 0.0391 \Rightarrow \sigma_{bc} = 4.366 MPa$

Donc :  $\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 MPa \dots \dots \dots$  vérifié **(BAEL E.III.2)**

**En appuis intermédiaires :**

$M_{ser} = 7.377 KN.m$

Position de l'axe neutre :

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

$H = 0.65 \times \frac{0.04^2}{2} - 15 \times 3.39 \times 10^{-4} \times (0.18 - 0.04) = 1.919 \times 10^{-4}$



## Chapitre II      Pré dimensionnement et calcul des éléments secondaires

$H > 0 \Rightarrow$  l'axe neutre passe par la table de compression.

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

Calcul de  $y$  :

$$\frac{b}{2} \times y^2 - 15 \times A \times (d - y) = 0 \Rightarrow \frac{65}{2} y^2 + 15 \times 2.26 y - 15 \times 3.39 \times 18 = 0$$

$$y^2 + 1.04y - 28.163 = 0 \dots \dots \dots (2)$$

Solution de l'équation (2) est :  $y = 4.812 \text{ cm}$

**Calcul le moment d'inertie I :**

$$I = \frac{b}{3} \times y^3 + 15 \times A \times (d - y)^2$$

$$I = \frac{65}{3} \times (3.81)^3 + 15 \times 2.26 \times (18 - 3.81)^2 \Rightarrow I = 8024.27 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = \frac{7.377 \times 10^{-3}}{8024.27 \times 10^{-8}} \times 0.0381 = 4.01 \text{ MPa (CBA Art A.5.3.3)}$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifié.}$$

### **Etat limite de déformation**

Le calcul des déformations est effectué pour évaluer les flèches dans l'intention de limiter les contre flèches à la construction ou de limiter les déformations de service.

### **Evaluation de la flèche**

Si l'une des conditions ci-dessous n'est pas satisfaite la vérification de la flèche devient nécessaire :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}; \quad \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0}; \quad \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \text{ BAEL91 (Article L.VI, 2)}$$

$$\text{On a : } \frac{h}{l} = \frac{20}{475} = 0.042 < \frac{1}{16} \Rightarrow \text{non vérifier donc on doit faire une vérification de la flèche}$$

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi};$$

La flèche admissible pour une poutre inférieure à 5 m est :

$$f_{adm} = \left( \frac{l}{500} \right) = \frac{475}{500} = 0.95 \text{ cm}$$

$f_{gv}$  et  $f_{gi}$  : Flèches dues aux charges permanentes totales différées et instantanées respectivement.

$f_{ij}$  : Flèche due aux charges permanentes appliquées au moment de la mise en œuvre des cloisons.

$f_{pi}$  : Flèche due à l'ensemble des charges appliquées (G + Q).

**Evaluation des moments en travée**

$q_{jser} = 0.65 \times G$  : La charge permanente qui revient à la poutrelle sans la charge de revêtement.

$q_{gser} = 0.65 \times G$  : La charge permanente qui revient à la poutrelle.

$q_{pser} = 0.65 \times (G + Q)$  : La charge permanente et la surcharge d'exploitation.

$$M_{jser} = 0.75 \frac{q_{jser} \times l^2}{8} \quad ; \quad M_{gser} = 0.75 \frac{q_{gser} \times l^2}{8} \quad ; \quad M_{pser} = 0.75 \frac{q_{pser} \times l^2}{8}$$

**Propriété de la section**

Position de l'axe neutre :  $y = 3.91 \text{ cm}$ .

Calcul de moment d'inertie de la section homogène:

$$I_0 = \frac{b \times h^3}{12} + 15 \times A \times \left( d - \frac{h}{2} \right)^2$$

$$I_0 = \frac{65 \times 20^3}{12} + 15 \times 2.36 \times \left( 18 - \frac{20}{2} \right)^2$$

$\Rightarrow I_0 = 45598.93 \text{ cm}^4$  ( $I_0$  c'est le moment d'inertie de la section totale)

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 \cdot d} \Rightarrow \rho = \frac{2.36}{10 \times 18} \Rightarrow \rho = 0.013$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \cdot f_{t28}}{\left( 2 + 3 \frac{b_0}{b} \right) \rho} \quad \dots \quad \text{Déformation instantanée.}$$

$$\lambda_v = 0.4 \times \lambda_i \quad \dots \quad \text{Déformation différée.}$$

$E_i = 32164.2 \text{ Mpa}$       Module de déformation longitudinale instantanée du béton.

$E_v = \frac{E_i}{3} = 10721.4 \text{ Mpa}$       Module de déformation longitudinale différée du béton.

**Contraintes :**

$$\sigma_{sj} = 15 \times \frac{M_{jser} \times (d - y)}{I} \quad ; \quad \sigma_{sg} = 15 \times \frac{M_{gser} \times (d - y)}{I} \quad ; \quad \sigma_{sp} = 15 \times \frac{M_{pser} \times (d - y)}{I}$$

**Inerties fictives (  $I_f$  )**

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sj} + f_{t28}} \quad ; \quad \mu_g = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sg} + f_{t28}} \quad ; \quad \mu_p = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sp} + f_{t28}}$$

Si  $\mu \leq 0 \Rightarrow \mu = 0$

$$I_{fj} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} \quad ; \quad I_{fg} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} \quad ; \quad I_{fp} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} \quad ; \quad I_{fv} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g}$$

## Evaluation des flèches

$$f_{ji} = \frac{M_{jser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{ij}} ; f_{gi} = \frac{M_{gser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{ig}} ; f_{pi} = \frac{M_{pser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{ip}} ; f_{gv} = \frac{M_{pser} \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{gv}}$$

$$q_{jser} = 0.65 \times G \Rightarrow q_{jser} = 0.65 \times 5 = 3.25 \text{ KN/m}$$

$$q_{gser} = 0.65 \times G \Rightarrow q_{gser} = 0.65 \times 6.4 = 4.16 \text{ KN/m}$$

$$q_{pser} = 0.65 \times (G + Q) \Rightarrow q_{pser} = 0.65 \times (6.4 + 1) \Rightarrow q_{pser} = 4.81 \text{ KN/m}$$

$$M_{jser} = 0.75 \times \frac{q_{jser} \times l^2}{8} \Rightarrow M_{jser} = 0.75 \times \frac{3.25 \times 4.75^2}{8} \Rightarrow M_{jser} = 8.97 \text{ KN.m}$$

$$M_{gser} = 0.75 \times \frac{q_{gser} \times l^2}{8} \Rightarrow M_{gser} = 0.75 \times \frac{4.16 \times 4.75^2}{8} \Rightarrow M_{gser} = 11.73 \text{ KN.m}$$

$$M_{pser} = 0.75 \times \frac{q_{pser} \times l^2}{8} \Rightarrow M_{pser} = 0.75 \times \frac{4.81 \times 4.75^2}{8} \Rightarrow M_{pser} = 13.56 \text{ KN.m}$$

$$y = 3.91 \text{ cm} ; A_s = 2.36 \text{ cm}^2$$

$$I = 8323.05 \text{ cm}^4 ; I_0 = 45598.93 \text{ cm}^4 ;$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times 2.1}{(2 + 3 \times \frac{0.1}{0.65}) \times 0.013} \Rightarrow \lambda_i = 3.28$$

$$\lambda_v = 0.4 \times 3.28 \Rightarrow \lambda_v = 1.31$$

$$\sigma_{sj} = 15 \times \frac{4.284 \times (0.18 - 0.0445) \times 10^{-3}}{9916.62 \times 10^{-8}} \Rightarrow \sigma_{sj} = 133.31 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{sg} = 15 \times \frac{6.72 \times 10^{-3} \times (0.18 - 0.0391)}{8323.05 \times 10^{-8}} \Rightarrow \sigma_{sg} = 170.64 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{sp} = 15 \times \frac{7.76 \times 10^{-3} \times (0.18 - 0.0391)}{8323.05 \times 10^{-8}} \Rightarrow \sigma_{sp} = 197.05 \text{ Mpa}$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.013 \times 133.31 + 2.1} \Rightarrow \mu_j = 0.593$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.013 \times 170.64 + 2.1} \Rightarrow \mu_g = 0.665$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.013 \times 197.05 + 2.1} \Rightarrow \mu_p = 0.702$$

$$I_{ij}^f = \frac{1.1 \times 45598.93}{1 + (3.28 \times 0.593)} \Rightarrow I_{ij}^f = 17031.63 \text{ cm}^4$$

## Chapitre II Pré dimensionnement et calcul des éléments secondaires

$$I_{f_{ig}} = \frac{1.1 \times 45598.93}{1 + (3.28 \times 0.665)} \Rightarrow I_{f_{ig}} = 15767.27 \text{ cm}^4$$

$$I_{f_{ip}} = \frac{1.1 \times 45598.93}{1 + (3.28 \times 0.702)} \Rightarrow I_{f_{ip}} = 15187.86 \text{ cm}^4$$

$$I_{f_{gv}} = \frac{1.1 \times 45598.93}{1 + (1.31 \times 0.702)} \Rightarrow I_{f_{gv}} = 26129.56 \text{ cm}^4$$

$$f_{ji} = \frac{5.25 \times 10^{-3} \times 4.75^2}{10 \times 32164.2 \times 17031.63 \times 10^{-8}} \Rightarrow f_{ji} = 0.00216 \text{ m}$$

$$f_{gi} = \frac{6.72 \times 10^{-3} \times 4.75^2}{10 \times 32164.2 \times 15767.27 \times 10^{-8}} \Rightarrow f_{gi} = 0.00298 \text{ m}$$

$$f_{pi} = \frac{7.76 \times 10^{-3} \times 4.75^2}{10 \times 32164.2 \times 15187.86 \times 10^{-8}} \Rightarrow f_{pi} = 0.00358 \text{ m}$$

$$f_{gv} = \frac{7.76 \times 10^{-3} \times 4.75^2}{10 \times 10721.4 \times 26129.56 \times 10^{-8}} \Rightarrow f_{gv} = 0.00625 \text{ m}$$

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} \Rightarrow \Delta f_t = 0.00625 - 0.00216 + 0.00358 - 0.00298 \Rightarrow \Delta f_t = 0.00469 \text{ m}$$

$$\Delta f = 0.46 \text{ cm} \leq f_{adm} = 0.95 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{ vérifiée.}$$

• **Ferrailage des poutrelles**

**Tableau II.31:** calcul des sections d'armatures des poutrelles

	localisation	M KNm	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (cm)	$A_{cal}(cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$	$A_{adopte}(cm^2)$
étage Courant	travée	12.568	0.037	0.047	17.65	1.82	1.33	3HA10=2.36
	Appui interm	-9.288	0.038	0.049	17.64	2.04	0.2	3HA10=2.36
	Appui de rive	0.53	0.001	0.002	17.98	0.08	0.2	1HA10=0.79
Plancher terrasse	travée	14.478	0.047	0.06	17.56	2.819	1.33	3HA12=3.39
	Appui interm	-10.072	0.145	0.196	15.66	2.08	0.2	2HA12=3.39
	Appui de rive	2.87	0.009	0.011	17.91	0.46	0.2	1HA10=0.79

• **Vérifications des contraintes à E.L.S**

• **Etat limite de compression de béton**

**Tableau II.32 :** Vérification des états limites de compression du béton

Plancher	En travée				En appui				Obs
	MtKN.m	y (cm)	I(cm4)	$\sigma$ (Mpa)	Ma(KN.m)	y (cm)	I(cm4)	$\sigma$ (Mpa)	
étage Courant	9.108	3.796	7356.98	3.42	6.656	5.272	2118.35	9.457	Vérifier
Plancher terrasse	10.589	4.45	9916.62	3.41	7.377	7.868	7277.64	4.718	Vérifier

**Chapitre II Pré dimensionnement et calcul des éléments secondaires**  
**3.1.8.Ferraillage de la dalle de compression**

On utilise un treillis soude HA de nuance  $f_e = 400\text{MPa}$

**Armatures perpendiculaires aux poutrelles**

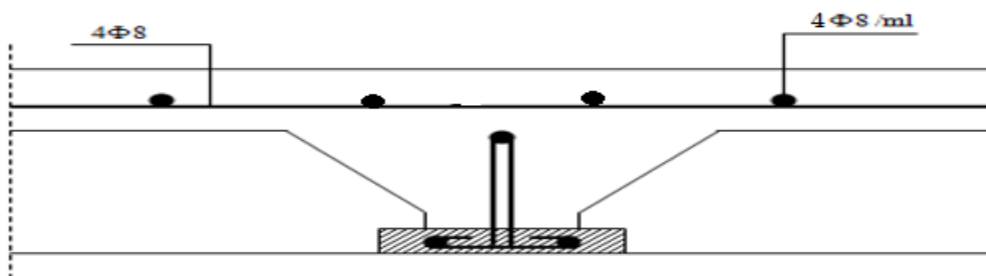
$$A_{\perp} = \frac{4 \times b}{f_e} = \frac{4 \times 0.65}{400} = 0.65 (\text{cm}^2 / \text{ml}) \text{ CBA93 (B.6.8.4.2.3)}$$

**Armatures parallèles aux poutrelles**

$$A_{\parallel} = A_{\perp} / 2 = 0.32 \text{cm}^2 / \text{ml}$$

On choisit :  $4\text{HA}8/\text{ml} = 2.01 \text{cm}^2$  perpendiculaires aux poutrelles  $\rightarrow St = 25\text{cm} < 33\text{cm} \dots$  Vérifiée.

$4\text{HA}8/\text{ml} = 2.01 \text{cm}^2$  parallèles aux poutrelles  $\rightarrow St = 25\text{cm} < 44\text{cm} \dots$  Vérifiée.



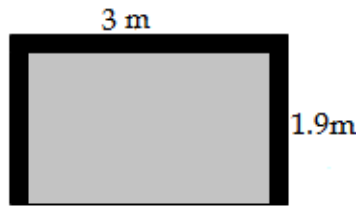
**Figure II.17** : schéma de ferraillage de la dalle de compression.

**Tableau.II.33** : Le schéma de ferraillage des poutrelles

Type	Travée	Appui intermédiaire	Appui de rive
<b>Etage courant</b>			

**3.2. Etude des dalles pleines**

- Exemple de calcul (panneau D3) :



**Figure II.18** : D3,dalle sur trois appuis

**3.2.1 Méthode de calcul**

Dès qu'on sort du domaine des dalles sur quatre appuis avec ou sans continuité aux dalles sur trois appuis, le recours le plus logique pour le calcul est fait avec la théorie des lignes de ruptu

$$1) l_y \geq \frac{l_x}{2} \Rightarrow \begin{cases} M_x = \frac{P \times l_x^2}{8} (l_y - \frac{l_x}{2}) + \frac{P \times l_x^3}{48} \\ M_y = \frac{P \times l_x^3}{24} \end{cases}$$

$$2) l_y \leq \frac{l_x}{2} \Rightarrow \begin{cases} M_x = \frac{P \times l_y^3}{6} \\ M_y = \frac{P \times l_y^2 \times l_x}{2} - \frac{2 \times P \times l_y^3}{3} \end{cases}$$

**Calcul des sollicitations**

$$\rho = \frac{1.9}{3} = 0,63 > 0,4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans deux sens.}$$

$$\frac{L_x}{2} = \frac{3}{2} = 1.5 \Rightarrow L_y > L_x / 2$$

$$1) l_y \geq \frac{l_x}{2} \Rightarrow \begin{cases} M_x = \frac{P \times l_x^2}{8} (l_y - \frac{l_x}{2}) + \frac{P \times l_x^3}{48} \\ M_y = \frac{P \times l_x^3}{24} \end{cases}$$

On a:  $G = 4.86 \text{ KN/m}^2$ ;  $Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$

$P_u = 1.35 G + 1.5 Q \Rightarrow P_u = 11.811 \text{ KN/m}^2$

$P_s = G + Q = 4.86 + 3.5 = 8.36 \text{ KN/m}^2$

**3.2.2. Ferrailage à l'E.L.U**

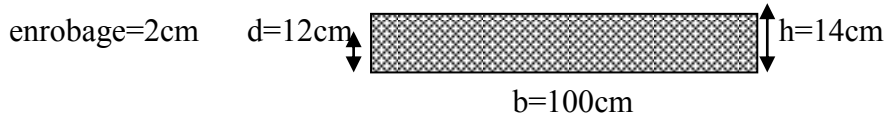
$$\begin{cases} M_x = 11.81 \times \frac{3^3}{24} \Rightarrow M_{0x} = 13.28 \text{ KN.m} \\ M_y = 11.81 \times \frac{3^2}{8} \times (1.9 - 1.5) + (11.905 \times 3^3 / 48) \Rightarrow M_{0y} = 11.95 \text{ KN.m} \end{cases}$$

**En travée**

$$\begin{cases} M_x = 0.75M_{0x} = 9.96KN.m \\ M_{ty} = 0.75M_{0y} = 8.96KN.m \end{cases}$$

**En appuis**

$$\begin{cases} M_x = -0.5M_{0y} = -6.64KN.m \\ M_{ay} = -0.5M_{0y} = -5.97KN.m \end{cases}$$



**Figure II.19:**section de dalle a ferrailer.

**Tableau.II.34:** Le ferrailage de la dalle pleine sur 3 appuis

localisation	Sens	M(KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z(m)	$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{adop}$ (cm <sup>2</sup> )
En travée	Selon x	9.96	0,0488	0,0625	0.117	2.44	1.12	5T10=3.93
	Selon y	8.96	0,043	0,0549	0,117	2.19	1.41	5T10=3.93
En appui	Selon x	6.64	0.032	0.0406	0.118	1.61	1.12	5T8=2.51
	Selon t	5.97	0.029	0.0367	0.118	1.45	1.41	5T8 =2,51

$$\phi_x \leq \frac{h}{10} \Rightarrow \phi_x \leq \frac{14}{10} ; \text{ Soit } \phi_x = 14mm$$

**Condition de non fragilité**

Avec :  $Ax^{\min} = \frac{\rho_0}{2} * (3 - \rho) * b * e\rho = 0.0008$

$$Ay^{\min} = \rho_0 * b * e$$

$$\text{Si } A_{cal} \geq A_{min} \rightarrow A_s \geq 0.23 * \frac{ft28}{fe} * b * d$$

$$Ax_{min} = 1.325 \text{ cm}^2$$

$$Ay_{min} = 1.12 \text{ cm}^2$$

**Calcul de l'espacement des armatures**

// à Ly :  $S_t \leq \min(4e; 45cm)$ . Donc  $S_t \leq 45 \text{ cm}$  ; On opte :  $S_t = 20 \text{ cm}$

// à Lx :  $S_t \leq \min(3e; 33cm)$ . Donc :  $S_t \leq 33 \text{ cm}$  ; On opte:  $S_t = 20 \text{ cm}$

**Vérification a l'E.L.U****Vérification au cisaillement**

L'effort tranchant

$$V_u \max = \frac{P_U \times L_x}{3} = \frac{11.811 \times 1.9}{3} = 7.48 \text{KN}$$

$$\tau_{\max} = \frac{V_{\max}}{b \times d_x} \Rightarrow \tau_{\max} = \frac{7.48 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12} \Rightarrow \tau_{\max} = 0.6233 \text{MPa} < \bar{\tau} = 0.05 \times f_{c28} = 1.25 \text{MPa} \text{ Vérifier}$$

**Vérification a l'E.L.S****État limite de compression du béton**

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}; \quad \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y; \quad \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa}$$

$$\begin{cases} M_{0x} = 8.43 \times \frac{3^3}{24} \Rightarrow M_{0y} = 9.48 \text{KN.m} \\ M_{0y} = 8.43 \times \frac{3^2}{8} \times (1.9 - 1.5) + (8.43 \times 3^3 / 48) \Rightarrow M_{0x} = 8.46 \text{KN.m} \end{cases}$$

$$M_{a_{serx}} = 0.5 \times M_{0x} = 4.7 \text{kn.m}; \quad M_{a_{sery}} = 0.5 \times M_{0y} = 4.23 \text{kn.m};$$

$$M_{t_x} = 7.053 \text{KN.m}; \quad M_{t_y} = 6.34 \text{KN.m}$$

**Travée // Lx :****Calcul de y :**

$$\frac{b}{2} y^2 + 15 A y - 15 A d_x = 0 \Rightarrow \frac{1}{2} y^2 + 15 \times 3.93 \times 10^{-4} y - 15 \times 3.93 \times 10^{-4} \times 0.12 = 0$$

On trouve : y = 0,02905 m

**Calcul de I :**

$$I = \frac{b}{3} y^3 + 15 A (d - y)^2 \Rightarrow I = \frac{1}{3} \times 0,02905^3 + 15 \times 3.93 \times 10^{-4} (0,12 - 0,02905)^2$$

$$I = 4654.9 \text{ cm}^2$$

**Vérification de  $\sigma_{bc}$** 

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \Rightarrow \sigma_{bc} \Rightarrow \sigma_{bc} = 4.65 \text{MPa} \Rightarrow \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa} \rightarrow \text{vérifié.}$$

**Etat limite d'ouverture des fissures :**

$$\sigma_{st} = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d_x - y) \Rightarrow \bar{\sigma}_s = \min \left[ \frac{2}{3} \times f_e; \max \left( 240; 110 \sqrt{\eta \times f_{ij}} \right) \right] = 240 \text{MPa.}$$

**Vérification de  $\sigma_{st}$** 

$$\sigma_{st} = 206.7 \text{MPa} < 240 \text{MPa} \rightarrow \text{Vérifié.}$$



**Calcul de y**

$$\frac{b}{2}y^2 + 15Ay - 15Ad = 0 \Leftrightarrow \frac{1}{2}y^2 + 15 \times 3.93 \times 10^{-4}y - 15 \times 3.93 \times 10^{-4} \times 0,12 = 0$$

Racine d'équation seconde degré :  $y = 0.0321$  m

**Calcul de I**

$$I = \frac{1}{3} \times 0,05033^3 + 15 \times 3.93 \times 10^{-4} (0,12 - 0,05033)^2 \Rightarrow I = 5657.2 \text{ cm}^4$$

**Vérification de  $\sigma_{bc}$** 

$$\sigma_{bc} = 3.61 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \quad \text{Donc c'est vérifié}$$

**Vérification de  $\sigma_{st}$** 

$$\sigma_{st} = 147.8 < 240 \text{ MPa} \text{ c'est vérifié}$$

**Appuis // Lx :****Calcul de y :**

$$\frac{b}{2}y^2 + 15Ay - 15Ad_x = 0 \Rightarrow \frac{1}{2}y^2 + 15 \times 2.51 \times 10^{-4}y - 15 \times 2.51 \times 10^{-4} \times 0,12 = 0$$

On trouve :  $y = 0,0265$  m

**Calcul de I :**

$$I = \frac{b}{3}y^3 + 15A(d-y)^2 \Rightarrow I = \frac{1}{3} \times 0,0265^3 + 15 \times 2.51 \times 10^{-4} (0,12 - 0,0265)^2$$

$$I = 3911.8 \text{ cm}^4$$

**Vérification de  $\sigma_{bc}$** 

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \Rightarrow \sigma_{bc} = 3.19 \text{ MPa} \Rightarrow \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{vérifié.}$$

**Etat limite d'ouverture des fissures :**

$$\sigma_{st} = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d_x - y) \Rightarrow \bar{\sigma}_s = \min \left[ \frac{2}{3} \times f_e; \max(240; 110 \sqrt{\eta \times f_{tj}}) \right] = 240 \text{ MPa.}$$

**Vérification de  $\sigma_{st}$** 

$$\sigma_{st} = 168.5 \text{ MPa} < 240 \text{ MPa} \rightarrow \text{Vérifié.}$$

**Appuis //à Ly**

**Calcul de y**

$$\frac{b}{2}y^2 + 15Ay - 15Ad_x = 0 \Rightarrow \frac{1}{2}y^2 + 15 \times 2.51 \times 10^{-4}y - 15 \times 2.51 \times 10^{-4} \times 0,12 = 0$$

On trouve :  $y = 0,0265 \text{ m}$

**Calcul de I :**

$$I = \frac{b}{3}y^3 + 15A(d - y)^2 \Rightarrow I = \frac{1}{3} \times 0,0287^3 + 15 \times 2.51 \times 10^{-4} (0,12 - 0,0287)^2$$

$$I = 3911.8$$

**Vérification de  $\sigma_{bc}$**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \Rightarrow \sigma_{bc} = 2.87 \text{ MPa} \Rightarrow \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{vérifié.}$$

**Etat limite d'ouverture des fissures :**

$$\sigma_{st} = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d_x - y) \Rightarrow \bar{\sigma}_s = \min \left[ \frac{2}{3} \times f_e; \max(240; 110 \sqrt{\eta \times f_{ij}}) \right] = 240 \text{ MPa.}$$

**Vérification de  $\sigma_{st}$**

$$\sigma_{st} = 77.97 \text{ MPa} < 240 \text{ MPa} \rightarrow \text{Vérifié}$$

Les résultats de la vérification sont résumés dans le tableau suivant

**Tableau II.35:** résultats des vérifications a l'ELS

localisation	Sens	M(KN.m)	Y(m)	I(cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{st}$ (MPa)	remarque
Travée inter	Selon x	7.05	0.028	4654.9	4.4 < 15	206.7 < 240	vérifiée
	Selon y	6.34	0.0321	5657.2	3.61 < 15	147.8 < 240	vérifiée
Appuis inter	Selon x	4.70	0.0265	3911.8	3.19 < 15	168.5 < 240	vérifiée
	Selon y	4.23	0.0265	3911.8	2.87 < 15	151.7 < 240	vérifiée

**Calcul de la flèche**

**Selon x**

$$M_t = 0.75 M_0 = 7.05 \text{ KN.m} ; M_0 = 9.405 \text{ KN.m} ; h = 14 \text{ cm} ; A = 3.93 \text{ cm}^2 ; l_x = 1.9 \text{ m} ; b = 1 \text{ m} ; d = 12 \text{ cm}$$

$$1) \frac{h}{l} = 0.073 > \frac{1}{16} = 0.0625 \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

$$2) \frac{h}{l} = 0.073 < \frac{M_t}{10 * M_0} = 0.075 \dots\dots\dots \text{Non vérifiée.}$$

## Chapitre II      Pré dimensionnement et calcul des éléments secondaires

$$3) \frac{A}{b \times d} = 0.0032 \leq \frac{4,2}{f_e} = 0.0105. \dots \text{vérifiée.}$$

La deuxième condition n'est pas vérifiée, donc la vérification de la flèche nécessaire.

$$\text{Pour une portée inférieure à 5m, la flèche admissible } f_{adm} = \frac{L}{500} \text{ cm} \Rightarrow f_{adm} = \frac{190}{500} = 0.38 \text{ cm}$$

Propriété de la section :

$$y = 2.8 \text{ cm} ; I = 4654.9 \text{ cm}^4 ; E_I = 32164.2 \text{ Mpa} ; E_v = 10721.4 \text{ Mpa} ; A_s = 3.93 \text{ cm}^2$$

**Calcul des différents paramètres intervenant dans le calcul de la flèche :**

$$I_0 : I_0 = \frac{b}{3} \times (V_1^3 + V_2^3) + 15 \times A_s \times (V_2 + c)^2$$

$$V_1 = \frac{1}{B} \times \left( \frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A_s \times d \right)$$

$$V_2 = h - V_1$$

$$B = b \times h + 15 \times A_s$$

$$I_0 = 24340 \text{ cm}^4$$

$$\rho = \frac{A_s}{b \times d} = \frac{3.93}{100 \times 12} = 0.003275$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times f_{t28}}{\rho \times \left( 2 + 3 \times \frac{b_0}{b} \right)} \Rightarrow \lambda_i = 6.4122$$

$$\lambda_v = 0.4 \times \lambda_i \Rightarrow \lambda_v = 2.564$$

$$q_{jser} = 3.5 \text{ KN/m}^2 ; q_{gser} = 4.86 \text{ KN/m}^2 ; q_{pser} = (4.86 + 3.5) = 8.36 \text{ KN/m}^2$$

$$\begin{cases} M_{ox}^j = 0.311 \times 3.5 \times 1.9^2 = 3.93 \text{ KN.m} \\ M_{ox}^g = 0.311 \times 4.86 \times 1.9^2 = 5.456 \text{ KN.m} \\ M_{ox}^p = 0.311 \times 8.36 \times 1.9^2 = 9.385 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_{jser} = 0.75 \times M_{ox}^j \Rightarrow M_{jser} = 2.95 \text{ KN.m}$$

$$M_{gser} = 0.75 \times M_{ox}^g \Rightarrow M_{gser} = 4.1 \text{ KN.m}$$

$$M_{pser} = 0.75 \times M_{ox}^p \Rightarrow M_{pser} = 7.05 \text{ KN.m}$$

$$\text{Calcul de } \sigma_s : \sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser} \times (d - y)}{I}$$

$$\sigma_{Sg} = 15 \times \frac{M_{serg} \times (d - y)}{I} \Rightarrow \sigma_{Sg} = 95.5 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{Sj} = 15 \times \frac{M_{serj} \times (d - y)}{I} \Rightarrow \sigma_{Sj} = 68.8 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sp} = 15 \times \frac{M_{serp} \times (d - y)}{I} \Rightarrow \sigma_{sp} = 164.3 \text{ MPa}$$

**Calcul de  $\mu$  :** 
$$\mu = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_s + f_{t28}}$$

Si  $\mu \leq 0 \Rightarrow \mu = 0$

$$\mu_j = 0$$

$$\mu_g = 0$$

$$\mu_p = 0.1357$$

$$I_f = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda \times \mu}$$

$$I_{fij} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} \Rightarrow I_{fij} = 0.0002677 \text{ m}^4$$

$$I_{fig} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} \Rightarrow I_{fig} = 0.0002677 \text{ m}^4$$

$$I_{fip} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} \Rightarrow I_{fip} = 0.0001431 \text{ m}^4$$

$$I_{fv_g} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} \Rightarrow I_{fv_g} = 0.0002677 \text{ m}^4$$

$$f_{ij} = \frac{M_j \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fij}} \Rightarrow f_{ij} = 0.05 \text{ cm}$$

$$f_{gi} = \frac{M_g \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fig}} \Rightarrow f_{gi} = 0.08 \text{ cm}$$

$$f_{gv} = \frac{M_g \times L^2}{10 \times E_v \times I_{fv_g}} \Rightarrow f_{gv} = 0.13 \text{ cm}$$

$$f_{pi} = \frac{M_p \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fip}} \Rightarrow f_{pi} = 0.15 \text{ cm}$$

$$\Delta f = f_{gv} + f_{pi} - f_{gi} - f_{ij} = 0.15 \text{ cm}$$

$$\Delta f < f_{adm} = \frac{190}{1000} = 0.38 \text{ cm. Donc la flèche est vérifiée selon x.}$$

**Selon y**

$$M_t = 0.75 M_0 = 6.34 \text{ kN.m} ; M_0 = 8.46 \text{ kN.m} ; h = 14 \text{ cm} ; A = 3.93 \text{ cm}^2 ; l_y = 3 \text{ m} ; b = 1 \text{ m} ; d = 12 \text{ cm}$$

$$1) \frac{h}{l} = 0.046 < \frac{1}{16} = 0.0625 \dots\dots\dots \text{non vérifiée.}$$

$$2) \frac{h}{l} = 0.046 < \frac{Mf}{10 * M_0} = 0.075 \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

$$3) \frac{A}{b \times d} = 0.0032 \leq \frac{4,2}{f_e} = 0.0105. \dots\dots \text{vérifiée.}$$

la première condition n'est pas vérifiée donc le calcul de la flèche est nécessaire.

Pour une portée inférieure à 5m, la flèche admissible  $f_{adm} = \frac{L}{500} cm \Rightarrow f_{adm} = \frac{300}{500} = 0.6cm$

Propriété de la section :

$y = 3.2 \text{ cm} ; I = 5657.2cm^4 ; E_I = 32164.2 \text{ Mpa} ; E_v = 10721.4 \text{ Mpa} ; A_s = 3.93cm^2$

**Calcul des différents paramètres intervenant dans le calcul de la flèche :**

$$I_0 : I_0 = \frac{b}{3} \times (V_1^3 + V_2^3) + 15 \times A_s \times (V_2 + c)^2$$

$$V_1 = \frac{1}{B} \times \left( \frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A_s \times d \right)$$

$$V_2 = h - V_1$$

$$B = b \times h + 15 \times A_s$$

$$I_0 = 24340 \text{ cm}^4$$

$$\rho = \frac{A_s}{b \times d} = \frac{3.93}{100 \times 12} = 0.00327$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times f_{t28}}{\rho \times \left( 2 + 3 \times \frac{b_0}{b} \right)} \Rightarrow \lambda_i = 6.4122$$

$$\lambda_v = 0.4 \times \lambda_i \Rightarrow \lambda_v = 2.564$$

$$q_{jser} = 3.5KN/m^2 ; q_{gser} = 4.86KN/m^2 ; q_{pser} = (4.86 + 3.5) = 8.36KN/m^2$$

$$\begin{cases} M_{ox}^j = 0.112 \times 3.5 \times 3^2 = 3.53KN.m \\ M_{ox}^g = 0.112 \times 4.86 \times 3^2 = 4.92KN.m \\ M_{ox}^p = 0.112 \times 8.36 \times 3^2 = 8.45KN.m \end{cases}$$

$$M_{jser} = 0.75 \times M_{ox}^j \Rightarrow M_{jser} = 2.65 \text{ KN.m}$$

$$M_{gser} = 0.75 \times M_{ox}^g \Rightarrow M_{gser} = 3.69 \text{ KN.m}$$

$$M_{pser} = 0.75 \times M_{ox}^p \Rightarrow M_{pser} = 6.34 \text{ KN.m}$$

**Calcul de  $\sigma_s$  :** 
$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser} \times (d - y)}{I}$$

$$\sigma_{sg} = 15 \times \frac{M_{serg} \times (d - y)}{I} \Rightarrow \sigma_{sg} = 72.26 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sj} = 15 \times \frac{M_{serj} \times (d - y)}{I} \Rightarrow \sigma_{sj} = 52.04 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sp} = 15 \times \frac{M_{serp} \times (d - y)}{I} \Rightarrow \sigma_{sp} = 124.3 \text{ MPa}$$

**Calcul de  $\mu$  :** 
$$\mu = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_s + f_{t28}}$$

Si  $\mu \leq 0 \Rightarrow \mu = 0$

$$\mu_j = 0$$

$$\mu_g = 0$$

$$\mu_p = 0.0143$$

$$I_f = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda \times \mu}$$

$$I_{fij} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} \Rightarrow I_{fij} = 0.0002677 \text{ m}^4$$

$$I_{fig} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} \Rightarrow I_{fig} = 0.0002677 \text{ m}^4$$

$$I_{fip} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} \Rightarrow I_{fip} = 0.0002453 \text{ m}^4$$

$$I_{fvj} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_j} \Rightarrow I_{fvj} = 0.0002677 \text{ m}^4$$

$$f_{ij} = \frac{M_j \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fij}} \Rightarrow f_{ij} = 0.028 \text{ cm}$$

$$f_{gi} = \frac{M_g \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fig}} \Rightarrow f_{gi} = 0.022 \text{ cm}$$

$$f_{gv} = \frac{M_g \times L^2}{10 \times E_v \times I_{fvj}} \Rightarrow f_{gv} = 0.11 \text{ cm}$$

$$f_{pi} = \frac{M_p \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fip}} \Rightarrow f_{pi} = 0.0668 \text{ cm}$$

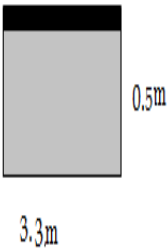
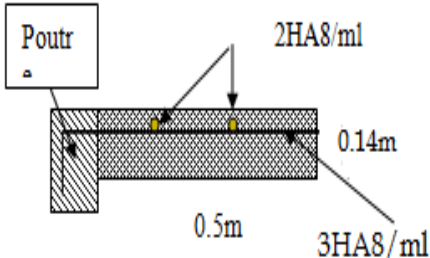
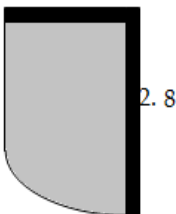
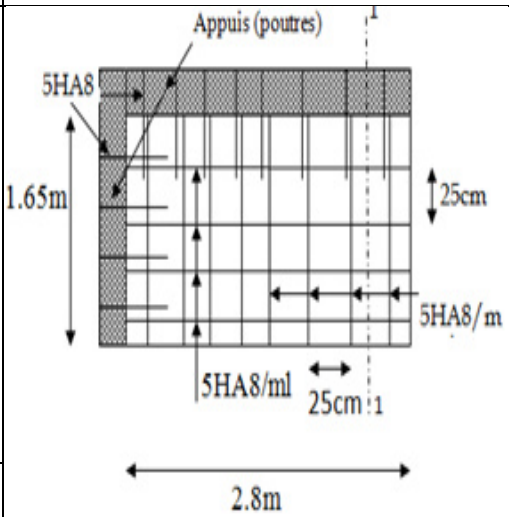
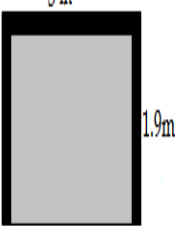
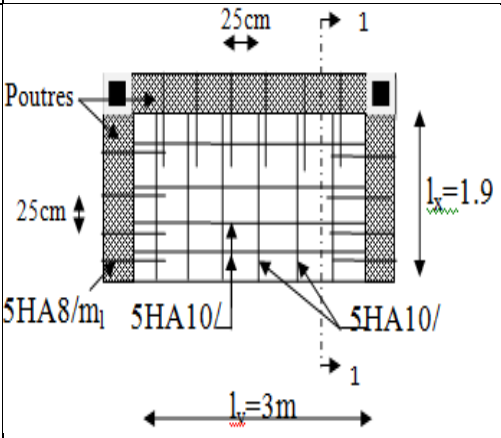
$$\Delta f = f_{gv} + f_{pi} - f_{gi} - f_{ij} = 0.1268 \text{ cm}$$

$$\Delta f < f_{adm} = \frac{300}{1000} = 0.6 \text{ cm. Donc la flèche est vérifiée selon y.}$$

**Chapitre II Pré dimensionnement et calcul des éléments secondaires**

**3.2.3. Sollicitations et ferrillages des panneaux de dalles**

**Tableau II.36:récapitulatif des résultats de calcul des panneaux de dalle**

panneau	$\rho$	Comb	Sollicitations max		ferrillage
			<i>travée</i>	<i>appuis</i>	
<b>D1</b> 	0.15	ELU	<b>rive</b> <b>Mox=2.24 (kn.m)</b> <b>Mtx=1.9 (kn.m)</b> <b>V<sub>max</sub> =1. (kn)</b>	<b>inter</b> <b>Max=1.12 (kn.m)</b>	
		ELS	<b>Mox=1.54 (kn.m)</b> <b>Mtx=1.31 (kn.m)</b>	<b>Max=0.77 (kn.m)</b>	
<b>D2</b> 	0.59	ELU	<b>rive</b> <b>Mox=2.68 (kn.m)</b> <b>Moy=0.758 (kn.m)</b> <b>Mtx=2.284 (kn.m)</b> <b>Mty=0.644 (kn.m)</b> <b>V<sub>max</sub> =6.49(kn)</b>	<b>Rive</b> <b>Max=-0.806(kn.m)</b> <b>May=0.78 (kn.m)</b>	
		ELS	<b>Mox=2.011 (kn.m)</b> <b>Moy=0.918 (kn.m)</b> <b>Mtx=1.71 (kn.m)</b> <b>Mty=0.78 (kn.m)</b>	<b>Max=0.603(kn.m)</b> <b>May=0.275 (kn.m)</b>	
<b>D3</b> 	0.63	ELU	<b>inter</b> <b>Mox=13.28 (kn.m)</b> <b>Moy=11.95 (kn.m)</b> <b>Mtx=9.96 (kn.m)</b> <b>Mty=8.96 (kn.m)</b> <b>V<sub>max</sub> =7.48 (kn)</b>	<b>inter</b> <b>Max=6.64 (kn.m)</b> <b>May=5.97 (kn.m)</b>	

		ELS	Mox=9.48 (kn.m) Moy=8.46 (kn.m) Mtx=7.053 (kn.m) Mty=6.36 (kn.m)	Max=4.7 (kn.m) May=4.23 (kn.m)	
--	--	-----	---	-----------------------------------	--

3.3. Etude des escaliers

3.3.1. Etude de l'escalier type I

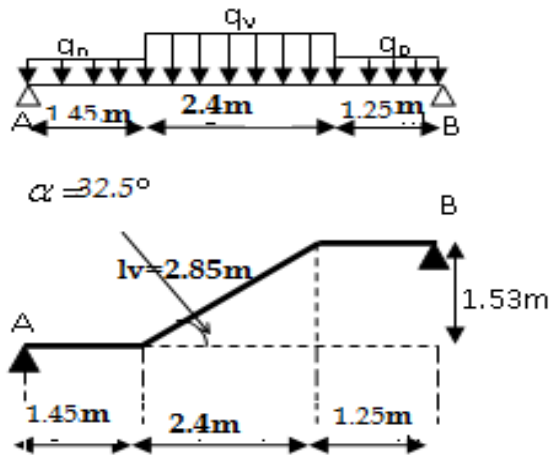


Figure II.20 :schéma statique de l'escalier type I

3.3.1.1 Calcul de chargement

La volée1 :  $\begin{cases} G_v = 8.53 KN / m^2 \\ Q_v = 2.5 KN / m^2 \end{cases}$

Le palier :  $\begin{cases} G_p = 5.61 KN / m^2 \\ Q_p = 2.50 KN / m^2 \end{cases}$

A l'ELU

$$q_u = 1.35G_v + 1.5Q_v$$

$$q_{uV} = (1.35 \times 8.53 + 1.5 \times 2.5) \times 1 = 15.26 KN / ml$$

$$\Rightarrow q_{uV} = 15.26 KN / ml$$

$$q_{uP} = 1.35G_p + 1.5Q_p = (1.35 \times 5.61 + 1.5 \times 2.5) \times 1$$

$$\Rightarrow q_{uP} = 11.32 KN / ml$$

A l'ELS

$$q_{sV} = G_v + Q_v$$

$$q_{sV} = (8.53 + 2.5) \times 1 = 11.03 KN / ml$$

$$\Rightarrow q_{sV} = 11.03 KN / ml$$

$$q_{sP} = G_p + Q_p = (5.61 + 2.5) \times 1 = 8.11 KN / ml$$

$$\Rightarrow q_{sP} = 8.11 KN / ml$$



## Chapitre II Pré dimensionnement et calcul des éléments secondaires

La poutre est isostatique, pour le calcul des réactions on utilise la méthode de la résistance des matériaux.

$$\sum F = 0 \Rightarrow R_A + R_B = 15.26 \times 2.4 + 11.32 \times (1.25 + 1.45)$$

$$\sum M / A = 0 \Rightarrow (11.32 \times \frac{1.45^2}{2}) + (2.4 \times 15.26 \times 3.125) + (11.32 \times 1.25 \times 4.475) - (R_B \times 5.1) = 0$$

$$\Rightarrow \begin{cases} R_B = 33.87 \text{ KN} \\ R_A = 33.49 \text{ KN} \end{cases}$$

### 3.3.1.2. Calcul des sollicitations

Nous procédons par la méthode des sections car la poutre est soumise à des chargements différents

$$0 \leq x \leq 1.45 \text{ m}$$

$$M(x) + \frac{11.32}{2} x^2 - 33.49x = 0 \Rightarrow M(x) = -5.66x^2 + 33.49x$$

$$\begin{cases} M(0) = 0 \\ M(1.45) = 36.66 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$T(x) = \frac{dM(x)}{dx} \Rightarrow T(x) = -4.66x + 33.49$$

$$\begin{cases} T(0) = 33.49 \text{ KN} \\ T(1.45) = 26.73 \text{ KN} \end{cases}$$

$$1.45 \leq x \leq 3.85 \text{ m}$$

$$M(x) + 11.32 \times 1.2 \times (x - \frac{1.45}{2}) + 15.26 \times \frac{(x - 1.45)^2}{2} - 33.49 \times x = 0$$

$$\Rightarrow M(x) = -7.63x^2 + 39.2x - 4.14$$

$$\begin{cases} M(1.45) = 36.65 \text{ KN.m} \\ M(3.85) = 33.68 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$T(x) = \frac{dM(x)}{dx} \Rightarrow T(x) = -15.26x + 39.2$$

$$\begin{cases} T(1.45) = 17.07 \text{ KN} \\ T(3.85) = -19.5 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\frac{dM}{dx} = 0 \Rightarrow -15.26x + 39.2 = 0$$

$$x = 2.56 \text{ m}$$

$$M^{\max} = M(x = 2.56) = 46.2 \text{ KN.m}$$

$$0 \leq x \leq 1.25 \text{ m}$$

$$M(x) + \frac{11.32}{2} x^2 - 33.87x = 0 \Rightarrow M(x) = -5.66x^2 + 33.87x$$

$$\begin{cases} M(0) = 0 \\ M(1.25) = 33.49 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$T(x) = \frac{dM(x)}{dx} \Rightarrow T(x) = -11.32x + 33.87$$

$$\begin{cases} T(0) = 33.87 \text{ KN} \\ T(1.25) = 19.72 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\frac{dM}{dx} = 0 \Rightarrow -11.32x + 33.87 = 0$$

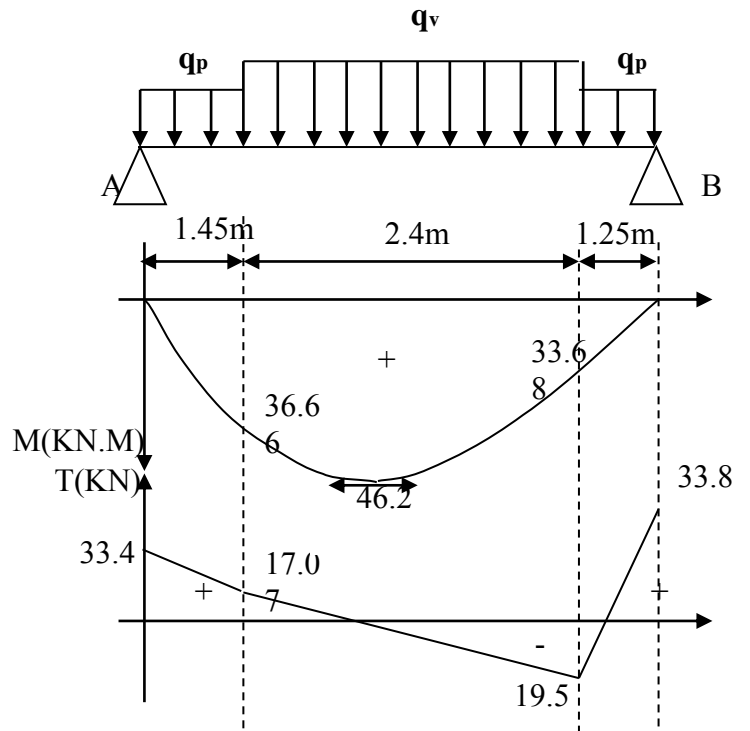
$$x = 2.99 \text{ m}$$

$$M^{\max} = M(x = 2.9) = 46.2 \text{ KN.m}$$

**Donc :**

$$V^{\max} = 33.87 \text{ KN}$$

$$M^{\max} = 46.2$$



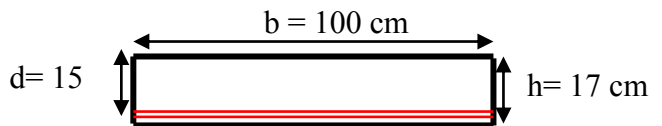
**Figure II. 21 :** Diagrammes des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELU

### 3.3.1.3. Le Ferrailage

$$M_0 = M^{\max} = 46.2 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.75 M_0 = 0.75 \times 46.2 = 34.6 \text{ KN.m}$$

$$M_{a \text{ inter}} = -0.5 M_0 = -0.5 \times 46.2 = -23.08 \text{ KN.m}$$



**figure II.22:**section a ferrailer

Le ferrailage se fait à la flexion simple pour une bande de 1m de large. Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau II.37 :** Résultat de ferrailage de l'escalier

Localisation	M (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	z (m)	A calculée (cm <sup>2</sup> )	A adoptée (cm <sup>2</sup> )
Travée inter	34.6	0.108	0.14	0.14	7.1	8HA12 = 9.05
Appuis inter	23.08	0.0724	0.094	0.144	4.6	5HA12 = 5.65

Dans le but d'avoir une bonne répartition spatiale de nos armatures, on prévoit des armatures de répartition comme suit :

$$\text{En appuis : } A_r^a = \frac{A^a}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41 \text{ cm}^2$$

$$\text{En travée : } A_r^t = \frac{A^t}{4} = \frac{9.05}{4} = 2.26 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } A_r^a = 5\text{HA}8/\text{ml} = 2.51\text{cm}^2$$

$$A_r^t = 5\text{HA}10/\text{ml} = 3.93\text{ cm}^2$$

**Vérifications à l'Etat Limite Ultime****Vérification de la condition de non fragilité**

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{tj}}{f_e} = 0.23 \times 1 \times 0.15 \times \frac{2.1}{400} = 1.81\text{ cm}^2$$

$$\text{En travée : } A' = 3.93\text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.81\text{ cm}^2 \quad \text{vérifiée}$$

$$\text{En appuis : } A_a = 2.51\text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.81\text{ cm}^2 \quad \text{vérifiée}$$

**Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{33.87 \times 10^{-3}}{1 \times 0.15} = 0.2258\text{ MPa}$$

Fissuration peu nuisible

$$\bar{\tau}_{bu} = \min(0.13 \times f_{c28}, 4\text{ MPa}) = 3.25\text{ MPa}$$

$$\tau_{bu} = 0.2258\text{ MPa} < \bar{\tau}_{bu} = 3.25\text{ MPa} \rightarrow \text{Pas de risque de cisaillement}$$

**Vérification des armatures longitudinales à l'effort tranchant**

$$A_l \geq \frac{1.15 \times V_u}{f_e} \quad \text{Avec : } A_l = 5.65 + 9.06\text{ cm}^2$$

$$A_l = 14.71\text{ cm}^2 \geq \frac{1.15 \times 33.87 \times 10^{-3}}{400} = 0.97\text{ cm}^2 \quad \text{vérifiée}$$

**Espacement des armatures**

Les règles d'espacement des barres données aux BAEL91 donnent :

**Armatures longitudinales**

$$S_t = 25\text{ cm} \leq \min(3\text{ h}, 33\text{ cm}) = 33\text{ cm}$$

**Armatures transversales**

$$S_t = 25\text{ cm} \leq \min(4\text{ h}, 45\text{ cm}) = 45\text{ cm}$$

**Vérification à l'ELS****État limite de compression du béton**

La fissuration est nuisible donc la vérification à faire est la contrainte de compression du béton et la contrainte de traction de l'acier.

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15\text{ MPa}$$

$$R_A = 24.10\text{ KN}$$

$$R_B = 24.38\text{ KN}$$

**Chapitre II Pré dimensionnement et calcul des éléments secondaires**

$$M^{\max}(x = 2.9 \text{ m}) = 33.303 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.75 \times 33.303 = 24.977 \text{ KN.m}$$

$$M_a = 0.5 \times 33.303 = 16.303 \text{ KN.m}$$

**En travée :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y \text{ tel que : } M_{ser} = 24.977 \text{ KN.m}$$

$$y^2 + 30 \times 9.06 \times 10^{-4} \times y - 30 \times 9.06 \times 10^{-4} \times 0.15 = 0$$

$$y = 2.4 \text{ cm}; \quad I = 22036.28 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 2.7 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 2.7 < \bar{\sigma} = 15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

**En appuis :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y \text{ tel que : } M_{ser} = 16.303 \text{ KN.m}$$

$$y^2 + 30 \times 5.65 \times 10^{-4} \times y - 30 \times 5.65 \times 10^{-4} \times 0.15 = 0$$

$$y = 2.7 \text{ cm}; \quad I = 13477.9 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 3.26 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 3.26 < \bar{\sigma} = 15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

**Etat limite d'ouverture des fissures :**

$$\sigma_{st} = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} \times (d - y) \leq \bar{\sigma}_s; \text{ avec : } \bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} f_e, \max(240; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}})\right) = 240 \text{ MPa.}$$

**Entravée :**

$$\sigma_{st} = 15 \times \frac{24.977 \times 10^{-3}}{22036.28 \times 10^{-8}} \times (0.15 - 0.024) = 214.2 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 240 \text{ MPa} \dots \text{vérifiée.}$$

**En appuis :**

$$\sigma_{st} = 15 \times \frac{16.303 \times 10^{-3}}{13477.9 \times 10^{-8}} \times (0.15 - 0.0565) = 169.63 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 240 \text{ MPa} \dots \text{vérifiée.}$$

Les résultats de calcul des contraintes sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau II.38 : Vérification des contraintes de compression dans le béton**

Localisation	Mser (KN.m)	I (cm <sup>4</sup> )	Y (cm)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{st}$ (MPa)
Travée inter	24.977	22036.28	2.4	2.7	214.2
Appuis inter	16.303	13477.9	2.7	3.26	169.63

**État limite de déformation**

**Vérification de la flèche**

La vérification de la flèche est nécessaire si les conditions suivantes ne sont pas satisfaites

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots(2) \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots(3) \end{array} \right. \quad \text{BAEL91}$$

L=510cm ; h=17cm ; A=9.06cm<sup>2</sup> ; d=15cm ; b= 1m ; Mo = 33.303KN.m ; Mt = 24.977KN.m

1)  $\frac{h}{l} = 0.17 / 5.1 = 0.033 < \frac{1}{16} = 0.0625$  ..... non vérifiée.

2)  $\frac{h}{l} = 0.033 < \frac{Mt}{10 * M_0} = 0.075$  ..... non vérifiée.

3)  $\frac{A}{b \times d} = 0.00604 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.0105$  .....vérifiée

Les deux premières conditions ne sont pas vérifiées, donc il faut calculer la flèche.

La flèche totale est définie par le BAEL91 comme suit :

Pour une poutre simplement appuyée de portée supérieure ou égale à 5m, la flèche admissible

$$f_{adm} = \frac{L}{1000} + 0.5cm, \text{ ce qui donne pour notre cas : } f_{adm} = 1.005cm$$

**Données de calcul**

y = 2.4 cm

I = 22036.28 cm<sup>2</sup>

E<sub>i</sub> = 11000<sup>3</sup>√f<sub>c</sub>28 = 32164.2MPa

E<sub>v</sub> = E<sub>i</sub>/3 = 10721.4 MPa

A<sub>s</sub> = 9.06cm<sup>2</sup>

**Calcul des différents paramètres intervenant dans le calcul de la flèche :**

$$I_0 : I_0 = \frac{b}{3} \times (V_1^3 + V_2^3) + 15 \times A_s \times (V_2 + c)^2$$

$$V_1 = \frac{1}{B} \times \left( \frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A_s \times d \right)$$

$$V_2 = h - V_1$$

$$B = b \times h + 15 \times A_s \Rightarrow B = 100 \times 17 + 15 \times 9.06 = 1835.9 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = \frac{1}{1835.9} \times \left( \frac{100 \times 17^2}{2} + 15 \times 9.06 \times 15 \right) = 9 \text{ cm}$$

$$V_2 = 17 - 9 \Rightarrow V_2 = 8 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{100}{3} \times (8^3 + 9^3) + 15 \times 9.06 \times (8 + 2)^2 \Rightarrow I_0 = 54956.7 \text{ cm}^4$$

$$\rho = \frac{A_s}{b \times d} = \frac{9.06}{100 \times 15} = 0.00604$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times f_{t28}}{\rho \times (2 + 3 \times \frac{b_0}{b})} \Rightarrow \lambda_i = \frac{0.05 \times 2.1}{0.00604 \times (2 + 3)} = 3.5$$

$$\lambda_v = 0.4 \times \lambda_i \Rightarrow \lambda_v = 1.4$$

$$q_{vg} = 8.53 \text{ KN/m}$$

$$q_{pg} = 4.36 \text{ KN/m}$$

$$M_{serg} = 0.75 \times M_0^{\max} \Rightarrow M_{serg} = 0.75 \times 34.5 = 25.87 \text{ KN.m}$$

$$q_{vj} = 6.91 \text{ KN/m}$$

$$q_{pj} = 3.00 \text{ KN/m}$$

$$M_{serj} = 0.75 \times M_0^{\max} \Rightarrow M_{serj} = 0.75 \times 28.18 = 21.14 \text{ KN.m}$$

$$q_{vp} = G + Q = 8.53 + 2.5 = 11.03 \text{ KN/m}$$

$$q_{pp} = G + Q = 4.36 + 2.5 = 7.10 \text{ KN/m}$$

$$M_{serp} = 0.75 \times M_0^{\max} \Rightarrow M_{serp} = 0.75 \times 44.01 = 33 \text{ KN.m}$$

$$\text{Calcul de } \sigma_s : \sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser} \times (d - y)}{I}$$

$$\sigma_{sg} = 15 \times \frac{M_{serg} \times (d - y)}{I} \Rightarrow \sigma_{sg} = 15 \times \frac{25.87 \times (0.15 - 0.024)}{22036.28} \times 10^5 = 221.8 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sj} = 15 \times \frac{M_{serj} \times (d - y)}{I} \Rightarrow \sigma_{sj} = 15 \times \frac{21.14 \times (0.15 - 0.024)}{22036028} \times 10^5 = 181.3 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sp} = 15 \times \frac{M_{serp} \times (d - y)}{I} \Rightarrow \sigma_{sp} = 15 \times \frac{33 \times (0.15 - 0.024)}{22036.3} \times 10^5 = 283 \text{ MPa}$$

$$\text{Calcul de } \mu : \mu = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_s + f_{t28}}$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.00604 \times 181.3 + 2.1} = 0.43$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.00604 \times 221.8 + 2.1} = 0.5$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.00604 \times 283 + 2.1} = 0.58$$

$$\text{Si } \mu \leq 0 \Rightarrow \mu = 0$$

$$I_f = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda \times \mu}$$

$$I_{fij} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} \Rightarrow I_{fij} = 0.00024132 \text{ m}^4$$

$$I_{fig} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} \Rightarrow I_{fig} = 0.00021873 \text{ m}^4$$

$$I_{fip} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} \Rightarrow I_{fip} = 0.00019839 \text{ m}^4$$

$$I_{fvg} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} \Rightarrow I_{fvg} = 0.00035446 \text{ m}^4$$

$$f_{ij} = \frac{M_j \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fij}} \Rightarrow f_{ij} = 0.19676014 \text{ cm}$$

$$f_{gi} = \frac{M_g \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fig}} \Rightarrow f_{gi} = 0.26564721 \text{ cm}$$

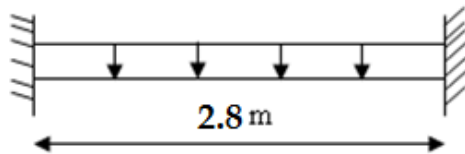
$$f_{gv} = \frac{M_g \times L^2}{10 \times E_v \times I_{fvj}} \Rightarrow f_{gv} = 0.49179021 \text{ cm}$$

$$f_{pi} = \frac{M_p \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fip}} \Rightarrow f_{pi} = 0.37361117 \text{ cm}$$

$$\Delta f = f_{gv} + f_{pi} - f_{gi} - f_{ij} = 0.4 \text{ cm}$$

$$\Delta f < f_{adm} = \frac{510}{1000} + 0.5 = 1.01 \text{ cm. Donc la flèche est vérifiée.}$$

### 3.4. étude de la poutre palière.



:Figure II.23 :Schéma statique de la poutre palière

#### 3.4.1. Dimensionnement

Condition de la flèche

$$\frac{L}{15} < h < \frac{L}{10} \Rightarrow 18.66 \text{ cm} < h < 28 \text{ cm}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ \frac{1}{4} \leq \frac{h}{b} \leq 4 \end{array} \right. \quad (\text{RPA.VII.7.5})$$

On prend : h=30cm ; b=30cm ; c=2cm

**3.4.2. Les charges sur la poutre :**  $g_0$  : Poids propre de la poutre

$$g_0 = 0.3^2 \times 25 = 2.25 \text{ KN/m}$$

$$\text{Poids propre du mur : } g_m = 2.85 \times \left( \frac{3.06 - 0.3}{2} \right) = 3.93 \text{ KN/ml}$$

Poids total revenant a la poutre :  $g = g_0 + g_m = 6.18 \text{ kn/ml}$

Charge transmise par l'escalier : c'est la réaction de la poutre palière sur l'escalier ( $R_B$ ).

**3.4.3. Les sollicitations de la poutre palière**

**Tableau.II.39 :** Les sollicitations de la poutre palière.

ELU	ELS
$R_B = 29.19 \text{ KN}$	$R_B = 21 \text{ KN}$
$P_u = 1.35 g + R_B$	$P_s = g + R_B$
$P_u = 37.53 \text{ KN/m}$	$P_s = 27.18 \text{ KN/m}$
$M^t = \frac{P_u \times L^2}{24} = 12.26 \text{ KN.m}$	$M^t = \frac{P_s \times L^2}{24} = 8.88 \text{ KN.m}$
$M^a = -\frac{P_u \times L^2}{12} = -24.52 \text{ KN.m}$	$M^a = -\frac{P_s \times L^2}{12} = -17.76 \text{ KN.m}$
$V_u = \frac{P_u \times L}{2} = 52.54 \text{ KN}$	$V_s = \frac{P_s \times L}{2} = 38.05 \text{ KN}$

**3.4.4. Calcul de la section d'armature à la flexion simple**

**Tableau.II.40:** ferrailage de la poutre palière à la flexion simple

	$M (\text{KN.m})$	$\mu_{bu}$	$\alpha$	$Z (\text{cm})$	$A_{flexion}^{CAL} (\text{cm}^2)$	$A_{min} (\text{cm}^2)$
<b>En travée</b>	12.26	0.037	0.047	27.47	1.28	4.5
<b>En appuis</b>	24.52	0.073	0.095	26.94	2.61	4.5

**Exigence du RPA Art7.5.2.1 :**  $A_{min} = 0.5\% b \times h \Rightarrow A_{min} = 4.5 \text{ cm}^2$

**Vérification à l'ELU**

L'effort tranchant

$$V_u = 52.54 \text{ KN} \Rightarrow \begin{cases} \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 0.625 \text{ MPa} \\ \tau_u = \min\left(\frac{0.15}{\gamma_b} f_{c28}; 4 \text{ MPa}\right) = 3.25 \text{ MPa} \end{cases} \Rightarrow \tau_u < \bar{\tau}_u \text{ C'est vérifié.}$$



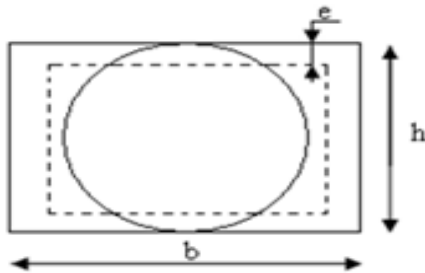
**-Vérification des armatures longitudinales au cisaillement**

$$A > (V_u + \frac{M_u}{0.9 \times d}) \times \frac{\gamma_s}{f_e} \Rightarrow A = (52.54 \times 10^{-3} - \frac{24.52 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.28}) \times \frac{1.15}{400} \Rightarrow A = -1.29 \text{ cm}^2 \text{ Vérifier.}$$

**Calcul de l'espacement St**

1)  $S_t \leq \min(0,9d, 40\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq 25.2$ . On opte :  $S_t=15\text{cm}$  en travée et  $S_t=10\text{cm}$  en appui

**3.4.5.Calcul de la section d'armature a la torsion**



**Figure II.25:**section creuse equivalente

Le moment de torsion provoquer sur la poutre palière est transmis par la volée

C'est le moment d'appui de l'escalier .

$$M^{torsion} = M_b^a = 12.84 \text{ KN.m}$$

Pour une section pleine on remplace la section réelle par une section creuse équivalente dont l'épaisseur de la paroi est égale au sixième du diamètre du cercle qu'il est possible d'inscrire dans le contour de la section **BAEL (ChapI.II.b)**

- U : périmètre de la section
- $\Omega$  : air du contour tracer a mi hauteur
- e : épaisseur de la paroi
- $A_l$ : section d'acier

$$e = \emptyset / 6 = b / 6 = 5 \text{ cm}$$

$$\Omega = [b-e] \times [h-e] = 0.0625 \text{ m}^2$$

$$U = 2 \times [(h-e)+(b-e)] = 1 \text{ m}$$

$$A_l = \frac{M_{Tu} \times U \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} = 2.82 \text{ cm}^2$$

**Section d'armatures finale**

**En travée**

$$\text{Soit : } A' = A_{flexion} + \frac{A_{Torsion}}{2} \Rightarrow A' = 1.28 + \frac{2.82}{2} \Rightarrow A' = 2.69 \text{ cm}^2 < A_{\min} = 4.5 \text{ cm}^2$$

On ferraille avec  $A_{\min}$ , Soit :  $A' = 3\text{HA}14 = 4.62 \text{ cm}^2$

**En appui**

$$A^a = A_{flexion} + \frac{A_{torsion}}{2} \Rightarrow A^a = 2.61 + \frac{2.82}{2} \Rightarrow A^a = 4.02 \text{ cm}^2 < A_{\min} = 4.5 \text{ cm}^2.$$

On ferraille avec  $A_{\min}$ , Soit :  $A^a = 3HA14 = 4.62 \text{ cm}^2$

**Vérification de la contrainte de cisaillement :**  $\tau_u < \bar{\tau}_u$

Avec  $\tau_u = \sqrt{\tau_{torsion}^2 + \tau_{flexion}^2}$  ..... **BAEL (ChapI.III)**

On a  $V_{\max} = 52.54 \text{ KN}$ ;  $\tau_{flexion} = 0.625 \text{ MPa}$

$$\tau_{torsion} = \frac{M_{Tu}}{2 \times \Omega \times e} = \frac{12.26 \times 10^{-3}}{0.0625 \times 2 \times 0.05} = 1.96 \text{ MPa}$$

D'où  $\tau_u = 2.06 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = \min(0,3 f_{c28}; 4 \text{ MPa}) = 3.25 \text{ MPa}$  ..... Condition vérifiée

**Calcul des armatures transversales a la torsion**

Soit  $St = 15 \text{ cm}$  en travée et  $10 \text{ cm}$  en appuis

$$A_t^{\min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 30 \Rightarrow A_t^{\min} = 1.35 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \frac{M_{Tu} \times St \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} = \frac{12.26 \times 10^{-3} \times 15 \times 10^{-2} \times 1.15}{2 \times 625 \times 10^{-8} \times 400} \Rightarrow A_t = 0.42 \text{ cm}^2$$

D'où  $A_t = 1.35 + 0.42 = 1.8 \text{ cm}^2$  ; Soit un cadre et un étrier  $\emptyset 8 = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$

**Vérification à ELS**

**Etat limite de compression de béton**

On vérifie :  $\sigma_{bc} = M_{ser} \times \frac{y}{I} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$

$$0.5 \times b \times y^2 + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0$$

Avec

$$I = \frac{b}{3} \times y^3 + 15 \times A \times (d - y)^2$$

$$A = 4.62 \text{ cm}^2 \text{ (appuis et travée)}$$

**Sur appuis** ( $M_a = 17.76 \text{ KN.m}$ ) ;  $y = 9.2 \text{ cm}$  ;  $I = 31644.08 \text{ cm}^4$

$$\sigma_{bc} = \frac{17.76 \times 10^{-3}}{31644.08 \times 10^{-8}} \times 9.2 \times 10^{-2} \Rightarrow \sigma_{bc} = 5.16 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = \dots \text{ Condition vérifié}$$

**En travée** :  $M_t = 8.88$ ;  $y = 9.2 \text{ cm}$  ;  $I = 31644.08 \text{ cm}^4$

$$\sigma_{bc} = 2.58 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} \dots \text{ Condition vérifié}$$

**Etat limite d'ouverture des fissures**

$$\sigma_{st} = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} \times (d - y) \leq \overline{\sigma}_s ; \text{ avec : } \overline{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} f_e, \max(240; 110\sqrt{\eta \times f_{t28}})\right) = 240 \text{ MPa.}$$

**Sur appuis**

$$\sigma_{st} = 15 \times \frac{17.76 \times 10^{-3}}{31644.08 \times 10^{-8}} \times (0.28 - 0.092) = 158.3 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_s = 240 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

**En travée :**

$$\sigma_{st} = 15 \times \frac{8.88 \times 10^{-3}}{31644.08 \times 10^{-8}} \times (0.28 - 0.092) = 79.14 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_s = 240 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

**Evaluation de la flèche :** Si l'une de ses conditions ci-dessous n'est pas satisfaite la vérification de la flèche devient nécessaire :

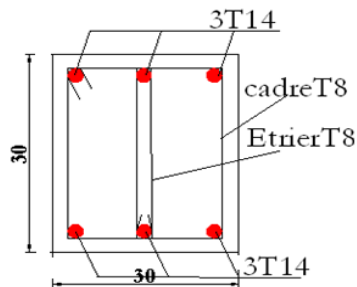
$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0.107 > 0.0625;$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \Rightarrow 0.103 > 0.1;$$

$$\frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow 0.0055 < 0.0105$$

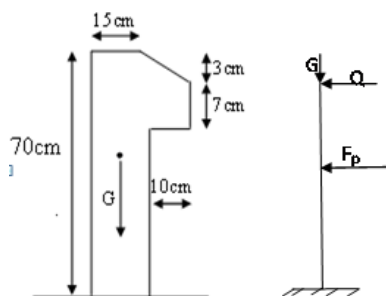
la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

**3.4.6. Schéma de ferrailage de la poutre palière**



**Figure II.26:** schéma de ferrailage de la poutre palière

**3.5. Etude de l'acrotère**



**Figure II.25:** schéma statique de l'acrotère.

L'acrotère est considéré comme une console encastrée dans le plancher soumis à son Poids propre (G), à une force latérale due à l'effet sismique et une surcharge horizontale (Q) due à la main courante.

Le calcul se fera en flexion composée pour une bande de 1m de longueur.

La fissuration est considérer nuisible.

### 3.5.1. Hypothèse de calcul

- L'acrotère est sollicité en flexion composée.
- La fissuration est considérée comme préjudiciable.
- Le calcul se fait pour une bande de un mètre linéaire.

### 3.5.2. Evaluation des charges

$$S = 15 \times 70 + \frac{3 \times 10}{2} + 7 \times 10 \Rightarrow S = 1135 \text{ cm}^2$$

Poids propre :  $G_1 = 25 \times 0.1135 \times 1 \text{ m} \Rightarrow G_1 = 2.84 \text{ KN}$

Poids d'enduit extérieur (ciment: e = 1.5cm) :  $G_2 = 20 \times 0.015 \times 0.7 \times 1 \Rightarrow G_2 = 0.21 \text{ KN}$

Poids d'enduit intérieur (ciment: e = 2cm) :  $G_3 = 20 \times 0.02 \times 0.7 \times 1 \Rightarrow G_3 = 0.28 \text{ KN}$

Le poids total :  $W_p = G_1 + G_2 + G_3 = 3.33 \text{ KN}$

La charge due à la main courante :  $Q = 1 \text{ KN}$

La force sismique horizontale  $F_p$  qui est donnée par la formule :

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p. \text{ (RPA Article 6.2.3)}$$

$A$  : Coefficient d'accélération de zone (groupe d'usage 2, zone I,  $A = 0,08$ ).

$C_p$  : Facteur de force horizontal ( $C_p = 0,8$ ).

$W_p$  : Poids de l'acrotère.

Donc :  $F_p = 4 \times 0.08 \times 0.8 \times 3.33 \Rightarrow F_p = 0.85 \text{ KN}$ .

### 3.5.3. Calcul des sollicitations

- Calcul du centre de gravité  $G(X_g; Y_g)$ :

$$X_g = \frac{\sum X_i \times A_i}{\sum A_i} \Rightarrow X_g = 8.81cm; Y_g = \frac{\sum Y_i \times A_i}{\sum A_i} \Rightarrow Y_g = 37.19cm$$

L'acrotère est soumis à :

$$N_G = 3.33KN$$

$$M_Q = Q \times h \Rightarrow M_Q = 1 \times 0.7 \Rightarrow M_Q = 0.7KN.m$$

$$M_{F_p} = F_p \times Y_g \Rightarrow M_{F_p} = 0.85 \times 0.3719 \Rightarrow M_{F_p} = 0.316KN.m$$

**Tableau.II.41:**Combinaison d'action de l'acrotère

Sollicitations	RPA99	ELU	ELS
Combinaison de charges	G + Q + E	1,35G + 1,5Q	G + Q
N (KN)	3.33	4.49	3.33
(M KN.m)	1.016	1.05	0.70

### 3.5.4. Calcul de l'excentricité à l'état limite ultime

$$\text{On a : } e_1 = \frac{M_u}{N_u} \Rightarrow e_1 = 0.23m; \quad \frac{h}{6} = 0.116m$$

$e_1 > \frac{h}{6} \Rightarrow$  Le centre de pression se trouve à l'extérieur du noyau central donc la section est partiellement comprimée, le ferrailage se fait par assimilation à la flexion simple.

Le risque de flambement développé par l'effort de compression conduit à ajouter  $e_a$  et  $e_2$

Telle que :

$e_a$  : Excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales.

$e_2$  : Excentricité due aux effets du second ordre, liés à la déformation de la structure.

$$e_a = \max\left(2cm; \frac{h}{250}\right) = 2cm. ; e_2 = \frac{3 \times l_f^2 \times (2 + \phi \times \alpha)}{h_0 \times 10^4} ; \alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} \quad \text{(RPA Article A.4.3.5)}$$

$$M_G = 0 \Rightarrow \alpha = 0.$$

$\phi$  : C'est le rapport de déformation finale due au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée, il est généralement pris égal à 2.

$\alpha$  : Le rapport du moment du premier ordre, dû aux charges permanentes et quasi-Permanentes, au moment total du premier ordre, le coefficient  $\alpha$  est compris entre 0 et 1.

$l_f$  : Longueur de flambement ;  $l_f = 2 \times h = 1.4m$

$h_0$  : Hauteur de la section qui est égale à 15cm.

## Chapitre II      Pré dimensionnement et calcul des éléments secondaires

Donc:  $e_2 = 0.0078m$   
 $e = e_1 + e_2 + e_a \Rightarrow e = 0.257m$

### Calcul à l'E.L.U

$$N_u = 4.49KN ; M_u = N_u \times e = 4.49 \times 0.257 \Rightarrow M_u = 1.154KN.m ; f_{bu} = 14.2MPa ; \sigma_{st} = 348MPa$$

$$h = 15 \text{ cm} ; d = 12 \text{ cm} ; b = 100 \text{ cm}$$

$$M_{uA} = M_u + N_u \times \left( d - \frac{h}{2} \right) = 1.154 + 4.49 \times \left( 0.12 - \frac{0.15}{2} \right) \Rightarrow M_{uA} = 1.356KN.m$$

$M_{uA}$  : Moment de flexion évalué au niveau de l'armature.

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = \frac{1.356 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12^2 \times 14.2} \Rightarrow (\mu_{bu} = 0.0066) < (\mu_1 = 0.3916) \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 \times \left( 1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}} \right) \Rightarrow \alpha = 0.008 ; Z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) \Rightarrow Z = 0.1196m$$

$$A_1 = \frac{M_{uA}}{Z \times f_{st}} = \frac{1.356 \times 10^{-3}}{0.1196 \times 348} \Rightarrow A_1 = 0.32cm^2$$

$$A_s = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_s} = 0.32 \times 10^{-4} - \frac{4.49 \times 10^{-3}}{348} \Rightarrow A_s = 0.1959cm^2$$

### Vérification à l'E.L.U

#### La condition de non fragilité

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} = 0.23 \times 1 \times 0.12 \times \frac{2.1}{400} \Rightarrow A_{\min} = 1.44cm^2$$

$$A_{\min} > A_s \Rightarrow \text{On adopte: } A_s = 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2 / ml.$$

#### Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A_s}{4} \Rightarrow A_r = \frac{2.01}{4} \Rightarrow A_r = 0.5025cm^2 \Rightarrow A_r = 4HA6 = 1.13cm^2 / ml$$

#### Espacement

Armatures principale :  $S_t \leq 100/3 = 33,3 \text{ cm}$ . On adopte  $S_t = 30 \text{ cm}$ .

Armatures de répartitions :  $S_t \leq 70/3 = 23.33 \text{ cm}$ . On adopte  $S_t = 20 \text{ cm}$ .

**Vérification au cisaillement** : L'acrotère est exposé aux intempéries (fissuration préjudiciable).

$$\Rightarrow \tau \leq \min(0.1 \times f_{c28}; 3MPa) \Rightarrow \tau \leq \min(2.5; 3MPa) \Rightarrow \tau \leq 2.5MPa$$

$$V_u = F_p + Q \Rightarrow V_u = 0.85 + 1 \Rightarrow V_u = 1.85 \text{ KN}.$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \Rightarrow \tau_u = \frac{1.85 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12} \Rightarrow \tau_u = 0.015 \text{ MPa} \Rightarrow \tau_u < \bar{\tau} \rightarrow \text{Vérifié}$$

$\Sigma \mu_i$ : la somme des périmètres des barres.

$$\Sigma \mu_i = n \times \pi \times \Phi \Rightarrow \Sigma \mu_i = 4 \times 3.14 \times 8 \Rightarrow \Sigma \mu_i = 10.043 \text{ cm}$$

$$\zeta_{es} = 1.85 \times 10^{-3} / (0.9 \times 0.12 \times 0.10074) \rightarrow \zeta_{es} = 0.170 \text{ MPa}$$

$$0.6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2,83 \text{ MPa} \quad \text{(RPA Article. A.6.1, 21)}$$

$\Psi_s$  est le coefficient de scellement.

$$\zeta_{es} < 1.85 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Pas de risque par rapport à l'adhérence.}$$

**Vérification à l'ELS**

$$d = 0.12 \text{ m}; N_{ser} = 3.33 \text{ KN}; M_{ser} = Q \times h \Rightarrow M_{ser} = 0.7 \text{ KN.m}; \eta = 1.6 \text{ pour les HR}$$

**Vérification des contraintes :**  $\sigma_{bc} = N_{ser} \times y_{ser} / \mu_t$ ;  $\sigma_s = 15 \times N_{ser} \times (d - y_{ser}) / \mu_t$ ;

$$\overline{\sigma_s} = \min \left( \frac{2}{3} f_e; 150 \times \eta \right) \Rightarrow \overline{\sigma_s} = 240 \text{ MPa}$$

**Position de l'axe neutre :  $c = d - e_1$**

$e_1$  : distance du centre de pression "c" à la fibre la plus comprimée de la section.

$$e_1 = M_{ser} / N_{ser} + (d - h/2) \Rightarrow e_1 = (0.7/3.33) + (0.12 - 0.15/2) \Rightarrow e_1 = 0.255 \text{ m.}$$

$$e_1 > d \Rightarrow \text{"c" à l'extérieur de section} \rightarrow c = 0.12 - 0.255 \Rightarrow c = -0.125 \text{ m.}$$

$$c = -0.125 \text{ m}; y_{ser} = y_c + c; y_c^3 + p \times y_c + q = 0 \dots\dots\dots (*)$$

$$p = -3 \times c^2 + 90 \times A \times (d - c) / b; q = -2 \times c^3 + 90 \times A \times \frac{(d - c)^2}{b}$$

$$P = -3 \times (-0.125)^2 + 90 \times 2.01 \times 10^{-4} \times \frac{0.12 + 0.125}{1} \Rightarrow P = -0.042 \text{ m}^2$$

$$q = -2 \times (-0.125)^3 + 90 \times 2.01 \times 10^{-4} \times \frac{(0.12 + 0.125)^2}{1} \Rightarrow q = 0.0028 \text{ m}^3$$

En remplaçant "q" et "p" dans (\*), sa résolution donne :  $y_c = -0.2325 \Rightarrow y_{ser} = 0.107 \text{ m.}$

$$\mu_t = \frac{b \times y^2}{2} - 15 \times A \times (d - y) \Rightarrow \mu_t = 5.568 \times 10^{-3} \text{ m}^3$$

$$\sigma_{bc} = \frac{3.33 \times 10^{-3}}{5.568 \times 10^{-3}} \times 0.107 \Rightarrow \sigma_{bc} = 0.063 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{adm}}$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{3.33 \times 10^{-3}}{5.568 \times 10^{-3}} \times (0.12 - 0.107) \Rightarrow \sigma_s = 0.116 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{adm}}$$

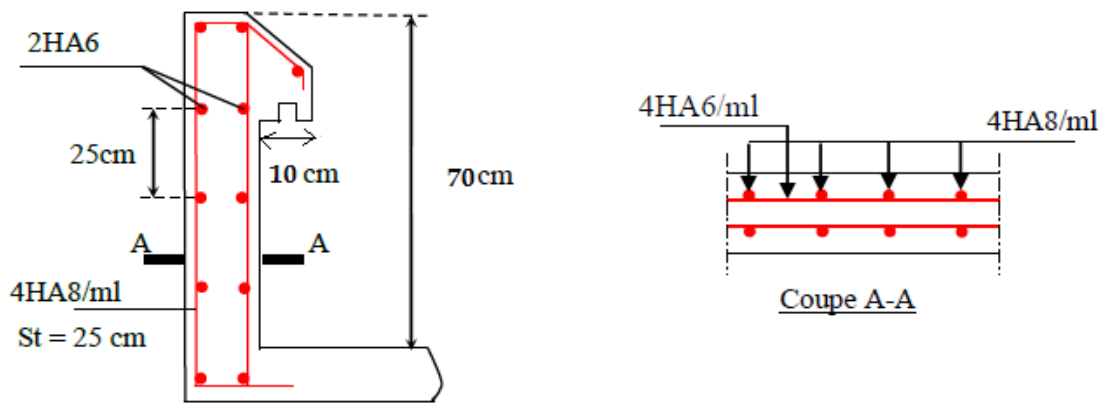


Figure II.30:schéma de ferrailage de l'acrotère.

**3.6. ETUDE DE LA POUTRE DE CHAINAGE**

Dans notre structure la poutre de chaînage sert d'appui pour la cloison extérieur. Son calcul se fait à la flexion simple.

**3.6.1. Dimensionnement :**

$$L_{max} = 440 - 40 \rightarrow L_{max} = 400$$

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10} \Rightarrow 26.7cm \leq h \leq 40cm \text{ Condition de flèche (RPA (Art 9.3.3))}$$

$$h \geq 15cm; \quad b \geq \frac{2}{3} \times 30 = 20cm \text{ (30 cm est l'épaisseur de mur).}$$

On adopte :  $h=35cm$  ;  $b=30cm$  ;  $c=2cm$  ;  $d=33cm$

**3.6.2.Calcul des charges**

$G_0$  : poids de la poutre de chaînage.

$G_1$  : poids de la cloison extérieur

$$\text{Poids propre : } G_0 = 25 \times 0.35 \times 0.3 \Rightarrow G_0 = 2.6KN/m$$

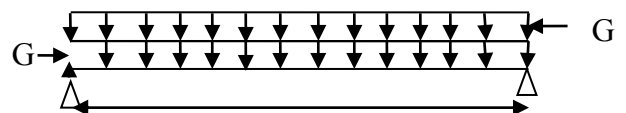


figure II.29: poutre de chaînage.

$$\text{Poids des murs : } G_1 = 2.85 \times 3.06 \Rightarrow G_1 = 8.7 KN/m.$$

$$\text{A l'ELU : } q_u = 1.35 (G_0 + G_1) \Rightarrow q_u = 15.3 KN/ml$$

$$\text{A l'ELS : } q_{ser} = G_0 + G_1 \Rightarrow q_{ser} = 11.3 KN/ml$$

**3.7.3.Calcul des sollicitations**

$$M_0 = \frac{q \times l^2}{8} \quad V_u = \frac{q_u \times l}{2}$$

$$\text{En travée } M^t_u = 0.85M_{0u} \Rightarrow M^t_u = 26.03KN.m$$

$$M^t_{ser} = 0.85M_{0ser} \Rightarrow M^t_{ser} = 19.2KN.m$$



## Chapitre II Pré dimensionnement et calcul des éléments secondaires

En appuis  $M_u^a = -0.5M_{0u} \Rightarrow M_u^a = -15.3KN.m$

$$M_{ser}^a = -0.5M_{0ser} \Rightarrow M_{ser}^a = -11.3KN.m$$

$$V_u = \frac{q_u \times l}{2} \Rightarrow V_u = 30.6KN$$

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

**3.7.4. Le ferrailage de la poutre de chaînage est résumé dans le tableau suivant**

**Tableau II.42 :ferrailage de la poutre de chaînage**

	M <sub>u</sub> (KN)	μ <sub>bu</sub>	α	Z(m)	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>opt</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	obs
travée	26.03	0.06	0.08	0.3	2.5	4HA10=3.14	1.2	Vérifié
appuis	-15.3	0.03	0.04	0.32	1.5	4HA10=3.14	1.2	Vérifié

### Vérification de l'effort tranchant

Il faut vérifier que  $\tau_u \leq \tau_{adm}$

$$\text{Avec : } \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 0.31MPa$$

Fissuration nuisible  $\Rightarrow \tau_{adm} = \min(0.1 \times f_{c28}; 3MPa) = 2.5MPa$ .

$$\tau_u = 0.31MPa \leq \tau_{adm} = 2.5MPa \text{ Pas de risque de cisaillement}$$

### Calcul des armatures transversales

On choisit un cadre et un étrier 4φ8

$$\Rightarrow A_t = 2.01 \text{ cm}^2$$

### Calcul des espacements

$$S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b} = \frac{2.01 \times 10^{-4} \times 400}{0.4 \times 0.3} = 67cm$$

$$S_t \leq \min(0.9 \times d; 40cm) = 29.7cm$$

$$S_t \leq \frac{0.8 \times A_t \times f_e}{b \times (\tau_u - 0.3 \times f_{ij})} = -67cm$$

$$S_t \leq \min(h; 25cm) = 25cm$$

On prend  $S_t = 25 \text{ cm}$ .

### Vérification à l'ELS :

#### État limite de compression du béton :

On doit vérifier les contraintes de compression dans le béton et les contraintes de traction dans l'acier, les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

**Chapitre II Pré dimensionnement et calcul des éléments secondaires**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \overline{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

**Calcul de y :**  $\frac{b \times y^2}{2} + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0$   
 $y = 8.7 \text{ cm}$

**Calcul de I :**  $I = \frac{b \times y^3}{3} + 15 \times A \times (d - y)^2$

$I = 34397.1 \text{ cm}^4$

**Sur appuis** ( $M_a = 11.3 \text{ KN.m}$ )

$$\sigma_{bc} = \frac{11.3 \times 10^{-3}}{34397.1 \times 10^{-8}} \times 8.7 \times 10^{-2} \Rightarrow \sigma_{bc} = 2.85 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \text{Condition vérifiée}$$

**En travée :** ( $M_t = 19.2 \text{ KN.m}$ )

$$\sigma_{bc} = 4.8 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée

**Etat limite d'ouverture des fissures :**

$$\sigma_{st} = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} \times (d - y) \leq \overline{\sigma}_s ; \text{ avec : } \overline{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} f_e, \max(240; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}})\right) = 240 \text{ MPa.}$$

**Sur appuis**

$$\sigma_{st} = 15 \times \frac{11.3 \times 10^{-3}}{34397.1 \times 10^{-8}} \times (0.33 - 0.087) = 7.9 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_s = 240 \text{ MPa} \dots \text{vérifiée.}$$

**En travée :**

$$\sigma_{st} = 15 \times \frac{19.2 \times 10^{-3}}{34397.1 \times 10^{-8}} \times (0.33 - 0.087) = 13.5 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_s = 240 \text{ MPa} \dots \text{vérifiée.}$$

**Vérification de la flèche**

La vérification de la flèche est nécessaire si l'une des conditions suivantes n'est pas vérifiée

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots \dots \dots (1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots \dots \dots (2) \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots \dots \dots (3) \end{array} \right.$$

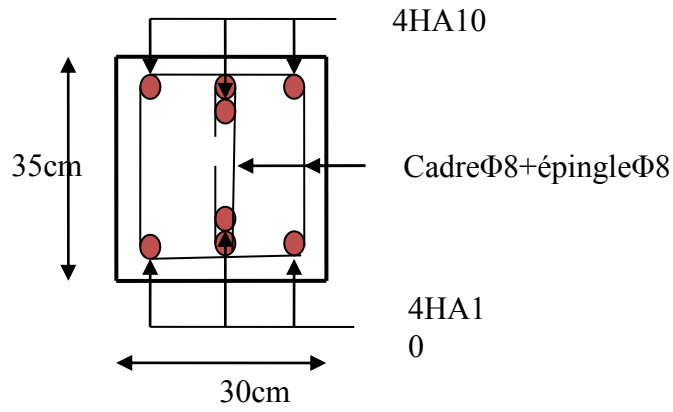
$$\frac{h}{L} = \frac{35}{4000} = 0.09 > \frac{1}{16} \text{ La première condition est vérifiée.}$$

$$\frac{M_t}{10 \times M_0} = 0.085 < \frac{h}{L} = 0.09 \text{ La deuxième condition est vérifiée.}$$

$$\frac{A}{b_0 \times d} = 0.0031 < \frac{4.2}{f_e} = 0.01 \text{ La troisième condition est vérifiée}$$

Donc il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche.

**3.7.5. Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage**



**Figure II.32 :**Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage

# Chapitre III

## Etude dynamique

**1.Introduction**

Le séisme est un phénomène naturel, qui peut induire des dégâts matériels et humains. Il correspond à un mouvement du sol libérant une énergie de déformation importante selon son intensité. L'étude du comportement dynamique de la structure a pour but l'estimation des valeurs caractéristiques les plus défavorables de la réponse sismique et le dimensionnement des éléments de résistance, afin d'obtenir une sécurité satisfaisante pour l'ensemble de l'ouvrage et d'assurer le confort des occupants.

On fait souvent appel à un modèle mathématique de calcul à base d'élément finis qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser, Le logiciel utiliser est le **ETABS 2016**

**2. Méthodes de calcul :** Le **RPA99** propose deux méthodes de calcul des sollicitations :

1. La méthode statique équivalente.
2. La méthode dynamique : -La méthode d'analyse modale spectrale.  
-La méthode d'analyse par Accélérogramme.

**3.Calcul de la force sismique totale :**La force sismique totale **V**, appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales avec la méthode statique équivalente selon la formule :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W \dots\dots\dots \text{RPA99.Art (4.2.3)}$$

Avec : A : Coefficient d'accélération de la zone, dépend du groupe de la structure et de la zone sismique. Dans notre cas : groupe d'usage 2

Zone sismique : I  $\Rightarrow$  A = 0,1

R : coefficient de comportement global de la structure.

Valeur donnée par le tableau (4-3) du RPA 99 en fonction du système de contreventement. (Contreventement mixte  $\Rightarrow$  R = 5).

Q : facteur de qualité.

Sa valeur est donnée par la formule :  $Q = 1 + \sum_1^6 p_q$  . **RPA (Formule 4-4)**

$p_q$  : est la pénalité à retenir selon que les critères de qualité q est satisfait ou non.

Sa valeur est donnée par le tableau 4-4 (**RPA 99**).

**Tableau III. 1 :** Valeurs des pénalités  $P_q$

' Critère q '	Observée	$P_q/xx$	Observée	$P_q/yy$
1- Conditions minimales sur les files de contreventement	oui	0	oui	0

2- Redondance en plan	oui	0	oui	0
3- Régularité en plan	non	0.05	non	0.05
4- Régularité en élévation	oui	0	oui	0
5- Contrôle de qualité des matériaux	non	0.05	non	0.05
6- Contrôles de qualité des d'exécution	Oui	0	Oui	0

Donc :  $Q_y = Q_x = 1,1$

W : poids total de la structure :  $W = \sum_1^9 W_i$  , avec :  $W_i = W_{Gi} + \beta \times W_{Qi}$

$W_{Gi}$  : Poids dus aux charges permanentes et à celles des équipements éventuellement fixes de la structure.

$W_{Qi}$  : Charge d'exploitation.

$\beta$  : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation, il est donné par le tableau (4-5) du RPA 99.

$\beta = 0.2 \rightarrow$  usage d'habitation.

D : facteur d'amplification dynamique moyen.

Il est fonction de catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement ( $\eta$ ) et de la période fondamentale de la structure T.

Grace au logiciel ETABS on a pu obtenir WG ,WQ et W de la structure :

$$\begin{cases} WG = 31284.8234KN \\ WQ = 5157.9835KN \end{cases} \Rightarrow W = 32316.4201KN$$

• **Estimation de la période fondamentale de la structure**

La période empirique peut être calculée de deux manières :

1-  $T_1 = C_T \times (h_N)^{3/4}$  RPA 99 (Art .4.2.4).

2-  $T_2 = 0.09 \times (h_N / \sqrt{D})$  RPA (Formule 4-7)

Avec :  $T = 1.3 \times \min(T_1; T_2)$

$h_N = 34.91m$ : La hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau

$C_T$  : Coefficient fonction du système de contreventement, du type de remplissage.

$\Rightarrow C_T = 0,05$  RPA (tableau 4.6)

D' : est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

On prend la plus petite valeur pour T.

D'où :  $T_1 = 0.718s$ .

Sens(x) :  $D'=19.51m \Rightarrow T_2 = 0.711s$

Sens(y) :  $D'=17.4 m \Rightarrow T_2 = 0.7491s$

Donc la période fondamentale statique majorée de 30 % est :

$$\begin{cases} T_{Sx} = 1.3 \times \min(0.711; 0.718) = 0.925s \\ T_{Sy} = 1.3 \times \min(0.7491; 0.718) = 0.9334s \end{cases}$$

**Valeur de  $T_1'$  et  $T_2'$**

$T_1', T_2'$  : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site (RPA 99 tableau 4-7)

Sol meuble  $\Rightarrow$  Site (S3)  $\Rightarrow \begin{cases} T_1' = 0,15 s \\ T_2' = 0,5 s \end{cases}$

$$T_2' < T_x < 3,0 s \Rightarrow D_x = 2,5 \times \eta \times \left( \frac{T_2'}{T_x} \right)^{2/3}$$

**RPA (Art 4.3.3)**

$$T_2' < T_y < 3,0 s \Rightarrow D_y = 2,5 \times \eta \times \left( \frac{T_2'}{T_y} \right)^{2/3}$$

Tel que :  $\eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + \xi)}}$   $\rightarrow$  facteur de correction d'amortissement.

Avec : D : facteur d'amplification dynamique moyen selon la direction considéré

$\xi$  (%) : est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de remplissage (RPA Tableau 4-2)

Construction auto stable  $\rightarrow \xi = 7 \%$ .

**RPA (Art 4.2.3)**

Contreventement par voiles  $\rightarrow \xi = 10 \%$ .

Donc, pour une construction mixte on prend la moyenne  $\Rightarrow \begin{cases} \xi = 8.5\% \\ \eta = 0.816 \end{cases}$

D'ou :  $D_x = 1.345$  ;  $D_y = 1.309$

$$\text{Sens(x)} : V_{st,x} = \frac{0.1 \times 1.345 \times 1.1}{5} \times 32316.4201 \Rightarrow V_{st,x} = 956.2426KN$$

$$\text{Sens(y)} : V_{st,y} = \frac{0.1 \times 1.309 \times 1.1}{5} \times 32316.4201 \Rightarrow V_{st,y} = 930.648KN$$

**4.Méthode d'analyse modale spectrale**

Cette méthode peut être utilisée dans tout les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas applicable. Puisque notre structure est irrégulière la méthode dynamique s'impose.

### 4.1.principe

Il est recherché par cette méthode pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de

$$\text{calcul suivant : } \frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 \times A \times \left( 1 + \frac{T}{T_1} \left( 2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left( \frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left( \frac{Q}{R} \right) \times \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left( \frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \times \left( \frac{3}{T} \right)^{5/3} \times \left( \frac{Q}{R} \right) & T > 3.0 \text{ s} \end{cases} \quad \text{RPA99 (Formule 4-13)}$$

Avec :

A : coefficient d'accélération de zone.

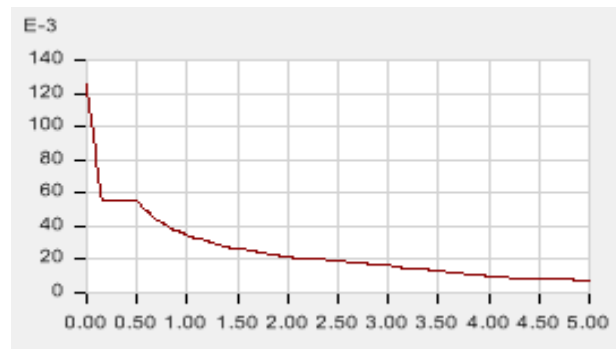
$\eta$  : Facteur de correction d'amortissement.

R : coefficient de comportement de la structure.

$T_1, T_2$  : périodes caractéristiques associées a la catégorie du site.

Q : Facteur de qualité

Le spectre de réponse est donné par le logiciel(**RPA99.2**).



**Figure III.1** spectre de réponse

### 4.2.Description du logiciel ETABS

ETABS est l'abréviation de «Extended Three Dimentional Analysis of Building Systems », C'est un programme qui a reçu une grande réputation dans le monde et en Algérie. Ce logiciel Est destiné à la conception et l'analyse des structures et ouvrages de génie civil de la Catégorie bâtiments ; ces structures peuvent être réalisées en béton armé, en acier ou tout autre matériau que l'utilisateur choisi.



ETABS a été élaboré aux Etats-Unis d’Amérique par la compagnie ‘computers and Structures Inc. Berkeley, California’, sa première version date de l’année 1984, il a subi plusieurs améliorations,

Les premières versions d’ETABS ont utilisé des techniques d’analyse de structure et de dimensionnement des éléments conformes aux règlements américains (*UBC, ACI, etc.*), mais des améliorations ont été apportées sur les versions récentes, Parmi ces améliorations, le manuel du logiciel parle d’intégration de plusieurs techniques d’analyse et de divers règlements à travers le monde ; il cite les codes de la communauté européenne connus par le terme «*Eurocodes* », les code du Mexique, du Canada, de l’Inde, etc.

**4.3.Disposition des voiles**

Après plusieurs essais de disposition des voiles, et de modification des sections des poteaux , ainsi que la largeur des voiles,nous avons retenu la disposition représentée ci-dessous. Cette disposition nous a permis d’éviter un mode de torsion au premier mode et répondre favorablement aux conditions du RPA99 /2003.

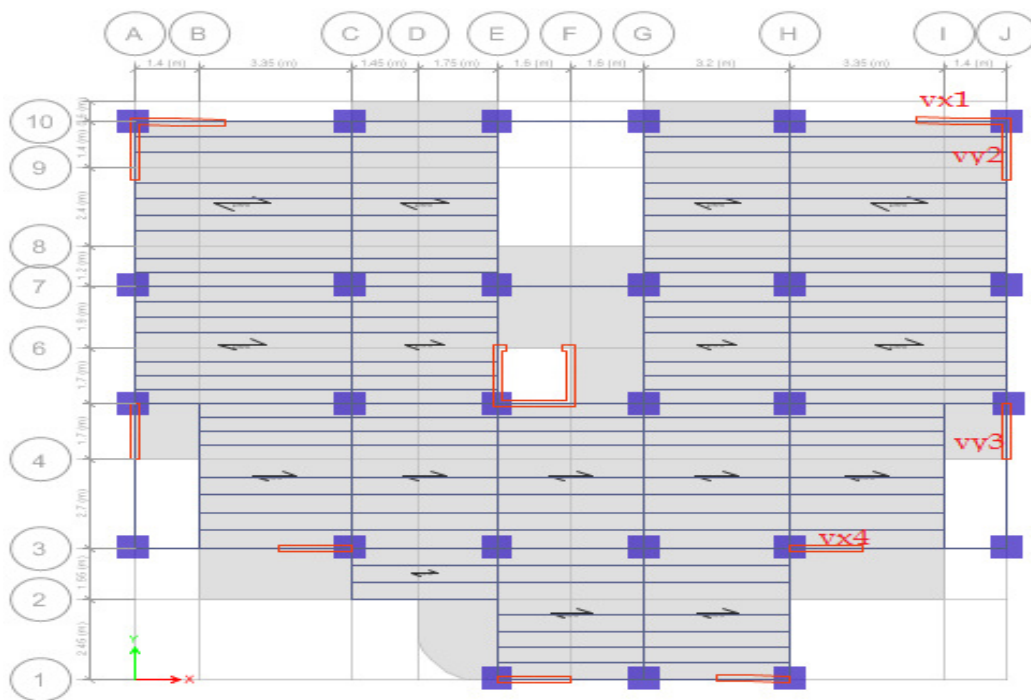


Figure III.2 disposition des voiles

**4.4.Vérification des résultats de l’analyse dynamique donnée par ETABS 2016**

**Vis-à-vis des exigences RPA**

**4.4.1.Périodes de vibration et taux de participation des masses modales**

Le taux de participation massique tel qu’il est exigé par le RPA99-2003 doit être supérieur à 90% .le tableau suivant donne la participation massique pour chaque mode :

Tableau III.2 Période et taux de participation

Case	Mode	Period sec	UX	UY	Sum UX	Sum UY
Modal	1	0.922	0.6881	0.0039	0.6881	0.0039
Modal	2	0.83	0.0043	0.7165	0.6925	0.7204
Modal	3	0.697	0.0063	0.0041	0.6988	0.7245
Modal	4	0.267	0.1418	0.0035	0.8405	0.728
Modal	5	0.256	0.0039	0.1271	0.8444	0.855
Modal	6	0.205	0.0007	0.0004	0.8451	0.8554
Modal	7	0.131	0.0368	0.0142	0.8818	0.8696
Modal	8	0.129	0.0148	0.0362	0.8966	0.9059
Modal	9	0.108	0.0091	0.00004783	0.9057	0.9059
Modal	10	0.1	0.00001057	0.0115	0.9057	0.9174
Modal	11	0.093	0.0074	0.0003	0.913	0.9177
Modal	12	0.083	0.0008	0.00001509	0.9138	0.9177

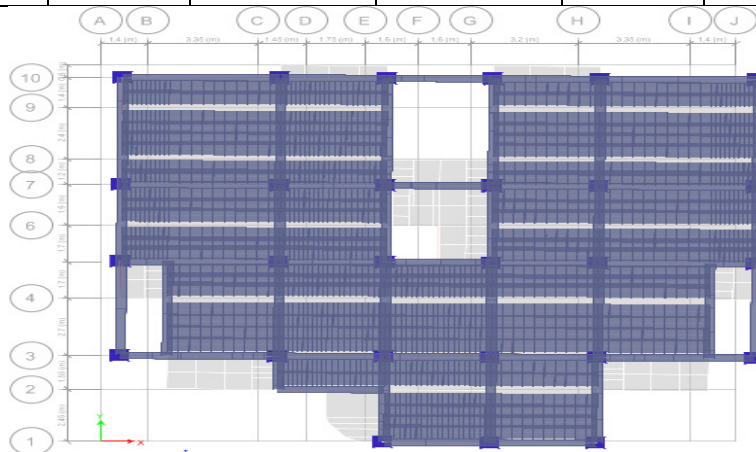


Figure III.3. 1er mode de déformation (translation suivant xx) .

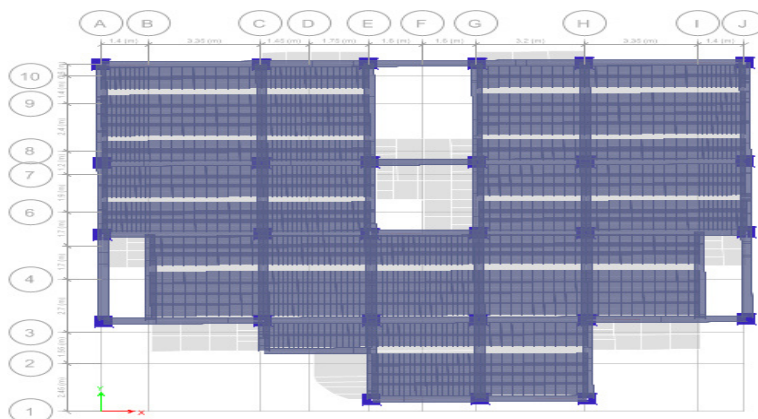
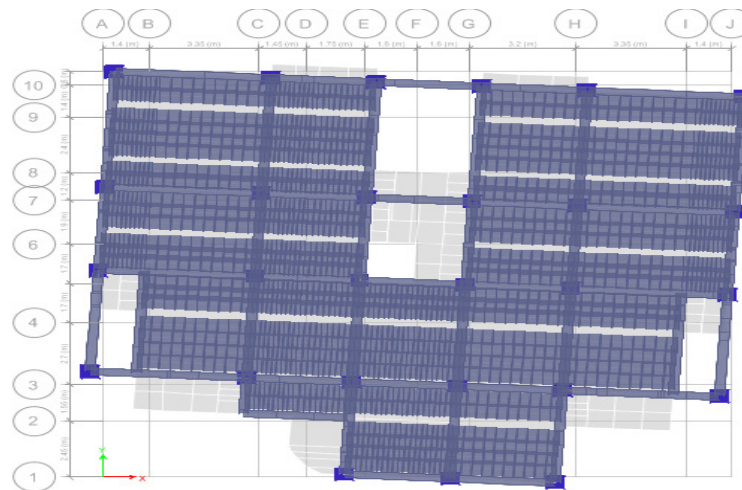


Figure III.4. 2ém mode de déformation (translation suivant yy).



**Figure III.5.** 3ém mode de déformation  
(torsion autour de zz)

- Analyse des résultats**

La participation modale du premier mode suivant la direction X est prépondérante ( $U_x=68.81\%$ ), ce qui donne un mode de translation selon cette direction tel que montre sur la figure précédente, la même remarque est faite pour le deuxième mode suivant la direction Y ( $U_y=71.65\%$ ). On constate aussi que la période fondamentale de vibration est inférieure a celle calcule parles formule empirique du RPA 99 majeure de 30 %( $T_y=0.83s < T_{S_y}=0.9334s$ ;  
 $T_x=0.922s < T_{S_x}=0.9334s$ ).

**4.4.2.Vérification de la résultante des forces sismiques**

Selon l’Article 4.3.6 du RPA99/Version2003, la résultante des forces sismiques à la base  $V_{dyn}$  obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente  $V_{st}$ .

**Tableau III.3:** vérification de la résultante des forces

	$V_{st}$ (KN)	$0.8 \times V_{st}$ (KN)	$V_{dyn}$ (KN)	Observation
Sens xx	956.2426	764.99	855.1551	vérifié
Sens yy	930.648	744.51	930.5293	vérifié

- Analyse des résultats**

$$\frac{V_{dyn}}{V_{sta}} \geq 0.80 \Rightarrow \text{Donc les paramètres de la réponse calcules ne seront pas majores.}$$

$V_{dyn}$ : Effort tranchant de calcul retiré à partir des résultats donnés par ETABS 2016

### 4.4.3. Justification de l'interaction voiles portiques

- **Sous charges verticales**

$$\frac{\sum F_{\text{portiques}}}{\sum F_{\text{portiques}} + \sum F_{\text{voiles}}} \geq 80\% \text{ Pourcentage}$$

des charges verticales reprises par les portiques.

$$\frac{\sum F_{\text{voiles}}}{\sum F_{\text{portiques}} + \sum F_{\text{voiles}}} \leq 20\% \text{ Pourcentage des charges verticales reprises par les voiles.}$$

Les résultats de l'interaction sous charges verticales obtenus par le logiciel ETABS 2016 sont :

**Tableau III.4.** Charges verticales reprises par les portiques et voiles

Niveaux	Charge reprise		Pourcentage repris	
	Portiques	Voiles	Portiques (%)	Voiles(%)
<b>Sous sol</b>				
<b>rdc</b>	28137.6077	3821.633	88.04	11.96
<b>1<sup>er</sup> étage</b>	26281.1716	4291.0519	85.96	14.03
<b>2<sup>ème</sup> étage</b>	23094.8184	3967.2766	85.34	14.66
<b>3<sup>ème</sup> étage</b>	20092.4406	3549.1888	84.99	15.012
<b>4<sup>ème</sup> étage</b>	17480.6124	2801.304	86.19	13.81
<b>5<sup>ème</sup> étage</b>	14656.434	2346.7571	86.199	13.801
<b>6<sup>ème</sup> étage</b>	11815.0715	1989.3096	85.59	14.41
<b>7<sup>ème</sup> étage</b>	9148.04	1522.6461	85.73	14.27
<b>8<sup>ème</sup> étage</b>	6578.0855	1135.2081	85.28	14.71
<b>9<sup>ème</sup> étage</b>	4307.7846	724.5329	85.60	14.39
<b>TERRASSE</b>	2120.8056	286.7906	88.09	11.91

- **Analyse des résultats** On remarque que l'interaction portiques voiles sous charges verticales est vérifiée dans tous les étages .

- **Sous charges horizontales**

$$\frac{\sum F_{\text{portiques}}}{\sum F_{\text{portiques}} + \sum F_{\text{voiles}}} \geq 25\% \text{ Pourcentage des charges horizontales reprises par les portiques.}$$

$$\frac{\sum F_{\text{voiles}}}{\sum F_{\text{portiques}} + \sum F_{\text{voiles}}} \leq 75\% \text{ Pourcentage des charges horizontales reprises par les voiles.}$$

Les résultats de l'interaction sous charges horizontales obtenus par le logiciel ETABS 2016 sont

Tableau III.5. Charges horizontales reprises par les portiques et voiles

Niveaux	Sens x-x				Sens y-y			
	PortiquesKN	Voiles KN	Portiques%	Voile %	Portiques KN	VoilesKN	Portiqu%	Voile (%)
RDC	289.8456	296.2745	49.45	50.55	379.58	191.923	66.42	33.58
1 <sup>er</sup> étage	335.244	287.4162	53.84	46.16	291.76	219.647	57.051	42.95
2 <sup>ème</sup> étage	327.8284	227.5797	59.02	40.98	365.62	121.335	75.08	24.916
3 <sup>ème</sup> étage	354.4979	185.6474	65.63	43.37	404.49	102.858	79.73	20.27
4 <sup>ème</sup> étage	318.7274	177.1326	64.278	35.72	369.51	107.419	77.47	22.52
5 <sup>ème</sup> étage	327.3064	138.4231	70.28	29.72	375.099	92.7235	80.179	19.82
6 <sup>ème</sup> étage	271.2178	137.3282	66.39	33.61	306.62	91.5859	77.00	23.00
7 <sup>ème</sup> étage	278.7116	92.0216	75.18	24.82	303.14	66.6388	81.97	18.02
8 <sup>ème</sup> étage	203.3914	79.6981	71.85	28.15	203.03	64.6981	75.84	24.16
9 <sup>ème</sup> étage	187.0779	50.5147	78.74	21.26	171.12	41.5434	80.46	19.53
Terrasse	180.7344	32.8351	84.62	15.37	148.41	19.2458	88.52	11.48

- **Analyse des résultats :** On remarque que l'interaction portique-voiles sous charges horizontales dans le sens x et dans le sens y est vérifiée pour tous les étages.

**4.4.4. Vérification de l'effort normal réduit**

L'effort normal réduit doit être vérifié pour éviter l'écrasement du béton.

La formule utilisée est la suivante :  $\nu = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0.3 \dots \dots \text{RPA 99 (Article 7.1.3.3)}$

Nd : Effort normal de calcul retiré à partir des résultats donnés par ETABS 2016

Bc : L'aire brute du poteau.

Tableau III.6 Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux

TYPE	Nd(KN)	A(m²)	V	remarque
P1(70x70)	2430.542	0.49	0.20	vérifiée
P2(65x65)	2067.8527	0.4225	0.20	vérifiée
P3(60x60)	1556.6663	0.36	0.17	vérifiée
P4(55x55)	1091.35	0.3025	0.14	vérifiée
P5(50x50)	665.6365	0.25	0.11	vérifiée
P6(45x45)	279.3513	0.2025	0.06	vérifiée

**4.4.5. Vérification vis à vis des déformations**

Le déplacement horizontal à chaque niveau K de la structure est calculé par :

$$\delta_k = R \times \delta_{ek} \quad \text{RPA99 (Article 4.4.3)}$$

$\delta_{ek}$  : Déplacement dû aux forces  $F_i$  donné par le logiciel ETABS 2016.

R : Coefficient de comportement. R=5.

Le déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau K-1 est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} \dots \dots \dots \text{RPA(Formule 4-19)}$$

Avec :  $\Delta_k < 1\% \times h_e \dots \dots \dots \text{RPA99(Art.5.10)}$

$h_k$  : Étant la hauteur de l'étage

**Tableau III.7.** Vérification des déplacements.

étage	Niveaux (m)	Sens xx						Sens yy				
		$\delta_{ek}$ (cm)	$\delta_k$ (cm)	$\delta_{k-1}$ (cm)	$\Delta_k$ (cm)	$h_k$ cm	$\Delta_k/h_k$ %	$\delta_{ek}$ cm	$\delta_k$ (cm)	$\delta_{k-1}$ cm	$\Delta_k$ (cm)	$\Delta_k/h_k$ (%)
9	31.85	1.1392	5.696	5.3825	0.31	306	0.102	0.2772	1.386	1.2395	0.15	0.048
8	28.79	1.0165	5.3825	4.415	0.97	306	0.316	0.2479	1.2395	1.0835	0.16	0.051
7	25.73	0.8831	4.415	3.707	0.71	306	0.232	0.2167	1.0835	0.916	0.17	0.055
6	22.67	0.7414	3.707	2.968	0.74	306	0.242	0.1832	0.916	0.7385	0.18	0.058
5	19.61	0.5936	2.968	2.226	0.74	306	0.242	0.1477	0.7385	0.5595	0.18	0.058
4	16.55	0.4452	2.226	1.5105	0.72	306	0.234	0.1119	0.5595	0.3865	0.17	0.057
3	13.49	0.3021	1.5105	0.867	0.64	306	0.21	0.0773	0.3865	0.2255	0.16	0.053
2	10.43	0.1734	0.867	0.3515	0.52	306	0.68	0.0451	0.2255	0.0925	0.13	0.043
1	7.37	0.0703	0.3515	0.047	0.3	306	0.1	0.0185	0.0925	0.019	0.07	0.024
rdc	4.31	0.0094	0.047	0	0.05	431	0.011	0.0038	0.019	0	0.02	0.004

• **Analyse des résultats**

D'après le tableau ci-dessus nous constatons que les déplacements relatifs des niveaux sont inférieurs au centième de la hauteur d'étage.

Sens(x) :  $\Delta_{k \max} = 0.65 \text{ cm} < 1\% \times h_e = 3.06 \text{ cm}$

Sens(y) :  $\Delta_{k \max} = 0.64 \text{ cm} < 1\% \times h_e = 3.06 \text{ cm}$

**4.4.6. Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ**

L'effet P-Δ (effet de second ordre) est l'effet dû aux charges verticales après déplacement. Il est peut être négligé si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{p_K \times \Delta_K}{V_K \times h_k} \leq 0,1 ; \text{ Tel que : } \text{RPA99/2003(Article 5.9)}$$

$p_k$  : Poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au dessus du

niveau « k » ; avec :  $p_k = \sum_{i=1}^n (W_{Gi} + \beta \times W_{Qi})$  **RPA99/2003(Article 5.9)**

$v_k$  : Effort tranchant d'étage de niveau « k ».

$\Delta_k$  : Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».

$h_k$  : Hauteur de l'étage « k ».

- Si  $0,1 < \theta_k < 0,2$ , l'effet P- $\Delta$  peut être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculée au moyens d'une analyse élastique du premier ordre par le facteur  $\frac{1}{1-\theta}$ .

Si  $\theta_k > 0,2$  la structure est partiellement instable elle doit être redimensionnée.

**Tableau III.8** Vérification a L'effet P- $\Delta$ .

étage	Hauteur (m)	$h_k$ (cm)	$P_k$ (KN)	Sens x-x'			Sens y-y'		
				$\Delta_k$ (cm)	$V_k$ (KN)	$\theta_k$ (cm)	$\Delta_k$ (cm)	$V_k$ (KN)	$\theta_k$ (cm)
9	31.85	306	3349.2076	0.31	176.071	0.019	0.15	926.07	0.002
8	28.79	306	6095.8276	0.97	310.733	0.062	0.16	904.42	0.004
7	25.73	306	8837.8937	0.71	419.31	0.049	0.17	861.86	0.006
6	22.67	306	11978.232	0.74	514.744	0.056	0.18	803.29	0.009
5	19.61	306	15080.683	0.74	600.17	0.061	0.18	730.298	0.012
4	16.55	306	18296.368	0.72	674.247	0.064	0.17	645.301	0.016
3	13.49	306	21512.053	0.64	739.224	0.061	0.16	546.8	0.021
2	10.43	306	24862.509	0.52	792.628	0.053	0.13	437.98	0.024
1	7.37	306	28139.349	0.30	831.803	0.033	0.07	318.63	0.02
rdc	4.31	431	32316.42	0.05	851.735	0.004	0.02	176.99	0.008

• **Analyse des résultats**

On remarque d'après les résultat obtenue ( $\theta_k < 0.1$ ) dans tous les niveaux excepté dans le RDC et les deux premiers étages dans le sens y, d'où les effets du second ordre (effet P- $\Delta$ ) peuvent être négligés.

**5. Conclusion**

Lors de la modélisation l'exigence qui a conditionnée les dimensions des poteaux, poutres et même la disposition des voiles a été la condition de l'interaction voile-portique. En vérifiant cette interaction ; les autres conditions du RPA se retrouvent vérifiées d'elles même (période de vibration, taux de participation massique, effet P- $\Delta$  et effort normal réduit).

Les sections des poteaux et des poutres déjà définies par le pré dimensionnement ont été augmentées et ont les nouvelles sections suivantes :

Les poteaux :

- RDC :  $(b \times h) = (70 \times 70) \text{ cm}^2$ ,
- 1<sup>er</sup>, 2<sup>ème</sup> étages :  $(b \times h) = (65 \times 65) \text{ cm}^2$ ,
- 3, 4<sup>ème</sup> étages :  $(b \times h) = (60 \times 60) \text{ cm}^2$ ,
- 5, 6<sup>ème</sup> étages :  $(b \times h) = (55 \times 55) \text{ cm}^2$ ,
- 7, 8<sup>ème</sup> étages :  $(b \times h) = (50 \times 50) \text{ cm}^2$ .
- 9<sup>ème</sup> étage et terrasse :  $(b \times h) = (45 \times 45) \text{ cm}^2$ .

Les poutres :

- Poutre principale :  $(b \times h) = (30 \times 40) \text{ cm}^2$ .
- Poutre secondaire :  $(b \times h) = (30 \times 30) \text{ cm}^2$ .
- Poutre de chaînage :  $(b \times h) = (30 \times 35) \text{ cm}^2$ .



# Chapitre IV

## Calcul des éléments principaux

## 1. Introduction

On désigne sous le nom des éléments principaux les éléments qui interviennent dans la résistance aux actions sismiques d'ensemble ou dans la distribution de ces actions au sein de l'ouvrage.

Ils contiennent : Les portiques (poteaux – poutres) et les voiles.

## 2. Étude des poteaux

Les poteaux sont des éléments verticaux destinés à reprendre et transmettre les sollicitations (efforts normaux et moments fléchissant) à la base de la structure.

Leurs ferrillages se fait à la flexion composée selon les combinaisons de sollicitations les plus défavorables dans l'ordre suivant :

- |                   |                        |
|-------------------|------------------------|
| 1) $1.35G + 1.5Q$ | 4) $0.8G - G$          |
| 2) $G + Q$        | 5) $G + Q + E$ (RPA99) |
| 3) $0.8G + E$     | 6) $G + Q - E$         |

Les armatures sont déterminées suivant les couples de sollicitations :

1.  $(N_{\max} \rightarrow M_{\text{corr}}) \rightarrow A_1$
2.  $(N_{\min} \rightarrow M_{\text{corr}}) \rightarrow A_2 \quad \Longrightarrow \quad A = \max(A_1, A_2, A_3)$
3.  $(M_{\max} \rightarrow N_{\text{corr}}) \rightarrow A_3$

### 2.1.Recommandations du RPA99 (Article 7.4.2.1)

#### a)- Les armatures longitudinales

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- Leur pourcentage minimal sera de :  $0.8 \% b_1 \times h_1$  en zone IIa
- Leur pourcentage maximale sera de :
  - 4 % en zone courante
  - 6 % en zone de recouvrement
- Le diamètre minimum est de 12 mm
- La longueur minimale des recouvrements est de  $40\phi$  En zone IIa.
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser :
  - 25 cm en zone IIa-
  - Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).
- La zone nodale est constituée par le nœud poutres-poteaux proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent. Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la **figure V.1**

$$h' = \text{Max}\left(\frac{h_e}{6}; b; h; 60\text{cm}\right)$$

$$l' = 2 \times h$$

$h_e$  : est la hauteur de l'étage

$b; h$  : Dimensions de la section transversale du poteau

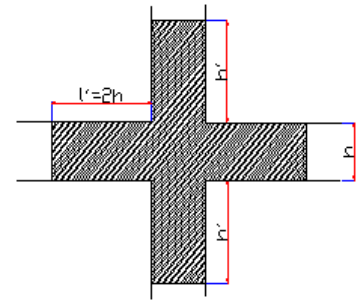


Figure IV.1 : Zone nodale

**b) Armatures transversales : RPA99 (Art 7. 4. 2. 2)**

Les armatures transversales des poteaux calculées à l'aide de la formule suivante :  $\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a V_U}{h_1 f_e}$

$V_U$  : Effort tranchant de calcul.

$h_1$  : hauteur totale de la section brute.

$f_e$  : contrainte élastique de l'acier d'armature transversale.

$t$  : espacement entre les  $A_t$ ;

**Avec :**

$t \leq \min(10\phi_l, 15\text{cm}) \rightarrow$  En zone nodale.

$t < 15\phi_l \rightarrow$  en zone courante

**Avec :**

$\phi_l$  : Diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

$\rho_a$  : Coefficient correcteur qui tient compte du mode de rupture par effort tranchant :

$$\rho_a = 2.5 \text{ si } \lambda_g \geq 5$$

$$\rho_a = 3.75 \text{ si } \lambda_g \leq 5$$

$\lambda_g$  : L'élancement géométrique,  $\lambda_g = \frac{l_f}{a}$  ou  $\lambda_g = \frac{l_f}{b}$  ( $a$  et  $b$  sont les dimension de la section)

La quantité minimale des armatures transversales :

$\frac{A_t}{t * b_1}$  En pourcentage est :

$$\begin{cases} 0.003 * t * b_1 & \text{si } \lambda_g > 5 \\ 0.008 * t * b_1 & \text{si } \lambda_g \leq 3 \end{cases}$$

Interpolation entre les valeurs si :  $3 < \lambda_g \leq 5$

Les cadres et étriers doivent être fermés par des crochets à  $135^\circ$  ayant une longueur droite de  $10\phi_l$  (au minimum)

Donc il est nécessaire de respecter ce qui suit :

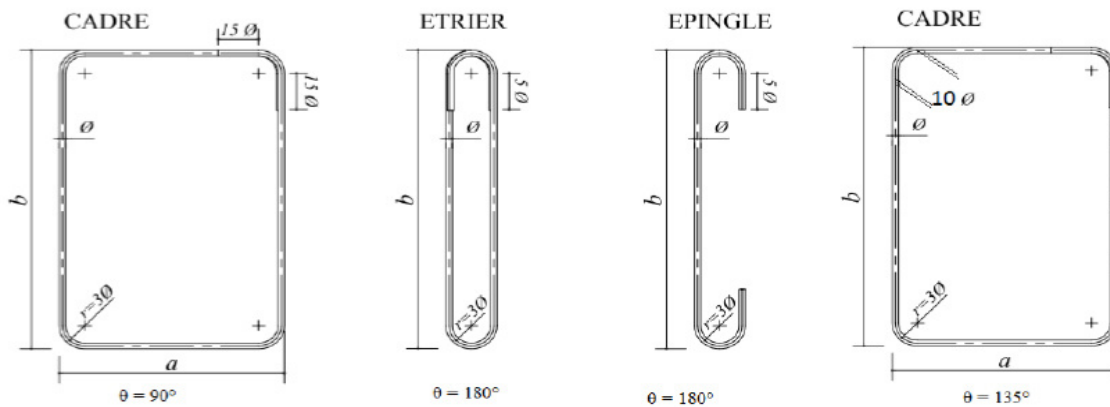


Figure IV.2 : Ancrage des armatures transversales

2.2.Sollicitation de calcul :

Les sollicitations de calcul résultant des combinaisons les plus défavorables sont triés directement du logiciel ETABS 2016 ,les résultats sont récapitulés dans le tableaux suivants

Tableau IV.1 : les sollicitation dans les différents poteaux

Niveau	M <sub>max</sub> et N <sub>corres</sub>		N <sub>max</sub> et M <sub>corres</sub>		N <sub>min</sub> et M <sub>corres</sub>	
	M (KN.m)	N (KN)	N (KN)	M (KN.m)	N (KN)	M (KN.m)
RDC 70*70	-129,7588	-1859,7663	-2352,8725	37,3473	-1090,0085	35,2986
Niveau Etage 1-2 65*65	M (KN.m)	N (KN)	N (KN)	M (KN.m)	N (KN)	M (KN.m)
	-72,5109	-1292,6326	-2327,5701	34,5452	-908,6921	35,4719
Niveau Etage 3*4 60*60	M (KN.m)	N (KN)	N (KN)	M (KN.m)	N (KN)	M (KN.m)
	-74,3279	-1366,0976	-1807,0206	-36,4612	-719,1691	30,898
Niveau Etage 5*6 55*55	M (KN.m)	N (KN)	N (KN)	M (KN.m)	N (KN)	M (KN.m)
	-70,9324	-984,4452	-1321,2718	-45,7726	-545,5779	29,3869
Niveau Etage 7*8 50*50	M (KN.m)	N (KN)	N (KN)	M (KN.m)	N (KN)	M (KN.m)
	-61,30	-654,84	-874,61	-46,067	-366,7	13,0122
Niveau Etage 9*10 45*45	M (KN.m)	N (KN)	N (KN)	M (KN.m)	N (KN)	M (KN.m)
	-52,3894	-358,9695	-472,1891	-46,0033	-53,412	16,2018

2.3. Calcul du ferrailage

Ferrailage longitudinale

Nous exposerons un exemple de calcul pour les poteaux du niveau RDC, et le reste des résultat de ferrailage des autres seront donnés dans un tableau récapitulatif .

2.3.1. sous la combinaison 1.35G+1.5Q ( $N_{max} \rightarrow M_{corr}$ )

$b \times h = (70 \times 70) \text{ cm}^2$  ,  $d = 67 \text{ cm}$  ;  $d' = 3 \text{ cm}$  ;  $N_u = 2430.542 \text{ KN}$  ;  $M_u = 103.2278 \text{ KN.m}$   
 $e_G = \frac{M}{N} = 0.042 \text{ cm} < \frac{h}{2} = 35 \text{ cm} \Rightarrow$  Le centre de pression est à l'intérieure de la section

On à :  $M_{uA} = M_{uG} + N_u \left( d - \frac{h}{2} \right) M_{uA} = 881.001 \text{ KN.m}$

(1):  $N_u(d - d') - M_{uA} = 1452.32 \text{ KN.m}$

(2) :  $(0.337h - 0.81d')bh f_{bu} = 1472.3128 \text{ KN.m}$

(1) < (2) : Donc la section est partiellement comprimée (SPC) ; le calcul se fait par assimilation a la flexion simple avec  $M_{uA}$ .

$M_{uA} = 881.001 \text{ KN.m}$  et  $f_{bu} = 14.2 \text{ MPa}$ .  
 $\mu_{bu} = 0.197$  ,  $\mu_{bu} > 0.186 \Rightarrow$  pivot B ,  
 $\mu_l = 0.392 > \mu_{bu} \Rightarrow A' = 0$ .

$A = 42.50 \text{ cm}^2$

$\alpha = 0.277$      $z = 0.595 \text{ m}$

on revient a la flexion composée

$A_1 = A - \frac{N_u}{f_{st}} = -27.34 \text{ cm}^2$

3.3.2. Sous la combinaison G+Q+0.8 Ex max ( $N_{min} \rightarrow M_{corr}$ )

$d = 67 \text{ cm}$  ;  $d' = 3 \text{ cm}$  ;  $N_u = 1090.0085 \text{ KN}$  ;  $M_u = 35.2986 \text{ KN.m}$

Calcul de la Position de l'axe neutre :

$e_G = \frac{M}{N} = 3.23 \text{ cm} < \frac{h}{2} = 35 \text{ cm} \Rightarrow$  Le centre de pression est à l'intérieure de la section

$M_{uA} = M_{uG} + N_u \left( d - \frac{h}{2} \right) = 384.101 \text{ KN.m}$

$N_u(d - d') - M_{uA} = 349.50 \text{ KN.m} < (0.337h - 0.81d')b \cdot h \cdot f_{bu} = 1916.08 \text{ KN.m}$

donc la section est (SPC) , le calcul se fait par assimilation a la flexion simple avec  $M_{uA}$ .

Situation accedentelle  $f_{bu} = 0.85 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 18.48 \text{ MPa}$ .

$M_{uA} = 384.101 \text{ KN.m}$   
 $\mu_{bu} = 0.059$  ,  $\mu_{bu} < 0.186 \Rightarrow$  pivot A ,  
 $\alpha = 0.077$      $z = 0.649 \text{ m}$

$A = 13.40 \text{ cm}^2$

On revient a la flexion simple.  $A_2 = A - \frac{N_u}{f_{st}} = -13.38 \text{ cm}^2$   $A_2 = -13.38 \text{ cm}^2$

**2.3.3. sous la combinaisons G+Q+Eymin :** ( $M_{\max} \rightarrow N_{\text{corr}}$ )

$d = 67 \text{ cm}$  ;  $d' = 3 \text{ cm}$  ; ;  $M_u = 129.7588 \text{ KN.m}$   $N_u = 1859.7663 \text{ KN}$

$e_G = \frac{M}{N} = 6.97 \text{ cm} < \frac{h}{2} = 35 \text{ cm}$  N effort de traction et le centre de pression est à

l'intérieur de la section de béton **SPC**.

On à :  $M_{uA} = M_{uG} + N_u(d - \frac{h}{2})$

$M_{uA} = 724.88 \text{ KN.m}$

(1):  $N_u(d - d') - M_{uA} = 465.36 \text{ KN.m}$

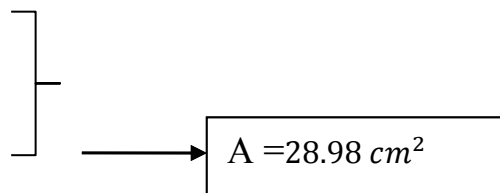
(2) :  $(0.337h - 0.81d')bhf_{bu} = 1916.08 \text{ KN.m}$

(1) < (2) : Donc la section est partiellement comprimée (SPC) ; le calcul se fait par assimilation a la flexion simple avec  $M_{uA}$ .

$M_{uA} = 724.88 \text{ KN.m}$  et  $f_{bu} = 18.48 \text{ MPa}$ .

$\mu_{bu} = 0.125$  ,  $\mu_{bu} < 0.186 \Rightarrow$  pivot A ,

$\alpha = 0.167$   $z = 0.625 \text{ m}$



on revient a la flexion composée :

$A_3 = A - \frac{N_u}{f_{st}} = -17.50 \text{ cm}^2$

les sections de ferrailage pour les trois combinaisons :

$$\left\{ \begin{array}{l} A_1 = -27.34 \text{ cm}^2 \\ A_2 = -13.38 \text{ cm}^2 \\ A_3 = -17.50 \text{ cm}^2. \end{array} \right.$$

$\text{Max}(A_1, A_2, A_3) = A_3 = -13.38 \text{ cm}^2$ .

Le minimum de RPA  $0.8\%(b \cdot h)$  ,  $A_{\min}^{RPA} = 39.2 \text{ cm}^2$ .

**Tableau IV.2 :** Les Armatures longitudinale dans les poteaux

Niveau	Section (cm²)	A <sub>min</sub> (cm²)(RPA99)	A <sub>cal</sub> (cm²)	A <sub>Adopté</sub> (cm²)
rdc	70*70	39.2	0	8HA20+8HA16=41.21
Etage 1-2	65*65	33.8	0	8HA20+6HA16=37.19
Etage 3-4	60*60	28.2	0	6HA20+6HA16=30.91

<b>Etage 5-6</b>	55*55	24.2	10.29	4HA20+6HA16=24.63
<b>Etage 7-8</b>	50*50	20	3.84	4HA20+4HA16=20.6
<b>Etage 9</b>	45*45	16.2	0.26	6HA16+4HA14=18.22

**Tableau IV.3:** armature transversales

Niveau	RDC	1,2 <sup>ème</sup> étage	3, 4 <sup>ème</sup> étage	5,6 <sup>ème</sup> étage	7,8 <sup>ème</sup> étage	9 <sup>ème</sup> étage
Section (cm <sup>2</sup> )	70*70	65*65	60*60	55*55	55*55	45*45
$\phi_t^{\max}$ (cm)	2	2	2	2	2	1.6
$\phi_t^{\min}$ (cm)	2	1.6	1.6	1.6	1.6	1.4
$l_f$ (cm)	301.7	214.2	214.2	214.2	214.2	214.2
$\lambda g$	4.31	3.29	3.57	3.89	3.89	4.76
Vu (KN)	144.43	143.64	134.51	98.97	98.97	76.57
$l_r$	80	80	80	80	80	64
$S_t$ zone nodale (cm)	10	10	10	10	10	10
$S_t$ zone courante (cm)	15	15	15	15	15	15
$A_t$ (cm <sup>2</sup> )	1.93	2.07	2.10	1.68	2.01	1.59
$A_t^{\min}$ (cm <sup>2</sup> )	5.09	2.42	2.37	2.87	4.593	3.13
$A_t$ adopté (cm <sup>2</sup> )	5.5	3.14	3.14	3.14	3.14	3.14
Nombre de barres	7T10	4T10	4T10	4T10	4T10	4T10

Conformément au RPA et au BAEL 91, le diamètre des armatures transversales est :

$$\phi_t \geq \frac{\phi_t^{\max}}{3} = \frac{20}{3} = 6.67mm \dots\dots\text{Condition vérifiée.}$$

**Vérifications nécessaire**

**Vérification à l'état limite ultime de stabilité de forme :** Les éléments soumis à la flexion composée, doivent être justifiés vis-à-vis du flambement; l'effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial maximal que peut supporter un poteau sans subir des instabilités par flambement. Le poteau le plus élancé dans ce projet se situe au niveau du **R.D.C**, avec une longueur de  $l_0 = 4.31m$  et un effort normal de 2430.542KN

Les armatures transversales dans les poteaux sont calculés avec :  $\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e} \lambda_g = \left( \frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$

; a, b sont les dimensions de poteau  $L_f = 0.7L_0 = 0.7 \times 4.31 = 3.017 \text{ m}$ .

$$\lambda_g = (4.31) < 5 \Rightarrow \rho = 3.75$$

On fixe l'espacement :  $t \leq \min(10\phi_L, 15\text{cm}) \rightarrow t = 15 \text{ cm}$

$$A_t = 17.162 \text{ cm}^2$$

$3 < \lambda_g < 5$  les cadre et étriers doivent être fermés pas des crochets à 135° ayant une longueur droite de  $10\phi_t$  (au minimum)

**vérification au flambement :**

On doit vérifier que :

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

$B_r = 4634 \text{ cm}^2$  (Section réduite du béton).

$A_s$  : Section des armatures.

$\gamma_b = 1,5$  : coefficient de sécurité de béton.

$\gamma_s = 1,15$  : coefficient de sécurité des aciers.

pour les sections rectangulaires:  $\lambda = 4.31 \times l_f / b \rightarrow \lambda = 14.93 < 50$

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left( \frac{\lambda}{35} \right)^2} \dots \dots \dots \text{pour } \lambda \leq 50. \alpha = 0.82$$

$$N_u = 9795.69 \text{ KN}$$

On a :  $N_d = 2430.542 \text{ KN} < N_u = 9795.69 \text{ KN} \rightarrow$  **Pas risqué de flambement**

Les résultats de vérification des poteaux au flambement sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau V.4 :** Justification de l'effort normale ultime

Niveaux	Section (cm <sup>2</sup> )	L <sub>0</sub> (m)	l <sub>f</sub> (m)	i (m)	λ	α	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	B <sub>R</sub> <sup>calculer</sup>	B <sub>r</sub> (cm <sup>2</sup> )	N <sub>d</sub> (KN)	N <sub>ultime</sub> (KN)
RDC	70*70	4.31	3.017	0.202	14.93	0.82	41.21	543.03	4624	2430.54	8458.53
Etage1-2	65*65	3.06	2.14	0.187	11.44	0.87	37.19	543.03	3969	2067.85	7174.16
Etage3-4	60*60	3.06	2.14	0.173	12.36	0.87	30.91	543.03	3364	1556.66	6062.95
Etage5-6	55*55	3.06	2.14	0.158	13.54	0.88	24.63	543.03	2809	1091.35	5028.59
Etage7-8	50*50	3.06	2.142	0.144	14.875	0.820	20.6	543.03	2304	665.6365	4065.83



Etage9	45*45	3.06	2.14	0.130	16.46	0.89	18.22	543.03	1845	269.3513	3361.83
--------	-------	------	------	-------	-------	------	-------	--------	------	----------	---------

**vérification au cisaillement :**

$$\tau_{bu} = \frac{V_{max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28} \quad ; \text{ avec: } V_{max} = 115.6136 * 10^{-3} MN.$$

$$\text{Avec: } \rho_d = \begin{cases} 0.075 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases} \quad \text{on a : } \lambda_g < 5\rho_d = 0.04$$

$\Rightarrow \tau_{bu} = 0.25 MPa < \bar{\tau}_{bu} = 1 MPa.$  → pas **risque de cisaillement**

**Tableau V.5 :** vérification au cisaillement

Niveaux	Section (cm <sup>2</sup> )	l <sub>f</sub> (m)	λ <sub>g</sub>	ρ <sub>d</sub>	V (KN)	τ (MPa)	τ <sub>adm</sub> (MPa)
RDC	70*70	3.017	4.31	0.04	115.6	0.25	1
Etage1-2	65*65	2.142	3.29	0.04	51.01	0.126	1
Etage3-4	60*60	2.142	3.57	0.04	48.68	0.142	1
Etage5-6	55*55	2.142	3.89	0.04	47.97	0.167	1
Etage7-8	50*50	2.142	4.284	0.04	41.99	0.178	1
Etage9	45*45	2.142	4.76	0.04	36.28	0.191	1

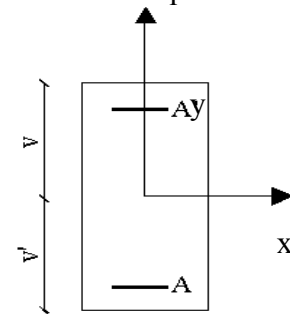
**Vérification des contraintes :**

La fissuration est peu nuisible, donc la vérification se fait pour la contrainte de compression du béton seulement, cette vérification sera faite pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau.

$$\sigma_{bc} = \frac{N}{S} + \frac{M_{ser} \times v}{I_{gg}} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 MPa$$

$$I_{gg} = \frac{b}{3} \times (v^3 + v'^3) + 15 \times A'_s \times (v - d')^2 + 15 \times A_s \times (d - v)^2$$

$$A' = 0 \Rightarrow I_{gg} = \frac{b}{3} \times (v^3 + v'^3) + 15 \times A_s \times (d - v)^2$$



**Figure V.3 :** Section d'un poteau

$$v = \frac{1}{B} \times \left( \frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A_s \times d \right)$$

$$v' = h - v \text{ et } d = 0.9 \times h$$

$$B = b \times h + 15 \times A_s$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.6 : Vérification des contraintes dans le béton

Niveau	Section	d (cm)	A (cm <sup>2</sup> )	v (cm)	v' (cm)	l <sub>gg</sub> (m <sup>4</sup> )	N <sub>ser</sub> (KN)	M <sub>ser</sub> (KN.m)	σ <sub>bc</sub> (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)
RDC	70*70	63	41.21	38.14	31.86	0.02075	1764.7399	74.6903	1.35	15
Etage1-2	65*65	58.8	37.19	35.57	29.43	0.01547	1689.9599	24.9818	4.107	15
Etage3-4	60*60	54	30.91	32.74	27.26	0.01121	1312.8045	26.307	0.77	15
Etage5-6	55*55	49.5	24.63	29.89	25.11	0.00789	960.652	33.124	2.86	15
Etage7-8	50*50	45	20.6	30.93	24.07	0.009	636.931	33.4516	3.53	15
Etage9	45*45	40.5	18.22	24.64	20.36	0.00356	344.931	33.4408	3.81	15

➤ Schéma de ferrailage des poteaux

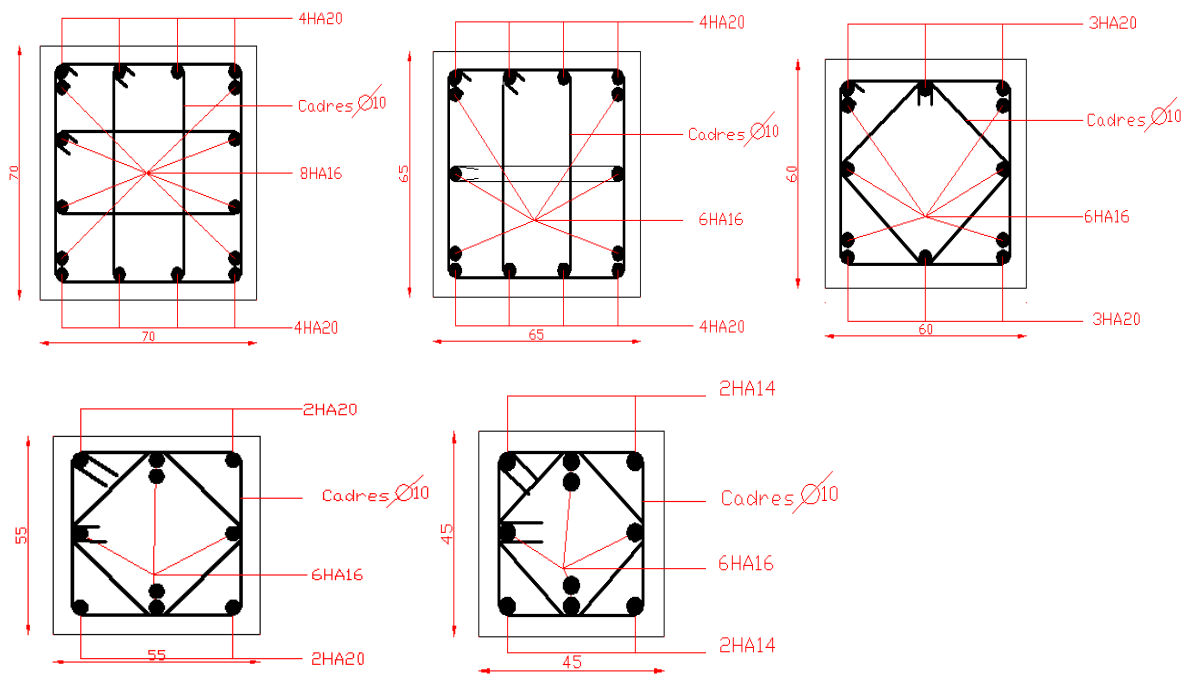


Figure IV.4 : schémas de ferrailage des poteaux

3. Etude des Poutres

- Les combinaisons d'action

- 1)  $1.35G + 1.5Q$  ; 2)  $G + Q$
- 3)  $G + Q \pm E$  ; 4)  $0.8G \pm E$

**3.1 Recommandations du RPA99/Version 2003 :**

**a) Armatures longitudinale :**

- Le pourcentage total minimal des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% dans la section.
- Leur pourcentage maximal des aciers longitudinaux est de :
  - 4% de la section du béton en zone courante.
  - 6% de la section du béton en zone de recouvrement.
- Les poutres supportant de charges verticales sont sollicitées principalement par les forces latérales sismiques, par conséquent elles doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appuis. La longueur minimal de recouvrement est de  $40\phi_l$  en zone II.

**b) Armatures transversales :**

- La quantité d'armatures transversales minimale est données par :

$$A_t \geq 0.003 * S_t * b;$$

$S_t$ : L'espacement maximum entre les armatures transversales des poutres.

Avec :  $S_t \leq \min(\frac{h}{4}; 12\phi_{min})$ .....En zone nodale.

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

- Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

**3.2Le ferrailage**

**3.2.1.poutres principale :**

Le ferrailage se fait à la flexion simple .

**Le ferrailage longitudinal :**

**En travée :**

$M_u = 47.8954 \text{ KN.m}$  ;  $\mu_{bu} = 0.077 < 0.186$  (pivot A  
 $\alpha = 0.10$  ,  $Z = 0.364$  ,  $f_{st} = 348 \text{ Mpa}$  .

$$\left. \begin{array}{l} \\ \\ \end{array} \right\} \longrightarrow \boxed{A_t = 3.77 \text{ cm}^2}$$

$A_{RPA}^{min} = 0.5 \times 100 \times 0.3 \times 0.4 \longrightarrow A_{RPA}^{min} = 6 \text{ cm}^2$  .

$A_{RPA}^{max} = 4 \times 100 \times 0.3 \times 0.4 \longrightarrow A_{RPA}^{max} = 4.8 \text{ cm}^2$  ( zone courante ) .

$A_{RPA}^{max} = 6 \times 100 \times 0.3 \times 0.4 \longrightarrow A_{RPA}^{max} = 72 \text{ cm}^2$  ( zone de recouvrement )

**En appuis :**

$$M_u = 77.184 \text{ KN.m} ; \mu_{bu} = 0.096 > 0.186 \text{ (pivot B)}$$

$$\alpha = 0.1263 , Z = 0.360$$

$$\left. \begin{array}{l} M_u = 77.184 \text{ KN.m} ; \mu_{bu} = 0.096 > 0.186 \text{ (pivot B)} \\ \alpha = 0.1263 , Z = 0.360 \end{array} \right\} \longrightarrow A_a = 5.36 \text{ cm}^2$$

**Le choix des barres :**

- en travée : 2HA14+1HA12 = 4.21cm<sup>2</sup>
- en appuis : 6HA12=6.79cm<sup>2</sup>

**Les longueurs de recouvrement**

En zone IIa selon le RPA99 (Art 7.5.2.1), la longueur de recouvrement et donnée par la formule suivante :

$$l_r = 40 \times \emptyset$$

Donc pour :

$$\emptyset = 20 \text{ mm} \Rightarrow L_r = 80 \text{ cm}$$

$$\emptyset = 16 \text{ mm} \Rightarrow L_r = 64 \text{ cm}$$

$$\emptyset = 14 \text{ mm} \Rightarrow L_r = 56 \text{ cm}$$

**-Le ferrailage transversal :**

$$\Phi^{\min}_t < \min \left( \Phi , \frac{h}{35} , \frac{b}{10} \right) = \min (12, 11.4 , 30 )$$

$$\Phi^{\min}_t = 8 \text{ mm}$$

On fixe  $A_t = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$  (cadre  $\Phi 8$  + étrier  $\Phi 8$  )

**L'espacement :**

Zone nodale :  $t \leq \left( \frac{h}{4} ; 12 \emptyset_l \right) = \min(10 ; 16.8) \text{ soit: } t = 10 \text{ cm}$

Zone courante :  $t \leq \frac{h}{2} = \frac{40}{2} = 20 \text{ cm}$  soit:  $t = 15 \text{ cm}$ .

$$A_{tmin}^{RPA} = 0.3\%(t * b) = 0.003(15*40) \Rightarrow A_{tmin}^{RPA} = 1.8 \text{ cm}^2$$

$$A_{tmin}^{RPA} = 0.3\%(t * b) = 0.003(10*40) \Rightarrow A_{tmin}^{RPA} = 1.2 \text{ cm}^2$$

On ferraille avec  $A_t = 2.01 \text{ cm}^2$  .

**Les vérifications nécessaires**

**Vérifications à L'ELU**

Condition de non fragilité :  $A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.35 \text{ cm}^2$

**vérifications de la contrainte tangentielle maximal :**

$$\tau = \frac{v_u}{b.d} = \frac{86.8954 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.38} = 0.76 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau} = \min(3.33 \text{ Mpa}; 5 \text{ Mpa}) = 3.33 \text{ Mpa}$$

pas de risque de cisaillement .

**Vérification des armatures longitudinales au cisaillement**

Appuis de rives  $A_l > \frac{V_u \cdot \gamma_s}{f_e} A_l > \frac{1.15 \times 86.6947 \times 10^{-3}}{400}$

$A_l > A_l^{rive} = 2.49 \text{ cm}^2$  vérifie

Appuis intermédiaire :  $A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times \left( V_u + \frac{M_a}{0.9d} \right) A_l \geq \frac{1.15}{400} \times \left( 86.8954 \times 10^{-3} + \frac{-77.184 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.38} \right)$

$A_l > A_l^{inter} = -3.99 \text{ cm}^2$  vérifie

**3.2.2.Poutres secondaires**

**Le ferrailage longitudinal**

**En travée**

$M_u = 20.6565 \text{ KN.m}$  ;  $\mu_{bu} = 0.061 < 0.186$  (pivot A ) }  $A_t = 2.19 \text{ cm}^2 / \text{ml}$   
 $\alpha = 0.079$  ,  $Z = 0.271$  ,  $f_{st} = 348 \text{ Mpa}$  .

$A_{RPA}^{\min} = 0.5 \times 100 \times 0.3 \times 0.30$   $A_{RPA}^{\min} = 4.5 \text{ cm}^2$  .

$A_{RPA}^{\max} = 4 \times 100 \times 0.3 \times 0.30$   $A_{RPA}^{\max} = 36 \text{ cm}^2$  ( zone courante ) .

$A_{RPA}^{\max} = 6 \times 100 \times 0.3 \times 0.3$   $A_{RPA}^{\max} = 54 \text{ cm}^2$  ( zone de recouvrement ) .

**En appuis :**

$M_u = 36.2969 \text{ KN.m}$  ;  $\mu_{bu} = 0.108 < 0.186$  (pivot A ) }  $A_a = 2.44 \text{ cm}^2 / \text{ml}$   
 $\alpha = 0.05$  ,  $Z = 0.371$  ,  $f_{st} = 348 \text{ Mpa}$  .

**Le choix des barres :**

- en travée : 3HA12 = 3.39cm<sup>2</sup>
- en appuis : 2HA14+1HA12 = 4.21cm<sup>2</sup>

**3.2.3.Poutres palière :**

**Le ferrailage longitudinal :**

**En travée :**

$M_u = 7.6283 \text{ KN.m}$  ;  $\mu_{bu} = 0.022 < 0.186$  (pivot A ) }  $A_t = 0.79 \text{ cm}^2 / \text{ml}$   
 $\alpha = 0.028$  ,  $Z = 0.276$  ,  $f_{st} = 348 \text{ Mpa}$  .

**En appuis :**

$M_u = 17.0345 \text{ KN.m}$  ;  $\mu_{bu} = 0.051 < 0.186$  (pivot A ) }  $A_a = 0.39 \text{ cm}^2 / \text{ml}$   
 $\alpha = 0.065$  ,  $Z = 1.254$  ,  $f_{st} = 348 \text{ Mpa}$

**Le choix des barres :**

- en travée : 3HA12 = 3.39cm<sup>2</sup>
- en appuis : 3HA14 = 4.62cm<sup>2</sup>

**Ferraillage à la torsion :**

Le moment de torsion à prendre est le moment aux appuis de la poutre palière donc :

$$M_{tor} = 17.0345KN.$$

$$A_{tor} = \frac{M_{tor} \times u \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times fe} \Rightarrow A_{tor} = 3.91cm^2$$

**Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_{flexion} = 0,026MPa; \tau_{tor} = \frac{M_{tor}}{2 \times \Omega \times e} \Rightarrow \tau_{tor} = 1.36MPa$$

$$\sqrt{\tau_{tor}^2 + \tau_{flex}^2} \leq \tau_{adm} = 3.33Mpa \Leftrightarrow 1.36^2 + 0,026^2 \leq 3,25^2 \Rightarrow 1.85 \leq 11,08.....Vérifié$$

**Section d'armature longitudinale à prendre**

- En appui : A = 3HA14 ⇒ A = 4.62cm<sup>2</sup>,
- En travée A = 3HA12=3.39cm<sup>2</sup>

**Armatures transversales a la torsion :**

on opte St = 15cm en travée et St = 10cm en a

$$A_{tor}^t = \frac{M_{tor} \times st \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times fe}$$

$$A_t = \frac{M_{Tu} \times St \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times fe} = \frac{17.0345 \times 10^{-3} \times 15 \times 10^{-2} \times 1.15}{2 \times 625 \times 10^{-8} \times 400} \quad A_{tor}^t = 0,58cm^2.....travée$$

$$A_{tor}^t = 0,39cm^2.....appuis$$

On fixe A<sub>t</sub> = 4HA8 = 2.01 cm<sup>2</sup> (cadre Φ8 + étrier Φ8)

**.Vérifications à L'ELU**

**Condition de non fragilité**  $A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.01cm^2$

**vérifications de la contrainte tangentielle maximal :**

$$\tau = \frac{v_u}{b \cdot d} = \frac{2.229 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.28} = 0.026Mpa \leq \bar{\tau} = \min(3.33 MPa; 5 MPa) = 3.33 MPa$$

pas de risque de cisaillement

.

Vérification des armatures longitudinales au cisaillement

Appuis de rives :  $A_l > \frac{V_u \cdot \gamma_s}{f_e} A_l > \frac{1.15 \times 2.229 \times 10^{-3}}{400}$

$A_l > A_l^{rive} = 0.06 \text{ cm}^2$  Vérifier

Appuis intermédiaire :

$A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times \left( V_u + \frac{M_a}{0.9d} \right) A_l \geq \frac{1.15}{400} \times \left( 2.229 \times 10^{-3} \rightarrow \frac{-17.0345 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.28} \right)$

$A_l = 4.62 \text{ cm}^2 > 1.87 \text{ cm}^2$  Vérifier

Vérifications à L'ELU :

Condition de non fragilité :  $A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.37 \text{ cm}^2$

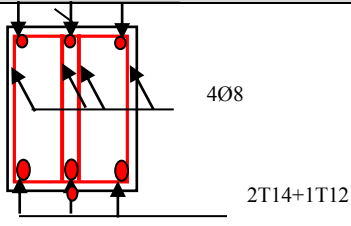
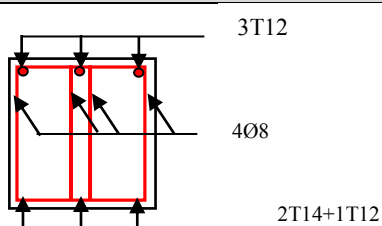
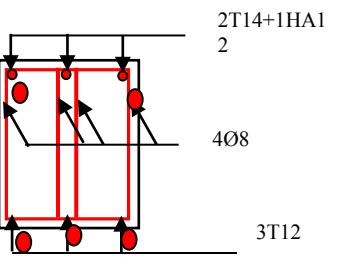
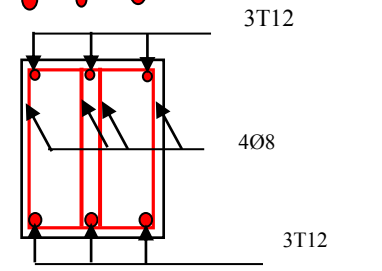
Vérifications de la contrainte tangentielle maximal :

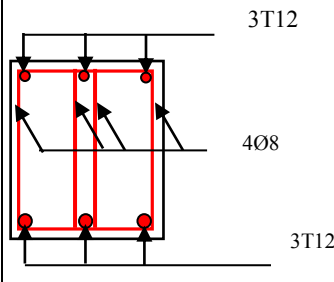
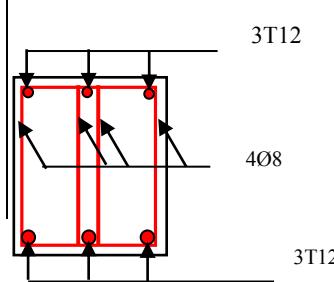
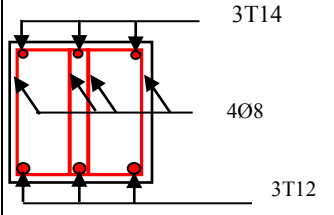
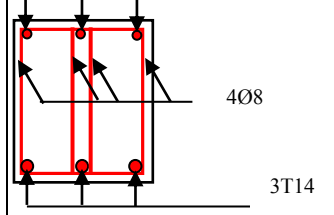
$\tau = \frac{v_u}{b \cdot d} = \frac{6.125 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.33} = 0.06 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau} = \min(3.33 \text{ Mpa}; 5 \text{ Mpa}) = 3.33 \text{ Mpa}$

pas de risque de cisaillement .

3.3. ferrailage des poutres:

Tableau IV.7: Schéma de ferrailage des poutre

Types de poutres	Section (cm <sup>2</sup> )	Schéma de ferrailage	
		Appuis	Travée
Principales	30*40		
			

<b>Chainage</b>	<b>30*35</b>		
<b>Palière</b>	<b>30*30</b>		

**Vérification à l'ELS**

**L'Etat limite d'ouvertures des fissures**

$$\sigma_{st} = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} \times (d - y) \leq \overline{\sigma}_s ; \text{ avec : } \overline{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} f_e, \max(240; 110\sqrt{\eta \times f_{t28}})\right) = 240 \text{ MPa.}$$

- Sur appuis  $\sigma_{st} = 15 \times \frac{32.055 \times 10^{-3}}{856260 \times 10^{-8}} \times (0.38 - 0.13) = 14.038 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_s = 240 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$
- En travée :  $\sigma_{st} = 15 \times \frac{43.889 \times 10^{-3}}{(593150 \times 10^{-8})} \times (0.38 - 0.107) = 4.5 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_s = 240 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$

**État limite de compression du béton :**

La fissuration est peu nuisible donc la vérification à faire est la contrainte de compression du béton.

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \overline{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Calcul de  $y$  :  $\frac{b \times y^2}{2} + 15(A_s + A'_s) \times y - 15 \times (d \times A_s + d' \times A'_s) = 0$

Calcul de  $I$  :  $I = \frac{b \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A'_s \times (y - d')^2]$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau IV..8 :** Vérification de l'état limite de compression.

Poutres	Localisation	Mser(KN.m)	Y(cm)I	I(cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)
Poutres principales	Appuis	32.0552	13.022	856260	6,675	15
	Travées	43.889	10.71	593150	5.79	15
Poutres	Appuis	5.38	8.954	300860	4,43	15



secondaires	Travées	14.89	8,194	254490	1.73	15
Poutre palière	Appuis	4.9539	9.295	322770	1,426	15
	Travées	4.6995	8.194	254490	1,513	15
Poutres chainage	Appuis	12.3218	9.016	36580	3,03	15
	Travées	16.4893	9.016	36580	4,06	15

**Etat limite de déformation (évaluation de la flèche)**

D’après le **BAEL91** et le **CBA93** la vérification à la flèche est inutile si :

$$\frac{h_t}{l} > \frac{1}{16}; \quad \frac{h_t}{l} > \frac{M_t}{10 * M_0}; \quad \frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots \quad \text{BAEL 91(Article B.6.5)}$$

**Tableau IV.9 :** Vérification de la flèche pour les poutres.

	h cm	b cm	l(cm)	A <sub>s</sub> (cm²)	$\frac{h_t}{l}$	$\frac{M_t}{10 \times M_0}$	$\frac{A_s}{b \times d}$	$\frac{4.2}{f_e}$	$\frac{h_t}{l} > \frac{1}{16}$	$\frac{h_t}{l} > \frac{M_t}{10 \times M_0}$	$\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$
PP	40	30	120	6.69	0.25	0.075	0.005	0.01	Vérifier	Vérifier	Vérifier
PS	30	30	140	3.39	0.21	0.085	0.004	0.01	Vérifier	Vérifier	Vérifier

Donc : La vérification de la flèche n’est pas nécessaire

**4.Vérification des zones nodales :**

Dans le but de permettre la formation des rotules plastiques dans les poutres et non dans les poteaux le

**RPA99 (Art 7. 6. 2)** exige que :

$$M_R = |M_n| + |M_s| \geq 1.25 (|M_w| + |M_e|)$$

Cependant, cette vérification est facultative pour les deux derniers niveaux des bâtiments supérieurs à R+2.

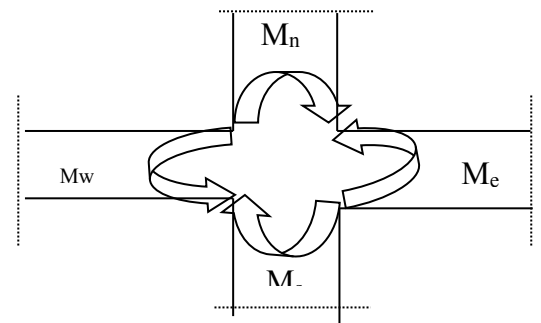
**détermination du moment résistant dans les poteaux :**

Le moment « M<sub>R</sub> » d’une section de béton dépend essentiellement :

- des dimensions de la section du béton ;
- de la quantité d’armatures dans la section du béton ;
- de la contrainte limite élastique des aciers.

$$M_R = Z * A_s * F_{St} ; \text{ Avec : } Z=0.85*h \text{ (h : Hauteur totale de la section du béton)}$$

$$F_{St} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348MPa.$$



**Figure IV. 5 :** Les moments sur la zone nodale

*Moments résistants dans les poteaux***Tableau IV.10:** les moments résistant dans les poteaux

Niveau	Section	Z (m)	As (cm <sup>2</sup> )	Mr (KN.m)
RDC	70*70	0.595	20.60	426.54
Etage 1-2	65*65	0.552	18.595	328.388
Etage 3-4	60*60	0.5	15.455	268.917
Etage 5-6	55*55	0.467	12.315	200.138
Etage 7-8	50*50	0.425	10.3	152.335
Etage 9	45*45	0.382	9.11	121.104

**Détermination du moment résistant dans les poutres :****Tableau V.11 :** les moments résistant dans les poutres.

Niveau	Type	Section (cm)	Z(m)	As(cm <sup>2</sup> )	Mr(KNm)
De RDC à 9 <sup>ème</sup> étage	PP	30×40	0.34	6.79	80.33
	PS	30×30	0.255	5.21	37.359

**Vérification des zone nodale selon le sens principales et secondaires :****Tableau V.12:** Vérification de la zone nodale dans différent étage

	Ms (KN.m)	M <sub>N</sub> (KN.m)	M <sub>N</sub> +M <sub>s</sub>	M <sub>w</sub> (KN.m)		M <sub>e</sub> (KN.m)		1.25*(M <sub>w</sub> + M <sub>e</sub> ) (KN.m)		Obs
				PP	PS	PP	PS	PP	PS	
RDC	426.54	328.38	754.9	68.034	37.35	80.33	37.35	200.8	93.39	véri
Etage 1-2	328.38	268.917	597.30	68.034	37.35	80.33	37.35	200.8	93.39	véri
Etage 3-4	268.9	200.138	469.05	68.034	37.35	80.33	37.35	200.8	93.39	véri
Etage 5-6	200.13	152.33	352.42	68.034	37.35	80.33	37.35	200.8	93.39	véri
Etage 7-8	152.33	121.104	273.43	68.034	37.35	80.33	37.35	220.8	93.39	véri

**5. Voiles :**

D'après le **RPA99 version 2003 (Article 3. 4. a1)**, chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou **14 m** de hauteur dans la zone **II** (moyenne sismicité) doit être contreventée par des voiles.

**5.1. Les combinaisons d'actions :**

Le calcul se fera avec lues combinaisons suivant

- 1)  $1.35G + 1.5Q$  ; 2)  $G + Q$   
 3)  $G + Q \pm E$  ; 4)  $0.8G \pm E$

$$\begin{cases} N_{max} \rightarrow M_{corr} \rightarrow A_1 \\ M_{max} \rightarrow N_{corr} \rightarrow A_2 \\ N_{min} \rightarrow M_{corr} \rightarrow A_3 \end{cases} \Rightarrow A = \max(A_1, A_2, A_3)$$

Nous exposerons un exemple de calcul pour les voiles du niveau RDC et le reste des résultat de ferrailage des autres seront donnés dans un tableau récapitulatif .

**Tableau. IV.13.**Sollicitations dans la voile du RDC.

Niveau	M <sub>max</sub> et N <sub>corres</sub>		N <sub>max</sub> et M <sub>corres</sub>		N <sub>min</sub> et M <sub>corres</sub>		V(KN)
	M (KN.m)	N (KN)	N (KN)	M (KN.m)	N (KN)	M (KN.m)	
RDC	390.601	167.3672	-1194,5263	-364,4965	-15,3277	288,8685	144.7649

**5.1.1.Sous la combinaison G+Q+EX Min<sub>|(N<sub>max</sub>→M<sub>cor</sub>)</sub>**

$N_{max} = -1194,5263KN$  ;  $M_{cprresp} = -364,4965KN.m$

$e = 20\text{ cm} ; l = 2\text{ m} ; d = 1.95\text{ m} ; d' = 0.05\text{ m}$

$$= \frac{M}{N} = 0.33me_G < \frac{l}{2} = 1\text{ m}$$

N effort de traction et le centre de pression est à l'intérieur de la section de béton donc **SET** .

$$A_1 = \frac{Nu \cdot e_2}{f_{s10} \cdot (d - d')} ; A_2 = \frac{Nu \cdot e_1}{f_{s10} \cdot (d - d')}$$

$f_{s10} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348\text{ MPa}$

$e_2 = (d - d') - e_1 ; e_1 = \left(\frac{h}{2} - d'\right) + e_G$

$e_1 = \left(\frac{195}{2} - 5\right) + 33 = 114.5\text{ cm}$  .

$e_2 = (195 - 5) - 114.5 = 75.5\text{ cm}$  .

$\Rightarrow A_1 = 13.63\text{ cm}^2 ; A_2 = 20.68\text{ cm}^2$  .

On ferraille avec  $A_1 = 20.68\text{ cm}^2$

**5.1.2.Sous la combinaison 0.8G+Q+Ex mx :<sub>max</sub> → N<sub>corresp</sub>**

$M_{max} = 390.601\text{ KN.m} ; N_{CORRESP} = 167.3672\text{ KN}$ .

$b = e = 20\text{ cm} ; h = 2\text{ m} ; d = 1.95\text{ m} ; d' = 0.05\text{ m}$

$$e_G = \frac{M}{N} = 2.33\text{ m} > \frac{h}{2} = 1\text{ m}$$

$$M_{uA} = M_{uG} + N_u(d - \frac{h}{2}) = 549.59 \text{ KN.m}$$

$$N_u(d - d') - M_{uA} = -231.59 \text{ KN.m} < (0.337h - 0.81d')b \cdot h \cdot f_{bu} = 4304 \text{ KN.m.}$$

Donc : la section est partiellement comprimée (SPC) ; le calcul se fait par assimilation à la flexion simple avec  $M_{uA} = 549.68 \text{ KN.m}$ .

Situation accidentelle  $f_{bu} = 0.85 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 18.48 \text{ MPa.}$

$$\left. \begin{array}{l} \mu_{bu} = 0.048 < 0.186 \Rightarrow \text{pivot A} \\ \alpha = 0.061 \quad z = 1.9 \text{ m} \end{array} \right\} \longrightarrow A = 8.30 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

On revient à la flexion composée :

$$A_2 = A - \frac{N_u}{f_{st}}$$

$$A_2 = 8.29 \text{ cm}^2$$

**5.1.3. Sous la combinaison 0.8G+EX Max: (N<sub>min</sub> → M<sub>corres</sub>)**

$$M_{max} = 288.8685 \text{ KN.m} ; N_{CORRESP} = -15.3277 \text{ KN.}$$

$$b = e = 20 \text{ cm} ; h = 2 \text{ m} ; d = 1.95 \text{ m} ; d' = 0.05 \text{ m}$$

$$e_G = \frac{M}{N} = 18.84 \text{ m} > \frac{h}{2} = 1 \text{ m}$$

$$M_{uA} = M_{uG} + N_u(d - \frac{h}{2}) = 274.3071 \text{ KN.m}$$

$$N_u(d - d') - M_{uA} = -303.42 \text{ KN.m} < (0.337h - 0.81d')b \cdot h \cdot f_{bu} = 4304 \text{ KN.m.}$$

Donc : la section est partiellement comprimée (SPC) ; le calcul se fait par assimilation à la flexion simple avec  $M_{uA} = 274.3071 \text{ KN.m}$ .

Situation accidentelle  $f_{bu} = 0.85 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 18.48 \text{ MPa.}$

$$\left. \begin{array}{l} \mu_{bu} = 0.0195 < 0.186 \Rightarrow \text{pivot A,} \\ \alpha = 0.024 \quad z = 1.93 \text{ m} \end{array} \right\} \longrightarrow A = 3.55 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée :

$$A_2 = A - \frac{N_u}{f_{st}} = 3.93 \text{ cm}^2$$

les sections de ferrailage pour les trois combinaisons :

$$\left\{ \begin{array}{l} A_1 = 21 \text{ cm}^2 \\ A_2 = 8.29 \text{ cm}^2 \\ A_3 = 3.93 \text{ cm}^2 \end{array} \right. \Longrightarrow \text{Max}(A_1, A_2, A_3) = A_3 = 21 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min}^{\text{RPA}} = 0.15\%(e \cdot l) \longrightarrow A_{\min}^{\text{RPA}} = 6 \text{ cm}^2 < 21 \text{ cm}^2$$

Donc on ferraille avec  $A_2 = 21\text{cm}^2$

le choix des barres : 14HA 14=  $21.55\text{cm}^2$

**Détermination des longueurs (tendue et comprimée) :**

$$\text{On a : } \begin{cases} l_t = \frac{\sigma_{min} \times L}{\sigma_{max} + \sigma_{min}} \\ l_c = L - 2l_t \end{cases}$$

Avec :

$l_t$  : Longueur de la zone tendue (partie tendue du voile).

$l_c$  : Longueur de la zone comprimée (partie comprimée du voile).

$$\sigma = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{I} V$$

$$\text{Soit : } \begin{cases} \sigma_{max}, \sigma_{min} > 0 \rightarrow SEC; \\ \sigma_{max}, \sigma_{min} < 0 \rightarrow SET; \\ \sigma_{max} > 0, \sigma_{min} < 0 \rightarrow SPC. \end{cases}$$

Pour notre cas :

$$\begin{cases} \sigma_{min} = \frac{-1194.5263 \times 10^{-3}}{2 \times 0.2} + \frac{364.4965 \times 10^{-3}}{0.1333} \times 1 = -0.25\text{MPa} \\ \sigma_{max} = \frac{-1194.5263 \times 10^{-3} \times 10^{-3}}{2 \times 0.2} - \frac{364.4965 \times 10^{-3}}{0.1333} \times 1 = -5.72\text{MPa} \end{cases}$$

$\sigma_{min} < 0$  et  $\sigma_{max} < 0 \Rightarrow SET.$

$L_t = L$

**Armatures minimales dans tout le voile**

$$A_{min}^{RPA} = 0.15\%(e * l) \Rightarrow A_{min}^{RPA} = 6\text{cm}^2$$

**Espacement des barres verticales**

$$S_t \leq \min(1.5 \times e ; 30 \text{ cm}) \Rightarrow S_t = 30 \text{ cm}$$

**B. Armatures horizontale (transversale) :**

$$A_h = \frac{\tau_u \times e \times S_t}{0.8 \times f_e}$$

$$\text{avec: } \tau_u = \frac{1.4V_u}{e \times d} = 0.52 \text{ MPa.}$$

**Espacement des barres horizontales :**

$$S_t \leq \min(1.5e ; 30 \text{ cm}) \Rightarrow S_t = 30 \text{ cm}$$

$$A_h = 0.97\text{cm}^2$$

$$A_{\min}^{\text{RPA}} = \frac{0.4 \cdot b \cdot S_t}{f_e} = 0.6 \text{ cm}^2$$

$$A_h = 0.97 \text{ cm}^2 > A_{\min}^{\text{RPA}}$$

On ferraille avec :  $A_t = 2HA12 = 2.26 \text{ cm}^2$

**Tableau IV.14:** Ferrailage des voiles Vx1

Niveau	Étages1, 2	Étages3et 4	Étages5et 6	Etage7et8	Etage 9
Section (a*L)	20*200	20*200	20*200	20*200	20*200
M (KN.m)	-217.82	-7.84	-12.7	5.66	-55,9538
N (KN)	-901.45	-564.79	-392.53	-238.67	-113,049
V (KN)	-72.58	-23.46	-4.63	-5.006	-34,7469
$A_v^{\min}/\text{voile (cm}^2)$	8	8	8	8	8
$A_v^{\text{calculé}}/\text{face(cm}^2)$	15.3	7.16	5.1	3.55+3.34	2.8+2.1
$A_v^{\text{adoté}}/\text{face (cm}^2)$	15.83	7.85	6.28	4.71	4.71
Nbre de barres	14TA14	10T10	8T10	6T10	6T10
$S_t$ (cm)	21.55	20	20	20	30
$A_h^{\min}/\text{ml (cm}^2)$	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6
$A_h^{\text{calculé}}/\text{ml (cm}^2)$	0.35	0.11	0.022	0.024	0.17
$A_h^{\text{adoté}}$	1.57	1.01	1.01	1.01	1.01
Nbre barres/face/ml	2T10	2T8	2T8	2T8	2T8
$S_t$ (cm)	25	25	25	25	25

**Tableau IV.15 :** Ferrailage des voiles Vy2

Niveau	RDC	Étages1, 2	Étages3et 4	Étages5et 6	Etage7et8	Etage 9
Section (a*L)	20*180	20*180	20*180	20*180	20*180	20*180
M (KN.m)	-319,24	-137,30	83,75	41,95	-11,87	-2,73
N (KN)	-1017,12	-600,85	-451,63	-375,03	-278,19	-123,22
V (KN)	-114,52	-67,14	71,96	42,78	-3.53	30,88
$A_v^{\min}(\text{cm}^2)$	7.2	7.2	7.2	7.2	7.2	7.2
$A_v^{\text{calculé}}(\text{cm}^2)$	19.3	11.4	8.5	6.39	3.72+3.47	1.6
$A_v^{\text{adoté}}(\text{cm}^2)$	20.11	15.39	9.05	7.92	7.92	7.92
Nbre de barres	10TA16	10T12	8T12	7T12	7T12	7T12
$S_t$ (cm)	20	20	20	20	20	20
$A_h^{\min}/\text{N}(\text{cm}^2)$	0.54	0.54	0.54	0.54	0.54	0.54
$A_h^{\text{calculé}}(\text{cm}^2)$	0.62	0.36	0.39	0.23	0.019	0.17
$A_h^{\text{adoté}}$	1.57	1.57	1.57	1.57	1.57	1.57
Nbre de barres	2T10	2T10	2T10	2T10	2T10	2T10
$S_t$ (cm)	20	20	20	20	20	20

**Tableau IV.16 :** Ferrailage des voiles Vy 3

Niveau	Étages 1et 2	Étages3et 4	Étages5et 6	Etage7et8	Etage 9
Section (a*L)	20*17	20*170	20*170	20*170	20*170
M (KN.m)	-255.7	-20.57	-193.12	-31.03	-40,1

N (KN)	-960.12	-1524.46	-787.22	-328	-128,46
V (KN)	-41.7	-13.27	-118.82	-17.53	-36,27
$A_v^{min}/voile(cm)$	6.8	6.8	6.8	6.8	6.8
$A_v^{calculé}/$	17.64	22.43	16.21	5.5+4.7	2.86+1.84
$A_v^{adoté}$	18.47	24.13	16.93	8.64	7.85
N <sup>bre</sup> debarres	12TA14	12T16	11T14	11T10	10T10
$S_t$ (cm)	20	20	20	20	20
$A_h^{min}/ml$ (cm <sup>2</sup> )	0.51	0.51	0.51	0.51	0.51
$A_h^{calculé}/ml$ (cm <sup>2</sup> )	0.24	0.067	0.68	0.1	0.2
$A_h^{adoté}$	1.57	1.01	1.01	1.01	1.01
N <sup>bre</sup> dbarres	2T10	2T8	2T8	2T8	2T8
$S_t$ (cm)	25	25	25	25	25

Tableau IV.17: Ferrailage des voiles Vx4

Niveau	RDC	Étages1, 2	Étages3et 4	Étages5et 6	Etage7et8	Étage 9
Section (a*L)	20*160	20*160	20*160	20*160	20*160	20*160
M (KN.m)	-181,09	-11,86	-9,33	14,69	-11,88	-8,89
N (KN)	-1092,24	-991,6	-826,36	-636,5	-414,26	-152,8
V (KN)	-54,6	-8,8	1,22	-5,8	-3.56	-4,05
$A_v^{min}(cm^2)$	6.4	6.4	6.4	6.4	6.4	6.4
$A_v^{calculé}(cm^2)$	17.89	14.57	12.1	9.54	6.27	2.43+2.2
$A_v^{adoté}(cm^2)$	18.47	15.39	12.32	10.78	7.92	7.92
N <sup>bre</sup> de barres	12TA14	10T14	8T14	7T14	7T12	7T12
$S_t$ (cm)	20	20	20	20	20	20
$A_h^{min}(cm^2)$	0.48	0.54	0.54	0.54	0.54	0.54
$A_h^{calculé}(cm^2)$	0.33	0.053	0.074	0.035	0.021	0.024
$A_h^{adoté}$	1.57	1.57	1.57	1.57	1.57	1.57
N <sup>bre</sup> de barres	2T10	2T10	2T10	2T10	2T10	2T10
$S_t$ (cm)	20	20	20	20	20	20

#### 4.2. Schémas de ferrailage

On prend comme exemple de ferrailage le voile V1 au niveau de RDC ( $L \times e = 200 \times 20cm^2$ ) :

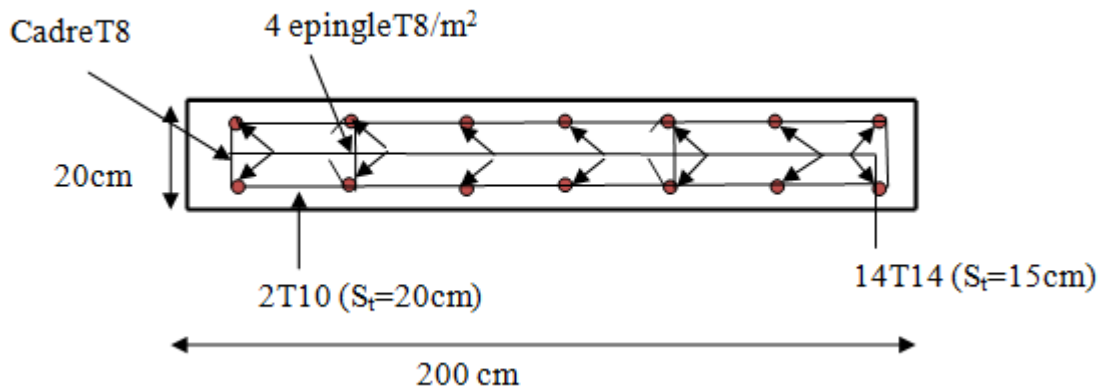


Fig. V.6 :Schéma de ferrailage du voile RDC

## 6. CONCLUSION

Le ferrailage des éléments structuraux doit impérativement répondre aux exigences du **RPA** qui prend en considération la totalité de la charge d'exploitation ainsi que la charge sismique. Outre la résistance, l'économie est un facteur très important qu'on peut concrétiser en jouant sur le choix de la section du béton et de l'acier dans les éléments résistants de l'ouvrage, tout en respectant les sections minimales requises par le règlement en vigueur.



# Chapitre V

## Etude de l'infrastructure

L'infrastructure est l'une des parties essentielles d'un bâtiment, car elle est en contact direct avec le sol d'assise. Elle assure la transmission des charges apportées par la superstructure vers le sol, et avec sa bonne stabilité et sa bonne résistance elle assure :

- un bon encastrement de la structure dans le sol.
- une bonne transmission des efforts apportés par la superstructure au sol d'assise.
- une bonne limitation des tassements différentiels

## **2.CHOIX DU TYPE DE FONDATION**

D'une manière générale, les fondations doivent répondre à la relation suivante :

$$\frac{P}{S} \leq \overline{\sigma}_{sol}$$

Avec :

P : Poids totale de l'ouvrage en fonctionnement.

S : Surface d'appui sur le sol.

$\overline{\sigma}_{sol}$  : La capacité portante du sol.

Afin de déterminer le choix de fondations à adopter pour notre structure, on procède tout d'abord à la vérification des semelles isolées puis les semelles filantes. Si ces deux fondations ne sont pas adéquates, on passera au radier général.

### **• Combinaisons d'actions à considérer**

D'après **RPA 99 (Article 10.1.4.1)** les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons d'actions suivantes :

- G+Q±E
- 0.8G±E

Ainsi que les combinaisons citées par le BAEL91 :

- .35G+1.5Q
- G+Q

**2.1.Vérification des semelles isolées :** La vérification à faire est :  $\frac{N}{S} \leq \overline{\sigma}_{sol}$

Pour cette vérification on prend la semelle la plus sollicitée.

N : l'effort normal agissant sur la semelle obtenu par le **ETABS 2016**.

S : surface d'appui de la semelle.

$\overline{\sigma}_{sol}$  : Contrainte admissible du sol.

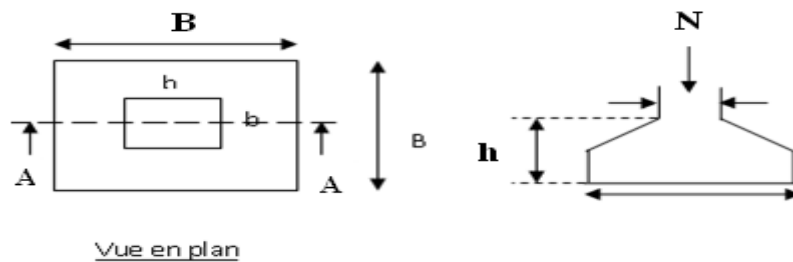


Figure V .1.Semelle isolée de fondation

Le poteau le plus sollicité a une section carrée (b×b), donc  $S = B^2$ .

$$N = 2430.2839 \text{ KN}, \overline{\sigma_{sol}} = 0.25 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \frac{N}{S} \leq \overline{\sigma_{sol}} \Rightarrow B^2 \geq \frac{N}{\sigma_{sol}} \Rightarrow B = \sqrt{\frac{N}{\sigma_{sol}}} \text{ AN} : B = 3.1178 \text{ m}$$

La distance minimale entre axes des poteaux est de 3.2m

On remarque qu'il y a chevauchement entre les semelles, on tenant compte des entres axes des poteaux dans les deux sens, donc le choix des semelles isolées dans notre cas ne convient pas.

**2.2. Vérification des semelles filantes**

Choisissons une semelle filante, de largeur B et de longueur L situé sous un portique formé de 4 poteaux.

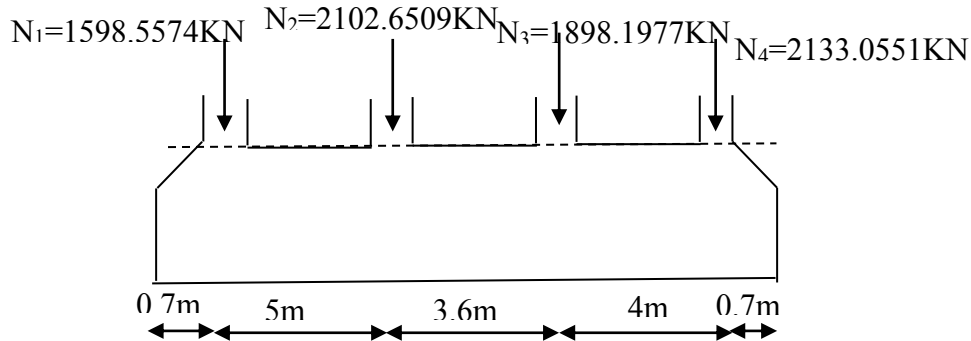


Figure V.2 : Semelle filante de fondation

Avec :

$N_i$  : l'effort normal provenant du poteau « i ».

$$N_1 = 1598.5574 \text{ KN}, N_2 = 2102.6509 \text{ KN}, N_3 = 1898.1977 \text{ KN}, N_4 = 2133.0551 \text{ KN}$$

$$\sum N_i = 7732.4611 \text{ KN}.$$

$$L = 14 \text{ m}$$

La vérification à faire est :  $\overline{\sigma_{sol}} \geq \frac{N}{S} = \frac{N}{B \times L} \Rightarrow B \geq \frac{N}{\sigma_{sol} \times L}$

$$B \geq \frac{N}{\sigma_{sol} \times L} = \frac{7.7324611}{0.25 \times 14} = 3.5 \text{ m}$$

Vu la distance existante entre les axes de deux portiques parallèles, on constate qu'il y a un chevauchement entre les deux semelles. Se choix ne convient pas.

Alors le type de fondation a adopter est le radier général.

**2.3. Vérification de Radier général**

**2.3.1. Définition :** Le radier fonctionne comme un plancher renversé, dont les appuis sont constitués par des murs de l'ossature, soumis à la réaction du sol agissant du bas vers le haut d'une manière uniforme (radier supposé infiniment rigide).

Il est choisi selon ces trois principales caractéristiques :

- Un mauvais sol.
- Charges transmises au sol sont importantes.
- Les poteaux rapprochés (petites trames).

Dans le but d'augmenter sa rigidité, on opte pour un radier avec nervures supérieures.

**2.3.2. Pré dimensionnement**

- **La Condition de coffrage**

$L_{max}$  : la plus grande portée entre deux éléments de contreventement

$L_{max}=5m$ .

**Nervure :**

$$h_t \geq \frac{L_{max}}{10} = \frac{500}{10} \Rightarrow h_t \geq 50cm; \text{ Soit } h_t = 50cm$$

**Dalle :**

$$h_0 \geq \frac{L_{max}}{20} = \frac{500}{20} \Rightarrow h_0 \geq 25cm; \text{ on prend } h_0 = 40cm .$$

- **Vérification de condition de rigidité**

$$\begin{cases} L_{max} \leq \frac{\pi}{2} L_e \dots\dots\dots(1). \\ L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{K \times b}} \dots\dots\dots(2). \end{cases}$$

E : module d'élasticité du béton  $E = 3.216 \times 10^4 MPa$ .

I : inertie de la section du radier  $I = \frac{b \times h_t^3}{12}$ .

K : module de résistance du sol.(on un sol moyen donc  $K=4 \times 10^4 KN/m^3$ ).

b : largeur de radier, on prend une bande de 1 m.

$$On \ a \ \begin{cases} ht = 50cm \\ I = 0.01042m^4 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} Le = 2.406m \\ L_{max} = 5m > \frac{\pi}{2} \times Le = 4.33m \end{cases} \text{ Non vérifie}$$

On redimensionne les nervures avec  $h_t=80\text{cm}$  (puisque la condition n'est pas vérifiée ni avec  $h_t=60\text{cm}$  ni avec  $h_t=70\text{cm}$ )

$$\text{Tel que } \begin{cases} h_t = 80\text{cm} \\ I = 0.042\text{m}^4 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} L_e = 3.41\text{m} \\ L_{\max} = 5\text{m} < \frac{\pi}{2} \times L_e = 5.35\text{m} \end{cases} \text{ C'est vérifié}$$

Donc on opte pour  $h_t=80\text{cm}$ .

• **La surface du radier**

$$\frac{N}{S_{rad}} \leq \sigma_s \Rightarrow S_{rad} \geq \frac{N}{\sigma_s} = \frac{58271.3768}{250} \Rightarrow S_{rad} \geq 233.086\text{m}^2$$

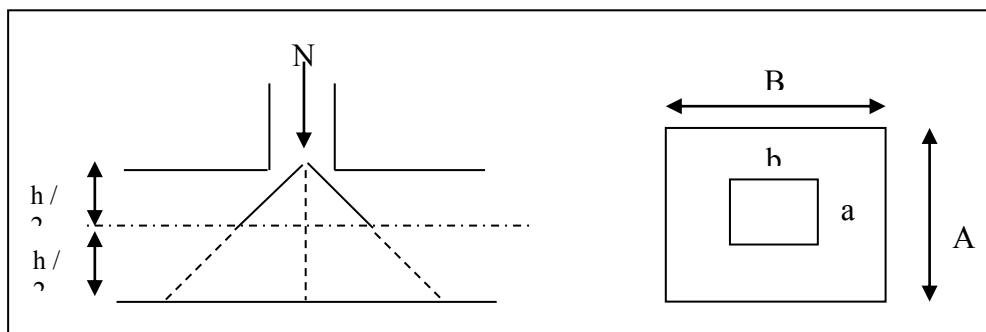
Avec : N est charge totale transmise par la superstructure tirer a partir de **ETABS 2016**.

$$\text{La surface du bâtiment : } S_{bat} = 248.43 + 25.64 \Rightarrow S_{bat} = 274.07\text{m}^2$$

$$\text{On opte } S_{rad} = S_{bat} \Rightarrow S_{rad} = 274.07\text{m}^2$$

**2.3.3. Vérifications nécessaires**

**a) Vérification au poinçonnement**



**Figure V.3 : Zone de contact poteau radier**

Le calcul se fait pour le poteau le plus sollicité, on doit vérifier la condition suivante :

$$Q_u \leq 0.045 \times \mu_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} . \text{CBA93 (article A.5.2.4.2).}$$

Avec :  $\mu_c$  : périmètre du contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier.

$Q_u$  : charge de calcul à l'ÉLU pour le poteau le plus sollicité(C21) donnée par **ETABS 2016**.

h : hauteur de radier.

$$h = 40\text{cm.}$$

$$\mu_c = (a + b + 2h) \times 2 \Rightarrow \mu_c = 2 \times (0.7 \times 2 + 2 \times 0.4) \Rightarrow \mu_c = 4.4\text{m.}$$

$$Q_u = 2430.2839\text{KN} < 0.045 \times 4.4 \times 0.4 \times (25/1.5) = 1320\text{KN} \dots \text{ce n'est pas vérifiée}$$

On augmente l'épaisseur du radier à  $h=70\text{cm}$

$$\mu_c = (a + b + 2h) \times 2 \Rightarrow \mu_c = 2 \times (0.7 \times 2 + 2 \times 0.7) \Rightarrow \mu_c = 5.6\text{m.}$$

$$Q_u = 2430.2839\text{KN} < 0.045 \times 5.6 \times 0.4 \times (25/1.5) = 2940\text{KN} \dots \text{c'est vérifiée}$$

**b) Vérification de la contrainte du sol**

Cette vérification consiste à satisfaire la condition suivante dans le sens longitudinal et transversal.

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} < \sigma_{sol}$$

$$\sigma_{x,y} = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{I}(x, y)$$

On a:

$$I_y = 8384.9382m^4, Y_G = 9.3079m.$$

$$I_x = 10103.41295m^4, X_G = 9.6167m.$$

$$N' = N + P \Rightarrow N' = 58271.3768 + (25 \times 0.70 \times 274.07) \Rightarrow N' = 61012.0768KN$$

Avec :  $P = \gamma_b \times h_0 \times S = 2740.7KNc'$  est le poids propre de radier.

Avec  $\sigma_{\max}$  et  $\sigma_{\min}$  : contrainte maximal et minimal dans les deux extrémités du radier.

- **Sens X-X :**  $N' = 61012.0768KN$  et  $M_x = 2098.534KN.m$

$$\sigma_{\max} = \frac{N'}{S} + \frac{M_x}{I_x} \times y_G \Rightarrow \sigma_{\max} = 0.224MPa$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N'}{S} - \frac{M_x}{I_x} \times y_G \Rightarrow \sigma_{\min} = 0.221MPa$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} \Rightarrow \sigma_{moy} = 0.223MPa < \overline{\sigma_s} = 0.25MPa \dots \dots \dots C'est vérifiée.$$

**Sens Y-Y :**  $N' = 61012.0768KN$ ;  $M_y = 2138.917 KN.m$ .

$$\sigma_{\max} = \frac{N'}{S} + \frac{M_y}{I_y} \times x_G \Rightarrow \sigma_{\max} = 0.225MPa$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N'}{S} - \frac{M_y}{I_y} \times x_G \Rightarrow \sigma_{\min} = 0.220MPa$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} \Rightarrow \sigma_{moy} = 0.224MPa < \overline{\sigma_s} = 0.25MPa \dots \dots \dots C'est vérifiée.$$

**c) Vérification de la stabilité au renversement**

Selon le **RPA99**, on doit vérifier que :  $e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$

- **Dans le sens X-X :**  $e = \frac{2098.534}{61012.0768} \Rightarrow e = 0.0344m < \frac{19.1}{4} = 4.775m \dots \dots \dots$  Vérifier
- **Dans le sens Y-Y :**  $e = \frac{2138.9166}{61012.0768} \Rightarrow e = 0.0350m < \frac{17.4}{4} = 4.35m \dots \dots$  Vérifier

Donc il n'y a pas risque de renversement.

**d) Vérification de la poussé hydrostatique**

Il faut assurer que :  $N \geq F_s \times H \times S_{rad} \times \gamma_w$

$F_s$  : coefficient de sécurité ( $F_s = 1.5$ ).

$H$  : la hauteur d'ancrage du radier ( $H = 0.8m$ ).

$S_{rad}$  : Surface totale du radier ( $S_{rad} = 274.07m^2$ ).

$N = 61012.0768KN$

$N \geq 1.5 \times 0.8 \times 274.07 \times 10 = 3288.84KN$  .....C'est vérifié.

### 2.3.4.Ferraillage

#### 2.3.4.1. La dalle du radier

La radier sera calculé comme un plancher renversé, appuyé sur les nervures en flexion simple, sachant que la fissuration est préjudiciable. il faut considérer le poids propre du radier comme une charge favorable(en le multipliant fois 1.35 a l'ELU).Le calcul se fera pour le panneau le plus défavorable et on adoptera le même ferraillage pour tout le radier de dimension

$$L_x = 4.75m; L_y = 5m$$

$h=70cm$ .

#### Calcul des sollicitations

##### Calcul a l'É.L.U

$$q_u = \frac{N_u}{S_{rad}} \Rightarrow q_u = \frac{61971.32}{274.07} \Rightarrow q_u = 226.11KN$$

$N_u=61671.32KN.m^2$

$N_u$  : Effort normal (avec le poids du radier).

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} \Rightarrow \rho = 0.95 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.} \Rightarrow ELU \begin{cases} \mu_x = 0.041 \\ \mu_y = 0.8875 \end{cases}$$

$$ELS \begin{cases} \mu_x = 0.0483 \\ \mu_y = 0.9236 \end{cases}$$

$$\text{Sens x-x'} : M_0^x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 209.06KNm$$

$$\text{Sens y-y'} : M_0^y = \mu_y \times Mox \Rightarrow M_0^y = 185.54KNm$$

#### En travée

$$\text{Sens x-x'} : M_t^x = 0.85 \times M_0^x \Rightarrow M_t^x = 177.7KNm$$

$$\text{Sens y-y'} : M_t^y = 0.85 \times M_0^y \Rightarrow M_t^y = 157.7KNm$$

#### En appui

$$M_a^x = 0.3 \times M_0^x \Rightarrow M_a^x = 62.72KNm$$

$$M_a^y = 0.3 \times M_0^y \Rightarrow M_a^y = 55.66KNm$$

Le ferraillage se fera pour une section  $(b \times h_r) = (1 \times 0.7)m^2$ .

Condition de non fragilité

On calcule  $A_{min}$  : On a des HA  $f_e E400 \Rightarrow \rho_0 = 0.0008 ; h_r = 70cm ; b=100cm ; \rho = 0.95$

$$\left. \begin{matrix} h_r > 12cm \\ \rho > 0.4 \end{matrix} \right\} \Rightarrow \begin{cases} A_{min}^x = \rho_0 \times \frac{3-\rho}{2} \times b \times h_r \\ A_{min}^y = \rho_0 \times b \times h_r \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} A_{min}^x = 5.64cm^2 \\ A_{min}^y = 5.6cm^2 \end{cases}$$

Tableau V.1. Résumé des résultats de ferrailage du radier

Localisation		M (KNm)	A <sub>calc</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adop</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	S <sub>i</sub> (cm)
Sens x-x	Travée	177.7	14.03	3.28	7T16=14.07	15
	Appui	62.7	4.82	3.28	5T12=5.65	20
Sens y-y	Travée	157.7	12.43	3.2	7T16=14.07	15
	Appui	55.66	4.27	3.2	5T12=5.65	20

On vérifie que  $A_i^y > \frac{A_i^x}{4} \Rightarrow 14.07 > 3.5cm^2 \dots\dots\dots c'est\ vérifié$

Calcul a l'É.L.U

Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = 0.05 \times f_{c28} = 1.25MPa.$$

$$V_y = \frac{q_u \times l_y}{2} \times \frac{1}{(1 + \frac{\rho}{2})} \Rightarrow V_y = 383.05KN \Rightarrow V_{max} = 383.05KN$$

$$V_x = \frac{q_u \times l_x}{3} \Rightarrow V_x = 357.8KN$$

$$\tau_u = \frac{383.05 \times 10^{-3}}{1 \times 0.38} \Rightarrow \tau_u = 1.064MPa < 1.25MPa \dots\dots\dots c'est\ vérifiée$$

Vérification à l'E.L.S

On doit vérifier que :  $\sigma_b = \frac{M}{I} \times y \leq \bar{\sigma}_{adm} = 0.6 \times f_{c28} = 15MPa.$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M}{I} \times (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \min(\frac{2}{3} \times f_e ; 150 \times \eta) = 240MPa.$$

Tableau V.2 : vérification des contraintes de radier .

Sens	localisation	M(KNm)	A <sub>adop</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	y (cm)	I(cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)	Observation
x-x	travée	206.19	7T16=14.07	10.7	198100	11.166	425.7	Non vérifiée
	appuis	72.77	5T12=5.65	7.22	92840	5.66	393.19	Non vérifiée
y-y	travée	190.44	7T16=14.07	10.7	198100	10.31	361.89	non vérifiée
	appuis	67.21	5T12=5.65	7.22	198100	5.23	334.89	non vérifiée



On remarque que la condition  $\sigma_s < \overline{\sigma_s}$  n'est pas vérifiée. Donc il faut recalculer la section d'acier tendus  $A_s$  en admettant que ces armatures travaillent au maximum possible, c'est-à-dire à la contrainte limite de service  $\overline{\sigma_s}$ .

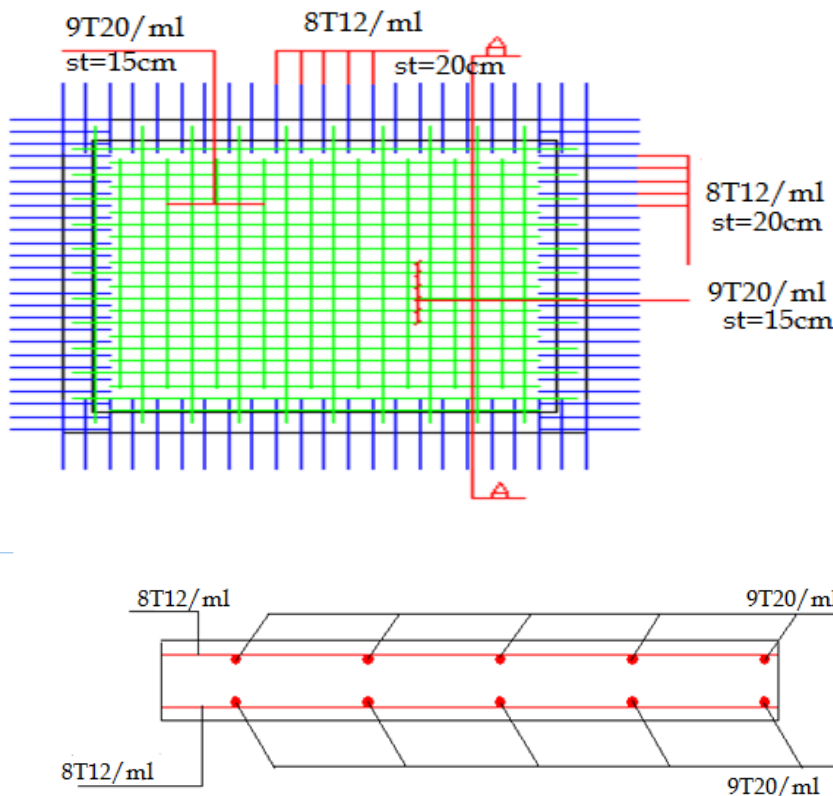
**Vérification des nouvelles contraintes**

**Tableau V.3 :** vérification des nouvelles contraintes du radier.

Sens	localisation	M(KNm)	$A_{adop}(cm^2/ml)$	y (cm)	I(cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}(MPa)$	$\sigma_s (MPa)$	Observation
x-x	travée	206.19	9T20= 28.27	14.2	335600	8.72	219.26	vérifiée
	appuis	72.77	8T12=9.05	8.89	138500	4.67	229.51	vérifiée
y-y	travée	190.44	9T20= 28.27	14.2	335600	8.06	202.51	vérifiée
	appuis	67.21	8T12=9.05	8.89	138500	4.32	211.51	vérifiée

On remarque que toutes les contraintes sont vérifiées

• Schéma de ferrailage de radier :



**Coupe A-A**

**Figure V.4 :** Schéma de ferrailage de la dalle du radier

2.3.4.2.Calcul des nervures

2.3.4.2.1.Les sollicitations sur les nervures

Les sollicitations sur les nervures sont déduites en utilisant la méthode de Caquot car on a des charges modérées et la fissuration est préjudiciable.

On à  $\rho = 0.95 \Rightarrow$  la transmission des charges sera subdivisée en deux charges (trapézoïdales et triangulaires).

Charge triangulaire

$$P = \frac{q_u \times l_x}{3}$$

Avec  $P$  charge équivalente produisant le même moment que la charge triangulaire.

Charge trapézoïdale

$$P = \left(1 - \frac{\rho^2}{3}\right) \times \frac{q_u \times l_x}{2}$$

Avec  $P$  charge équivalente produisant le même moment que la charge trapézoïdale.

$$q_u = 226.11 \text{KN} / \text{m}^2$$

Moments aux appuis

$$M_a = \frac{P_g \times l_g^3 + P_d \times l_d^3}{8.5 \times (l_g' + l_d')} \text{ Avec :}$$

Les longueurs fictives :  $l' = [1 \text{ (travée de rive)} ; 0.8 \times l \text{ (travée intermédiaire)}]$

Pour l'appui de rive, on a :  $M_a = 0.15 \times M_0$ , avec :  $M_0 = \frac{q \times l^2}{8}$

Moment en travée

$$M_t(x) = M_0(x) + M_g \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_d \left(\frac{x}{l}\right); \quad M_0(x) = \frac{q \times x}{2} (1 - x); \quad x = \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{q \times l};$$

$M_g$  et  $M_d$  : moments sur appuis de gauche et droite respectivement.

On prend les nervures de rives et intermédiaires.

Sens transversal (y-y)

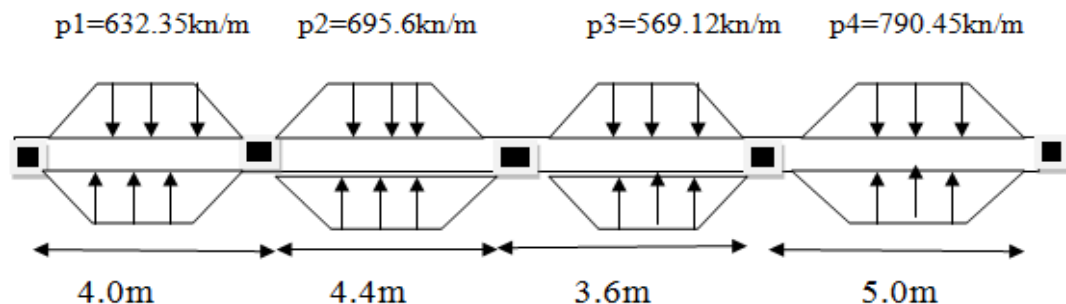


Figure.V.5.Charges transmises aux nervures principales du radier

Les résultats des calculs sont récapitulés dans le tableau suivant :

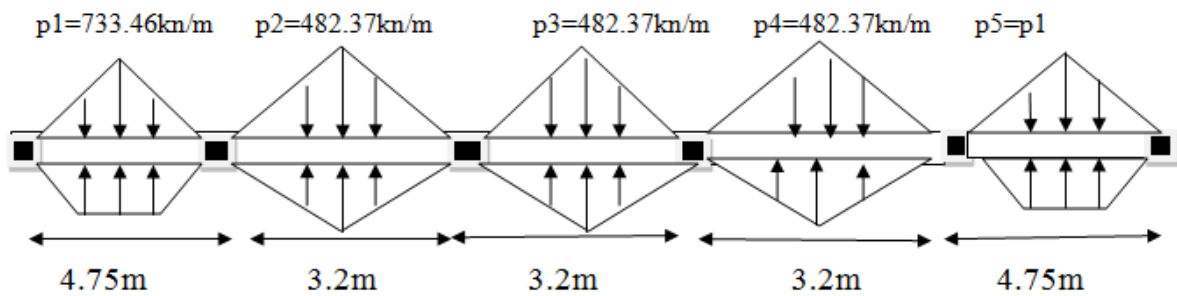
**Tableau V.4 :** Sollicitations de la nervure du radier dans le sens transversal a l'ELU.

Travée	$l_x(m)$	$l'_x(m)$	P (KN/m)	$M_a$ (KNm)		X (m)	$M_t(KNm)$
				$M_g$	$M_d$		
A-B	4	4	632.35	67.833	1107.77	3.15	121.18
B-C	4.4	3.52	695.6	1107.77	807.6	1.9	784.8
C-D	3.6	2.88	569.12	807.6	1678.13	2.87	892.6
D-E	5	5	790.45	1678.13	695.6	1.63	1241.7

**Tableau V.5 :** Sollicitations de la nervure du radier dans le sens transversal a l'ELS.

Travée	$l_x(m)$	$l'_x(m)$	P (KN/m)	$M_a$ (KNm)		X (m)	$M_t(KNm)$
				$M_g$	$M_d$		
A-B	4	4	619.74	66.78	1085.6	3.14	118.66
B-C	4.4	3.52	681.7	1085.6	791.5	1.8	768.5
C-D	3.6	2.88	557.8	791.5	1644.7	2.7	874.7
D-E	5	5	774.7	1644.7	706.6	1.5	1216.9

Sens longitudinal (x-x)



**Figure.V.6.** Charges transmises aux nervures secondairesdu radier.

**Tableau V.6 :** Sollicitations de la nervure du radierdans le sens transversal a l'ELU

Travée	$l_x(m)$	$l'_x(m)$	P (KN/m)	$M_a$ (KNm)		X (m)	$M_t(KNm)$
				$M_g$	$M_d$		
A-B	4.75	4.75	733.46	95.7	1395.33	3.58	30.98
B-C	3.2	2.56	482.37	1395.33	371.9	0.185	1060.1
C-D	3.2	2.56	482.37	371.9	371.9	1.57	270.73
D-E	3.2	2.56	482.37	371.9	1395.33	3	653.03
E-F	4.75	4.75	733.46	1395.33	95.7	1.15	1042.4

**Tableau V.7 :** Sollicitations de la nervure du radier dans le sens transversal a l'ELS

Travée	l <sub>x</sub> (m)	l' <sub>x</sub> (m)	P (KN/m)	M <sub>a</sub> (KNm)		X (m)	M <sub>t</sub> (KNm)
				M <sub>g</sub>	M <sub>d</sub>		
A-B	4.75	4.75	722.07	94.17	1373.02	3.6	30.35
B-C	3.2	2.56	474.9	1373.02	365.95	0.19	1038.7
C-D	3.2	2.56	474.9	365.95	365.95	1.6	265.26
D-E	3.2	2.56	474.9	365.95	1373.02	3.01	639.87
E-F	4.75	4.75	704.9	1373.02	94.17	1.16	1021.4

**2.3.4.2.2.Ferraillage**

Le ferraillage se fera pour une section en Té en flexion simple.

$h=0.8m ; h_0=40cm ; b_0=60cm ; d=72cm.$

**Tableau V.8 :** Résumé des résultats de ferraillage des nervures de radie

	localisation	M <sub>u</sub> (KN.m)	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> <sup>RPA</sup> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>max</sub> <sup>RPA</sup> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adopte</sub> (cm <sup>2</sup> )	Section
X-X	Travée	1060.1	44.08	26	240	8T20+4T25=44.77	rectangulaire b*h
	appuis	1395.33	57.1	26	240	10T20+6T25=60.87	rectangulaire b <sub>0</sub> *h
Y-Y	Travée	1241.7	51.6	26	240	10T20+5T25=55.96	rectangulaire b*h
	appuis	1678.13	68.7	26	240	12T20+7T25=72.06	Rectangulaire b <sub>0</sub> *h

$$b_1 \leq \min\left(\frac{l_y}{10}; \frac{l_x}{2}\right) \Rightarrow b_1 \leq \min\left(\frac{500}{10}; \frac{475}{2}\right)$$

$$b_1 \leq \min(50; 237.5)$$

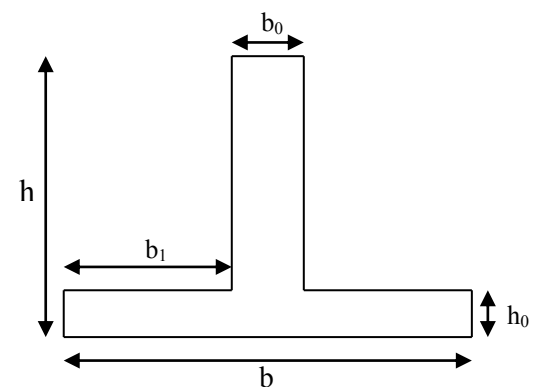
$$\text{Soit : } b_1 = 50cm$$

$$\text{Donc } b = b_1 \times 2 + b_0 = 160cm$$

**Vérification de l'effort tranchant**

$$V_{\max} = \frac{q \times l}{2} + \frac{M_g + M_d}{l} \Rightarrow V_{\max} = 1040.021KN.$$

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \times d} = 0.907MPa < 2.5MPa.$$



**Figure.V.7 :** Section à ferrailler

**Armatures transversales**

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_l\right) = \min(2.28; 6; 2.5) = 25mm \quad \text{Soit } \phi_t = 10mm.$$

**Espacement des aciers transversaux**

$$St \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_{l_{\min}}\right) \Rightarrow St \leq \min(20; 24) = 20cm$$

On prend St=15cm en zone nodale et 20cm en travée.

**Vérification des contraintes a l'ELS**

Il faut vérifier que :

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15MPa.$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} \times (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = 240MPa.$$

**Tableau V.9 :** vérification des contraintes des nervures du radier

Sens	Moments	Valeurs (KNm)	y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	Observation	$\sigma_s$ (MPa)	Observation
x-x	$M_t$	1038.7	23.82	2420890	11.86	vérifiée	359	Non vérifiée
	$M_a$	1373.02	25.64	2960060	11.83	vérifiée	320.8	Non vérifiée
y-y	$M_t$	1216.9	25.11	2799990	10.8	vérifiée	302.7	Non vérifiée
	$M_a$	1644.7	26.8	3311590	11.05	vérifiée	279.4	Non vérifiée

On remarque que la condition  $\sigma_s < \bar{\sigma}_s$  dans le sens x-x n'est pas vérifiée. Donc il faut recalculer la section d'acier tendus As en admettant que ces armatures travaillent au maximum possible, c'est-à-dire à la contrainte limite de service  $\bar{\sigma}_s$ .

**Tableau V.10.**Résumé des résultats de ferrailage à ELS des nervures du radier

Localisation		M (KNm)	Acal (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adop</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)
Sens x-x	Travée	1038.7	78.38	10T20+10T25=80.51
	Appui	1373.02	89.7	13T20+10T25=89.93
Sens y-y	Travée	1216.9	78.9	14T20+8T25=83.25
	Appui	1644.7	90.24	13T20+11T25=94.84

D'après le CBA93 (Art A.7.3), leur section est d'au moins 3 cm<sup>2</sup> par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction

Donc  $A_p = 3 \times 0,8 = 2,4cm^2$ ,

Soit : 2HA14 = 3,08 cm<sup>2</sup> par face.

Les armatures de peau :6HA14=9.24>A<sub>min</sub>..... vérifiée

On vérifie que  $A_t^y > \frac{A_t^x}{4} \Rightarrow 83.25cm^2 > 20.13cm^2$  .....c'est vérifié

**Vérification des contraintes**

On doit vérifier que :  $\sigma_b = \frac{M}{I} \times y \leq \bar{\sigma}_{adm} = 0.6 \times f_{c28} = 15MPa.$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M}{I} \times (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e; 150 \times \eta\right) = 240MPa.$$

Tableau V.11 : vérification des contraintes des nervures de radier

Sens	Moments	Valeurs (KNm)	y (cm)	I(cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)	Observation
x-x	$M_t$	1038.7	27.65	3565560	9.34	224.8	vérifiée
	$M_a$	1373.02	28.5	3837850	10.15	231.97	vérifiée
y-y	$M_t$	1216.9	27.9	3645910	9.22	218.54	vérifiée
	$M_a$	1644.7	28.9	397550	9.96	221.63	vérifiée

• Schéma de ferrailage des nervures

Tableau V.12 : Schéma de ferrailage des nervures du radier.

	En travée	En appuis
Sens X-X		
Sens y-y		

**3. Conclusion**

L'étude de l'infrastructure constitue une étape importante dans le calcul d'ouvrage. Ainsi le choix de la fondation dépend de plusieurs paramètres liés aux caractéristiques du sol en place ainsi que les caractéristiques géométriques de la structure.

Dans un premier temps nous avons essayé d'utiliser des semelles isolées. Cette solution a été écartée à cause du chevauchement qu'elle induisait. Les mêmes raisons ont fait écarter la solution de la semelle filante. Nous avons donc opté pour des fondations sur radier général ayant les dimensions suivantes :

Epaisseur du radier ; 70cm

Sections des nervures ;  $(b \cdot h) = (60 \cdot 80) \text{ cm}^2$

# Conclusion



## *Conclusion Générale*

Ce projet de fin d'études, nous a permis de mettre en pratique nos connaissances acquises durant notre cycle de formation, d'approfondir nos connaissances en se basant sur les documents techniques et réglementaires, et de mettre en évidence les principes de base qui doivent être pris dans la conception des structures des bâtiments.

Actuellement, le séisme, en tant que chargement dynamique, reste l'une des plus importantes et dangereuses actions à considérer dans le cadre de la conception et du calcul des structures. De ce fait, il est important que l'ingénieur civil et l'architecte travaillent en étroite collaboration dès le début du projet pour éviter toutes les conceptions insuffisantes.

Dans l'étude sismique plusieurs dispositions des voiles ont été testées. La variante retenue a donné des résultats acceptables en termes de participation massique, d'efforts, de période propre et de déplacements.

Le nombre de voiles n'implique pas nécessairement un bon comportement de la structure, c'est plutôt la disposition optimale qui permet de donner des résultats satisfaisants se traduisant d'une part par un bon comportement de l'ouvrage et d'autre part par une économie sur les quantités de matériau.

Les récents développements de l'analyse numérique, dus aux grandes possibilités offertes par l'ordinateur (la modélisation par logiciel), ont beaucoup développé les méthodes de calcul.

En effet nous pouvons dire que l'emploi de logiciels de calcul nous a été d'une précieuse aide en termes de temps et d'effort à condition de maîtriser les notions de bases des sciences de l'ingénieur, et du logiciel lui-même.

# Bibliographie

## ***BIBLIOGRAPHIE***

- Document technique réglementaire DTR BC 2 48 « Règles parasismiques Algériennes; RPA99addenda 2003 ».
- BAEL91 « Béton armé aux états limites; édition Eyrolles troisième tirage 1997 ».
- CBA 93 « Code du béton armé ; DTR BC 2.41, 1993 ».
- DTR BC 2.2 « Charges permanentes et surcharges d’exploitation ; édition 1989 ».

### **Autres documents consultés :**

- Les cahiers de cours du cursus .
- Anciens mémoires .

### **Logiciels utilisés :**

- ETABS 2016.
- AUTOCAD 2016.
- Programmes de calcul sur EXCEL.

# Annexes

## ANNEXE I

### DALLES RECTANGULAIRES UNIFORMÉMENT CHARGÉES ARTICULÉES SUR LEUR CONTOUR

$\alpha = \frac{l_x}{l_y}$	ELU $\nu = 0$		ELS $\nu = 0.2$		$\alpha = \frac{l_x}{l_y}$	ELU $\nu = 0$		ELS $\nu = 0.2$	
	$\mu_x$	$\mu_y$	$\mu_x$	$\mu_y$		$\mu_x$	$\mu_y$	$\mu_x$	$\mu_y$
0.40	0.1101	0.2500	0.1121	0.2854	0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924	0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000	0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077	0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155	0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6647
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234	0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319	0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402	0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491	0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580	0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671	0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758	0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853	0.83	0.0528	0.6494	0.0596	0.7518
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949	0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050	0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150	0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7933
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254	0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357	0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4462	0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565	0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672	0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781	0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892	0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004	0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117	0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235	0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351	0.97	0.0392	0.9322	0.0465	0.9543
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469	0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584	0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704	1.00	0.0368	1.0000	0.0441	1.0000
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817					

## ANNEXE II

Tableau des Armatures  
(en cm<sup>2</sup>)

<b>Φ</b>	<b>5</b>	<b>6</b>	<b>8</b>	<b>10</b>	<b>12</b>	<b>14</b>	<b>16</b>	<b>20</b>	<b>25</b>	<b>32</b>	<b>40</b>
<b>1</b>	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
<b>2</b>	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
<b>3</b>	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
<b>4</b>	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
<b>5</b>	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	10.05	15.71	24.54	40.21	62.83
<b>6</b>	1.18	1.70	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	18.85	29.45	48.25	75.40
<b>7</b>	1.37	1.98	3.52	5.50	7.92	10.78	14.07	21.99	34.36	56.30	87.96
<b>8</b>	1.57	2.26	4.02	6.28	9.05	12.32	16.08	25.13	39.27	64.34	100.53
<b>9</b>	1.77	2.54	4.52	7.07	10.18	13.85	18.10	28.27	44.18	72.38	113.10
<b>10</b>	1.96	2.83	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11	31.42	49.09	80.09	125.66
<b>11</b>	2.16	3.11	5.53	8.64	12.44	16.93	22.12	34.56	54.00	88.47	138.23
<b>12</b>	2.36	3.39	6.03	9.42	13.57	18.47	24.13	37.70	58.91	96.51	150.80
<b>13</b>	2.55	3.68	6.53	10.21	14.7	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.36
<b>14</b>	2.75	3.96	7.04	11.00	15.83	21.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.93
<b>15</b>	2.95	4.24	7.54	11.78	16.96	23.09	30.16	47.12	73.63	120.64	188.50
<b>16</b>	3.14	4.52	8.04	12.57	18.10	24.63	32.17	50.27	78.54	128.68	201.06
<b>17</b>	3.34	4.81	8.55	13.35	19.23	26.17	34.18	53.41	83.45	136.72	213.63
<b>18</b>	3.53	5.09	9.05	14.14	20.36	27.71	36.19	56.55	88.36	144.76	226.20
<b>19</b>	3.73	5.37	9.55	14.92	21.49	29.25	38.20	59.69	93.27	152.81	238.76
<b>20</b>	3.93	5.65	10.05	15.71	22.62	30.79	40.21	62.83	98.17	160.85	251.33

## **ANNEXE III**

### **VII. CONCLUSION**

Le terrain prévu pour le projet de la construction d'un bâtiment en R+9 à usage d'habitation, appartient à la période géologique du quaternaire, présente une hétérogénéité représentée par des marnes à différents aspects; sable fin jaunâtre tantôt peu consolidé à compact par endroit, avec quelques fines passées de grés ; tantôt argileux parfois marneux.

A ce titre, nous proposons le mode d'infrastructures suivant :

- ❖ Transmettre les charges au sol par l'intermédiaire d'un radier générale en béton armé;
- ❖ Les fondations aux blocs seront projetées dans la formations naturelle du sol ;
- ❖ La charge portante admissible Q obtenue après calcul est de **2.50 bars**;
- ❖ Prévoir un système de drainage pour le rabattement des eaux sous-terrain ;
- ❖ Protéger les fondations contre les venus d'eaux ;
- ❖ Une attention particulière doit être prise lors des terrassements ; tel que :
  - ✓ Assurer la stabilité des infrastructures mitoyennes et du site, lors des terrassements.
  - ✓ Réaliser les terrassements en phasage.
  
- ❖ Enfin, tenir en compte les recommandations du RPA 99, version 2003, qui stipule que la région de Mansourah-Imama, wilaya de Tlemcen se trouve dans la zone 1, en sismicité

**Note** : il appartiendra au BET, seul détenteur des éléments de l'ouvrage, de se prononcer sur

l'ancrage et le mode des fondations de l'ouvrage.

Enfin, le LTPO reste à la disposition du maître de l'ouvrage pour tout renseignement utile et demande au client de lui faire appel, lors de l'ouverture des fouilles pour fondations afin de s'assurer de leur conformité avec les conclusions du présent rapport.

---

---

**L'ingénieur chargé de l'étude**

**M.BENHAMOU**

**Le chef Département Technique**

**H. DAHMANI**

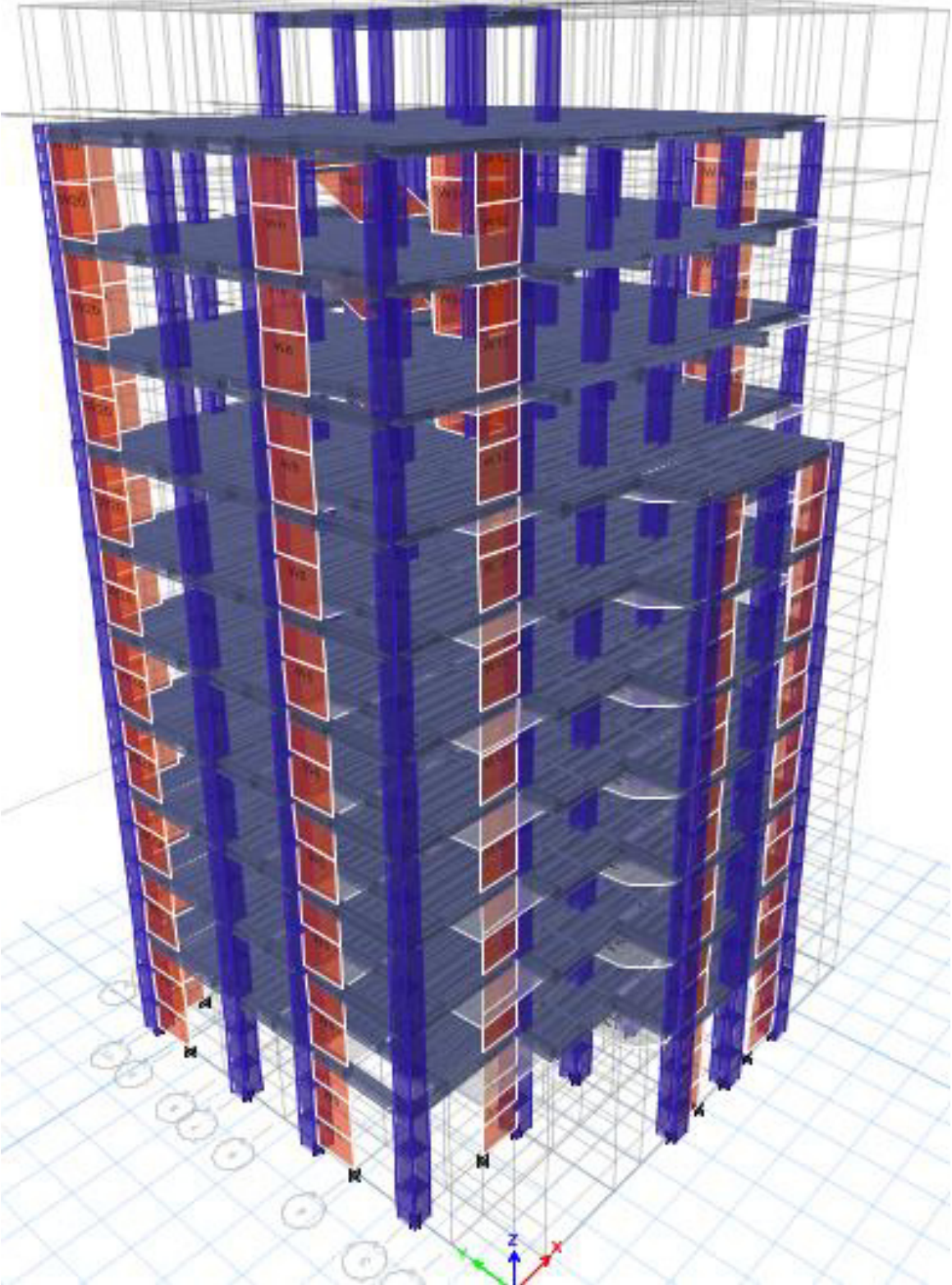
**Le Directeur d'Unité**

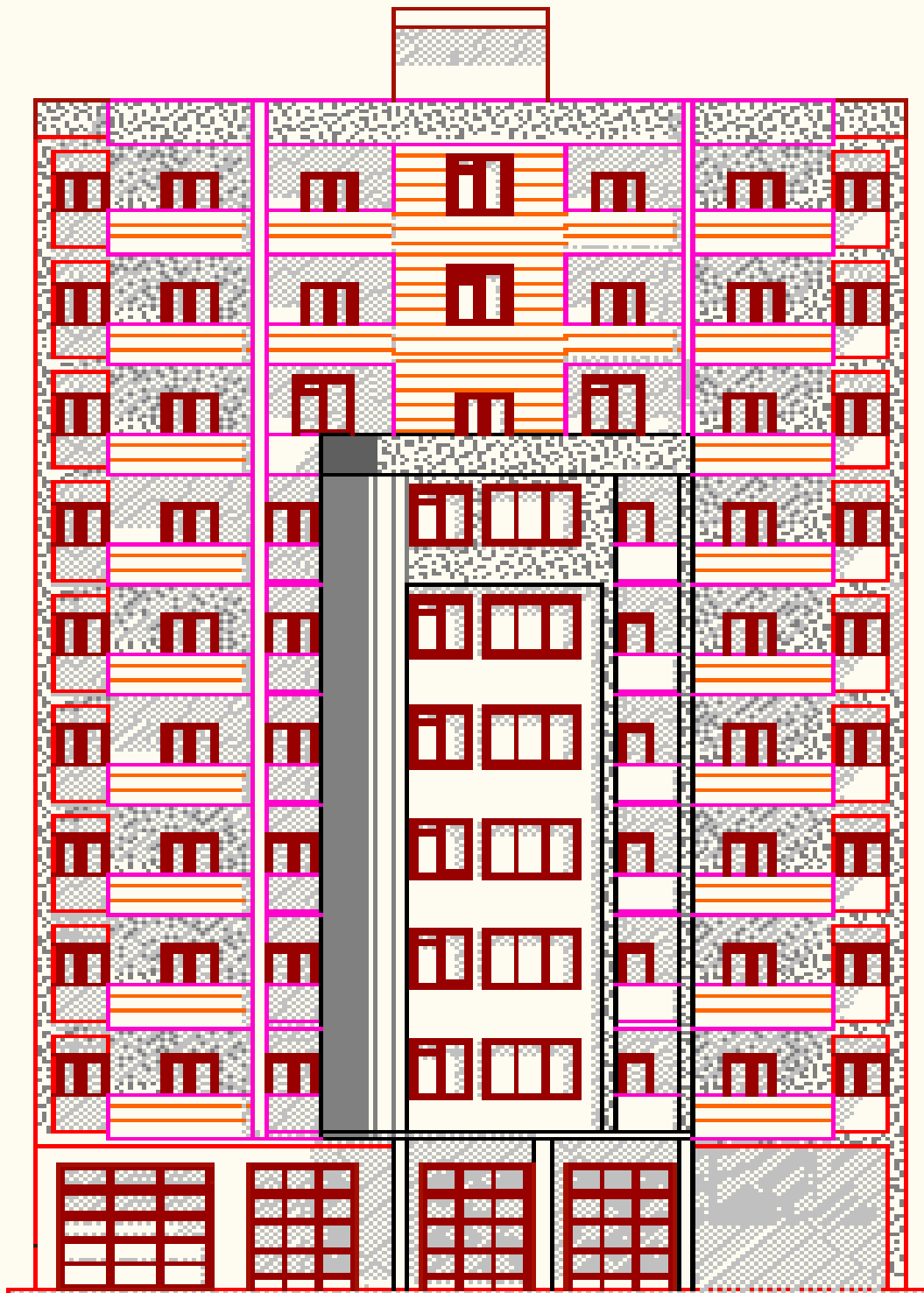
**N. BOUSSEMAHA**

# plans de la structure

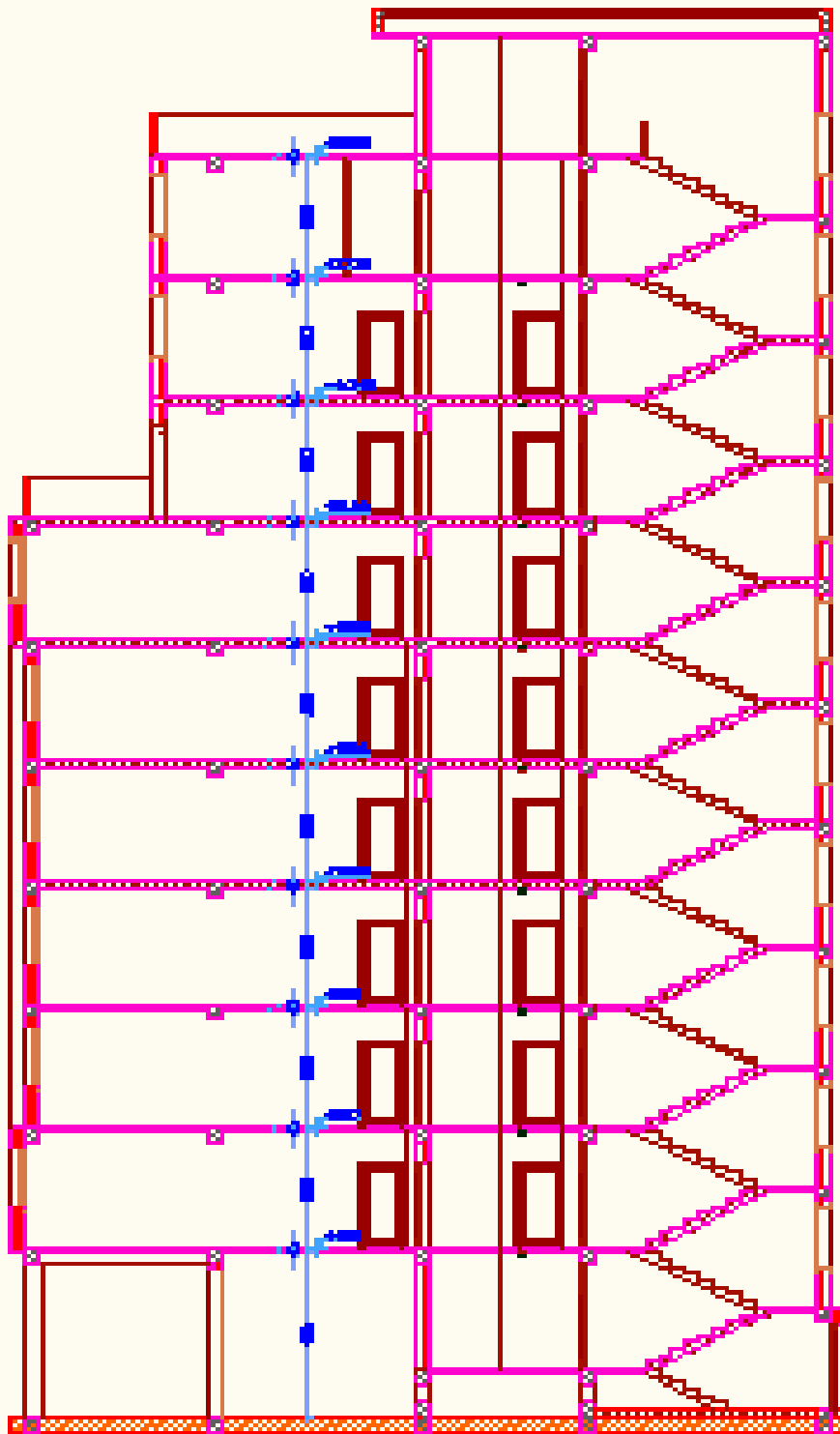


# La structure en 3D par logiciel ETABS 2016

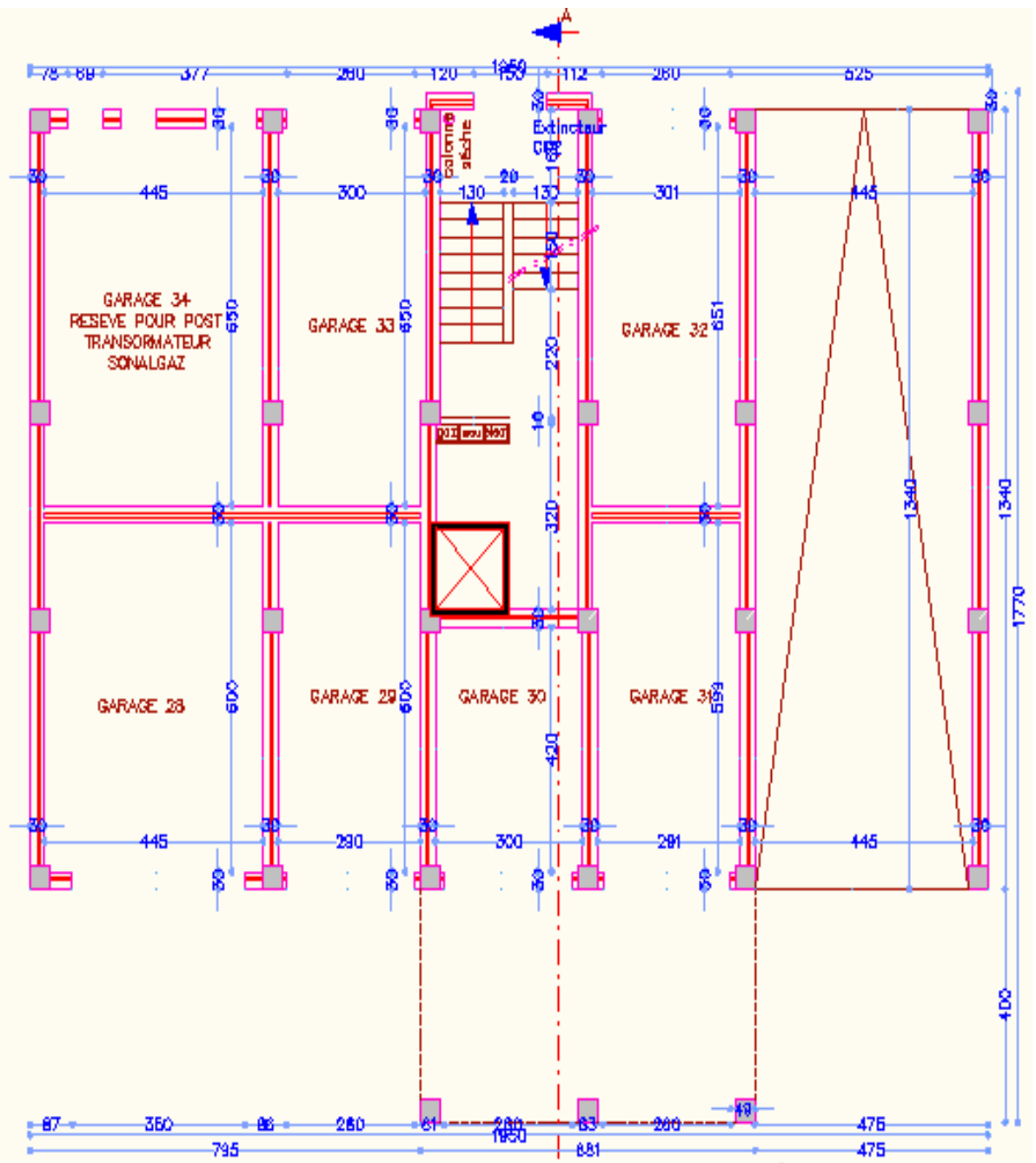




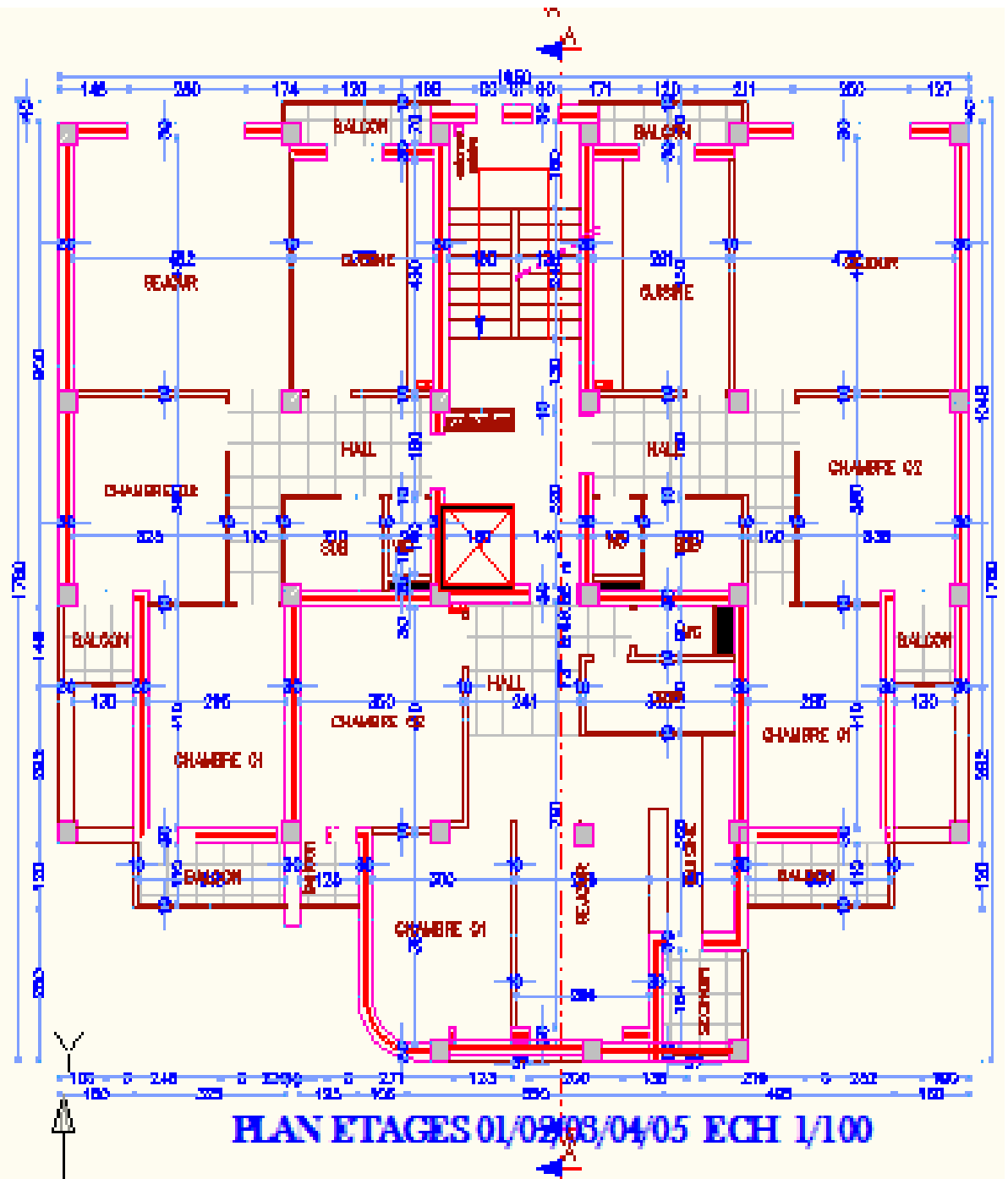
FACADE PRINCIPALE ECEL/100



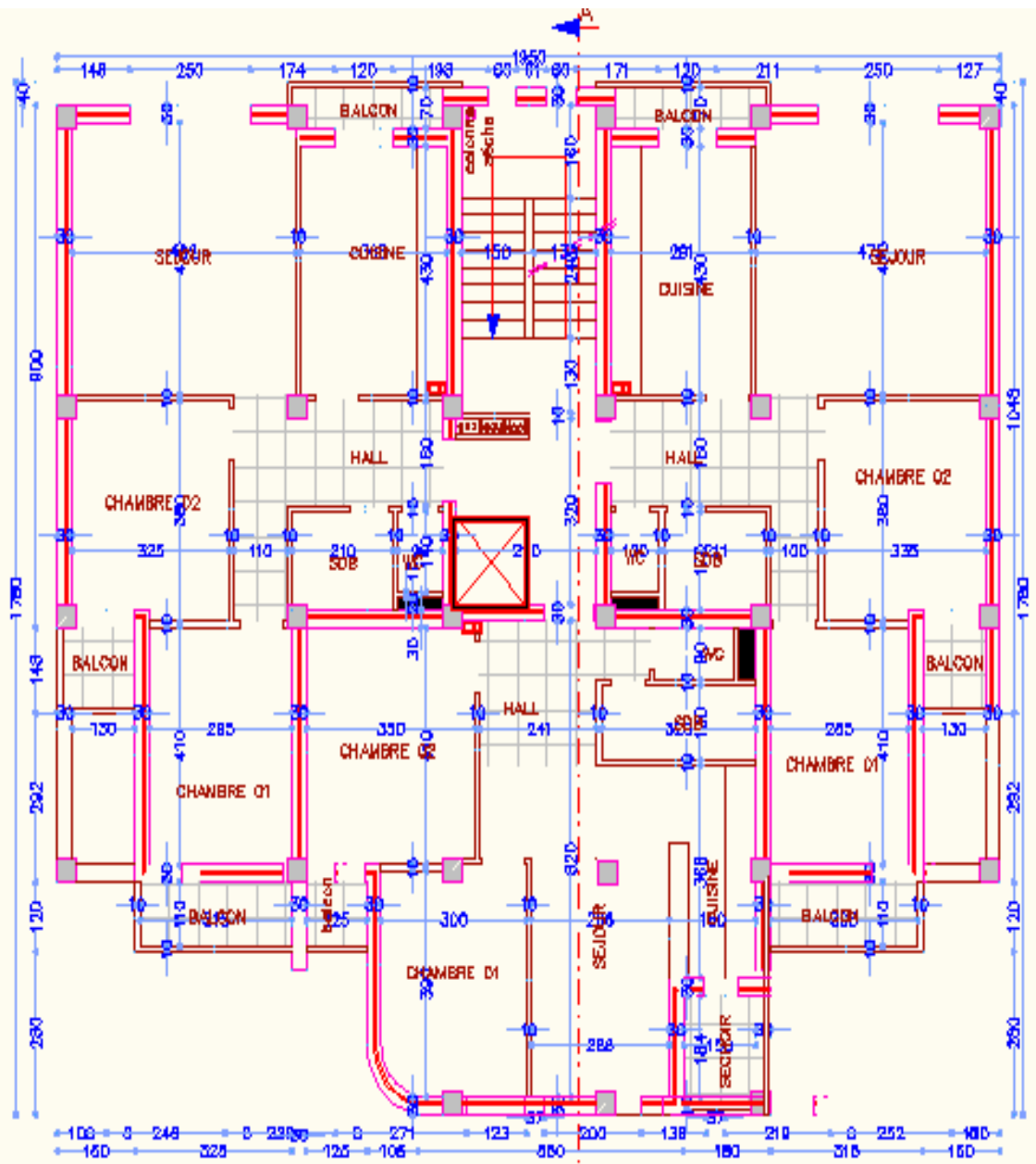
COTE ANGEL 10



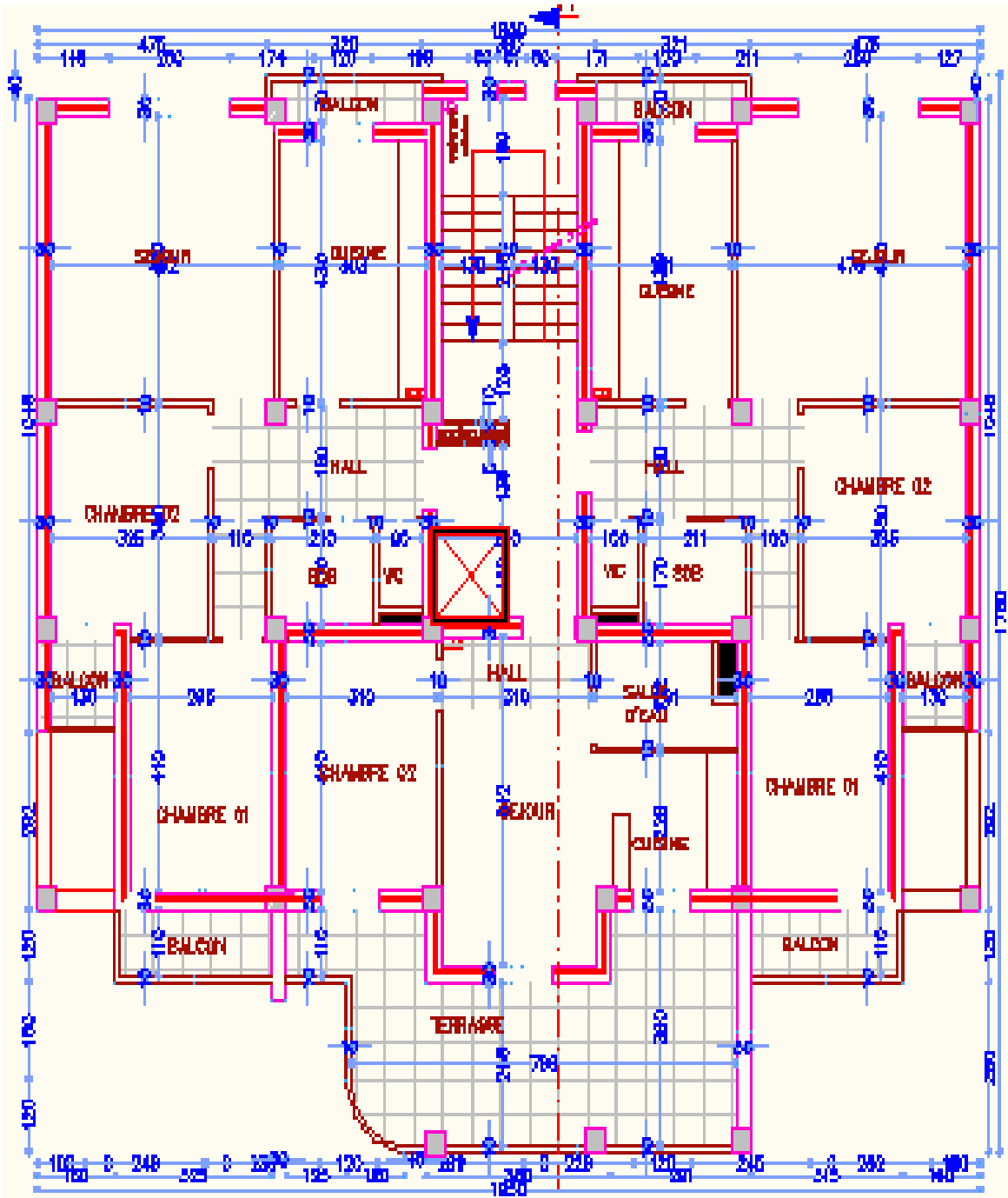
**PLAN ETAGE DU RDC ECH 1/100**



**PLAN ETAGES 01/02/03/04/05 ECH 1/100**



**PLAN ETAGE 06 ECH 1/100**



**PLAN ETAGE 07 ECH 1/100**

