



وزارة التعليم العالي والبحث العلمي  
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique  
جامعة عبد الحميد ابن باديس مستغانم  
Université Abdelhamid Ibn Badis de Mostaganem  
كلية العلوم والتكنولوجيا  
Faculté des Sciences et de la Technologie



Département de Génie Civil

N° d'ordre : M2 ...../GC/2022

## MEMOIRE DE FIN D'ETUDE DE MASTER ACADEMIQUE

Filière : Génie Civil

Spécialité : construction

### *Thème*

**ETUDE TECHNICO-ECONOMIQUE D'UN BATIMENT R+13  
AVEC MEZZANINE ET 2 SOUS-SOLS, CONTREVENTE EN  
VOILES PORTEURS A USAGE MIXTE**

Présenté par :

MARAF ABDALLAH YACINE ILYES

*Soutenu le 26/06 / 2022 devant le jury composé de :*

Président :	Mr. ZELMAT Yassine	M.A. A
Examineur :	Mr. MOUSSAOUI Sallah Eddine	M.A. A
Encadrant :	Mr. BENSOUA Mohamed	M.C. A

Année Universitaire : 2021 / 2022

## **REMERCIEMENTS**

Nous tenons en premier lieu à remercier Dieu le tout puissant de nous avoir donné le courage et la patience durant toutes ces années.

Nous remercions notre encadrant d'avoir accepté de nous guider durant la période de notre travail.

Nous adressons nos respectueux remerciements à tous les membres du jury.

Et aussi nous tenons également à exprimer notre gratitude envers tous les enseignants de Génie civil qui ont contribué à notre formation.

En fin nous remercions toutes les personnes ayant contribué de près ou de loin à la réalisation de ce modeste travail dans des meilleures conditions.

## **Dédicaces**

**Je dédie ce travail à mes très chers parents qui ont toujours été à mes côtés pour me soutenir et me donner le courage pour continuer à progresser dans mes études.**

**A mes chères sœurs ZOUBIDA et BATOUL et ASMA**

**A mes chères petites nièces MERYAM ET MARIA**

**A mes cousin et frère abdallah farid tayab sisi hamidou et tchintoc**

**A toute ma famille « MARAF et BENAOUMEUR »**

**A mes amis BELKHIR SAID et BOUDEBZA KHADERO et BENABDELOUAD NAZIM ET AYAD MOHAMED qui ont partagé avec moi l'honneur de la réalisation de ce travail.**

**A tous mes amis et collègues de la promotion 2021-2022.**

## **Résumé :**

L'accroissement urbain des villes algériennes, fait que l'habitat à haute densité regagne majoritairement le parc immobilier, en effet, la demande accrue de la société en terme de logement sous ses différentes formes conduit les autorités locales à recourir à des aménagements en minimisant l'emprise au sol et en s'étalent en hauteur.

La démarche proposée dans le cadre de ce travail de fin d'étude repose sur la proposition d'un type de structure étalée en élévation, alors notre choix d'étude s'est porté sur un immeuble de R+13 avec mezzanine et 2 sous-sols situé à Mostaganem qui est classée en zone II a selon le règlement parasismique Algérien, et cela nous amène à recourir à un système constructif qui n'est ou n'a peu été réalisé en Algérie.

Le but de ce travail est d'étudier par le biais de modélisation numérique menée par le logiciel **Rebot**, pour étudier le comportement de ce bâtiment composé en voiles porteurs. Cette étape est précédée systématiquement par un pré dimensionnement du système constitutif et d'une étude des éléments non structuraux.

A l'issue des résultats de la simulation ; un ferrailage des éléments structuraux et des fondations sera proposé et pour terminer une étude économique et un planning des travaux seront établis permettant ainsi d'estimer le coût de ce projet.

Enfin, ce mémoire vise à prouver que ce type de structure est adapter pour les villes de moyennes sismicités avec une estimation avantageuse en termes de réalisation et en temps.

**Mots-clés :** Bâtiment, séisme, modélisation ; béton armé ; devis, ferrailage.

## **Abstract:**

The urban growth of the Algerian cities, makes that the habitat with high density regains the majority of the housing stock, indeed, the increased demand of the society in terms of housing in its various forms leads the local authorities to resort to installations by minimizing the grip on the ground and spread out in height.

The approach proposed in the context of this end-of-study work is based on the proposal of a type of structure spread out in elevation, so our choice of study fell on a building of R+13 with mezzanine and 2 under - soils located in Mostaganem which is classified in zone II a according to the Algerian paraseismic regulations, and this leads us to use a construction system which is or has not been carried out in Algeria.

The purpose of this work is to study through numerical modeling carried out by the rebot software, to study the behavior of this building composed of load-bearing sails. This step is systematically preceded by a pre-sizing of the constituent system and a study of the non-structural elements.

At the end of the simulation results; reinforcement of the structural elements and the foundations will be proposed and to complete an economic study and a work schedule will be established, thus making it possible to estimate the cost of this project.

Finally, this thesis aims to prove that this type of structure is suitable for cities with medium seismicity with an advantageous estimate in terms of construction and time.

**Keywords:** Building, earthquake, modelling; reinforced concrete; estimate, reinforcement.

## ملخص:

إن النمو العمراني للمدن الجزائرية ، يجعل الموائل ذات الكثافة السكانية العالية تستعيد غالبية المخزون السكني ، بل إن الطلب المتزايد للمجتمع من حيث الإسكان بأشكاله المختلفة يدفع السلطات المحلية إلى اللجوء إلى المنشآت عن طريق تقليل قبضة على الأرض وتنتشر في الارتفاع.

يعتمد النهج المقترح في سياق عمل نهاية الدراسة هذا على اقتراح نوع الهيكل المنتشر في الارتفاع ، لذلك وقع مع طابق نصفي و 2 تحت التربة الموجودة في مستغانم التي تم تصنيفها في R + 13 اختيارنا للدراسة على مبنى المنطقة الثانية أ وفقاً للوائح الجزائرية الخاصة بالطفيل ، وهذا يقودنا إلى استخدام نظام بناء تم أو لم يتم تنفيذه في الجزائر.

لدراسة سلوك هذا المبنى rebot الغرض من هذا العمل هو الدراسة من خلال النمذجة العددية التي يقوم بها برنامج المكون من أسرع حاملة. هذه الخطوة مسبوقة بشكل منهجي بالتحجيم المسبق للنظام المكون ودراسة العناصر غير الهيكلية.

في نهاية نتائج المحاكاة ؛ تعزيز العناصر الهيكلية والأسس سيتم اقتراحها واستكمال الدراسة الاقتصادية ووضع جدول عمل ، مما يجعل من الممكن تقدير تكلفة هذا المشروع.

أخيراً ، تهدف هذه الأطروحة إلى إثبات أن هذا النوع من الهياكل مناسب للمدن ذات الزلازل المتوسطة مع تقدير مفيد من حيث البناء والوقت.

**الكلمات المفتاحية:** بناء ، زلزال ، نمذجة ؛ الخرسانة المسلحة ؛ تقدير ، التعزيز.

### Liste des notations :

BAEL	Béton armé à l'état limite
RPA	Règlement parasismique Algérien
ELUR	Etat limite ultime de résistance
ELS	Etat limite de service
G	Charge permanents
Q P	Charge d'exploitation
E	Charge sismique
Qu	Chargement ultime
Qs	Chargement de service
Mf	Moment fléchissant
Mt	Moment de flexion en travée
Ma	Moment de flexion en appui
Md	Moment en appui droite
Mg	Moment en appui gauche
N	Effort normal
Td	Effort tranchant à droite du point considéré
Tg	Effort tranchant à gauche du point considéré
fc28	Résistance caractéristique du béton à la compression à 28 jours d'âge
f <sub>t28</sub>	Résistance caractéristique du béton à la traction à 28 jours d'âge
E <sub>ij</sub>	Module de déformation longitudinale instantané
E <sub>vj</sub>	Module de déformation longitudinale différée
$\gamma_s$	Coefficient de sécurité pour l'acier
$\gamma_b$	Coefficient de sécurité pour le béton
h	Hauteur des éléments (poteaux, poutres)
b	Largeur des éléments

$h_0$	Hauteur de la table de compression
$\sigma_b$	Contrainte de calcul dans le béton
$\sigma_b$	Contrainte admissible limite dans le béton
$\sigma_s$	Contrainte de calcul dans l'acier
$\sigma_s$	Contrainte admissible limite dans l'acier
$\tau_u$	Contrainte tangentielle de calcul
$\tau_u$	Contrainte tangentielle limite
$\varnothing_t$	Diamètre des armatures
S	Espacement entre armatures transversales
A <sub>u</sub>	Armatures calculées à l'ELUR
A <sub>s</sub>	Armatures calculées à ELS
A	Armatures en appuis
A <sub>t</sub>	Armatures en travées
I <sub>xx</sub>	Inertie par rapport à l'axe des abscisses
I <sub>yy</sub>	Inertie par rapport à l'axe des ordonnées
M <sub>zz</sub>	Inertie massique
L <sub>f</sub>	Longueur de flambement
Br	Section réduite
L <sub>x</sub>	La plus petite dimension d'un panneau de dalle pleine
L <sub>y</sub>	La plus grande dimension d'un panneau de dalle pleine
I <sub>0</sub>	Moment d'inertie de la section homogène
I <sub>f</sub>	Moment d'inertie fictif
F	Flèche due à une charge considérée (g; j; p)
$\Delta f_t$	Flèche total
$\rho$	Rapport entre deux dimensions $\rho=(L_x/L_y)$

## **Liste des figures :**

<b>Figure 1.1 :</b> vue en plan.	<b>1</b>
<b>Figure I.2 :</b> Coupe transversale d'un mur de façade	<b>3</b>
<b>Figure I.3:</b> Diagramme contraintes - déformations de calcul du béton (E.L.U.)	<b>8</b>
<b>Figure I.4:</b> Diagramme contraintes – déformation de calcul du béton (E.L.S.)	<b>9</b>
<b>Figure I.5:</b> Diagramme contrainte déformation.	<b>10</b>
<b>Figure 2.1:</b> Section transversale d'une poutre	<b>15</b>
<b>Figure 2.2:</b> dimension de la poutre de l'extrémité	<b>16</b>
<b>Figure 2.3:</b> dimension de la poutre noyée	<b>16</b>
<b>Figure 2.4:</b> dimension d'un des panneaux de dalle	<b>17</b>
<b>Figure 2.5:</b> Coupe d'un plancher terrasse inaccessible	<b>19</b>
<b>Figure 2.6: :</b> Coupe transversale d'un plancher étage courant	<b>20</b>
<b>Figure 2.7 :</b> Coupe transversale du plancher RDC/ mezzanine	<b>20</b>
<b>Figure 2.8 :</b> Coupe transversale du plancher sous-sol	<b>21</b>
<b>Figure 2.9 :</b> Coupe sur voile en élévation	<b>22</b>
<b>Figure 2.10 :</b> Vue en plan des voiles	<b>23</b>
<b>Figure 3.1 :</b> Les lignes de rupture déterminées Par essai de chargement	<b>27</b>
<b>Figure 3.2 :</b> enrobage du ferrailage de la dalle	<b>28</b>
<b>Figure 3.3 :</b> Schéma représentatif des différents types de panneaux de dalle avec diagramme des moments fléchissant.	<b>29</b>
<b>Figure 3.4 :</b> Le panneau le plus sollicitée	<b>30</b>

<b>Figure 3.5:</b> Coordonnées du centre de gravité	<b>42</b>
<b>Figure 3.6 :</b> le ferrailage de la dalle	<b>44</b>
<b>Figure 3.7 :</b> coffrage de la dalle	<b>45</b>
<b>Figure 3.8:</b> le dessin du ferrailage de la nappe inférieure	<b>46</b>
<b>Figure 3.9 :</b> le dessin du ferrailage de la nappe supérieure	<b>47</b>
<b>Figure 4.1 :</b> Différents éléments composant un escalier.	<b>51</b>
<b>Figure 4.2 :</b> Schéma d'escalier sous charges	<b>54</b>
<b>Figure 4.3 :</b> Schéma statique (ELU et ELS)	<b>54</b>
<b>Figure 4.4:</b> Diagramme du moment fléchissant à l'ELU	<b>56</b>
<b>Figure 4.5:</b> Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU	<b>56</b>
<b>Figure 4.6 :</b> Ferrailage des escaliers	<b>63</b>
<b>Figure 4.7 :</b> Schéma d'escalier sous charges	<b>66</b>
<b>Figure 4.8 :</b> Schéma statique (ELU et ELS).	<b>67</b>
<b>Figure 4.9 :</b> Diagramme du moment fléchissant à l'ELU	<b>69</b>
<b>Figure 4.10:</b> Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU	<b>69</b>
<b>Figure 4.11 :</b> Schéma statique (ELU)	<b>76</b>
<b>Figure 4.12:</b> Diagramme de moment fléchissant à l'ELU	<b>77</b>
<b>Figure 4.13:</b> Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU	<b>77</b>
<b>Figure 4. 14 :</b> Schéma statique (ELS)	<b>81</b>
<b>Figure 4.15 :</b> Diagramme de moment fléchissant à l'ELS	<b>82</b>
<b>Figure 4.16 :</b> Diagramme de l'effort tranchant à l'ELS	<b>82</b>

<b>Figure 4.17:</b> ferrailage poutre palier	<b>85</b>
<b>Figure 4.18:</b> coupe transversale de l'acrotère	<b>86</b>
<b>Figure 4.19 :</b> Schéma Statique de l'acrotère	<b>86</b>
<b>Figure 4.20 :</b> Section rectangulaire soumise à la flexion composée	<b>87</b>
<b>Figure 4.21 :</b> schémas de ferrailage d'acrotère	<b>93</b>
<b>Figure 4.22 :</b> Schéma statique de calcul à l'ELU	<b>94</b>
<b>Figure 4.23 :</b> Diagramme du moment fléchissant à l'ELU	<b>95</b>
<b>Figure 4.24:</b> Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU	<b>95</b>
<b>Figure 4.25 :</b> Schéma statique de calcul à l'ELS	<b>99</b>
<b>Figure 4.26:</b> Diagramme du moment fléchissant à l'ELS	<b>100</b>
<b>Figure 4.27:</b> Diagramme de l'effort tranchant à l'ELS	<b>100</b>
<b>Figure 4.28 :</b> Plan de ferrailage des balcons	<b>102</b>
<b>Figure 5.1 :</b> Interface du Robot Bat	<b>106</b>
<b>Figure 5.2 :</b> mode 1 translation vers x	<b>108</b>
<b>Figure 5.3 :</b> mode 2 translation vers y	<b>108</b>
<b>Figure 5.4 :</b> mode 3 torsion	<b>109</b>
<b>Figure 6.1 :</b> schéma de ferrailage des poutres noyée (30 x20) cm <sup>2</sup>	<b>129</b>
<b>Figure 6.2 :</b> vue complète du ferrailage de la poutre d'extrémité	<b>129</b>
<b>Figure 6.3 :</b> Schémas de ferrailage des poutres extermité (30 x 50) cm <sup>2</sup>	<b>130</b>
<b>Figure 7.1 :</b> Sollicitations de calcul d'un voile.	<b>130</b>
<b>Figure 7.2 :</b> Sections de calcul.	<b>133</b>

<b>Figure 7.3 :</b> disposition des armatures verticales dans les voiles	<b>135</b>
<b>Figure 7.4 :</b> disposition du voile	<b>137</b>
<b>Figure 7.5 :</b> Section du calcul de voile.	<b>138</b>
<b>Figure 7.6:</b> Position de $N'_1$ $M'_1$ et $M_1$ sur la section transversale.	<b>138</b>
<b>Figure 7.7 :</b> section de calcul.	<b>140</b>
<b>Figure 7.8 :</b> Schéma de ferrailage du voile $V1 = 1.20m$	<b>142</b>
<b>Figure 7.9:</b> Schéma de ferrailage du voile $V2 = 2m$	<b>143</b>
<b>Figure 7.10 :</b> Schéma de ferrailage du voile $V3 = 3m$	<b>143</b>
<b>Figure 7.11 :</b> Schéma de ferrailage du voile $V4 = 60cm$	<b>144</b>
<b>Figure 7.12 :</b> Schéma des contraintes du voile périphérique.	<b>146</b>
<b>Figure 7.13 :</b> Enrobage.	<b>148</b>
<b>Figure 8.1 :</b> Schéma d'un radier nervuré	<b>157</b>
<b>Figure 8.2 :</b> dimension de la nervure	<b>160</b>
<b>Figure 8.3 :</b> Schéma des contraintes du sol	<b>163</b>
<b>Figure 8.4 :</b> L'encrage de la structure	<b>165</b>
<b>Figure 8.5 :</b> Schéma du panneau de la dalle	<b>166</b>
<b>Figure 8.6 :</b> Enrobage	<b>168</b>
<b>Figure 8.7 :</b> Schéma statique du débordement	<b>177</b>
<b>Figure 8.8 :</b> Schéma du ferrailage des nervures principales	<b>180</b>
<b>Figure 8.9:</b> Schéma du ferrailage des nervures secondaires	<b>181</b>
<b>Figure 9.1 :</b> Facteur principal d'un projet	<b>183</b>
<b>Figure 9.2 :</b> Cycle de vie d'un projet	<b>185</b>

## **Liste des tableaux :**

<b>Tableau I.1 :</b> Différents types d'aciers utilisés et leurs caractéristiques	<b>10</b>
<b>Tableau I.2 :</b> Combinaison d'action dans le cas d'un bâtiment courant :	<b>12</b>
<b>Tableau 2.1</b> charge permanente de plancher terrasse inaccessible	<b>19</b>
<b>Tableau 2.2 :</b> charge permanente de plancher étage courant	<b>20</b>
<b>Tableau 2.3 :</b> charge permanente de plancher RDC / mezzanine	<b>21</b>
<b>Tableau 2.4 :</b> charge permanente du sous-sol	<b>22</b>
<b>Tableau 3.1 :</b> Valeur approchée des coefficients $\mu_x$ et $\mu_y$	<b>30</b>
<b>Tableau 3.2:</b> Tableau récapitulatif des sollicitations maximales	<b>31</b>
<b>Tableau 3.3 :</b> le ferrailage tiré du ROBOT	<b>48</b>
<b>Tableau 4.1 :</b> Les charges de Palier	<b>53</b>
<b>Tableau 4.2:</b> Les charges de la paillasse	<b>53</b>
<b>Tableau 4.3:</b> Les charges de Palier	<b>64</b>
<b>Tableau 4.4:</b> Les charges de la paillasse.	<b>64</b>
<b>Tableau 5.1:</b> Valeurs des pénalités $P_q$	<b>111</b>
<b>Tableau 5.2 :</b> période et facteur de participation massique	<b>113</b>
<b>Tableau 5.3 :</b> Tableau récapitulatif pour la vérification du déplacement du plancher	<b>115</b>
<b>Tableau 5.4 :</b> Vérification de l'effort P	<b>116</b>
<b>Tableau 5.5 :</b> disposition de la force sismique	<b>119</b>
<b>Tableau 5.6 :</b> récapitulatif des excentricités, masses, centre de masse et torsion selon X et Y de chaque étage	<b>121</b>

<b>Tableau 6.1</b> :Résultats des moments et des efforts tranchants donnés par Autodesk Robot	<b>125</b>
<b>Tableau 6.2</b> :Ferrailage des poutres	<b>129</b>
<b>Tableau 7.1</b> : les sollicitations de calcul YY	<b>136</b>
<b>Tableau 7.2</b> : les sollicitations de calcul XX	<b>136</b>
<b>Tableau 7.3</b> : Tableau récapitulatif des sollicitations (moments en appui et en travée).	<b>147</b>
<b>Tableau 7.4:</b> Tableau de ferrailage du voile périphérique.	<b>152</b>
<b>Tableau 7.5:</b> Tableau de ferrailage du voile périphérique choisi pour notre cas	<b>152</b>
<b>Tableau 8.1</b> : Tableau récapitulatif des dimensions des poutres des redressements	<b>161</b>
<b>Tableau 8.2</b> : Tableau récapitulatif des sollicitations maximales en appuis et en travées	<b>168</b>
<b>Tableau 8.3</b> : Ferrailage des nervures	<b>179</b>
<b>Tableau 9.1</b> : Le diagramme de GANTT de notre propre projet est présenté dans ce qui suit	<b>187</b>
<b>Tableau 9.2</b> : Devis quantitatif et estimatif élaboré pour notre projet :	<b>191</b>
<b>Tableau 9.3</b> : récapitulatif du devis quantitatif et estimatif :	<b>205</b>
<b>Tableau 9.4</b> : les ressources matérielles (Matériaux) du projet	<b>207</b>

# Table des matières :

Remerciements

Dédicaces

Résumé

Abstract

ملخص

Liste des Notations

Liste des figures

Liste des tableaux

## ***Introduction Générale***

Objectifs I

Méthodologie de travail II

### ***Chapitre I- Présentation de l'ouvrage***

1- Introduction 1

2- Présentation de l'ouvrage 1

2-1- Objectifs 1

2-2- Choix d'une structure 2

2-3- Caractéristiques mécaniques des matériaux 5

2-3- Actions et sollicitations 11

2-4-1- Les actions 11

2-4-2- Les sollicitations 12

3- Conclusion 12

### ***Chapitre II : PRE-DIMENTIONEMENT***

1- Introduction 14

1- Les règlements des pré dimensionnements des éléments résistants 14

2-1- Pré dimensionnement des poutres 14

2-2- Prédimensionnement des planchers 16

2-3- Descente de charges 18

2-3-1- Plancher terrasse inaccessible 19

2-3-2- Plancher bas du RDC (locaux) et mezzanine 20

2-3-3- Plancher Sous-sol (dalle pleine) 21

2-4- Pré dimensionnement des voiles 22

2-4-1- Voile de contreventement : 23

2-4-2- Voile périphérique de sous- sol : 23

2- Conclusion 24

### **Chapitre III : ETUDE DES PLANCHERS**

1-	Introduction	26
2-	Etude du plancher	26
2-1-	Méthode de calcul	26
2-1-1-	le calcul de la dalle RDC/mezzanine	28
2-1-2-	Calcul du ferrailage de la dalle pleine	32
2-1-3-	Vérification de l'effort tranchant	38
2-1-4-	Vérification de la flèche	39
3-	Conclusion	48

### **Chapitre IV : Etude des éléments non structuraux**

1-	Introduction	50
2-	Etude des escaliers	50
2-1-	Définition des éléments d'un escalier	50
2-2-	Dimensionnement des escaliers- étage courant	51
2-3-	Ferraillage :	57
2-3-1-	Vérification au cisaillement : (BAEL91/ Art 6.1, 3)	59
2-3-2-	Vérification d'adhérence des barres : (BAEL91/ Art 6.1,23)	59
2-3-3-	Vérification de la flèche	62
2-4-	Dimensionnement de l'escalier du sous-sol	63
2-4-1-	Dimensionnement de l'escalier	63
2-4-2-	Ferraillage	69
2-4-3-	Vérification au cisaillement :(BAEL91/Art 5.1, 211)	71
2-4-4-	Vérification d'adhérence des barres : (BAEL91/ Art 6.1, 3)	72
2-5-	Calcul de la poutre palière	75
2-5-1-	Calcul des charges	75
2-5-2-	Calcul des armatures	77
2-5-3-	Vérification de la flèche :	84
2-6-	Etude de l'acrotère	85
2-6-1-	Calcul des sollicitations	85
2-6-2-	Calcul des moments fléchissant de l'effort tranchant	87
2-6-3-	Calcul de ferrailage	87
2-6-4-	Calcul en flexion simple	88
2-6-5-	Vérification au cisaillement	89
2-6-6-	Longueur du scellement droit	90
2-6-7-	Vérification des espacements des barres	90
2-6-8-	Vérification des contraintes dans l'acier	92
2-6-9-	Vérification des contraintes dans le béton	92
2-6-10-	Vérification du ferrailage vis-à-vis au séisme	93
2-7-	Etude des balcons	93
2-7-1-	Détermination des charges	94
2-7-2-	Calcul des efforts internes	94
2-7-3-	Calcul du ferrailage	95
2-7-4-	Vérification au cisaillement :(BAEL99/Art 5.1, 211)	97
2-7-5-	Vérification d'adhérence des barres:(BAEL91/ Art 6.1, 3)	97
2-7-6-	Longueur de scellement droit :(BAEL 91/Art A.6.1, 23)	98
2-7-7-	Espacement des barres	98
3-	Conclusion :	102

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

1- Introduction	104
2- Etude empirique	104
2-1- Choix de la méthode de calcul	104
2-1-1- Méthode statique équivalente	104
2-1-2- Méthode d'analyse modale spectrale	105
2-2- Étapes de modélisation	106
2-3- Interprétation des résultats	107
2-3-1- Vérification la résultante des forces sismiques	107
2-3-2- Nombre de modes à considérer : [RPA99version 2003/4.3.4]	113
3- Conclusion	122

## ***Chapitre VI : Etudes des éléments structuraux***

1- Introduction	124
2- Etude des poutres	124
2-1- Les moments des poutres	124
2-2- Poutre extrémité (30x50)	125
2-1-1- Calcul de ferrailage	125
3- Conclusion	130

## ***Chapitre VII : ETUDE DES VOILES***

1- Introduction	132
2- Ferrailage des voiles	132
2-1- Ferrailage des voiles de contreventement	132
2-1-1- Les armatures verticales	133
2-1-2- Les armatures horizontales	135
2-1-3- Exemples de calcul	136
2-2- Voiles périphériques	144
3- Conclusion :	153

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

1- Introduction	155
2- Etude des fondations	155
2-1- Les combinaisons d'action	155
2-2- Choix du type de fondation	155
2-3- Étude du radier	157
2-3-1- Pré-dimensionnement du radier	157
2-3-2- Pré dimensionnement des nervures	160
2-3-3- Détermination des sollicitations	161
2-4- Ferrailage Du Radier	166
2-4-1- Ferrailage de la dalle	166
2-4-2- Ferrailage du débordement	167
2-4-3- Ferrailage de nervure	179
2-5- Vérification de l'effort tranchant	179
3- Conclusion	181

## ***Chapitre IX : Etude économique***

1- Introduction	183
2- Réalisation du projet	183
3- Organisation du chantier	183
4- Cycle de vie d'un projet	184
5- Taches, jalons et livrables	186

6-	Elaboration des devis	<b>191</b>
7-	Définition des ressources	<b>205</b>
8-	Conclusion	<b>208</b>
	<b><i>Conclusion générale</i></b>	
	Conclusion générale	<b>210</b>
	<b><i>Référence bibliographiques</i></b>	
	Référence bibliographiques	<b>212</b>
	<b><i>Annexes</i></b>	
	Annexe 01 - plans architecturaux	
	Annexe 02- plans génie-civil	
	Annexes 03- façades	

# Introduction Générale

---

Les séismes sont considérés comme les aléas, les plus improbables qu'ils soient comparés aux autres risques encourus dans le monde, en effet, le recensement des dégâts humains et matériels sont considérables dans le monde.

L'Algérie, pays situé au nord du Maghreb, est classé zones jaune et rouge soit, une sismicité modérée à forte suivant le règlement RPA 99/VERSION 2003,

En ce qui concerne l'aspect immobilier et le risque sismique qui semblent être indissociables spatialement, de nombreuses villes du nord algérien possèdent un parc immobilier sujets aux risques, la construction d'immeuble IGH avec adaptation d'une structure porteuse pour le zoning sismique de la région est généralement en béton armé,

Notre travail consiste en l'étude d'une tour (R+13+ 2sous-sol) contreventée de murs voiles, implantée dans la wilaya de **Mostaganem** qui est une zone de moyenne sismicité (zone IIa)

## **Objectifs**

La prise en compte du risque sismique dans ce type de structure et la volonté de sa conservation redéfinit donc les valeurs accordées à cet héritage et constitue dans cette perspective un élément important dans le choix judicieux et adaptable pour immeuble de telle hauteur.

L'objectif de ce travail sera exprimé par un critère qualitatif ou quantitatif, que l'on se fixera et qu'on cherchera à atteindre. C'est à dire, mener une étude de prédimensionnement d'une structure de ce type, par le calcul de ses éléments porteurs et non porteurs entrant dans la réponse comportementale du bâtiment.

## **Méthodologie de travail**

La présente étude commence par introduire le projet relatif à notre sujet : ainsi en prolégomènes, nous analyserons les deux principaux concepts qui vont guider notre mémoire, ceux relatifs à « la résistance statique et dynamique ».

Ce travail se structure en neuf chapitres :

Le premier vise à présenter le projet dans sa globalité en dressant dans un premier lieu, un état d'usage, la structure, et les matériaux composant l'édifice,

Le deuxième chapitre aborde le prédimensionnement de la structure et qui va être adopté dans le cadre de cette étude.

Le troisième, le quatrième, le cinquième et le sixième ainsi que le septième et le huitième chapitre sont l'essence même du travail, où le calcul complet des éléments composant tout l'édifice sera détaillé,

Le dernier chapitre se fixera à présenter une étude économique qui résultera comme une ébauche de proposition d'adaptation des immeubles de grandes hauteurs avec un système constructif peu réparti à Mostaganem.

# **Chapitre I**

---

## Présentation de l'ouvrage

## 1- Introduction :

L'avènement des structures en béton armé en Algérie n'est pas récent, or le choix de ce type de construction est justifié par les performances des matériaux la composant, par la réglementation en vigueur en outre le RPA 99-2003, le zoning sismique de la région et l'économie du projet. Ce chapitre présentera l'immeuble sélectionné, est un système de trumeaux récemment utilisé dans le pays et sphériquement dans la ville, ce choix est justifié par une conception en open-space dépourvue de poteaux à l'intérieur des plans, et permettant de grandes portées.

## 2- Présentation de l'ouvrage :

Notre structure est un bâtiment à usage habitation R+13+ 2Sous-Sol avec mezzanine assurée par des voiles, situé au niveau de la wilaya de Mostaganem (zone IIa) dans le groupe d'usage 1b et implanté dans une zone de moyenne sismicité.

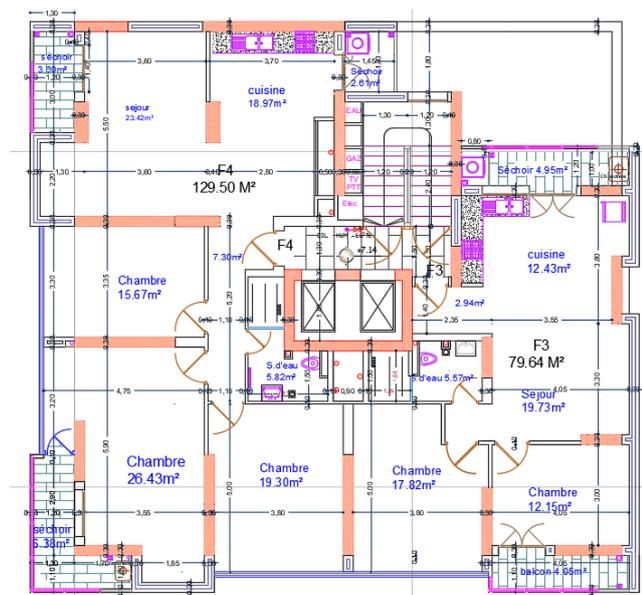


Figure I.1 : vue en plan.

### a. Objectifs :

Les objectifs visés dans ce travail visent à :

- Modélisation de l'étude effectuée au préalable par le BET,
- Vérifier les performances techniques (choix du type du système constructif ainsi que les matériaux de constructions)

- Vérifier la stabilité de ce type de structure dans les conditions statiques,
- Assurer une résistance lors des excitations sismiques,

**b. Choix d'une structure :**

Le choix d'un bâtiment d'élévation importante disposant d'un système constructif à base de trumeaux s'explique par le zonage sismique de la région mostaganémoise à savoir un classement de II A jusqu'à III, l'imposition de ce type de structure pour ce type de bâtiment c-à-d ; immeuble de grande hauteur dépassant les R+13 soit 45.90 m de hauteur ainsi que le développement théorique et pratique du domaine du bâtiment.

**- Conception de la structure :**

Le bâtiment est conçu en un immeuble d'habitation avec commerces intégrés au RDC avec mezzanine, de type grande hauteur avec deux sous-sols, soit un ancrage au sol de 5.74 m reposant sur un radier de 1.20 de profondeur, permettant ainsi une élévation de 45.90 m, le système constructif retenu pour l'édifice est un système en trumeaux (contreventé par des voiles).

**➤ Les fondations :**

Le système de fondation doit former un ensemble résistant et rigide, cet ensemble devra être capable de transmettre les charges sismiques horizontales en plus des charges verticales vers le sol de fondation et de limiter les tassements différentiels. Le système de fondation doit être homogène.

**➤ Pour les planchers, on a adopté un type de plancher à dalle pleine pour tous les niveaux.**

Les différentes circulations verticales sont assurées par :

- Ascenseur : le bâtiment est équipé de deux ascenseurs conçus par un noyau central (entouré de murs voiles)
- Escalier : on a 3 types d'escalier de différente hauteur
  - Escalier du sous-sol
  - Escalier de l'étage courant

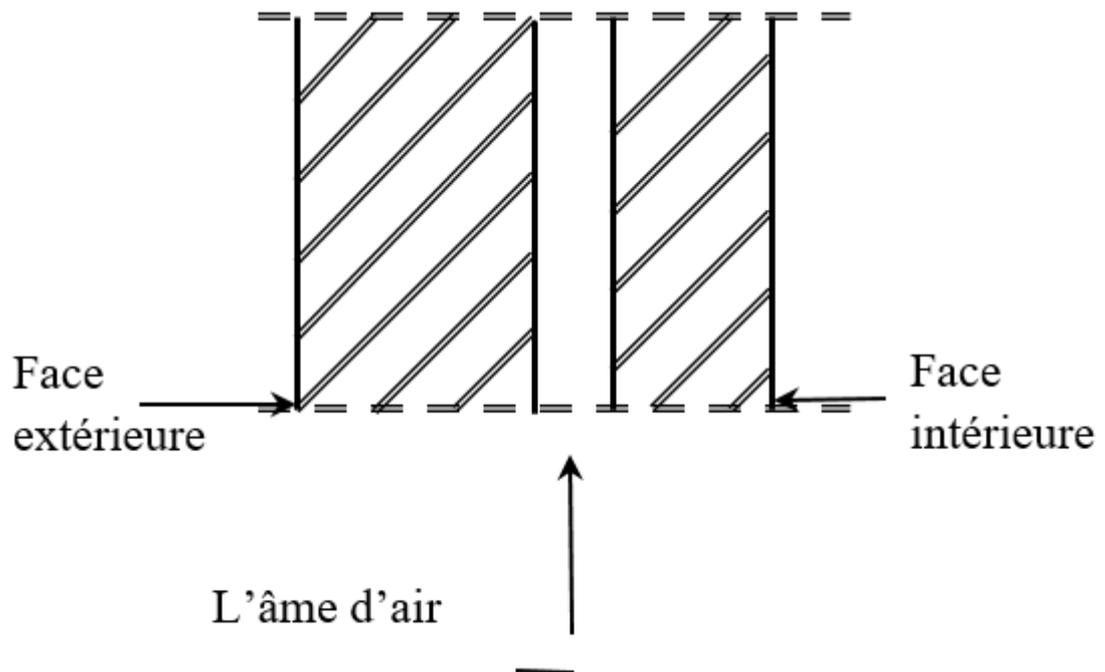
- Escalier duplexe

➤ Les maçonneries :

- Murs extérieurs : sont en double parois séparées par une lame d'air :

Parois extérieures en briques creuses de 15 cm d'épaisseur ;

L'âme d'air de 5 cm d'épaisseur qui joue un rôle d'isolation thermique et acoustique et une paroi intérieure en briques creuses de 10 cm d'épaisseur.



**Figure I.2 :** Coupe transversale d'un mur de façade

Murs intérieurs : sont composés de murs en briques creuses de 10 cm d'épaisseur et sont couverts d'une couche d'enduit en mortier de ciment de 1.5 cm d'épaisseur.

Acrotère : Pour les terrasses, on adopte un acrotère de 60 cm de hauteur

- **Caractéristiques géométriques du bâtiment :**

Notre projet a une forme rectangulaire avec un décrochement, le bâtiment présente les dimensions suivantes :

**- Dimensions en plan :**

- Largeur totale en plan ..... 15.90 m
- Longueur totale en plan.....16.20 m

**- Dimensions en élévation :**

- Hauteurs des s/sol .....3.47m
- Hauteur du rez-de-chaussée.....3.06 m
- Hauteur des étages .....3,06 m
- Hauteur des acrotères.....60 m
- Hauteur totale du bâtiment (depuis le deuxième sous-sol) .....55.9m plus 60cm d'acrotère 56.5m

**- Caractéristiques géotechniques du sol :**

Le sol d'assise de la construction est un sol meuble d'après le rapport du laboratoire de la mécanique des sols :

- La contrainte admissible :  $\bar{\sigma}_{\text{sol}} = 3.5 \text{ MPa}$
- Poids volumique du sol :  $\gamma_h = 17.00 \text{ KN/m}^3$
- L'angle de frottement interne du sol  $\varphi = 35^\circ$
- Le site est considéré comme ferme (S2/site ferme).

**- Les charges :**

Elles sont classées en charges « statiques » et « dynamiques ». Les charges statiques comprennent le poids du bâtiment lui-même, ainsi que tous les éléments principaux de l'immeuble. Les charges statiques agissent en permanence vers le bas et s'additionnent en partant du haut du bâtiment vers le bas.

Les charges dynamiques peuvent être la pression du vent, les forces sismiques, les vibrations provoquées par les machines, les meubles, les marchandises ou l'équipement stockés.

Les charges dynamiques sont temporaires et peuvent produire des contraintes locales, vibratoires ou de choc.

Selon l'article 2.5.4 du RPA99 (version 2003), les ouvrages doivent en général comporter :

- Contreventements qui doivent être disposés de façon à :
- Reprendre les efforts horizontaux dus aux séismes.
- Reprendre une partie des charges verticales suffisante pour assurer leur stabilité.
- Assurer une transmission directe des forces aux fondations.
- Minimiser les effets de torsion.

### **c. Caractéristiques mécaniques des matériaux :**

#### **- Principe du béton armé**

Le béton armé est un matériau complexe constitué par la réunion de deux matériaux « simples » : le béton et l'acier disposés de façon à utiliser d'une manière économique et rationnelle les résistances propres de chacun d'eux.

La résistance du béton est très faible en traction. En revanche, l'acier résiste très bien à la traction.

Aussi, le principe du béton armé est d'insérer dans la matrice de béton des aciers dans les zones tendues.

Cette association est efficace car :

- L'acier adhère au béton ce qui permet la transmission des efforts d'un matériau à l'autre.
- Il n'y a pas de réaction chimique entre l'acier et le béton (sauf lorsqu'on emploie certains adjuvants).
- Le coefficient de dilatation thermique est sensiblement le même pour les deux matériaux ( $11 \cdot 10^{-6}$  pour l'acier et  $10^{-6}$  pour le béton).

#### **a- Béton :**

Le béton est un mélange complexe dans des proportions convenables de granulats, et liant (ciment) malaxé avec une eau de gâchage pour obtenir une pâte maniable.

**Béton = Ciment + Gravier + Sable + eau de gâchage.**

Selon les règles du BAEL91, on obtient les caractères des matériaux suivants :

Le béton sera fabriqué mécaniquement suivant une composition qui respecte les normes prescrites par le règlement BAEL91 et tous les règlements applicables en Algérie.

- **Ciment utilisé** ..... CPJ 42.5 (dosage 350 kg /m<sup>3</sup>)
- **Sable** ..... 400 litres/m<sup>3</sup> (Ds ≤ 0.5 mm)
- **Gravier** ..... 800 litres/m<sup>3</sup> (3 ≤ Dg ≤ 25 mm)
- **Eau de gâchage** ..... 160 à 180 litres/m<sup>3</sup>.

- **Résistance à la compression :**

Un béton est défini par la valeur caractéristique de sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours dite  $f_{c28}$ .

Lorsque les sollicitations s'exercent sur un béton dont l'âge  $j$  jours (en cours d'exécution) est inférieur à 28, la résistance à la compression peut être obtenue par la formule suivante :

$$f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} f_{c28}$$

$f_{c28} = 30\text{MPa}$  .

$\left\{ \begin{array}{l} \text{Pour } f_{cj} \leq 40\text{MPa} \\ \text{Avec : } j \leq 28 \text{ jours} \end{array} \right.$

- **Résistance à la traction :**

La résistance à la traction d'un béton à 28 jours est donnée par la formule :

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} \Rightarrow f_{t28} = 2.4\text{MPa}.$$

- **Module de déformation longitudinale du béton :**

- Module de déformation longitudinale instantanée est :

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 heures, le module de déformation longitudinale instantanée du béton  $E_{ij}$  est donné par :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}}$$

Pour  $j = 28$  jours et  $f_{c28} = 30$  MPa ; On a :  $E_{i28} = 34179$  MPa.

- Module de déformation longitudinale différée :

Pour les déformations différées du béton qui comprennent le retrait et le fluage, on considère dans les calculs que les effets de ces deux phénomènes s'additionnent sans atténuation pour le calcul des déformations finales du béton, on utilise le module de déformation longitudinale différée  $E_{vj}$  qui est donné par la formule :

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}}$$

Pour  $j = 28$  jours et  $f_{c28} = 30$  MPa ; On a :  $E_{v28} = 11497$  MPa.

**- Coefficient de poisson :**

Le coefficient de poisson du béton est pris égal à 0.2 pour le calcul des déformations et à 0 (zéro) pour le calcul des sollicitations. Pour le calcul des éléments bidimensionnels (dalles, coques,), on prendra :

❖  $\nu = 0 \Rightarrow$  Etats limites ultimes (béton fissuré).

❖  $\nu = 0.2 \Rightarrow$  Etats limites de service (béton non fissuré).

**- Contraintes limites :**

Suivant le B.A.E.L 91, on distingue deux états de calcul :

- Etat limite ultime (E.L.U)
- Etat limite de service (E.L.S).

Etat limite ultime (E.L.U) :

Pour les calculs à l'ELU, le comportement réel du béton est modélisé par la loi parabole-rectangle sur un diagramme contraintes-déformations donné sur la Figure I-3.

Les déformations du béton sont :

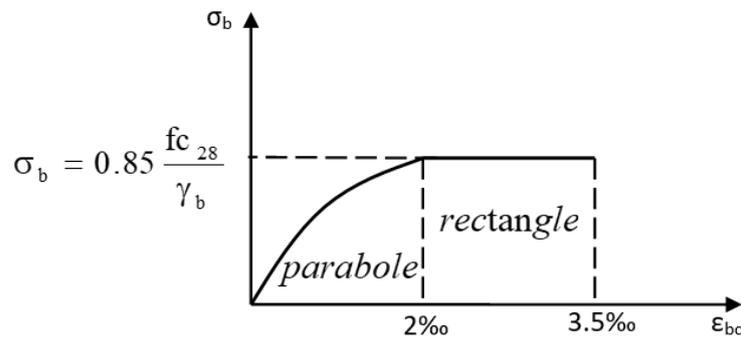
$$\begin{aligned}
 & - \varepsilon_{bc1} = 2 \text{ ‰} \\
 & - \varepsilon_{bc2} = \begin{cases} 3,5 \text{ ‰} & \text{si } f_{cj} \leq 40\text{Mpa.} \\ \text{Min } (4,5 ; 0,025f_{cj}) \text{ ‰} & \text{si } f_{cj} > 40\text{Mpa.} \end{cases}
 \end{aligned}$$

La contrainte limite ultime du béton comprimé :

$$\sigma_b = 0.85 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec:  $\gamma_b$  : Coefficient de sécurité partiel et vaut :

$$\gamma_b \begin{cases} 1.15 & \text{Pour une situation accidentelle.} \\ 1.50 & \text{Pour une situation durable et transitoire.} \end{cases}$$



**Figure I.3:** Diagramme contraintes - déformations de calcul du béton (E.L.U.)

- Contrainte ultime de cisaillement :

La contrainte ultime de cisaillement est limitée par :  $\tau \leq \bar{\tau}$

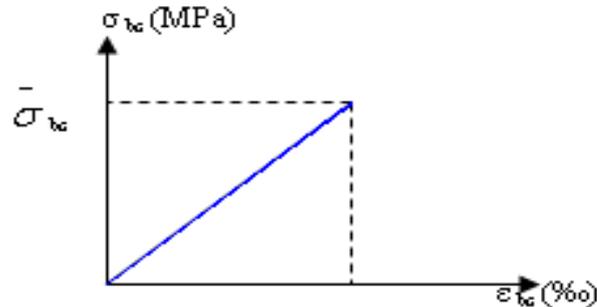
$$\bar{\tau} = \min (0.13 f_{c28}, 4 \text{ MPa}) = 3.9 \text{ MPa} \quad \text{cas normal (fissuration peu nuisible).}$$

$$\bar{\tau} = \min (0.10 f_{c28}, 3 \text{ MPa}) = 3 \text{ MPa} \quad \text{cas où la fissuration est préjudiciable.}$$

- Etat limite service (E.L.S) :

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

Dans le cas de l'ELS on suppose que le diagramme parabole rectangle reste dans le domaine élastique linéaire, est défini par son module d'élasticité.



**Figure I.4:** Diagramme contraintes – déformation de calcul du béton (E.L.S.)

A l'état limite de service, on limite la contrainte dans le béton par :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\text{Avec : } \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} \Rightarrow \bar{\sigma}_{bc} = 18 \text{ MPa.}$$

#### **b- Acier :**

L'acier est un alliage fer carbone en faible pourcentage, leur rôle est d'absorber les efforts de traction, de cisaillement et de torsion, on distingue deux types d'aciers :

- Aciers doux ou mi-durs pour 0.15 à 0.25 % de carbone.
- Aciers durs pour 0.25 à 0.40 % de carbone.

#### **- Types d'aciers utilisés :**

Les types d'aciers utilisés sont :

- Barre à haute adhérence (HA) de nuance FeE400 pour les armatures longitudinales ;
- Ronds lisses (RL) de nuance FeE235 pour les armatures transversales (cadres, épingles et étriers)
- Treillis soudés (TS) de nuance FeE520 pour  $\Phi \leq 6\text{mm}$ .

Pour notre projet, on utilisera les aciers indiqués dans le tableau ci-dessous :

Tableau I.1 : Différents types d'aciers utilisés et leurs caractéristiques

Aciers	Désignations	Limite d'élasticité Fe [MPa]	Diamètres nominaux normalisés en [mm]	Utilisation
Ronds lisses (RL)	FeE235	235	6-8	Armatures transversales (cadres, épingles, étriers, des poutres et des poteaux)
Haute adhérence (HA)	FeE400	400	10-12-14-16-20	Armatures longitudinales
Treillis soudés (ronds lisses) TS	TLE520 $\varphi \leq 6\text{mm}$	520	$\varphi \leq 6\text{mm}$	Emplois courant pour : radiers, voiles, planchers et dalles.

- Contrainte de calcul de l'acier ( $\sigma_s$ ) :
- Etat limite ultime de résistance (E.L.U) :

Le diagramme contrainte ( $\sigma_s$ )-déformation ( $\epsilon_s$ ) est conventionnellement défini ci-dessous,

avec :

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

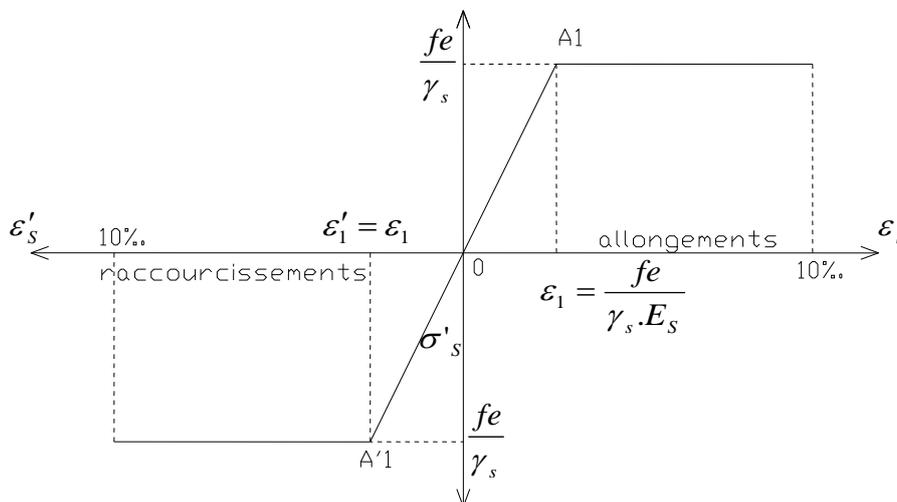
$\sigma_s$  : Contrainte de l'acier ;

$f_e$  : Limite d'élasticité de l'acier et

$\gamma_s$  : Coefficient de sécurité.

$$\gamma_s = \begin{cases} 1.15 & \longrightarrow \text{Situation courante (normale).} \\ 1.00 & \longrightarrow \text{Situation accidentelle.} \end{cases}$$

$E_s$  : Allongement relatif de l'acier ( $\epsilon_s = \Delta L/L$ )



**Figure I.5 :** Diagramme contrainte déformation.

- Etat limite de service (E.L.S) :

Selon les règles B.A.E.L.91 :

- a) Fissuration peu nuisible  $\Rightarrow$  Aucune vérification pour  $\sigma_s$  ;
- b) Fissuration préjudiciable  $\Rightarrow \bar{\sigma}_s = \min \left( \frac{2}{3} f_e ; 110\sqrt{\eta \times f_{ij}} \right)$  et
- c) Fissuration très préjudiciable  $\Rightarrow \bar{\sigma}_s = \min \left( \frac{1}{2} f_e ; 90\sqrt{\eta \times f_{ij}} \right)$ .

Avec :

$f_{ij}$  : Résistance caractéristique à la traction du béton à j jours ;

$\eta$ : Coefficient de fissuration =  $\left\{ \begin{array}{l} 1 \longrightarrow \text{Acier rond lisse.} \\ 1.6 \longrightarrow \text{Acier haute adhérence.} \end{array} \right.$

- **Module d'élasticité longitudinal de l'acier :**

Le module d'élasticité longitudinale de l'acier est pris égal à :

$$E_s = 210000 \text{ MPa} = 21 \times 10^5 \text{ bars.}$$

#### **d. Actions et sollicitations :**

##### **2-4-1- Les actions :**

Les actions sont l'ensemble des charges appliquées directement à une construction, ainsi que les conséquences des modifications statiques ou d'état qui entraînent des déformations de la structure, on trouve trois types d'actions :

##### **1- Actions permanentes :**

- Poids propre de la structure ;
- Les charges de la structure d'équipement ;
- Les poussées et la pression et poids dus à des terres ou des liquides lorsque le niveau de ces derniers variant peu ;
- Les déformations imposées à la construction, retrait, tassement différentiel d'appuis.
-

**2- Actions variables :**

- Les charges d'exploitations ;
- Les charges climatiques (vent, neige) ;
- Les charges appliquées en cours d'exécution ;
- Les effets dus à la température.

**3- Actions accidentelles :**

- Le séisme ;
- Les chocs des véhicules ;
- Les incendies.

**2-4-2- Les sollicitations :**

Les sollicitations sont les efforts (effort normal, effort tranchant, moment de flexion, moment de torsion) développés dans une combinaison d'action donnée.

**Tableau I.2 :** Combinaison d'action dans le cas d'un bâtiment courant :

Action prise en compte dans les combinaisons		Combinaison d'actions
Combinaison de base	G , Q <sub>B</sub>	1.35G+1.5Q <sub>B</sub> G+1.5Q <sub>B</sub>
Vent	G , Q <sub>B</sub> , W	1.35G+1.5Q <sub>B</sub> +1.2W G+1.5Q <sub>B</sub> +1.2W
		1.35G+1.5W+1.2Q <sub>B</sub> G+1.5W+1.2Q <sub>B</sub>
Neige	G, Q <sub>B</sub> , S <sub>n</sub>	1.35G+1.5Q <sub>B</sub> +1.2S <sub>n</sub> G+1.5Q <sub>B</sub> +1.2S <sub>n</sub>
		1.35G+1.5S <sub>n</sub> +1.2Q <sub>B</sub> G+1.5S <sub>n</sub> +1.2Q <sub>B</sub>
Séisme	G, Q <sub>B</sub> , E	G+E+γ <sub>QB</sub> .Q <sub>B</sub>

**3- Conclusion :**

Le premier chapitre s'est consacré en une présentation de la structure étudiée dans le présent mémoire ; en effet, nous avons passé en revue, la structure, sa conception, sa typologie, le système constructif, ainsi que les matériaux de construction la composant, ce choix est subordonné par des notions théoriques reposant sur la bibliographie internationale.

Le chapitre deux abordera l'essentiel de notre travail, à savoir ; l'étude proprement dite de l'immeuble par une étude de prédimensionnement de cette dernière.

## **Chapitre II**

---

### **PRE-DIMENTIONEMENT**

## 1- Introduction :

Le présent chapitre est les éléments de la structure suivant :

L'objectif de ce chapitre est de démontrer le calcul du prédimensionnement des éléments structuraux du bâtiment (poutre, plancher, voile ,...etc.) ; en reposant sur les calculs théoriques suivant les réglementations imposés dans le domaine de la construction.

## 2- Les règlements des prédimensionnements des éléments résistants :

L'étude s'est basée sur les règlements de construction algériens à savoirs : RPA99, BAEL91, DTRB.2.2.

### 2-1- Prédimensionnement des poutres :

En construction, les poutres doivent avoir des sections régulières soit rectangulaires ou carrées. Ces sections sont obtenues en satisfaisant aux conditions suivantes.

- Critère de rigidité.
- Condition du R.P.A 99.

La hauteur des poutres est déterminée par :  $L/15 < h_p < L/10$

Dont  $\left\{ \begin{array}{l} h_p : \text{la hauteur de la poutre} \end{array} \right.$

$L$  : la portée maximale de la poutre (entre axe d'appuis).

D'après le RPA99/version 2003 ; les poutres doivent respecter

Les dimensions suivantes :

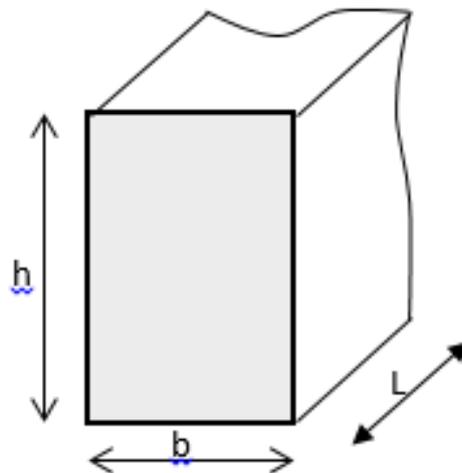


Figure 2.1: Section transversale d'une poutre

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

- Les poutres extrémités :

a- Hauteur de la poutre

$$L_{\max} = 620 \text{cm} \implies 620/15 < h_p < 620/10$$

$$\implies 41.33 \text{cm} < h_p < 62 \text{cm}$$

$$\implies \text{on prend : } \underline{h_p = 50 \text{ cm}}$$

b- Largeur de la poutre

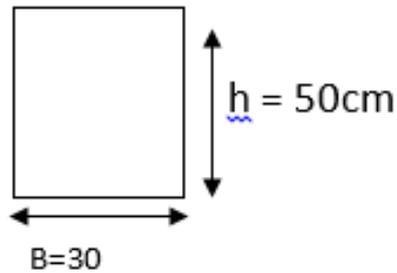
$$0,4h_p < b < 0,8h_p \implies 0,4 \times 50 < b < 0,8 \times 50$$

$$\implies 20 < b < 40 \text{cm}$$

$$\implies \text{on prend : } \underline{b = 30 \text{ cm}}$$

c- Vérification :

$$\left\{ \begin{array}{ll} h = 50 > 30 \text{cm} & \text{vérifiée} \\ b = 30 > 20 \text{cm} & \text{vérifiée} \\ h/b = 1.66 < 4 & \text{vérifiée} \end{array} \right.$$



**Figure 2.2:** dimension de la poutre de l'extrémité

La section adoptée pour la poutre principale est **(50x30) cm<sup>2</sup>**

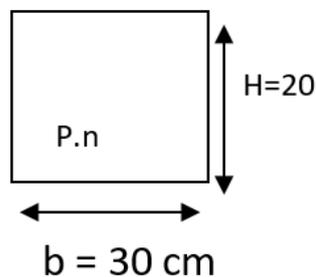
- **Les poutres noyées :**

a- Hauteur de la poutre

⇒ on prend: **h = 20cm**

b- Largeur de la poutre

⇒ On prend : **b = 30cm**



**Figure 2.3:** dimension de la poutre noyée

- Calcul du poids total des poutres :

Poutre extrémité  $W = 25 \times 0.50 \times 0.30 = 3.75\text{KN/ml}$

Poutre noyée  $W = 25 \times 0.30 \times 0.20 = 1.5\text{KN/ml}$

**2-2- Pré dimensionnement des planchers :**

La totalité des planchers sont en dalle pleine, les dalles sont calculées panneau par panneau, en générale, ces panneaux de dalle sont appuyés sur 4,3 ou 2 appuis ;

Le plancher est considéré comme étant infiniment rigide horizontalement, et l'épaisseur des dalles dépend aussi bien des conditions d'utilisation que des vérifications de résistance.

- Condition de résistance à la flexion (BAEL) :

Pour le calcul des dalles pleines, on présente (02) cas :

- 1<sup>er</sup> cas :

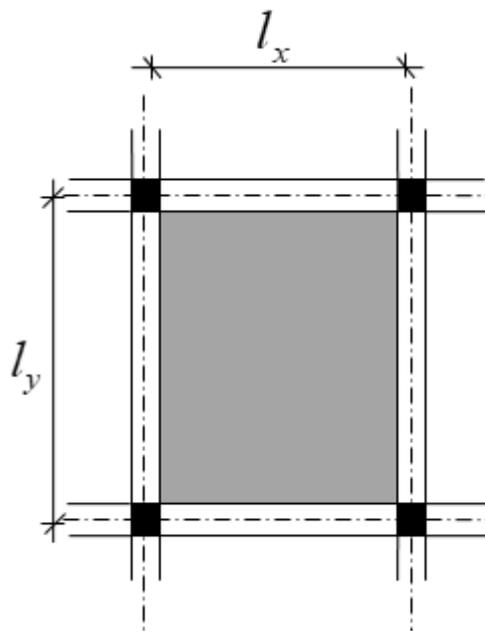
Dalle ne porte que dans un seul sens si :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} \leq 0,4$$

- 2<sup>eme</sup> cas :

Dalle porte suivant deux sens si :

$$0,4 \leq \rho = \frac{L_x}{L_y} \leq 1$$



**Figure 2.4:** dimension d'un des panneaux de dalle

Avec :

$L_x$  = La plus petite portée des Poutres secondaire = 415cm

$L_y$  = La plus grande portée de la poutre principale = 620cm

- Vérification si la dalle porte dans un seul sens :

$$L_x = 4.15\text{m} \quad L_y = 6,20\text{m} \quad \Rightarrow 0,4 \leq \rho = 0.66 \leq 1$$

Donc la dalle porte suivant les deux sens

⇒ La dalle porte suivant les deux directions

$$h_d = \left(\frac{1}{50}; \frac{1}{40}\right) l_x$$

$$\Rightarrow h_d = (8.30 ; 10.37)$$

$$\Rightarrow h_d = 10 \text{ cm}$$

- Condition d'isolation acoustique :

- Contre les bruits aériens ;  $2500 \cdot h_d \geq 350 \text{kg/m}^2 \Rightarrow h_d = 14 \text{cm}$  ;

- Contre les bruits impacts ;  $2500 \cdot h_d \geq 400 \text{kg/m}^2 \Rightarrow h_d = 16 \text{cm}$ .

- Condition de sécurité en matière d'incendie :

- $h_d = 7 \text{cm}$  pour 1 heure de coupe de feu.

- $h_d = 11 \text{cm}$  pour 2 heures de coupe de feu.

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

Vérification :

Pour satisfaire les différentes conditions précédentes, on adopte une épaisseur de la dalle pleine :  **$h_d = 20 \text{cm}$** .

### **2-3- Descente de charges :**

Pour le calcul de descente des charges, on prend :

**G** : Charges permanentes.

**Q** : Charges d'exploitations.

**2-3-1- Plancher terrasse inaccessible :**

La terrasse inaccessible est au niveau 13eme étages, elle est réalisée en dalle pleine surmontée de plusieurs couches de protection en forme de pente facilitant l'évacuation des eaux pluviale.

a- Calcul de la forme de pente :

$$\text{tg}\alpha = h/L = P = 0.010 \Rightarrow h = l \times \text{tg}\alpha = 2852 \times 0.010 = 28.52 \text{ cm}$$

$$h' \text{ moy} = (h/2) = 28.52 / 2 = 14.26 \text{ cm}$$

$$h' \text{ moy} = h' \text{ moy} + 5 \text{ cm} = 19.26 \text{ cm} \quad \text{On prend } h \text{ moyenne} = 19.26 \text{ cm}$$

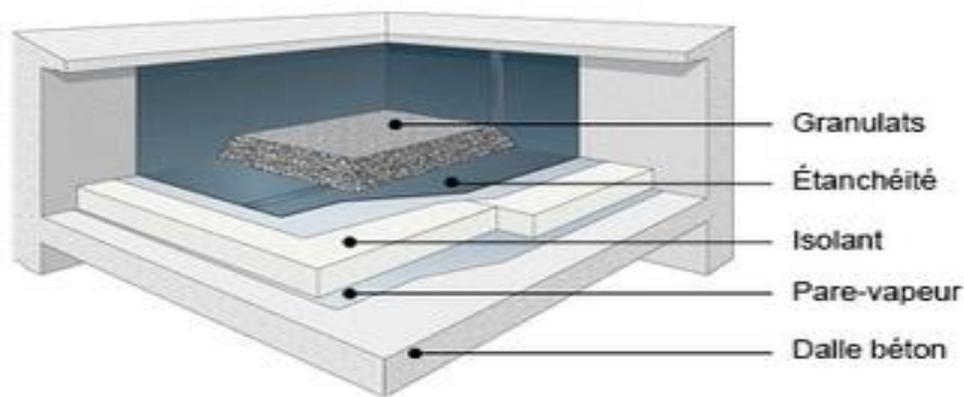


Figure 2.5: Coupe d'un plancher terrasse inaccessible

Tableau 2.1 charge permanente de plancher terrasse inaccessible

Plancher	G (KN/m <sup>2</sup> )
1. Gravier roulé de protection.....0.04 x 20 kN/m <sup>3</sup> .	0,80
2. Etanchéité multicouche ..... (2 cm).	0,12
3. Forme de pente en béton... (h <sub>moy</sub> =0,1926 cm) 0.1926x22kN/m <sup>3</sup>	4.23
4. Isolation thermique en liège (4cm)	0,10
5. Dalle pleine en béton armé (e=20cm) ...25x0.20	5.00
6. - Enduit en plâtre ...(1cm) x (1kN/m <sup>3</sup> )	0,1
	<b>G<sub>t</sub> = 10.35</b>

**b- Surcharge d'exploitation :**

- Terrasse inaccessible  $\Rightarrow Q = 1 \text{ kN/m}^2$ .

**2-3-2- Planchers étages courants**

Comme déjà précité, les plancher courants sont tous réalisé en dalle pleine :

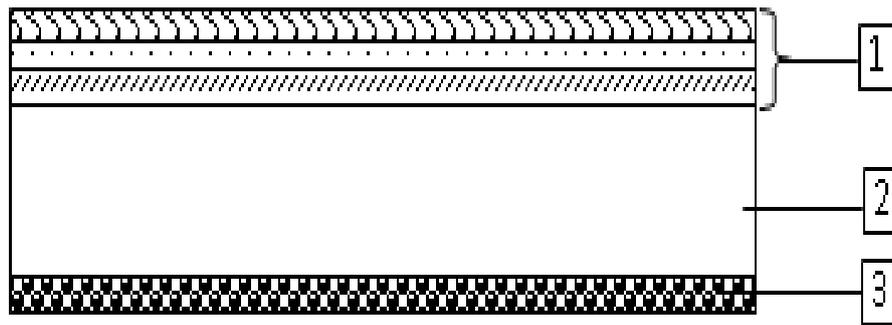


Figure 2.6 : Coupe transversale d'un plancher étage courant

Tableau 2.2 : charge permanente de plancher étage courant

Plancher	G (KN/m <sup>2</sup> )
1. dalle de sol + mortier de pose	0,44
2. Dalle pleine en béton armé (e=20cm) ...25×0.20	5,00
3. Enduit en platre.... (1cm) x(1kN/m <sup>3</sup> )	0,1
4. Cloisons légères.....	0,75
	<b>G<sub>e</sub> =6.29</b>

Surcharge d'exploitation :

On prend générale les charges d'exploitation pour les autres étages courants à usage d'habitation  $Q=1.5 \text{ KN/m}^2$

**2-3-2- Plancher bas du RDC(locaux) et mezzanine :**

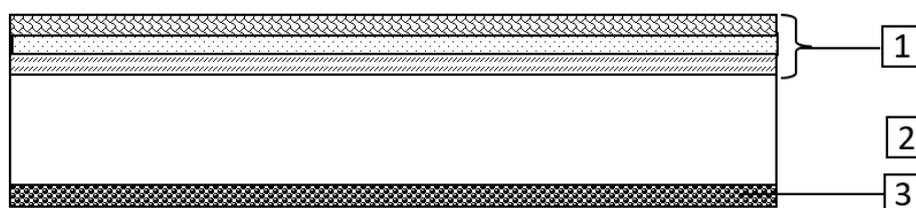


Figure 2.7 : Coupe transversale du plancher RDC/ mezzanine

**Tableau 2.3** : charge permanente de plancher RDC / mezzanine

Plancher	G (KN/m <sup>2</sup> )
1. 1-dalle de sol + mortier de pose .....	0,44
2. 2-Dalle pleine en béton armé (e=20cm) ...25×0.20	5,00
3. Enduit en plâtre .... (1cm) x(1kN/m <sup>3</sup> ).....	0,1
4. 4-Cloisons légères	0,75
	<b>G<sub>e</sub> =6.29</b>

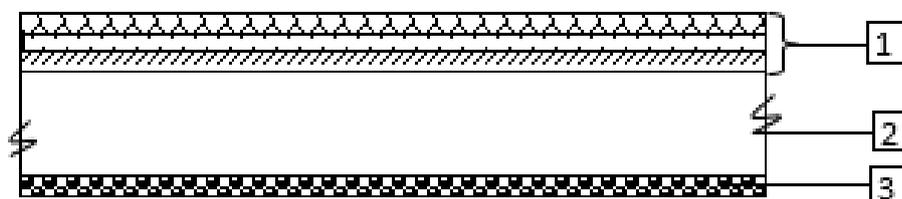
Surcharge d’exploitation :

On prend générale les charges d’exploitation pour les autres étages comme le RDC et la mezzanine qui sont considérés comme des niveaux commerciaux, les valeurs suivantes :

Plancher bas du RDC (Commerce) Q = 5 KN/m<sup>2</sup>

Plancher bas de mezzanine (Commerce) Q = 5kN/m<sup>2</sup>

**2-3-3- Plancher Sous-sol (dalle pleine) :**



**Figure 2.8** : Coupe transversale du plancher sous-sol

Tableau 2.4 : charge permanente du sous-sol

Plancher	G (KN/m <sup>2</sup> )
1. 1-charpe en beton (e=4cm).....20*0.4	0.8
2. 2-Dalle pleine en béton armé (e=20cm) ...25×0.20	5.00
	<b>G<sub>e</sub> =5.8</b>

Surcharge d'exploitation :

On prend générale les charges d'exploitation pour les autres plancher sous-sol  $Q = 2.5\text{kN/m}^2$

**2-4- Pré dimensionnement des voiles :**

Pré - dimensionnement des murs en béton armé justifiés par l'article 7.7.1 du **RPA99**(version 2003) qui servent d'une part à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et vent) et d'autre part de reprendre les efforts verticaux qu'ils transmettent aux fondations ;

- ✓ Les charges verticales : charges permanentes et surcharges.
- ✓ Les actions horizontales : effet de séisme et du vent.

D'après le **RPA.99**version 2003 article7.7.1« les éléments satisfaisants la condition ( $L \geq 4a$ ) sont considérés comme des voiles, contrairement aux éléments linéaires.

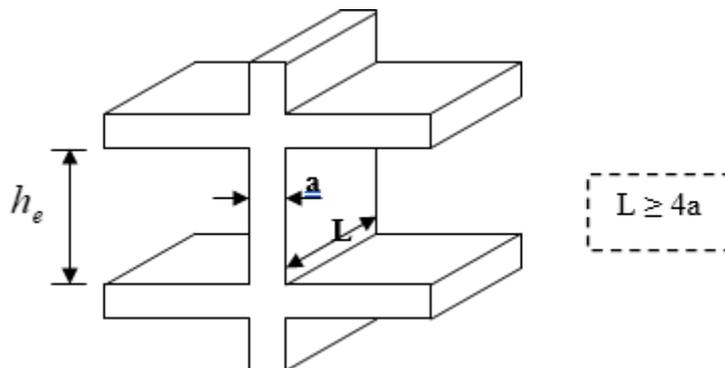


Figure 2.9 : Coupe sur voile en élévation

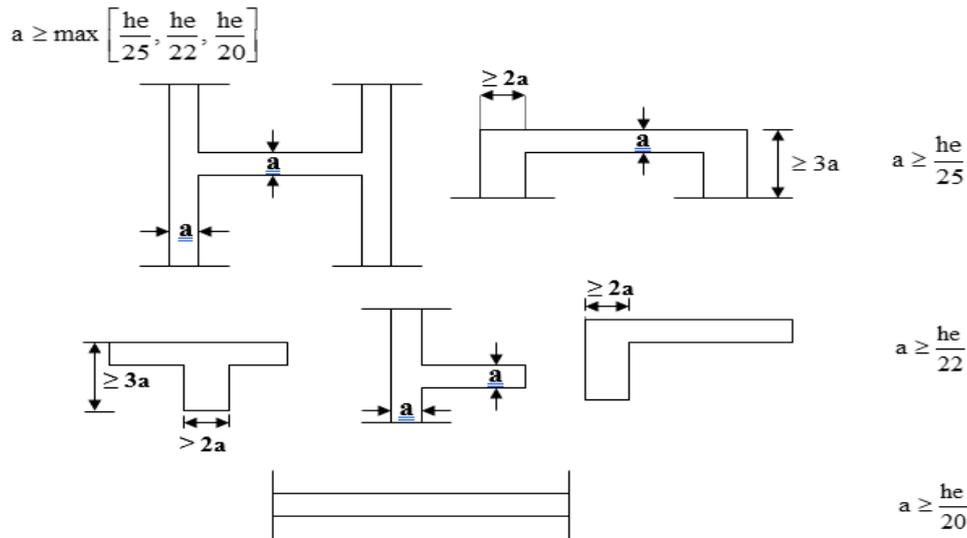


Figure 2.10 : Vue en plan des voiles

Avec :

**L** : porté du voile.

**a** : épaisseur du voile.

D'après l'article 7.7.1 ; **RPA99** (version2003) « l'épaisseur minimale est de 15 cm », de plus l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage  $h_e$  et des conditions de rigidité aux extrémités comme indiquée sur la figure (II.12)

**2-4-1- Voile de contreventement :**

$$a \geq h_e / 20$$

$$h_e = h - h_{p_s} = 306 - 20 = 286cm.$$

Avec :

**h<sub>e</sub>** : Hauteur libre d'étage.

**h<sub>p</sub>** : Hauteur de la poutre.

$$a \geq \frac{h_e}{20} \Rightarrow a \geq \frac{286}{20} = 14.3 \text{ cm.} \quad \Longrightarrow \quad a = 20 \text{ on prend } a=30$$

**2-4-2- Voile périphérique du sous- sol :**

$$a \geq \frac{h_e}{25} \Rightarrow a \geq \frac{347-20}{25} = 13.08 \text{ cm.} \quad \Longrightarrow \quad a= 30 \text{ cm}$$

$e \geq \max (15; 14.3; 13.08.)$ .....Donc on prend  $e=30 \text{ cm}$

Vérification de la largeur :

Les éléments satisfaisant à la Condition suivante seuls considéré comme étant des Voiles.

$L_{min} > 4a$ .

Dans le cas où il y aura des bouts de voile la longueur min sera

$L_{min} > 4 \times 30 = 120 [cm]$

### **3- Conclusion :**

Nous avons vu dans ce chapitre un prédimensionnement des éléments de support composant principalement la structure porteuse.

Le chapitre suivant sera consacré à l'étude des planchers le plus défavorable du bâtiment étant donnée qu'il est le plus sollicité, une présentation des calculs sera détaillée dans le chapitre.

## **Chapitre III**

---

# **ETUDE DES PLANCHERS**

## 1- Introduction :

Ce chapitre est considéré comme chapitre purement empirique car il présente un modèle de plancher choisit dans le bâtiment considéré comme le plus défavorable, dont le ferrailage de ce dernier sera calculé.

## 2- Etude du plancher :

Les planchers sont des éléments horizontaux d'une construction dont la largeur est nettement supérieure à l'épaisseur. Ils s'appuient sur les éléments porteurs (poutres, murs porteurs...) et ils sont considérés comme des éléments infiniment rigides horizontalement (éléments indéformables). Le cas choisit dans cette étude est un plancher du RDC et la mezzanine réalisée en dalle pleine d'une épaisseur de 20cm contenant des poutres noyées reposant sur des murs voiles.

### 2-1- Méthode de calcul :

La méthode de calcul dépend du rapport :

$$\rho = \frac{l_x}{l_y}$$

- Pour  $\rho < 0,4$  ; la dalle porte dans un seul sens.
- Pour  $0,4 \leq \rho \leq 1$  ; la dalle porte suivant deux directions.

Les dalles de la structure portent suivant deux directions (voir chapitre 2 )  $\Rightarrow$  le calcul se fait en flexion simple.

- Le principe de calcul est basé sur les points suivants :

La dalle est considérée comme reposant sur 4 côtés ;

Considérons 2 bandes :

- Une bande suivant le sens x de longueur  $l_x$  et de largeur 1m
- Une bande suivant le sens y de longueur  $l_y$  et de largeur 1m

Constatations :

Sous l'effet de la charge :

- Chaque bande se déforme

- Chaque bande dans un sens et soulagée par u- ne série de bande élastique dans le deuxième sens ;
- Les lignes de ruptures déterminées par essai de chargement figurent en traits interrompus (voir Fig.3.1).

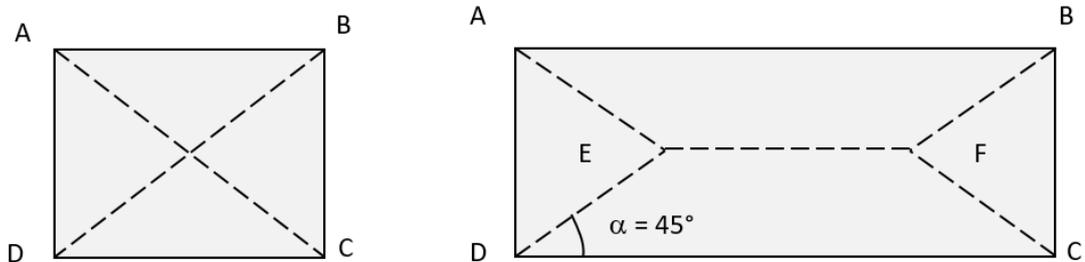


Figure 3.1 : Les lignes de rupture déterminées Par essai de chargement

Où :

- a Panneau de dalle de forme carrée
- b Panneau de dalle de forme rectangulaire

Résultats :

- Deux moments fléchissant agissent est sont évalués forfaitairement ;
- Les aciers sont porteurs dans les 2 sens.

Le diamètre des armatures à utiliser sera au plus égal au dixième de l'épaisseur de la dalle.

[A.7.2,2 BAEL 91].

$$\phi_{\max} \leq \frac{h_d}{10} \text{ Avec : } h_d = 20\text{cm}$$

$$\phi_{\max} \leq \frac{20}{10} = 2\text{cm}$$

on prendra  $\implies \phi = 10\text{mm}$ .

Calcul de l'enrobage : [ A.7.1/ BAEL 91].

La fissuration est considérée comme peu nuisible  $\implies a = 1 \text{ cm}$ .

$$\begin{cases} C_x = a + \frac{\phi}{2} \\ C_y = a + \phi + \frac{\phi}{2} \end{cases} \implies \begin{cases} C_x = (10 + \frac{10}{2})\text{mm} = 15\text{mm} \\ C_y = (10 + 10 + \frac{10}{2})\text{mm} = 25\text{mm} \end{cases}$$

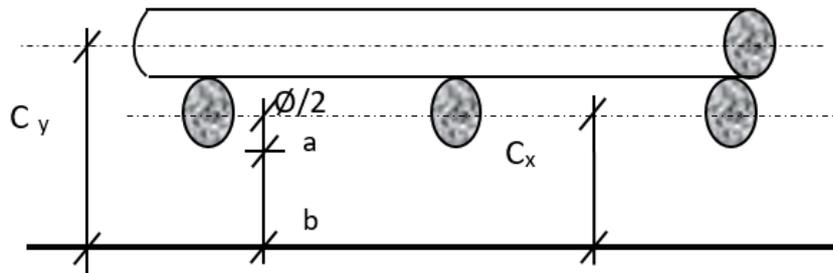


Figure 3.2 : enrobage du ferrillage de la dalle

### 2-1-1- le calcul de la dalle RDC/mezzanine

Nous avons opté pour RDC et mezzanine pour tout l'étude dans ce travail.

#### - Les hauteurs utiles :

$$d_x = h_d - C_x = 20 - 1,5 = 18.5\text{cm}$$

$$d_y = h_d - C_y = 20 - 2,5 = 17.5\text{cm}$$

#### - Évaluation des charges et combinaisons fondamentales :

D'après la descente de charge effectuée dans le chapitre (II) ; on a :

$$\begin{cases} G = 6.29\text{KN/m}^2, \\ Q = 5 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

#### - Combinaison fondamentale :

#### - État limite ultime (E .L.U) :

$$Q_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$Q_u = 1.35 \times 6.29 + 1.5 \times 5 = 15.99\text{KN/m}^2$$

Pour une bande de 1m de largeur :

$$q_u = \bar{q}_u \times 1.00 = 15.99\text{kN/m}_l.$$

#### - Etat limite de service (E.L.S) :

$$q_{\text{ser}} = G + Q$$

$$q_{\text{ser}} = 6.29 + 5 = 11.29\text{kN/m}^2$$

Pour une bande de 1m de largeur :

$$q_{ser} = q_{ser}^{-} \times 1.00 = 11.29 \text{ KN/ml.}$$

- **Calcul des sollicitations :**

- État limite ultime (E.L.U) :

$$\begin{cases} M_x^u = \mu_x^u \times \bar{q}_u \times l_x^2 & \text{Suivant la direction } L_x ; \\ M_y^u = \mu_y^u \times M_x^u & \text{Suivant la direction } L_y. \end{cases}$$

- État limite de service (E.L.S) :

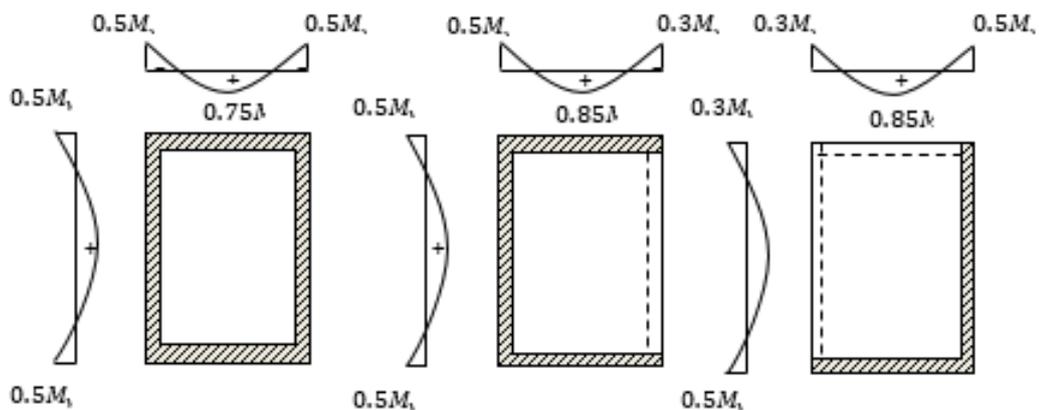
$$\begin{cases} M_x^{ser} = \mu_x^{ser} \times \bar{q}_{ser} \times l_x^2 & \text{Suivant la direction } L_x ; \\ M_y^{ser} = \mu_y^{ser} \times M_x^{ser} & \text{Suivant la direction } L_y. \end{cases}$$

Avec :  $\mu_x$  et  $\mu_y = f(\rho, \nu)$

- Coefficient de poisson :

$$\begin{cases} \nu = 0 \Rightarrow \text{Etats limites ultimes (béton fissuré)} \\ \nu = 0.2 \Rightarrow \text{Etats limites service (béton non fissuré)}. \end{cases}$$

- **Mode d'encastrement :**



**Figure 3.3 :** Schéma représentatif des différents types de panneaux de dalle avec diagramme des moments fléchissant.

- **Calcul des moments fléchissant :**

Le panneau porte dans deux sens  $l_x$  et  $l_y$

Au centre de la dalle, pour une bande de largeur unité :

$$\begin{cases} M_x = \mu_x \times q l_x^2 \text{ « sens } l_x \text{ » (bande parallèle à } l_x) \\ M_y = \mu_y \times M_x \text{ « sens } l_y \text{ » (bande parallèle à } l_y) \end{cases}$$

Le panneau le plus sollicitée c'est le panneau :

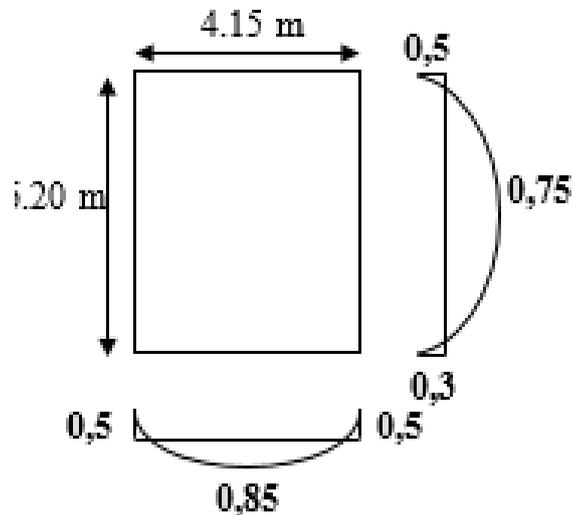


Figure 3.4 : Le panneau le plus sollicitée

$L_x = 4.15\text{ m}$  ;  $L_y = 6.20\text{ m}$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4.15}{6.20} = 0.66 > 0.4 \rightarrow \text{la dalle porte suivant deux sens}$$

Tableau 3.1 : Valeur approchée des coefficients  $\mu_x$  et  $\mu_y$

Calculs	$\mu_x$	$\mu_y$
à l'E.L. U	0.0737	0,3753
à l'E.L. S	0,0792	0,5351

- Etat limite ultime (E L U) :

$$M_{xu} = \mu_x \times q_u \times l_x^2 = 0.0737 \times 15.99 \times 4.15^2 = 20.29 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{yu} = \mu_y \times M_{xu} = 0.3753 \times 20.29 = 7.614 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

- **Etat limite de service (E L S) :**

$$M_{xs} = \mu_x \times q_s \times l_x^2 = 0.0792 \times 11.29 \times 4.15^2 = 15.39 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{ys} = \mu_y \times M_{xs} = 0.5351 \times 15.39 = 8.235 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

- **Remarque :**

Pour les calculs des ferrillages de la dalle pleine, on prendre le cas le plus défavorable.

❖ **ELU :**

$$\begin{cases} M_t = 0.75 \times M_x = 0.75 \times 20.29 = 15.217 \text{ KN} \cdot \text{m} \\ M_t = 0.85 \times M_y = 0.85 \times 7.614 = 6.471 \text{ KN} \cdot \text{m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{ai1} = 0.5 \times M_x = 0.5 \times 20.29 = 10.145 \text{ KN} \cdot \text{m} \\ M_{ar} = 0.3 \times M_y = 0.3 \times 7.614 = 2.284 \text{ KN} \cdot \text{m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{ai2} = 0.5 \times M_x = 0.5 \times 20.29 = 10.145 \text{ KN} \cdot \text{m} \\ M_{ai} = 0.5 \times M_y = 0.5 \times 7.614 = 3.807 \text{ KN} \cdot \text{m} \end{cases}$$

❖ **ELS :**

$$\begin{cases} M_t = 0.75 \times M_x = 0.75 \times 15.39 = 11.54 \text{ KN} \cdot \text{m} \\ M_t = 0.85 \times M_y = 0.85 \times 8.235 = 6.999 \text{ KN} \cdot \text{m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{ai1} = 0.5 \times M_x = 0.5 \times 15.39 = 7.695 \text{ KN} \cdot \text{m} \\ M_{ar} = 0.3 \times M_y = 0.3 \times 8.235 = 2.470 \text{ KN} \cdot \text{m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{ai2} = 0.5 \times M_x = 0.5 \times 15.39 = 7.695 \text{ KN} \cdot \text{m} \\ M_{ai} = 0.5 \times M_y = 0.5 \times 8.235 = 4.117 \text{ KN} \cdot \text{m} \end{cases}$$

**Tableau 3.2 :** Tableau récapitulatif des sollicitations maximales

Moments \ Sens	SENS X-X		SENS Y-Y	
	E.L.U	E.L.S	E.L.U	E.L.S
$M_a$ (KN .m)	10.145	7.695	3.807	4.117
$M_t$ (KN .m)	15.217	11.54	6.471	6.999

**2-1-2- Calcul du ferrailage de la dalle pleine :**

Suivant le sens (X-X) :

**a) En travée :**

- **ELU :**

✓ **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\mu = \frac{M_{tx}^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{15217}{17 \times (18.5)^2 \times 100} = 0.0261$$

$$\text{FeE400} \Rightarrow \mu_1 = 0,392$$

$$\mu = 0.0261 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas et } 1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_l$$

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

$$\Rightarrow \alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.03 \Rightarrow \beta = 1 - 0,4 \times \alpha = 0.988$$

- Détermination des armatures :

$$A_{tx}^u = \frac{M_{tx}^u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d_x} = \frac{15217}{348 \times 0.988 \times 18.5} = 2.39 \text{ cm}^2 / m_L$$

Calcul des armatures minimales (condition de non fragilité):

Dalle qui porte suivant 2 sens (barres à haute adhérence de classe FeE400)

**- Condition de non fragilité : [A. B.7.4 BAEL91]**

$$\Rightarrow A_{\min} = 0,0008 \times 100 \times 18.5 = 1,48 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A = \max(2.39; 1,48) \Rightarrow A = 2.39 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

- **Choix des armatures :**

$$\mathbf{4T14 / ml \rightarrow A = 6.16 \text{ cm}^2 / \text{ml}}$$

$$M_{tx}^{ser} = 11.54 \text{ KN.m}$$

- Flexion simple
  - Section rectangulaire sans
  - Acier FeE400
- $$A' \Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28}$$

Avec :

$$\gamma = \frac{M_{tx}^u}{M_{tx}^{ser}} = \frac{15.217}{11.54} = 1.31$$

$$\frac{1.31-1}{2} + \frac{30}{100} = 0.455 > \alpha = 0.03$$

$$\Rightarrow \sigma_b = 17 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 18 \text{ MPa}$$

- Résultats :

- ✓  $\sigma_b < \bar{\sigma}_b = 18 \text{ MPa}$
  - ✓ Fissuration peu nuisible
- $$\Rightarrow \text{les armatures calculées à E.L.U seront maintenues.}$$

(Aucune vérification pour  $(\sigma_s)$ )

- **En appuis :**

- **ELU :**

- **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\mu = \frac{M_{ax}^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{10145}{17 \times (18.5)^2 \times 100} = 0.017$$

$$\mu = 0.023 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas et } 1000 s > 1000 \epsilon_1$$

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

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \mu}) = 0.021$$

$$\beta = 1 - 0,4 \alpha = 0.991$$

- **Détermination des armatures :**

$$A_{ax}^u = \frac{M_{ax}^u}{\sigma_s \times \beta \times d_x} = \frac{10145}{348 \times 0.988 \times 18,5} = 1.59 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Calcul des armatures minimales (condition de non fragilité):

Dalle qui porte suivant 2 sens (barres à haute adhérence de classe FeE400) ;

- **Condition de non fragilité :**

$$\Rightarrow A_{\min} = 0,0008 \times 100 \times 18,5 = 1,48 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_a = \max(1.59; 1,48) = 1,59 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- **Choix des armatures :**

$$4\text{T14/ml} \rightarrow A = 6.16 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- **E.L.S :**

$$M_{ax} = 7.695 \text{ kN.m}$$

- Flexion simple
  - Section rectangulaire sans  $\Delta$
  - Acier FeE400
- $$\left. \begin{array}{l} \bullet \text{ Flexion simple} \\ \bullet \text{ Section rectangulaire sans } \Delta \end{array} \right\} \Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28}$$

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_{ax}^u}{M_{ax}^{ser}} = \frac{10145}{7695} = 1.31$$

$$\frac{1.31-1}{2} + \frac{30}{100} = 0.455 > \alpha = 0,021$$

$$\Rightarrow \sigma_b = 17 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 18 \text{ MPa}$$

- Résultats :

- ✓  $\sigma_b < \overline{\sigma_b} = 18\text{MPa}$
  - ✓ Fissuration peu nuisible
- }  $\Rightarrow$  les armatures calculées à E.L.U seront maintenues.

(Aucune vérification pour  $(\sigma_s)$ )

- **Suivant le sens (Y-Y) :**

**a) En travée :**

- Sens-Y-Y :

En travée :

- ELU :  $M_{ty}^u = 6.471\text{kn.m}$

▪ Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_{ty}^u}{\sigma_b \times b \times d_y^2} = \frac{6471}{17 \times 100 \times (17.5)^2} = 0.012$$

$\mu = 0,012 < \mu_{AB} = 0,392 \Rightarrow A' \text{ N'existe pas}$

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348\text{MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,015$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,993$$

▪ Détermination des armatures :

$$A_{ty}^u = \frac{M_{ty}^u}{\sigma_s \times \beta \times d_y} = \frac{6471}{348 \times 0,993 \times 17,5} = 1.07 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Calcul des armatures minimales (condition de non fragilité):

Dalle qui porte suivant 2 sens (barres à haute adhérence de classe FeE400) ;

$$\Rightarrow A_{\min} = 0,0008 \times 100 \times 17,5 = 1,4 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_t = \text{Max} (1,07; 1,4) = 1,4 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- Choix des armatures :

$$(4T14)/\text{ml} \rightarrow A = 6,16 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- ELS :

$$\zeta M_{ty}^s = 6,999 \text{ kn.m}$$

Flexion simple

$$\left. \begin{array}{l} \bullet \text{ Section rectangulaire sans } A' \\ \bullet \text{ Acier FeE400} \end{array} \right\} \Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \overline{\sigma_b} = 0,6 \times f_{c28}$$

$$\bullet \text{ Avec : } \gamma = \frac{M_{ty}^u}{M_{ty}^s} = \frac{6,471}{6,999} = 0,92$$

$$\bullet \frac{0,92-1}{2} + \frac{30}{100} = 0,26 > \alpha = 0,015$$

- Résultats :

$$\left. \begin{array}{l} \bullet \sigma_b < \overline{\sigma_b} = 18 \text{ MPa} \\ \text{Fissuration peu nuisible} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Les armatures calculées en ELU sont maintenues}$$

(Aucune vérification pour  $\sigma_s$ )

**b) En appui :**

$$\checkmark \text{ ELU : } M_{ay}^u = 3,807 \text{ kn.m}$$

▪ Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\bullet \mu = \frac{M_{ay}^u}{\sigma_b \times b \times d_y^2} = \frac{3807}{17 \times 100 \times (17,5)^2} = 0,0073$$

$$\mu = 0,0073 < \mu_{AB} = 0,392 \Rightarrow A' \text{ N'existe pas}$$

$$1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,0045$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,998$$

- Détermination des armatures :

$$A_{ay}^u = \frac{M_{ay}^u}{\sigma_s \times \beta \times d_y} = \frac{3807}{348 \times 0,998 \times 17,5} = 0,62 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Calcul des armatures minimales (condition de non fragilité):

Dalle qui porte suivant 2 sens (barres à haute adhérence de classe FeE400) ;

$$\Rightarrow A_{\min} = 0,0008 \times 100 \times 17,5 = 1,4 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_t = \max(0,62; 1,4) = 1,4 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- **Choix des armatures :**

$$4\text{T14/ml} \rightarrow A = 6,16 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- ELS :

$$M_{ay}^s = 4,117 \text{ kn.m}$$

- Flexion simple
- Section rectangulaire sans }  $\Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28}$
- Acier FeE400
- Avec :  $\gamma = \frac{M_{ay}^u}{M_{ay}^s} = \frac{3,807}{4,117} = 0,92$
- $\frac{0,92 - 1}{2} + \frac{30}{100} = 0,26 > \alpha = 0,0089$

Conclusion :

- $\sigma_b < \bar{\sigma}_b = 18 \text{ MPa}$
  - Fissuration peu nuisible
- }  $\Rightarrow$  Les armatures calculées en ELU sont maintenues

(Aucune vérification pour  $\sigma_s$ )

**2-1-3- Vérification de l'effort tranchant :**

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d_x} < \bar{\tau}_u$$

Avec :

$\tau_u$ : contrainte tangente

$\bar{\tau}_u$ : contrainte tangente admissible.

$T_u^{\max}$ : effort tranchant max.

- **Calcul de  $T_u^{\max}$ :**

-  $T_u^{\max}$  est calculé par la formule suivante:

$$T_x^u = \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4}$$

$$T_y^u = \frac{q_u \times l_y}{2} \times \frac{l_x^4}{l_x^4 + l_y^4}$$

Le panneau le plus sollicité :

- **Plancher RDC :**

$$T_x^u = \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} = \frac{15.99 \times 4.15}{2} \times \frac{(6.2)^4}{(4.15)^4 + (6.2)^4} = 27.63 \text{ KN}$$

$$T_y^u = \frac{q_u \times l_y}{2} \times \frac{l_x^4}{l_x^4 + l_y^4} = \frac{15.99 \times 6.2}{2} \times \frac{(6.2)^4}{(4.15)^4 + (6.2)^4} = 41.282 \text{ KN}$$

Donc :  $T_u^{\max} = 41.282 \text{ kn}$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d_x} = \frac{41282}{100 \times 18.5 \times 100} = 0.223$$

$$\bar{\tau}_u = \min (0.05f_{c28}, 5\text{MPa}) = 1.5\text{MPa}$$

$$\tau_u = 0.223\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 1.5\text{MPa} \quad \left. \vphantom{\tau_u = 0.223\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 1.5\text{MPa}} \right\}$$

Il n'ya pas reprise de bétonnage

⇒ les armatures transversales ne sont pas nécessaires

**2-1-4- Vérification de la flèche :**

La vérification de la flèche n'est pas *nécessaire*.

$$\frac{h_d}{l_x} \geq \frac{M_{ax}^s}{20 \times M_x}$$

$$\rho = \frac{A}{b \times d_x} \leq \frac{2}{f_e} ; f_e \text{ en MPa}$$

On fait la vérification pour le panneau le plus défavorable :

$$\frac{h_d}{l_x} = \frac{20}{415} = 0.048$$

$$\frac{M_{ax}^s}{20 \times M_x^s} = \frac{7695}{20 \times 1539} = 0.25$$

Donc :  $\frac{h_d}{l_x} < \frac{M_{tx}}{20 \times M_x}$

- Puisque la 1<sup>ère</sup> condition n'est pas vérifiée ; on doit faire le calcul de la flèche.
- **Calcul de la flèche : (principe)**

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

$$f_{gv} = \frac{M_g \times l^2}{10E_v \times I_{f_{gv}}}$$

$$f_{ji} = \frac{M_j \times l^2}{10E_j \times I_{f_{ji}}}$$

$$f_{pi} = \frac{M_p \times l^2}{10E_i \times I_{f_{pi}}}$$

$$f_{gi} = \frac{M_g \times l^2}{10E_i \times I_{f_{gi}}}$$

avec:

$\Delta f_t$ : la flèche totale.

$f_{gv}$ : la flèche maximale due aux charges permanentes après mise en place des cloisons(g) sous charge de longue durée d'application.

$f_{ji}$ : la flèche maximale due aux charges permanentes avant mise en place des cloisons(j)

sous charge de longue durée d'application.

$f_{pi}$ : la flèche maximale due aux charges totales ( $P = G + Q$ ) sous charge de faible durée d'application.

$f_{gi}$ : la flèche maximale due aux charges permanentes après mise en place des cloisons (g) sous charge de faible durée d'application.

$M$  : le moment de flexion dans la section étudiée pour l'état de service considéré.

$L$  : la portée du panneau le plus défavorable.

$E_i$ : le module d'élasticité longitudinal pour les déformations instantanées.

$E_v$ : le module d'élasticité longitudinal pour les déformations différées

$$(E_v = \frac{1}{3} E_i).$$

$$I_i = \frac{1.1 I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu} : \text{Le moment d'inertie, fictif pour les déformations instantanées}$$

$$I_v = \frac{1.1 I_0}{1 + \lambda_v \cdot \mu} : \text{Le moment d'inertie, fictif pour les déformations différées}$$

$I_0$  : Le moment d'inertie de la section homogène (avec  $n=15$ ) ; par rapport à un passant par le C.D.G

**- Calcul de la flèche :**

$$\Delta f_t = (f_g^v - f_j^i) + (f_p^i - f_g^i) \leq \Delta f_{t_{max}}$$

**- Calcul des charges :**

**g**: charge permanente après mise en place des cloisons:

$$g = 629 \times 1.00 = 629 \text{ dan/ml}$$

**j**: charge permanente avant mise en place des cloisons:

$$j = (g - 75) \times 1.00 = (629 - 75) \times 1.00 = 554 \text{ dan/ml}$$

**P**: charge totale ( $p = G + Q$ ):

$$P = (629 + 500) \times 1.00 = 1129 \text{ dan/ml}$$

- Calcul des moments fléchissant :

$$M_{tg}^S = 0.85 \times M_{tx}^g = 0.85 \times \mu_x \times g \times l_x^2 = 0.85 \times 0.0737 \times 629 \times (4.15)^2 = 678.63 \text{ daN.m}$$

$$M_{tj}^S = 0.85 \times M_{tx}^j = 0.85 \times \mu_x \times j \times l_x^2 = 0.85 \times 0.0737 \times 554 \times (4.15)^2 = 597.71 \text{ daN.m}$$

$$M_{tp}^S = 0.85 \times M_{tx}^p = 0.85 \times \mu_x \times p \times l_x^2 = 0.85 \times 0.0737 \times 1129 \times (4.15)^2 = 1218.08 \text{ daN.m}$$

- Modules de déformations longitudinaux :

$$f_{c28} = 30 \text{ MPa}$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.4 \text{ MPa}$$

$$E_i = 11000 \times \sqrt[3]{f_{c28}} = 34179.55 \text{ mpa}$$

$$E_v = 3700 \times \sqrt[3]{f_{c28}} = 11496.76 \text{ mpa}$$

- Moment d'inertie de la section homogène :

$I_0$ : Moment d'inertie de la section homogène par rapport à un axe passant par son centre de gravité.

- Coordonnées du centre de gravité :

$$V_1 = \frac{\sum A_i \cdot Y_i}{\sum A_i}$$

$$V_1 = \frac{b \times h \times \frac{h}{2} + n \times A \times d}{b \times h + n \times A}$$

$$V_1 = \frac{100 \times 20 \times 10 + 15 \times 3.14 \times 18.5}{100 \times 20 + 15 \times 3.14} = 10.06 \text{ cm}$$

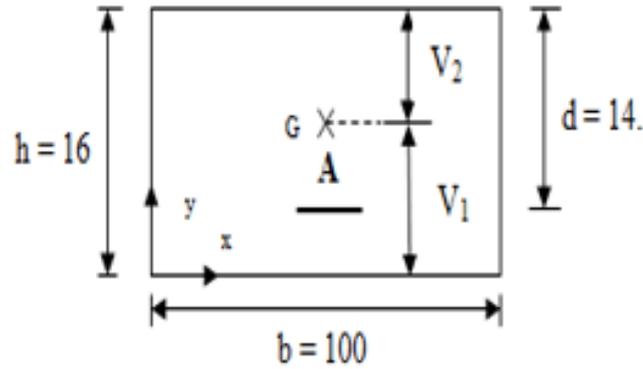


Figure 3.5 : Coordonnées du centre de gravité

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 10.06 = 9.94 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{b V_1^3}{3} + \frac{b_0 \cdot V_2^3}{3} + n \times A \times (V_2 - C)^2$$

$$I_0 = \frac{100 \times 10.06^3}{3} + \frac{100 \times 9.94^3}{3} + 15 \times 3.14 \times (9.94 - 1.5)^2 = 70028.96 \text{ cm}^4$$

- Calcul des contraintes d'acier suivant les sollicitations :

$$\sigma_s = \frac{M_t^{ser}}{A \cdot \beta_1 \cdot d}$$

$$\rho_1 = 100 \rho = 100 \cdot \frac{A}{b_0 \cdot d} = 100 \cdot \frac{3.14}{100 \times 18.5} = 0.169 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta_1 = 0.985$$

$$\sigma_s^g = \frac{M_{tg}^{ser}}{A \cdot \beta_1 \cdot d_x} = \frac{6786.3 \cdot 10^3}{3.14 \cdot 10^2 \times 0.985 \times 18.5 \cdot 10} = 118.6 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s^j = \frac{M_{ti}^{ser}}{A \cdot \beta_1 \cdot d_x} = \frac{5977.1 \cdot 10^3}{3.14 \cdot 10^2 \times 0.985 \times 18.5 \cdot 10} = 104.4 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s^P = \frac{M_{tp}^{ser}}{A \cdot \beta_1 \cdot d_x} = \frac{12180.8 \cdot 10^3}{3.14 \cdot 10^2 \times 0.985 \times 18.5 \cdot 10} = 212.8 \text{ MPa}$$

- Calcul du  $\mu_g$  :  $\mu_j$  et  $\mu_p$  :

$$\mu = 1 - \frac{1,75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_s + f_{t28}} \quad \text{avec} \quad f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1,75 \cdot 2.1}{4 \cdot 0.00218 \cdot 118.6} = 3.55$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1,75 \cdot 2.1}{4 \cdot 0.00218 \cdot 104.4} = 4.03$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1,75 \cdot 2.1}{4 \cdot 0.00218 \cdot 212.8} = 1.98$$

- Calcul des moments d'inertie fictifs ( $I_f$ ):

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

$$\lambda = \frac{0.05 \cdot 2.1}{5 \cdot 0.00169} = 12.426$$

$$\lambda f = \frac{2}{5} \cdot 12.426 = 4.97$$

$$I_{fg}^i = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu_g} = \frac{1,1 \times 3603230}{1 + (9.63 \times 0.16)} = 15599.62 \text{ cm}^4$$

$$I_{fj}^i = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \lambda_j \cdot \mu_j} = \frac{1,1 \times 3603230}{1 + (9.63 \times 0.21)} = 13114.359 \text{ cm}^4$$

$$I_{fp}^i = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \lambda_p \cdot \mu_p} = \frac{1,1 \times 3603230}{1 + (9.63 \times 0.07)} = 21523.38 \text{ cm}^4$$

- Calcul des flèches partielles :

$$f_g^v = \frac{M_{tg}^{ser} \cdot L^2}{10E_v \cdot I_{fg}^v} = \frac{4645.8 \times 470^2}{10 \times 10043 \times 15599.62} = 0.65 \text{ cm}$$

$$f_g^i = \frac{M_{tg}^{ser} \cdot L^2}{10E_i \cdot I_{fg}^i} = \frac{4625.8 \times 470^2}{10 \times 2985.9 \times 15599.62} = 0.19 \text{ cm}$$

$$f_j^i = \frac{M_{tj}^{ser} \cdot l^2}{10E_i \cdot I_{fj}^i} = \frac{4041.9 \times 470^2}{10 \times 2985.9 \times 13114.35} = 0.22 \text{ cm}$$

$$f_p^i = \frac{M_{tp}^s \cdot l^2}{10E_i \cdot I_{fp}^i} = \frac{6658.8 \times 470^2}{10 \times 2985.9 \times 21523.38} = 0.23 \text{ cm}$$

## - La flèche totale :

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

$$\Delta f_t = (0.65 - 0.22) + (0.23 - 0.19) = 0.47 \text{ cm}$$

## - La flèche admissible :

$$\Delta f_{t,\max} = \frac{l}{500} \Rightarrow \Delta f_{t,\max} = \frac{470}{500} = 0.94 \text{ cm}$$

## - Résultats :

$$\Delta f_i < \Delta f_{t,\max} \longrightarrow 0.47 \text{ cm} < 0.94 \text{ cm} \Rightarrow \text{la flèche est vérifiée}$$



Figure 3.6 : le ferrailage de la dalle

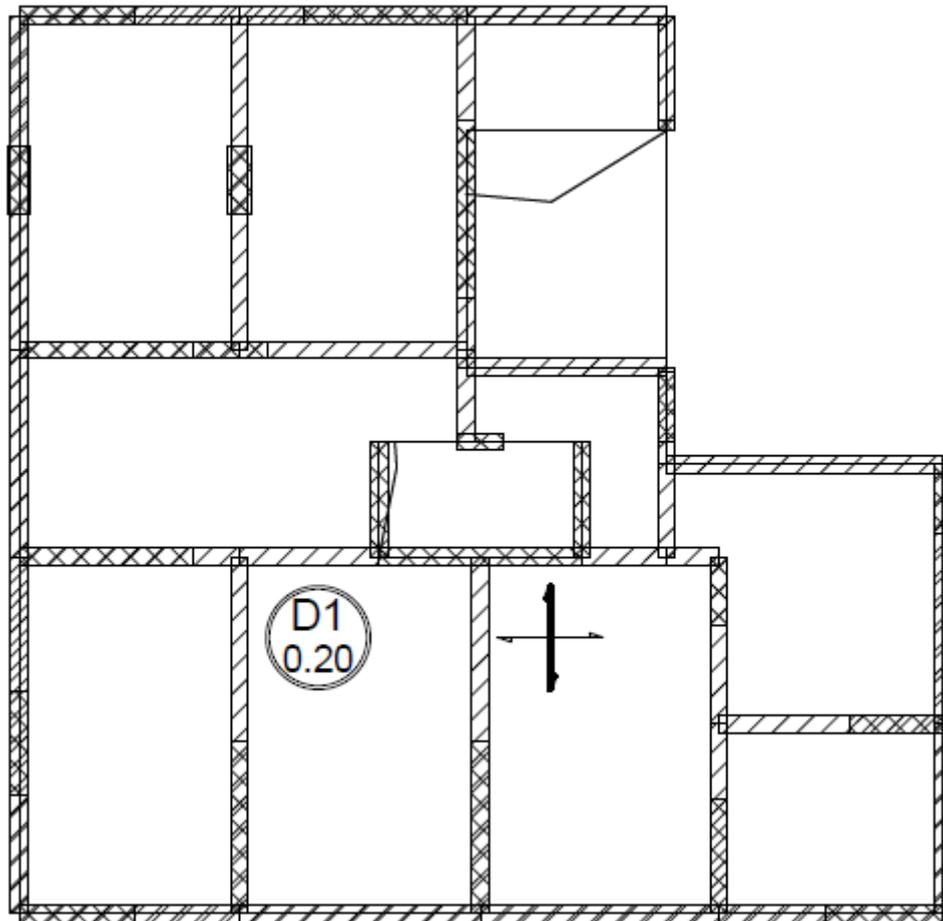


Figure 3.7 : coffrage de la dalle

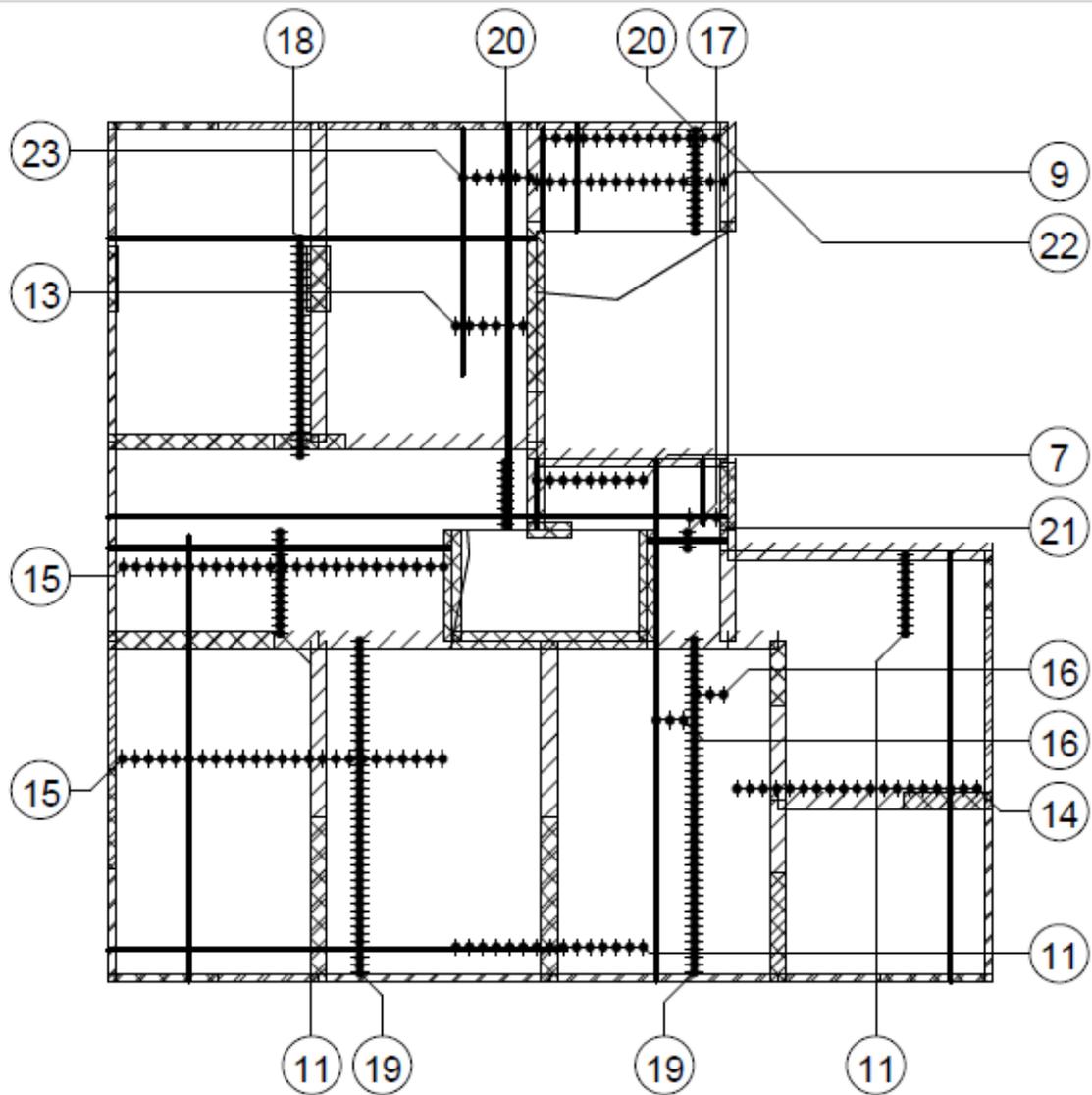


Figure 3.8: le dessin du ferrailage de la nappe inférieure

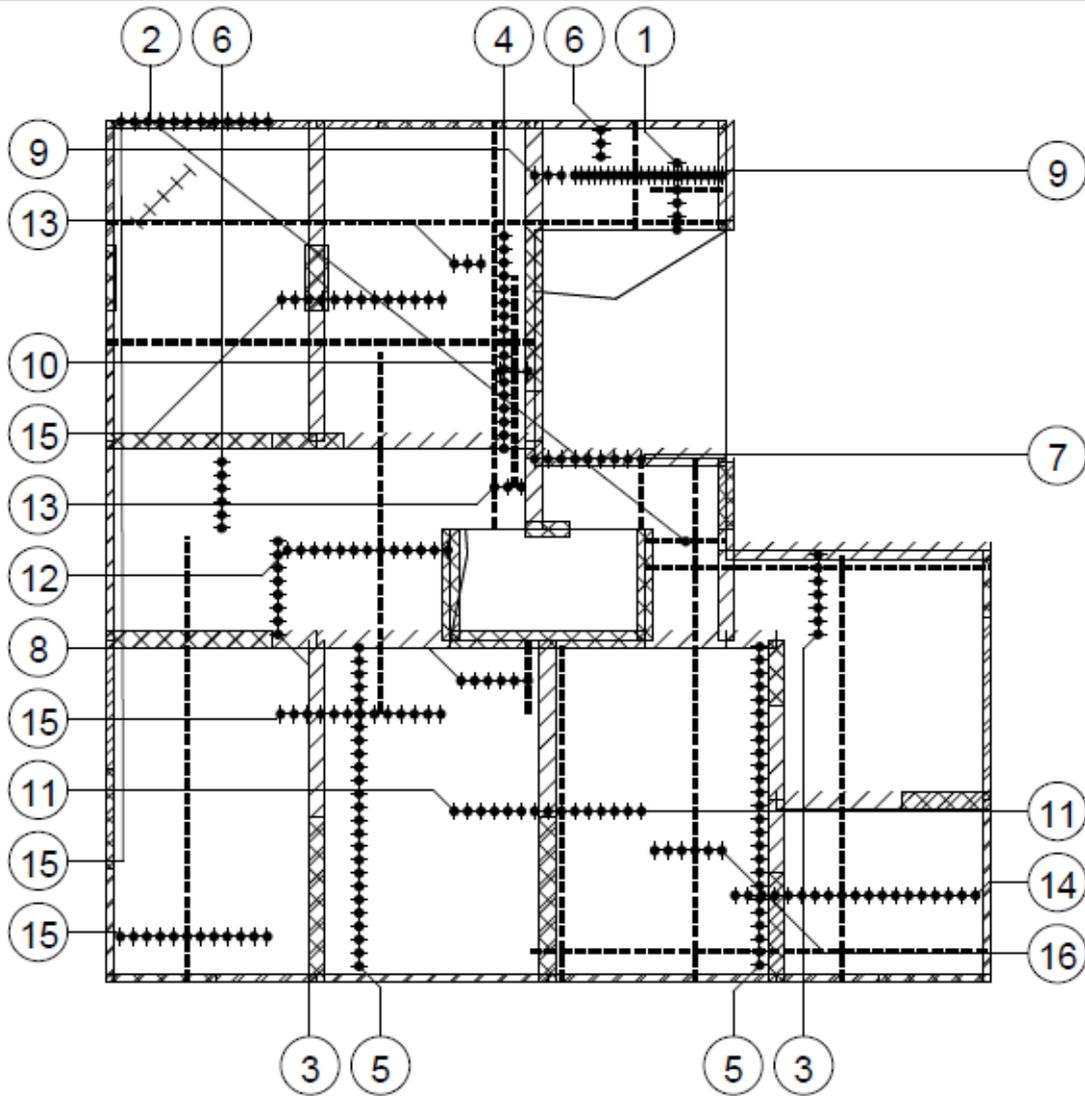


Figure 3.9 : le dessin du ferrailage de la nappe supérieure

Tableau 3.3 : le ferrailage tiré du ROBOT

Pos.	Armature	Code	Forme	Pos.	Armature	Code	Forme		
①	6HA 16	l=1.31	00	1.31	①9	88HA 14	l=8.19	00	8.19
②	1HA 16	l=1.39	00	1.39	②0	23HA 14	l=11.09	00	11.09
③	15HA 16	l=6.14	00	6.14	②1	3HA 14	l=1.16	00	1.16
④	17HA 16	l=7.64	00	7.64	②2	14HA 14	l=1.84	00	1.84
⑤	50HA 16	l=8.23	00	8.23	②3	6HA 14	l=4.46	00	4.46
⑥	14HA 16	l=11.09	00	11.09					
⑦	18HA 14	l=1.24	00	1.24					
⑧	6HA 14	l=1.28	00	1.28					
⑨	41HA 14	l=1.94	00	1.94					
⑩	3HA 14	l=3.81	00	3.81					
⑪	55HA 14	l=6.14	00	6.14					
⑫	13HA 14	l=6.52	00	6.52					
⑬	12HA 14	l=7.34	00	7.34					
⑭	38HA 14	l=7.74	00	7.74					
⑮	100HA 14	l=8.04	00	8.04					
⑯	12HA 14	l=9.44	00	9.44					
⑰	3HA 14	l=1.39	00	1.39					
⑱	23HA 14	l=7.64	00	7.64					

### 3- Conclusion :

Nous avons présenté le calcul du plancher du RDC avec mezzanine, nous l'avons considéré comme le plus défavorable puisqu'il est le plus étendu en terme de surface ainsi qu'il est le plus sollicité.

Le calcul résultant donne des valeurs nettement inférieures, pour des raisons de sécurité, nous avons augmenté le nombre d'aciers présents dans la dalle.

Le chapitre quatre présente une série de calculs des éléments non structurant influençant sur la réponse du bâtiment qui sont les escaliers, les balcons et les acrotères.

## **Chapitre IV**

---

### **Etude des éléments non structuraux**

## **1- Introduction :**

Le présent chapitre tout comme le précédent détaille le calcul des éléments non structuraux entrant dans la conception du bâtiment, et ne participent pas directement au contreventement. Ils peuvent être en maçonnerie (cloisons, murs extérieurs etc. ...) ou en béton armé (acrotère, balcon, escalier ...Etc.) .

Dans ce chapitre un choix de calcul des éléments ci-après :

- Escalier
- Acrotère
- Balcon

## **2- Etude des escaliers**

Les escaliers sont des éléments constitués d'une succession de gradins permettant le passage à pied entre les différents niveaux d'un immeuble comme il constitue une issue des secours importante en cas d'incendie, constitués d'une dalle inclinée (**paillasse**), avec des dalles horizontales (**paliers**), ces derniers sont coulés sur place.

### **2-1- Définition des éléments d'un escalier :**

La montée : est la hauteur à gravir, elle est en général égale à une hauteur d'étage.

La marche : est le plan horizontal sur lequel se pose le pied

La hauteur de marche : est la différence du niveau entre deux marches successives (h).

La contremarche : est le plan vertical situé entre deux marches successives.

Le nez de marche : est l'arête qui limite l'avant du plan d'une marche.

Le giron : est la distance horizontale entre 2 nez de marches successifs ou entre 2 contremarches successives (g).

Une volée : est un ensemble continu de marches situé entre deux paliers successifs.

Un palier : est une plate-forme horizontale de repos entre deux volées

L'embranchement : est la longueur d'une marche.

La ligne de jour : est la plus courte des deux lignes conventionnelles qui passent par les nez de marches aux extrémités des marches.

La ligne de foulée : est une ligne conventionnelle qui passe par le nez de marches.

L'échappée : est la distance verticale entre les nez de marches.

La paillasse : est la dalle inclinée en béton armé qui porte les marches d'un escalier (avec L : Longueur horizontale de la paillasse et H : Hauteur verticale de la paillasse).

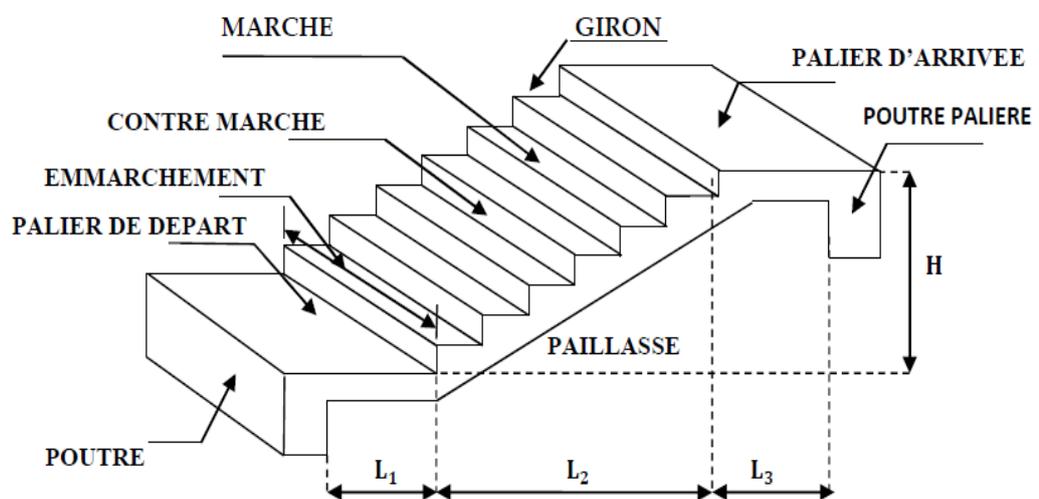


Figure 4.1 : Différents éléments composant un escalier.

## 2-2- Dimensionnement des escaliers- étage courant :

Pour les dimensions des marches "g" et contre marches "h", on utilise généralement la formule de BLONDEL :  $60 \text{ cm} < g + 2h < 65 \text{ cm}$ .

$$14 \text{ cm} \leq h \leq 20 \text{ cm}$$

$$22\text{m} \leq g \leq 33\text{cm}.$$

Vérification de la loi de BLANDEL :

$$\text{Vérification de la formule de Blondel : } 59 \text{ cm} \leq g+2h \leq 66 \text{ cm}$$

On prend:

$$g = 30 \text{ cm.}$$

$$h = 17 \text{ cm.}$$

$$59 \text{ cm} \leq g + 2h \leq 66 \text{ cm}$$

$$59 \text{ cm} \leq 30 + 2 \times 17 \leq 66 \text{ cm}$$

$$59 \text{ cm} \leq 64 \leq 66 \text{ cm} \quad \textbf{Condition vérifiée.}$$

$$\text{Nombre de contre marches : } n = H/h = 306/17 = 18$$

On aura 18 contre marche entre chaque étage

Pour chaque volée, on a  $n = 9$  contre marches

$$\text{Nombre de marches : } m = (n-1) = (9-1) = 8 \text{ marches.}$$

- **La ligne de foulée :**

$$L_f = g \times m = 30 \times 8 = 240 \text{ cm.}$$

- **L'inclinaison :**

$$\text{Tg} \alpha = h / g = 17 / 30 = 0.567 \Rightarrow \alpha = 29.538^\circ$$

- **La longueur de la paillasse (L paillasse) :**

$$L_{\text{paillasse}} = \sqrt{(153^2 + 240^2)} = 285 \text{ cm.}$$

- L'épaisseur de la paillasse :

- $L/30 < e < L/20 \Rightarrow 285/30 < e < 285/20$

$$\Rightarrow 9.5 \text{ cm} < e < 14.25 \text{ cm}$$

On opte pour une épaisseur de **15 cm** d'épaisseur pour la paillasse et le palier

**- Détermination des charges et surcharges :**

- **Charges permanentes :**

- **Palier :**

Tableau 4.1 : Les charges de Palier

Désignation	$\rho(\text{KN/m}^3)$	e(m)	G(KN/m <sup>2</sup> )
Poids propre du palier	25	0,15	3.75
Revêtement en marbre	21	0,02	0,42
Mortier de pose	20	0,02	0,40
Enduit en ciment	20	0,02	0.4
<b>Charge permanent G</b>			<b>4,97</b>

- Paillasse :

Tableau 4.2: Les charges de la paillasse

Désignation	$\rho(\text{KN/m}^3)$	e(m)	G(KN/m <sup>2</sup> )
Revêtement en marbre horizontal	21	0,02	0,42
Mortier de pose horizontal	20	0,02	0,4
Revêtement en marbre vertical	21	/	0,25
Poids propre de la paillasse	25	/	4.10
Poids propre des marches	22	/	1,87
Garde-corps	/	/	0,1
Enduit en plâtre	10	0,01	0,11
<b>Charge permanent G</b>			<b>7.25</b>

- Combinaison de charges :
- Etat limite ultime (ELU) :

Palier :  $qu1 = (1.35 \times G + 1.5Q) \times 1 = (1.35 \times 4.97 + 1.5 \times 2.5) \times 1 = 10.46 \text{ KN/ml.}$

Volée :  $qu2 = (1.35 \times G + 1.5 \times Q) \times 1 = (1.35 \times 7.25 + 1.5 \times 2.5) \times 1 = 13.54 \text{ KN/ml.}$

- Etat limite service (ELS) :

Palier :  $qs1 = 4.97 + 2,5 = 7.47 \text{ KN/m}$

Volée :  $qs2 = 7.25 + 2,5 = 9.75 \text{ KN/m}$

Schéma statique :

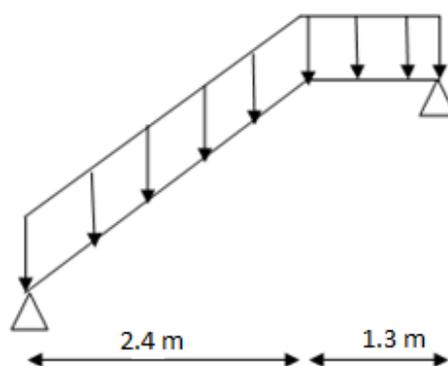


Figure 4.2 : Schéma d'escalier sous charges

$qs1 = 9.75 \text{ KN/m}^2$

$qu1 = 13.54 \text{ KN/m}^2$

$qs2 = 7.47 \text{ KN/m}^2$

$qu2 = 10.46 \text{ KN/m}^2$

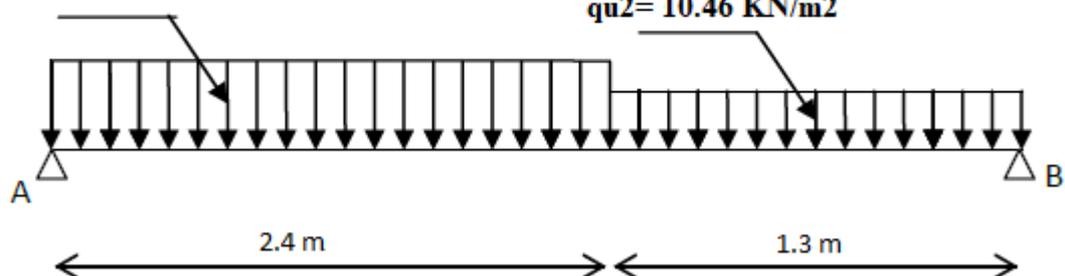


Figure 4.3 : Schéma statique (ELU et ELS)

- **Etat limite ultime (ELU) :**
- Calcul des réactions :

$$\Sigma F_V = 0 \Rightarrow R_A + R_B = q_1^u \times 2.4 + q_2^u \times 1.3$$

$$R_A + R_B = 13.54 \times 2.4 + 10.46 \times 1.3 \Rightarrow R_A + R_B = 46.09 \text{ KN}$$

$$\Sigma M_B = 0$$

$$R_A = \frac{q_1^u \times 2.4 \times \left(\frac{2.40}{2} + 1.30\right) + q_2^u \times 1.30 \times \left(\frac{1.30}{2}\right)}{3.70}$$

$$R_A = \frac{13.54 \times 2.40 \times \left(\frac{2.40}{2} + 1.30\right) + 10.46 \times 1.30 \times \left(\frac{1.30}{2}\right)}{3.70} \Rightarrow R_A = 24.34 \text{ KN}$$

$$\Sigma M_A = 0 \Rightarrow$$

$$R_B = \frac{q_1^u \times 2.40 \times \left(\frac{2.40}{2}\right) + q_2^u \times 1.30 \times \left(\frac{1.30}{2} + 2.40\right)}{3.70}$$

$$R_B = \frac{13.54 \times 2.40 \times \left(\frac{2.40}{2}\right) + 10.46 \times 1.30 \times \left(\frac{1.30}{2} + 2.40\right)}{3.70} \Rightarrow R_B = 21.75 \text{ KN}$$

- **Etat limite ultime (ELS) :**
- Calcul des réactions :

$$\Sigma F_V = 0 \Rightarrow R_A + R_B = q_1^s \times 2.4 + q_2^s \times 1.3$$

$$R_A + R_B = 9.75 \times 2.4 + 7.47 \times 1.3 \Rightarrow R_A + R_B = 33.11 \text{ KN}$$

$$\Sigma M_B = 0$$

$$R_A = \frac{q_1^s \times 2.4 \times \left(\frac{2.40}{2} + 1.30\right) + q_2^s \times 1.30 \times \left(\frac{1.30}{2}\right)}{3.70}$$

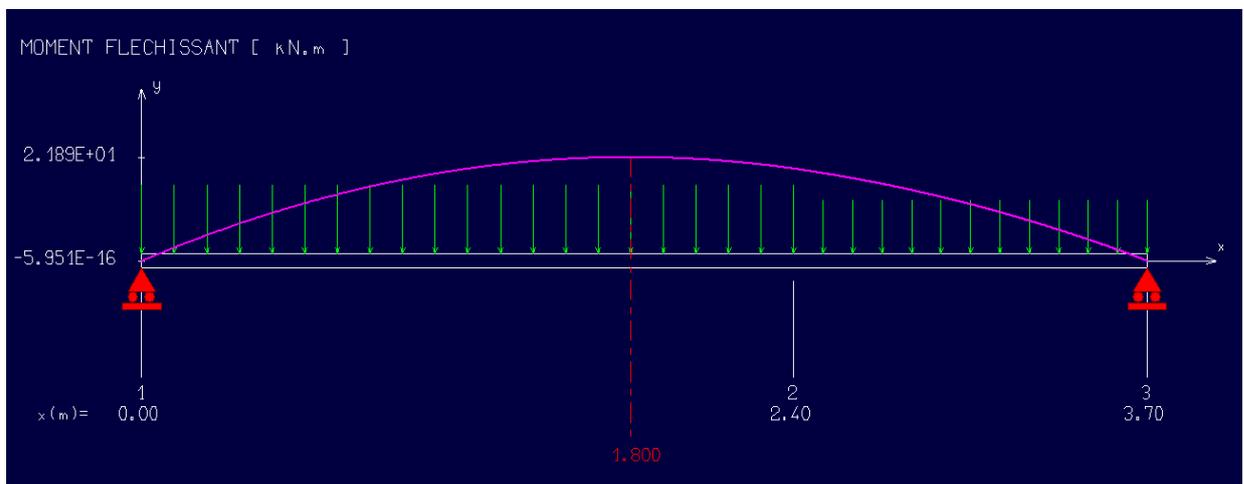
$$R_A = \frac{9.75 \times 2.40 \times \left(\frac{2.40}{2} + 1.30\right) + 7.47 \times 1.30 \times \left(\frac{1.30}{2}\right)}{3.70} \Rightarrow R_A = 17.51 \text{ KN}$$

- $\Sigma M_A = 0$

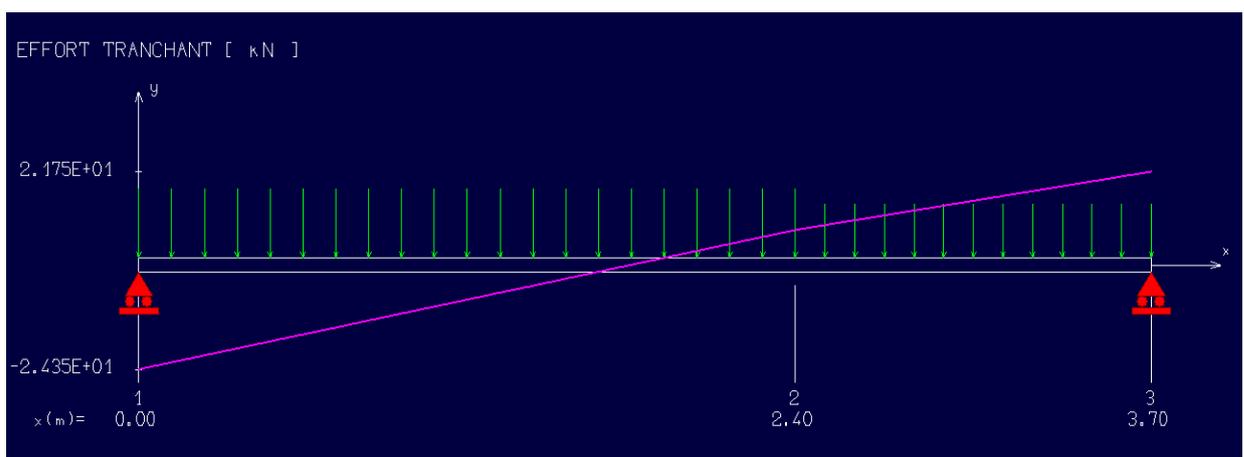
$$R_B = \frac{q_1^s \times 2.40 \times \left(\frac{2.40}{2}\right) + q_2^s \times 1.30 \times \left(\frac{1.30}{2} + 2.40\right)}{3.70}$$

$$R_B = \frac{9.75 \times 2.40 \times \left(\frac{2.40}{2}\right) + 7.47 \times 1.30 \times \left(\frac{1.30}{2} + 2.40\right)}{3.70} \Rightarrow R_B = 15.59\text{KN}$$

**ELU :**



**Figure 4.4:** Diagramme du moment fléchissant à l'ELU



**Figure 4.5:** Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU

**2-4- Ferrailage :**- **En travée :**

$$M_{tu} = M_0 * 0.85 = 21.89 * 0.85 = \mathbf{18.61 \text{ KN.m}}$$

**Les données**

Matériaux :

Béton :  $f_{c28} = 30 \text{ MPA}$ 

Acier : FeE400

Coffrage :  $b = 1 \text{ m}$ ,  $h = 0.15 \text{ m}$ ,  $d = 0.135 \text{ m}$ ,  $c = c' = 0.02 \text{ m}$ Sollicitation :  **$M_u = 18.61 \text{ KN.m}$** 

$$u = \frac{M_1}{b \sigma_b d^2} = 0.06 < 0.259$$

Donc les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.077$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha \rightarrow \beta = 0.969$$

$$A_s = \frac{M_1}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{18610}{0.969 \times 348 \times 13.5} = 4.087 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte :  **$A_{st} = 4.52 \text{ cm}^2 = 4T12$** 

Espacement = 25 cm

**Armature de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13 \text{ cm}^2$$

**On adopte :  $A_r = 3.14 \text{ cm}^2 = 4T10$** - **En appuis :**

$$M_{ua} = 0.3M_{max} = 1.78 \text{ KN.m}$$

$$u = \frac{M_1}{b \sigma_b d^2} = 0.005 < 0.259$$

Donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,006$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \rightarrow \beta = 0,997$$

$$A_s = \frac{M_1}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{1785}{0,997 \times 348 \times 13,5} = 0,38 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte : **A st = 4.52 cm<sup>2</sup> = 4T12**

Espacement = 25 cm

**Armature de répartition :**

$$A_r = A_{st}/4 = 4,52/4 = 1,13 \text{ cm}^2$$

Donc ; on adopte : **Ar = 4T10 = 3.14 cm<sup>2</sup>**

- **Vérification à l'ELU :**
- **Condition de non fragilité :(Art A. 4, 2,1/BAEL99)**

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,86 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 1,86 \text{ cm}^2 < A_t = 4,52 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 1,86 \text{ cm}^2 < A_{ap} = 4,52 \text{ cm}^2$$

**Condition vérifiée**

- **Espacement des barres :**

L'écartement des barres d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs suivantes.

- **Armatures principales :**

$$St \leq \min \{2h; 25\text{cm}\} \text{ (charge répartie + charge concentrée)}$$

$$St \leq \min = \{30; 25 \text{ cm}\} = 25 \text{ cm.}$$

$$\text{Appui : } St = 20 \text{ cm} \leq 25 \text{ cm.}$$

**Condition vérifiée**

- **Armatures de répartition:**

$$St \leq \{3h ; 33\text{cm}\}$$

$$St \leq \{45; 33 \text{ cm}\} = 33 \text{ cm.}$$

Appui :  $St = 25 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm}$ .  
 Travée :  $St = 25 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm}$ . } **Condition vérifiée**

**2-3-1- Vérification au cisaillement : (BAEL91/ Art 6.1, 3)**

La fissuration est préjudiciable,  $\tau_u$  doit être au plus égale à la plus basse des deux valeurs suivantes :

$T_u = 21.75 \text{ KN}$

$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} = 2,50 \text{ MPa} \rightarrow \bar{\tau}_u = 2,50 \text{ MPa} \right.$   
 $\left. 4 \text{ MPa} \right.$

$\tau_u = \frac{21750}{1000 \cdot 135} = 0,16 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,50 \text{ MPa}$  **Condition vérifiée**

Il n'y a pas de risque de cisaillement.

**2-3-2- Vérification d'adhérence des barres : (BAEL91/ Art 6.1,23)**

$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = 0.6 \cdot \psi \cdot f_{t28}$  Avec :  $\tau_{se} = \frac{v_u}{0.9 \cdot d \cdot \sum u}$

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

$\sum u = 4 \times \pi \times \phi = 4 \times \pi \times 12 = 150.72 \text{ mm}$

$\tau_{se} = \frac{21750}{0.9 \cdot 135 \cdot 150.72} = 1.19 \text{ MPa}$ .

$\bar{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.4 = 3.6 \text{ MPa}$  ( $\psi = 1.5$  : Barres de haute adhérence).

$\tau_{se} = 1.19 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.6 \text{ MPa}$

La condition est vérifiée, donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

- **Longueur de scellement droit : (BAEL 91/Art A.6.1, 23) :**
- **Armatures longitudinales :**

$l_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \tau_{su}}$

Tel que :  $\tau_{su} = 0.6 \cdot \psi^2 \cdot f_{t28} = 0.6 \cdot 1.5^2 \cdot 2.4 = 3.24 \text{ MPa}$

$$l_s = \frac{12 * 400}{4 * 3.24} = 37.03 \text{ cm}$$

On prend :  $l_s = 45 \text{ cm}$

La longueur de scellement dépasse la largeur de la poutre à la qu'elle les barres seront ancrée alors le BAEL admet que l'ancrage d'une barre se termine par un crochet, dont la longueur d'ancrage mesuré hors crochets est :  $l_c = 0.4 \times l_s$  (BAEL91/ Art 6.1, 3).

$$l_c = 0.4 \times 45 = 18 \text{ cm}$$

- **Armatures transversales :**

$$l_s = \frac{\varnothing * f_e}{4 \tau_{su}}$$

$$\text{Tel que : } \tau_{su} = 0.6 * \psi^2 * f_{t28} = 0.6 * 1.5^2 * 2.4 = 3.24 \text{ MPa}$$

$$l_s = \frac{10 * 400}{4 * 3.24} = 308.64 \text{ mm} = 30.86 \text{ cm}$$

On prend :  $l_s = 40 \text{ cm}$

La longueur de scellement dépasse la largeur de la poutre à la qu'elle les barres seront ancrée alors le BAEL admet que l'ancrage d'une barre se termine par un crochet, dont la longueur d'ancrage mesuré hors crochets est :  $l_c = 0.4 \times l_s$  (art A.6.1.253 BAEL 99).

$$l_c = 0.4 \times 40 = 16 \text{ cm}$$

- **Longueur d'ancrage mesurée hors crochets : (BAEL 91 Art as.2.2)**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b d} \leq \tau = \frac{0.07 f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.07 * 30}{1.5} = 1.4 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{21750}{1000 * 135} = 0.16$$

Donc condition est vérifiée.

- **Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis : (BAEL99 Art AS .1.313)**

- **Influence sur le béton :**

On doit vérifier la condition suivante

$$\frac{2V_{\max}}{b a} \leq 0.8 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} \Rightarrow V_u \max = 0.26 a b f_{c28}$$

Avec:

a: désigne la longueur d'appuis égale 0.9d

$$a=0,9d = 0,9*(135) = 121,5 \text{ mm}$$

$$Vu \text{ max} \leq 0.267 \times 121.5 \times 1000 \times 30 = 973215 \text{ N}$$

$$\text{Où: } Vu \text{ max} = 21.75 \text{ KN} \leq 973215 \text{ KN.}$$

**Condition vérifiée.**

- **Vérification à l'ELS :**

**Vérification des contraintes dans le béton : (Art A.4.5.2/BAEL 91)**

- **en travées**

**Position de l'axe neutre :**

$$(b/2)*y1^2 - 15*As*(d-y1) = 50y1^2 + 61.305y1 - 827.617$$

$$y1 = 3.52 \text{ cm}$$

**Moment d'inertie :**

$$I = (b*Y^3)/3 + 15[A (d-Y)^2]$$

$$I = (100*3.52^3)/3 + 15* 4.087*(13.5-3.52)^2 = 6519.015 \text{ cm}^4.$$

**Contraintes dans le béton :**

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$$

$\sigma_{bc}$  : Contrainte dans le béton comprimé.

$\overline{\sigma_{bc}}$  : Contrainte limite dans le béton comprimé

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0.6 * f_{c28} = 0.6 \times 30 = 18 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = (M_{ser} / I) * y1 = (15734 / 6519.015) * 3.52 = 8.5 \text{ Mpa.}$$

$$\overline{\sigma_{bc}} = 8.5 \text{ MPa} \leq \sigma_{bc} = 18 \text{ MPa}$$

**Condition vérifiée**

- **Vérification des contraintes dans le béton : (Art A.4.5.2/BAEL 91)**

- **En Appuis:**

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$$

$\sigma_{bc}$  : Contrainte dans le béton comprimé.

$\overline{\sigma}_{bc}$  : Contrainte limite dans le béton comprimé

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 * f_{c28} = 0.6 \times 30 = 18 \text{MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = (M_{ser} / I) * y_1 = (00 / 6519.015) * 3.52 = 00 \text{Mpa.}$$

$$\sigma_{bc} = 00 \text{MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 18 \text{MPa}$$

**Condition vérifiée.**

### 2-3-3- Vérification de la flèche

Il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées:

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0}$$

$$\frac{A}{b*d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{0.15}{3.9} = 0.038$$

$$\frac{1}{16} = 0.0625$$

**Condition non vérifiée.**

La première condition n'est pas vérifiée.

$$F = \frac{M.l^2}{10.E_v.I_{Fv}} \quad (\text{Art: Annexes D CBA 93}) \quad \text{Et } f \leq \overline{f} = 1 / 500 \quad (L \leq 5\text{m. Art B.6.5.3 CBA 93})$$

$$I_{Fv} = \frac{bh^3}{12} = \frac{1*0.15^3}{12} = 0,000281 \text{cm}^4$$

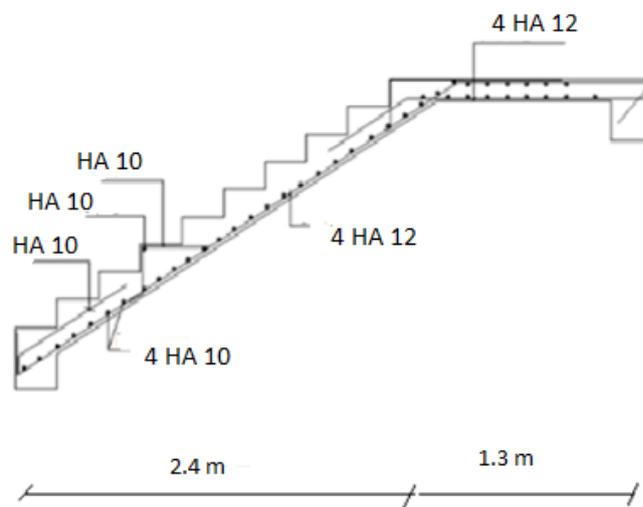
$$E_v = 3700 * \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 * \sqrt[3]{30} = 11496.76 \text{MPa}$$

$$M_{u \max} = 18.61 \text{KN.m}$$

$$f = \frac{Ml^2}{10 * E_v * I_{Fv}} = \frac{18610 * 3,7^2}{10 * 11496,76 * 10^6 * 0,000281} = 0.008 \text{cm}$$

$$f = 0.008 \text{cm} < \overline{f} = 0,78 \text{cm}$$

**Condition vérifiée.**



**Figure 4.6 :** Ferrailage des escaliers

#### **2-4- Dimensionnement de l'escalier du sous-sol :**

Vu que le même escalier est conçu dans les différents étages (avec juste un changement de hauteur), on a obtenu les mêmes résultats que ceux calculés précédemment, et donc leur étude ne sera pas répétée dans le chapitre

##### **2-4-1- Dimensionnement de l'escalier :**

Pour les dimensions des marches "g" et contre marches "h", on utilise généralement la formule de BLONDEL: **60 cm < g+2h < 65 cm.**

$$15 \text{ cm} \leq h \leq 20 \text{ cm}$$

$$22\text{m} \leq g \leq 33\text{cm}.$$

##### **- Vérification de la loi de BLANDEL :**

Vérification de la formule de Blondel :  $59 \text{ cm} \leq g+2h \leq 66 \text{ cm}$

On prend:

$$g = 30 \text{ cm.}$$

$$h = 17 \text{ cm.}$$

$$59 \text{ cm} \leq g + 2h \leq 66 \text{ cm}$$

$$59 \text{ cm} \leq 30 + 2 \times 17 \leq 66 \text{ cm}$$

$$59 \text{ cm} \leq 64 \leq 66 \text{ cm} \quad \textbf{Condition vérifiée.}$$

$$\text{Nombre de contre marches : } n = H/h = 306/17 = 18$$

On aura 18 contre marche entre chaque étage

$$n = 9 \text{ contre marche}$$

$$\text{Nombre de marches : } m = (n-1) = (9-1) = 8 \text{ marches.}$$

- **La ligne de foulée :**

$$L_f = g \times m = 30 \times 8 = 240 \text{ cm.}$$

- **L'inclinaison :**

$$\text{Tg} \alpha = h / g = 17 / 30 = 0.567 \Rightarrow \alpha = 29.538^\circ$$

- **La longueur de la pailasse :**

$$\text{La Pailasse} = \sqrt{(153^2 + 240^2)} = 285 \text{ cm.}$$

- L'épaisseur de l'est :

- $L/30 < e < L/20 \Rightarrow 285/30 < e < 285/20$

$$\Rightarrow 9.5 < e < 14.25$$

On opte pour une épaisseur d'ép. = **15 cm** pour la pailasse et le palier

- Charges permanentes :
- Palier :

Tableau 4.3: Les charges de Palier

Désignation	$\rho(\text{KN/m}^3)$	e(m)	G(KN/m <sup>2</sup> )
Poids propre du palier	25	0,15	3.75
Revêtement en marbre	21	0,02	0,42
Mortier de pose	20	0,02	0,40
Enduit en ciment	20	0,02	0.4
<b>Charge permanent G</b>			<b>4,97</b>

Paillasse :

Tableau 4.4: Les charges de la paillasse.

Désignation	$\rho(\text{KN/m}^3)$	e(m)	G(KN/m <sup>2</sup> )
Revêtement en marbre horizontal	21	0,02	0,42
Mortier de pose horizontal	20	0,02	0,4
Revêtement en marbre vertical	21	/	0,25
Poids propre de la paillasse	25	/	4.10
Poids propre des marches	22	/	1,87
Garde-corps	/	/	0,1
Enduit en plâtre	10	0,01	0,11
<b>Charge permanent G</b>			<b>7.25</b>

- Charges d'exploitations :

Selon (DTR B.C 2.2/Art 7.1) pour une construction à usage d'habitation  $Q=2.5\text{KN/m}^2$

Charge de mur extérieur :  $F=G (H- e) \times m= 2,811. (3.06-0,12). 8 \quad \mathbf{F=66,09 \text{ KN/ml}}$

Avec : G : poids volumique de mur extérieur.

H : hauteur d'étage.

e : épaisseur du palier.

- Combinaison de charges :

➤ Etat limite ultime (ELU) :

Palier :  $qu1= (1.35 \times G + 1.5Q) \times 1 = (1.35 \times 4.97 + 1.5 \times 2.5) \times 1 = 10.46 \text{ KN/ml.}$

Volée :  $qu2= (1.35 \times G + 1.5 \times Q) \times 1 = (1.35 \times 7.25 + 1.5 \times 2.5) \times 1 = 13.54 \text{ KN/ml.}$

➤ Etat limite service (ELS) :

Palier :  $qs1 = 4.97 + 2,5 = 7.47 \text{ KN/m}$

Volée :  $qs2 = 7.25 + 2,5 = 9.75 \text{ KN/m}$

- Schéma statique :

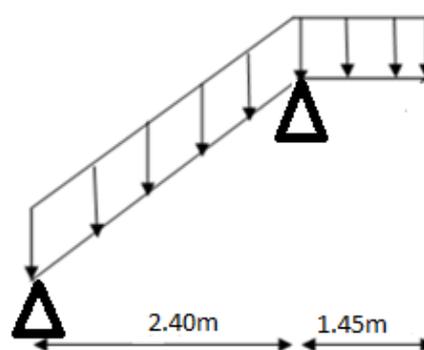


Figure 4.7 : Schéma d'escalier sous charges

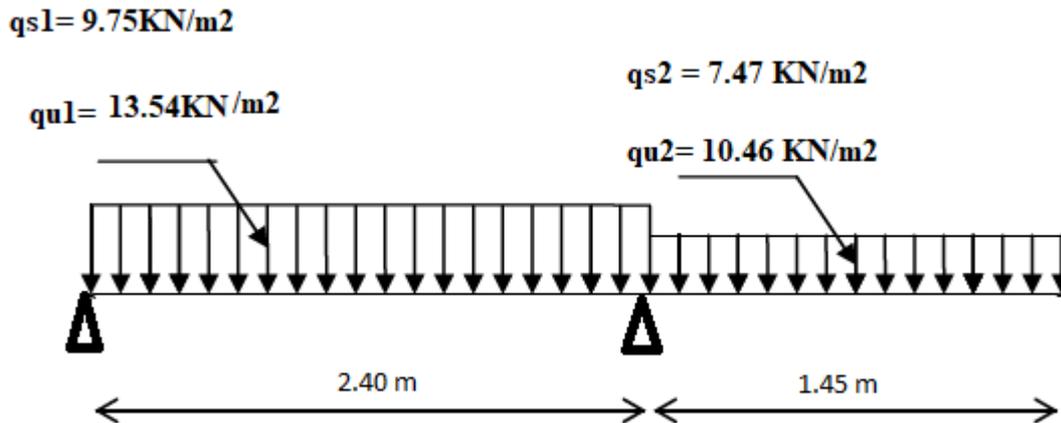


Figure 4.8 : Schéma statique (ELU et ELS).

- Etat limite ultime (ELU) :
- Calcul des réactions :

$$\Sigma F_V = 0 \Rightarrow R_A + R_B = q_1^u \times 2.4 + q_2^u \times 1.5$$

$$R_A + R_B = 13.54 \times 2.4 + 10.46 \times 1.5 \Rightarrow R_A + R_B = 48.18 \text{KN}$$

$$\Sigma M_B = 0$$

$$R_A = \frac{q_1^u \times 2.4 \times \left(\frac{2.40}{2} + 1.45\right) + q_2^u \times 1.45 \times \left(\frac{1.45}{2}\right)}{3.85}$$

$$R_A = \frac{13,54 \times 2.40 \times \left(\frac{2.40}{2} + 1.45\right) + 10,46 \times 1,45 \times \left(\frac{1,45}{2}\right)}{3.85} \Rightarrow R_A = 25.22 \text{KN}$$

$$\Sigma M_A = 0 \Rightarrow$$

$$R_B = \frac{q_1^u \times 2.40 \times \left(\frac{2.40}{2}\right) + q_2^u \times 1.45 \times \left(\frac{1.45}{2} + 2.40\right)}{3.85}$$

$$R_B = \frac{13.54 \times 2.40 \times \left(\frac{2.40}{2}\right) + 10.46 \times 1.45 \times \left(\frac{1.45}{2} + 2.40\right)}{3.85} \Rightarrow R_B = 14.02 \text{ KN}$$

- - **Etat limite ultime (ELS) :**

- **Calcul des réactions :**

$$\Sigma F_V = 0 \Rightarrow R_A + R_B = q_1^s \times 2.4 + q_2^s \times 1.5$$

$$R_A + R_B = 9.75 \times 2.4 + 7.47 \times 1.45 \Rightarrow R_A + R_B = 34.23 \text{ KN}$$

$$\Sigma M_B = 0$$

$$R_A = \frac{q_1^s \times 2.4 \times \left(\frac{2.40}{2} + 1.45\right) + q_2^s \times 1.45 \times \left(\frac{1.45}{2}\right)}{3.85}$$

$$R_A = \frac{9.75 \times 2.40 \times \left(\frac{2.40}{2} + 1.45\right) + 7.47 \times 1.45 \times \left(\frac{1.45}{2}\right)}{3.85} \Rightarrow R_A = 18.14 \text{ KN}$$

- $\Sigma M_A = 0$

$$R_B = \frac{q_1^s \times 2.40 \times \left(\frac{2.40}{2}\right) + q_2^s \times 1.45 \times \left(\frac{1.45}{2} + 2.40\right)}{3.85}$$

$$R_B = \frac{9.75 \times 2.40 \times \left(\frac{2.40}{2}\right) + 7.47 \times 1.45 \times \left(\frac{1.45}{2} + 2.40\right)}{3.85} \Rightarrow R_B = 16.08 \text{ KN}$$

ELU :

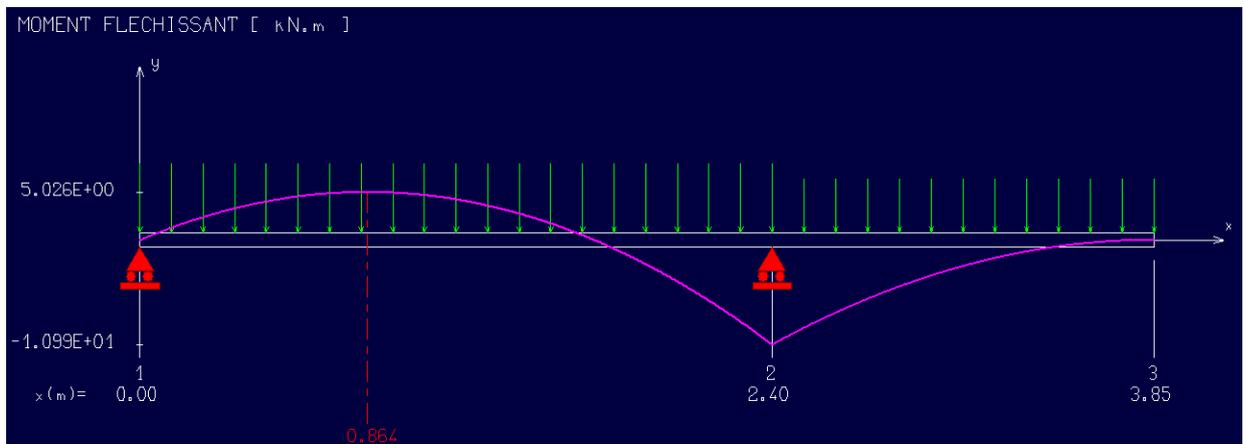


Figure 4.9 : Diagramme du moment fléchissant à l'ELU

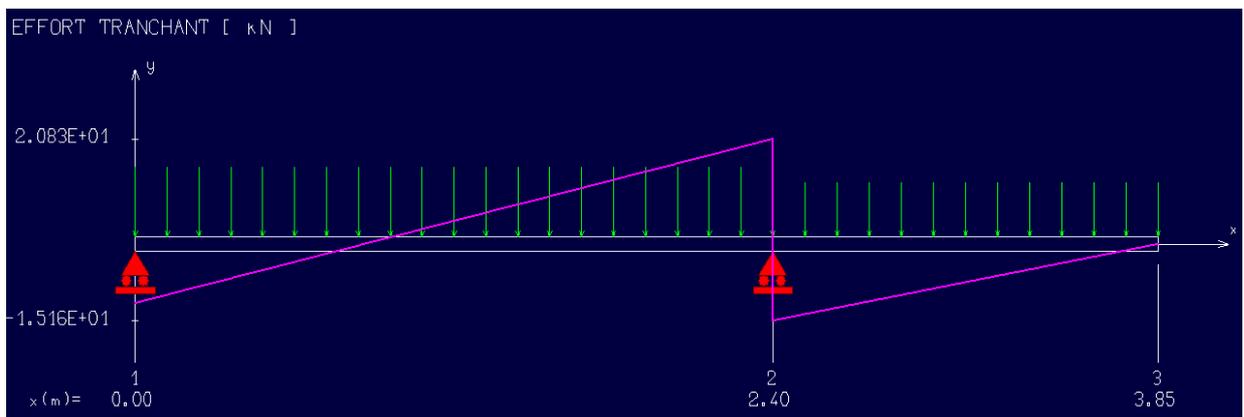


Figure 4.10: Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU

### 2-4-2- Ferraillage :

- En travée :

$$M_{tu} = M_0 \cdot 0,85 = 5,026 \cdot 0,85 = 4,27 \text{ KN.m}$$

Les données

Matériaux :

Béton :  $f_{c28} = 30 \text{ MPA}$

Acier : FeE400

Coffrage :  $b = 1 \text{ m}$ ,  $h = 0,15 \text{ m}$ ,  $d = 0,135 \text{ m}$ ,  $c = c' = 0,02 \text{ m}$

Sollicitation : **Mu=4. 27KN.m**

$$U = \frac{M1}{b\sigma_b d^2} = 0.01 < 0.259$$

Donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{(1 - 2\mu)}) = 0.02$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \rightarrow \beta = 0,993$$

$$A_s = \frac{M1}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{4270}{0.993 \times 348 \times 13,5} = 0.91 \text{ cm}^2$$

Donc ; **on adopte : A st = 4,52 cm<sup>2</sup> = 4T12**

Espacement = 25 cm

- **Armature de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{4,52}{4} = 1,13 \text{ cm}^2$$

**On adopte : Ar = 3.14 cm<sup>2</sup> = 4T10**

- **En appuis :**

Mua = 0.3Mmax = 3.29 KN .m

$$U = \frac{M1}{b\sigma_b d^2} = 0,01 < 0,259$$

Donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{(1 - 2\mu)}) = 0,02$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \rightarrow \beta = 0,993$$

$$A_s = \frac{M1}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{3297}{0.993 \times 348 \times 13,5} = 0.70 \text{ cm}^2$$

Donc; **on adopte: A st = 4.52cm<sup>2</sup> = 4T12**

Espacement = 25 cm

- **Armature de répartition:**

$$A_r = A_{st}/4 = 4,52/4 = 1.13 \text{ cm}^2$$

Donc; **on adopte: Ar = 4T10 = 3.14cm<sup>2</sup>**

- **Vérification à l'ELU :**
- **Condition de non fragilité :(Art A. 4, 2,1/BAEL99)**

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,86 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 1.86 \text{ cm}^2 < A_t = 4,52 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 1.86 \text{ cm}^2 < A_{ap} = 4.52 \text{ cm}^2$$

**Condition vérifiée**

- **Espacement des barres :**

L'écartement des barres d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs suivantes.

- **Armatures principales :**

$$St \leq \min \{2h; 25\text{cm}\} \text{ (charge répartie + charge concentrée)}$$

$$St \leq \min = \{30; 25 \text{ cm}\} = 25 \text{ cm.}$$

$$\text{Appui : } St = 20 \text{ cm} \leq 25 \text{ cm.}$$

**Condition vérifiée**

$$\text{Travée : } St = 20 \text{ cm} \leq 25 \text{ cm.}$$

- **Armatures de répartition :**

$$St \leq \{3h ; 33\text{cm}\}$$

$$St \leq \{45; 33 \text{ cm}\} = 33 \text{ cm.}$$

$$\text{Appui : } St = 25 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm.}$$

$$\text{Travée : } St = 25 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm.}$$

**Condition vérifiée**

### **2-4-3- Vérification au cisaillement :(BAEL91/Art 5.1, 211)**

La fissuration est préjudiciable,  $\tau_u$  doit être au plus égale à la plus basse des deux valeurs suivantes :

$$T_u = 20.83 \text{ KN}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} = 2,50 \text{ MPa} \\ 4 \text{ MPa} \end{array} \right. \rightarrow \bar{\tau}_u = 2,50 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{20830}{1000 \cdot 135} = 0.15 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,50 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

Il n'y a pas de risque de cisaillement.

**2-4-4- Vérification d'adhérence des barres: (BAEL91/ Art 6.1, 3)**

$$\tau_{se} \leq \tau_{se} = 0.6 \cdot \psi \cdot f_{t28} \quad \text{Avec : } \tau_{se} = \frac{v_u}{0.9 \cdot d \cdot \sum u}$$

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

$$\sum u = 4 \times \pi \times \emptyset = 4 \times \pi \times 12 = 150.72 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{20830}{0.9 \cdot 135 \cdot 150.72} = 1.13 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.4 = 3.6 \text{ MPa} \quad (\psi = 1.5 : \text{Barres de haute adhérence}).$$

$$\tau_{se} = 1.13 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.6 \text{ MPa}$$

La condition est vérifiée, donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

- **Longueur de scellement droit : (BAEL 91/Art A.6.1, 23)**
- **Armatures longitudinales :**

$$l_s = \frac{\emptyset \cdot f_e}{4 \tau_{su}}$$

$$\text{Tel que : } \tau_{su} = 0.6 \cdot \psi^2 \cdot f_{t28} = 0.6 \cdot 1.5^2 \cdot 2.4 = 3.24 \text{ MPa}$$

$$l_s = \frac{12 \cdot 400}{4 \cdot 3.24} = 37.03 \text{ cm}$$

On prend :  $l_s = 45 \text{ cm}$

La longueur de scellement dépasse la largeur de la poutre à la qu'elle les barres seront ancrées alors le BAEL admet que l'ancrage d'une barre se termine par un crochet, dont la longueur d'ancrage mesuré hors crochets est :  $l_c = 0.4 \times l_s$  (art A.6.1.253 BAEL 91).

$$l_c = 0.4 \times 45 = 18 \text{ cm}$$

## - Armatures transversales :

$$l_s = \frac{\varnothing * f_e}{4\tau_{su}}$$

Tel que :  $\tau_{su} = 0.6 \cdot \psi^2 \cdot f_{t28} = 0.6 \cdot 1.5^2 \cdot 2.4 = 3.24 \text{ MPa}$

$$l_s = \frac{10 * 400}{4 * 3.24} = 308.64 \text{ mm} = 30.86 \text{ cm}$$

On prend :  $l_s = 40 \text{ cm}$

La longueur de scellement dépasse la largeur de la poutre à la qu'elle les barres seront ancrée alors le BAEL admet que l'ancrage d'une barre se termine par un crochet, dont la longueur d'ancrage mesuré hors crochets est :  $l_c = 0.4 \times l_s$  (art A.6.1.253 BAEL 91).

$$l_c = 0.4 \times 40 = 16 \text{ cm}$$

## - Longueur d'ancrage mesurée hors crochets : (BAEL 91 Art as.2.2)

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \tau = \frac{0,07 f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,07 * 30}{1,5} = 1,4 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{20830}{1000 * 135} = 1.13$$

Donc condition est vérifiée.

## - Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis : (BAEL91Art AS .1.313)

## - Influence sur le béton :

On doit vérifier la condition suivante

$$\frac{2V_{\max}}{ba} \leq 0,8 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} \Rightarrow V_u \max = 0,26 abfc_{28}$$

Avec:

a: désigne la longueur d'appuis égale  $0.9d$

$$a = 0,9d = 0,9 \cdot (135) = 121,5 \text{ mm}$$

$$V_u \max \leq 0.267 \times 121.5 \times 1000 \times 30 = 973215 \text{ N}$$

$$\text{Où: } V_u \max = 20.83 \text{ KN} \leq 973.215 \text{ KN.}$$

**Condition vérifiée.**

**- Vérification à l'ELS :**

**- Vérification des contraintes dans le béton :** (Art A.4.5.2/BAEL 91)

**- en travées :**

- **Position de l'axe neutre :**

$$(b/2)*y1^2 - 15*As*(d-y1) = 50y1^2 + 61.305y1 - 827.617$$

$$y1 = 3.52\text{cm}$$

- **Moment d'inertie :**

$$I = (b*Y^3)/3 + 15[A (d-Y)^2]$$

$$I = (100*3.52^3)/3 + 15* 4.087*(13.5-3.52)^2 = 6519.015\text{cm}^4.$$

- **Contraintes dans le béton :**

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$$

$\sigma_{bc}$  : Contrainte dans le béton comprimé.

$\overline{\sigma_{bc}}$  : Contrainte limite dans le béton comprimé

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0.6 * f_{c28} = 0.6 \times 30 = 18\text{MPa}.$$

$$\sigma_{bc} = (M_{ser} / I) * y1 = (15734 / 6519.015) * 3.52 = 8.5\text{Mpa}.$$

$$\overline{\sigma_{bc}} = 8.5 \text{ MPa} \leq \sigma_{bc} = 18 \text{ MPa}$$

**Condition vérifiée**

**-Vérification des contraintes dans le béton :** (Art A.4.5.2/BAEL 91)

**- En Appuis:**

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$$

$\sigma_{bc}$  : Contrainte dans le béton comprimé.

$\overline{\sigma_{bc}}$  : Contrainte limite dans le béton comprimé

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0.6 * f_{c28} = 0.6 \times 30 = 18\text{MPa}.$$

$$\sigma_{bc} = (M_{ser} / I) * y1 = (00 / 6519.015) * 3.52 = 00\text{Mpa}.$$

$$\sigma_{bc} = 00 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 18 \text{ MPa}$$

**Condition vérifiée.**

**2-5- Calcul de la poutre palière :**

Selon le BAEL91, le critère de rigidité doit vérifier

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow 315/15 \leq h \leq 315/10 \Rightarrow 21 \text{ cm} \leq h \leq 31.5 \text{ cm}$$

On prendra :  $h = 30 \text{ cm}$  et  $b = 25 \text{ cm}$

**- Vérification des conditions imposées par le RPA 99 version 2003**

$$\left. \begin{array}{l} b = 25 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \\ h = 30 \text{ cm} \geq 30 \\ h/b = 30/25 = 1,2 \end{array} \right\} \text{Condition vérifiée.}$$

Donc la section de la poutre principale est de dimension  $(30 \times 25) \text{ cm}^2$

**2-5-1- Charge supportée par la poutre :**

Poids propre de la poutre :  $G = 0,30 * 0,25 * 25 = 1,875 \text{ KN/m}$

Réaction du palier (ELU)  $RA_u = 25.51 \text{ KN/ml}$ .

Réaction du palier (ELS)  $RA_s = 18.35 \text{ KN/ml}$ .

Combinaison à considérer :

**ELU :**

$$q_u = 1,35 G + RA_u.$$

$$q_u = 1,35 * (1.87) + 25.51 = 28.03 \text{ KN/ml}.$$

**ELS :**

$$q_s = G + Q = G + RA_s.$$

$$q_s = 1.87 + 18.35 = 20.22 \text{ KN/ml}.$$

- Calcul du ferrailage (ELU) :

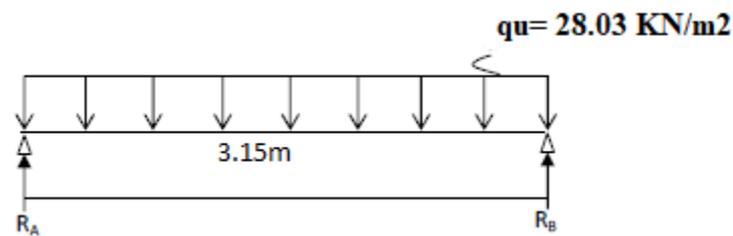


Figure 4.11 : Schéma statique (ELU)

$$R_A = R_B = (q_u * l) / 2 = 44.14 \text{ KN}$$

- Calcul des moments isostatique :

$$M_0 = M_{\max} = (q_u * l^2) / 8 = 34.76 \text{ KN.m}$$

- Correction des moments

- En appuis :

$$M_a = - 0,3 M_0 = - 0,3 * 34.76 = - 10.42 \text{ KN.m.}$$

En travée :

$$M_t = 0,85 M_0 = 0,85 * 34.76 = 29.59 \text{ KN.m.}$$

- Effort tranchant :

$$T = R_A = R_B = 44.15 \text{ KN}$$

- Les diagrammes des moments et efforts tranchants

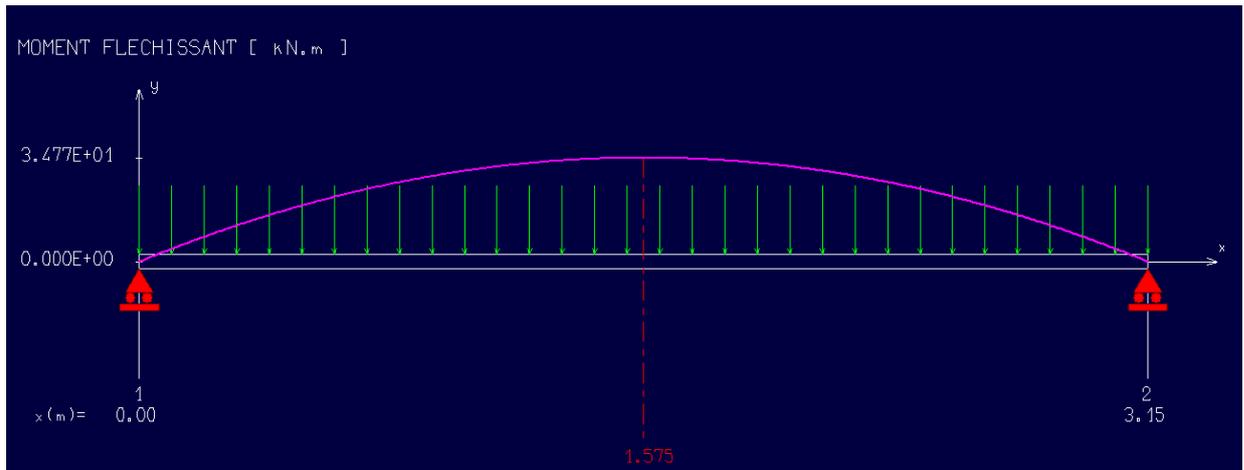


Figure 4.12: Diagramme de moment fléchissant à l'ELU

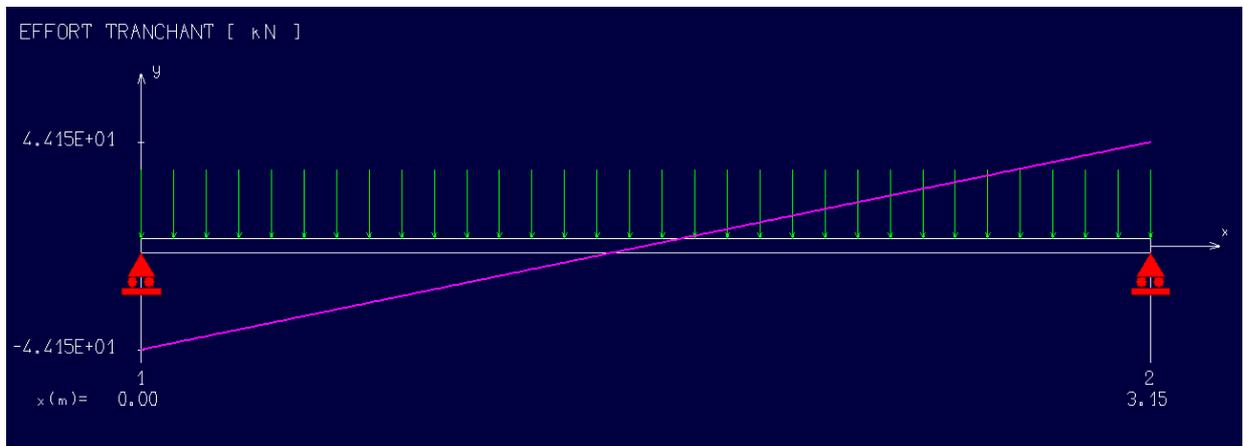


Figure 4.13: Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU

**2-5-2- Calcul des armatures :**

- Armatures principales (longitudinal) :

**En travée**

$$M_u = 29.59 \text{ kN.m.}$$

$$u = \frac{M_1}{b \sigma_b d^2} = 0.09 < 0.259$$

Donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.011$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \rightarrow \beta = 0,995$$

$$A_s = \frac{M_1}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{29590}{0.995 \times 348 \times 27} = 3.16 \text{ cm}^2$$

Donc ; on adopte:  $A_{st} = 6.03 \text{ cm}^2 = 3T16$

- Armature de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13 \text{ cm}^2$$

On adopte :  $A_r = 3.14 \text{ cm}^2 = 4T10$

En appuis :

$$M_{ua} = 0.3M_{max} = 10.42 \text{ KN.m}$$

$$u = \frac{M_1}{b \sigma_b d^2} = 0.034 < 0.259$$

Donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.043$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha \rightarrow \beta = 0.982$$

$$A_s = \frac{M_1}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{10420}{0.982 \times 348 \times 27} = 1.12 \text{ cm}^2$$

Donc ; on adopte :  $A_{st} = 6.03 \text{ cm}^2 = 3T16$

$$\text{Espacement} = 25 \text{ cm}$$

- Armature de répartition :

$$A_r = A_{st}/4 = 4.52/4 = 1.13 \text{ cm}^2$$

Donc ; on adopte :  $A_r = 4T10 = 3.14 \text{ cm}^2$

- Vérification à l'ELU :

- Condition de non fragilité :(Art A. 4, 2,1/BAEL91)

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.12 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0.12 \text{ cm}^2 < A_t = 4.52 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0.12 \text{ cm}^2 < A_{ap} = 4.52 \text{ cm}^2$$

Condition vérifiée

- **Vérification d'adhérence des barres:** (BAEL91/ Art 6.1, 3)

$$\tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}} = 0.6 \cdot \psi \cdot f_{t28} \quad \text{avec : } \tau_{se} = \frac{v_u}{0.9 \cdot d \cdot \Sigma u}$$

$\Sigma u$  : Somme des périmètres utiles des barres.

$$\Sigma u = 4 \times \pi \times \varnothing = 4 \times \pi \times 12 = 150.72 \text{ mm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{44150}{0.9 \cdot 135 \cdot 150.72} = 2.41 \text{ MPa.}$$

$$\overline{\tau_{se}} = 1.5 \times 2.4 = 3.6 \text{ MPa} \quad (\psi = 1.5 : \text{Barres de haute adhérence}).$$

$$\tau_{se} = 2.41 \text{ MPa} < \overline{\tau_{se}} = 3.6 \text{ MPa}$$

La condition est vérifiée, donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

- **Longueur de scellement droit :** (BAEL 91/Art A.6.1, 23)

- **Armatures longitudinales :**

$$l_s = \frac{\varnothing \cdot f_e}{4 \tau_{su}}$$

$$\text{Tel que : } \tau_{su} = 0.6 \cdot \psi^2 \cdot f_{t28} = 0.6 \cdot 1.5^2 \cdot 2.4 = 3.24 \text{ MPa}$$

$$l_s = \frac{12 \cdot 400}{4 \cdot 3.24} = 37.03 \text{ cm}$$

On prend :  $l_s = 45 \text{ cm}$

La longueur de scellement dépasse la largeur de la poutre à la qu'elle les barres seront ancrée alors le BAEL admet que l'ancrage d'une barre se termine par un crochet, dont la longueur d'ancrage mesuré hors crochets est :  $l_c = 0.4 \times l_s$  (art A.6.1.253 BAEL 91).

$$l_c = 0.4 \times 45 = 18 \text{ cm}$$

- **Armatures transversales :**

$$l_s = \frac{\varnothing \cdot f_e}{4 \tau_{su}}$$

$$\text{Tel que : } \tau_{su} = 0.6 \cdot \psi^2 \cdot f_{t28} = 0.6 \cdot 1.5^2 \cdot 2.4 = 3.24 \text{ MPa}$$

$$l_s = \frac{10 \cdot 400}{4 \cdot 3.24} = 30.86 \text{ cm}$$

On prend :  $l_s = 40$  cm

La longueur de scellement dépasse la largeur de la poutre à la qu'elle les barres seront ancrée alors le BAEL admet que l'ancrage d'une barre se termine par un crochet, dont la longueur d'ancrage mesuré hors crochets est :  $l_c = 0.4 \times l_s$  (art A.6.1.253 BAEL 91).

$$l_c = 0.4 \times 40 = 16 \text{ cm}$$

- **Longueur d'ancrage mesurée hors crochets : (BAEL 91 Art as.2.2)**

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \tau = \frac{0,07 f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,07 \times 30}{1,5} = 1,4 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{44150}{1000 \times 135} = 0,32 \text{ MPa}$$

Donc condition est vérifiée.

- **Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis : (BAEL99Art AS .1.313)**

- **Influence sur le béton :**

On doit vérifier la condition suivante

$$\frac{2V_{\max}}{ba} \leq 0,8 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} \Rightarrow V_u \max = 0,26 abfc28$$

Avec:

a: désigne la longueur d'appuis égale  $0.9d$

$$a = 0,9d = 0,9 \times (270) = 243 \text{ mm}$$

$$V_u \max \leq 0.267 \times 243 \times 300 \times 30 = 583929 \text{ N}$$

Où:  $V_u \max = 22.67 \text{ KN} \leq 583929 \text{ KN}$ .

**Condition vérifiée.**

- **Vérification au cisaillement : (BAEL99/Art 5.1, 211)**

La fissuration est préjudiciable,  $\tau_u$  doit être au plus égale à la plus basse des deux valeurs suivantes :

$$T_u = 44.15 \text{ KN}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} = 2,50 \text{ MPa} \\ 4 \text{ MPa} \end{array} \right. \rightarrow \bar{\tau}_u = 2,50 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{44150}{30 \cdot 270} = 0,54 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,50 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée

Il n'y a pas de risque de cisaillement.

- Calcul à L'ELS :
- La combinaison d'action :

$$q_s = G + Q = G + R_{AS} = 20.22 \text{ KN/ml.}$$

- Réaction

$$R_A = R_B = (q_u \cdot l) / 2 = 31.84 \text{ KN}$$

- Calcul des moments isostatique :

$$M_0 = M_{\max} = (q_u \cdot l^2) / 8 = 25.07 \text{ KN.m}$$

- Correction des moments
- En appuis :

$$M_a = -0,3 M_0 = -0,3 \cdot 25.07 = -7.521 \text{ KN.m.}$$

- En travée :

$$M_t = 0,85 M_0 = 0,85 \cdot 25.07 = 21.30 \text{ KN.m.}$$

- Effort tranchant :

$$T = R_A = R_B = 31.85 \text{ KN}$$

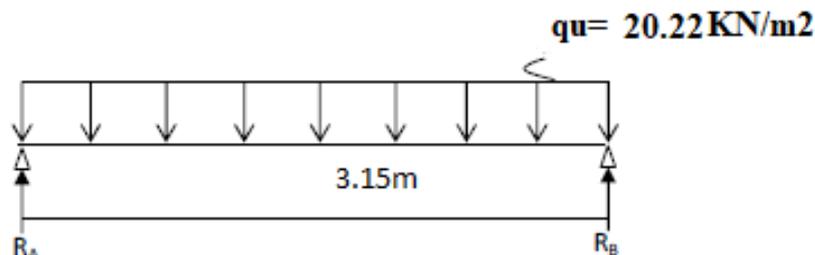


Figure 4. 14 : Schéma statique (ELS)

- Les diagrammes des moments et efforts tranchants :

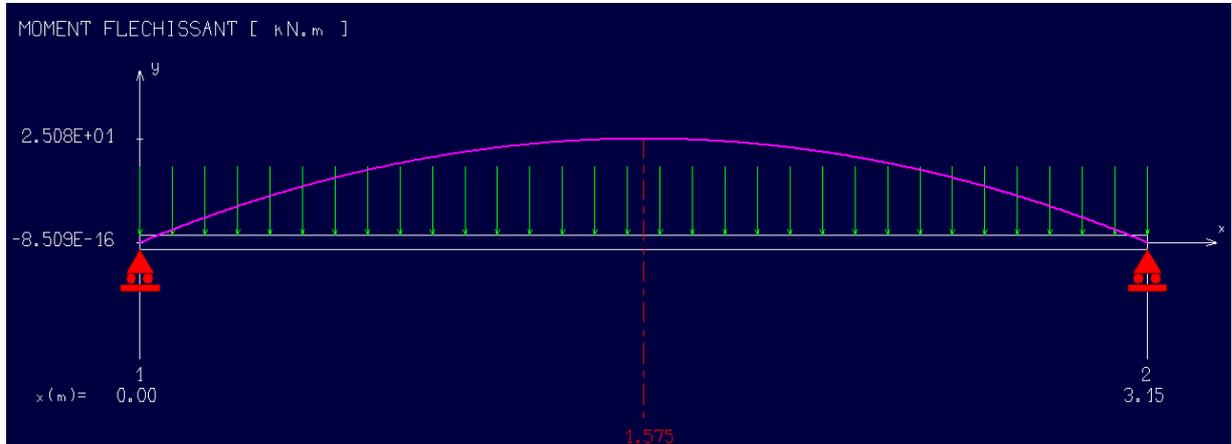


Figure 4.15: Diagramme de moment fléchissant à l'ELS

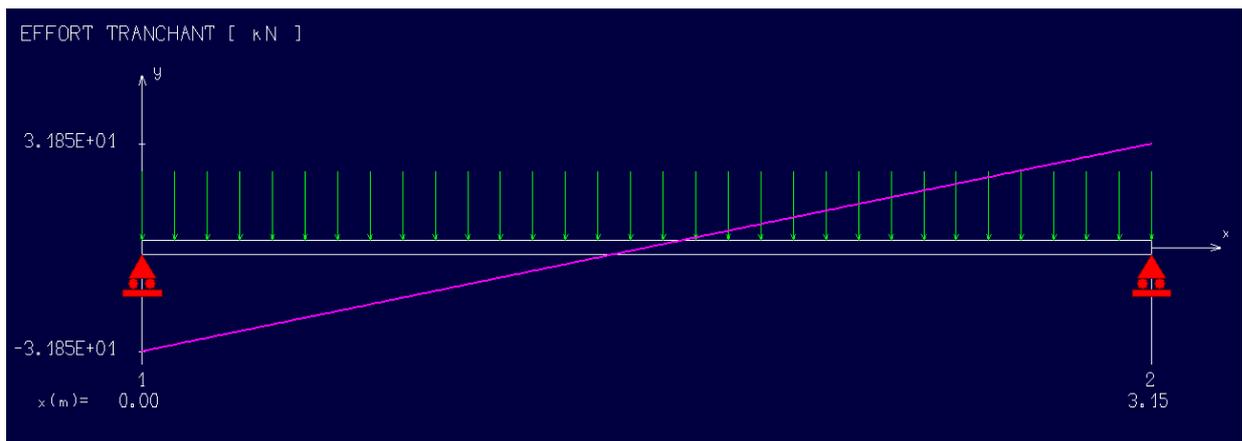


Figure 4.16: Diagramme de l'effort tranchant à l'ELS

- Vérification à l'ELS :
- Vérification des contraintes dans le béton : (Art A.4.5.2/BAEL 91)
- En travées :
- Position de l'axe neutre :

$$(b/2)*y1^2 - 15*As*(d-y1) = 12,5y1^2 + 47,4y1 - 1279,8$$

$$y1 = 8,39$$

- Moment d'inertie :

$$I = (b*Y^3)/3 + 15[A (d-Y)^2]$$

$$I = (100 \cdot 8.39^3) / 3 + 15 \cdot 8.39 \cdot (13.5 - 8.39)^2 = 22972.53 \text{ cm}^4.$$

**- Contraintes dans le béton :**

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$$

$\sigma_{bc}$  : Contrainte dans le béton comprimé.

$\overline{\sigma_{bc}}$  : Contrainte limite dans le béton comprimé

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \cdot f_{c28} = 0.6 \times 30 = 18 \text{ MPa}.$$

$$\sigma_{bc} = (M_{ser} / I) \cdot y_1 = (25080 / 22972.53) \cdot 8.39 = 9.15 \text{ MPa}.$$

$$\sigma_{bc} = 9.15 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 18 \text{ MPa}$$

**Condition vérifiée**

**- Contraintes dans les aciers :**

$$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$$

$\sigma_s$  : Contrainte dans le béton tendu.

$\overline{\sigma_s}$  : Contrainte limite dans le béton tendu.

$$\overline{\sigma_s} = f_e / \gamma_s = 400 / 1.15 = 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \cdot M_{ser} / I \cdot (d - y_1) = (15 \cdot 25080) / 22972.53 (27 - 8.39) = 304.7 \text{ MPa}.$$

$$\sigma_s = 304.7 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_s} = 348 \text{ MPa}$$

**Condition vérifiée.**

**- En Appius:**

**Contraintes dans le béton :**

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$$

$\sigma_{bc}$  : Contrainte dans le béton comprimé.

$\overline{\sigma_{bc}}$  : Contrainte limite dans le béton comprimé

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \cdot f_{c28} = 0.6 \times 25 = 18 \text{ MPa}.$$

$$\sigma_{bc} = (M_{ser} / I) \cdot y_1 = (8509 / 22972.53) \cdot 8.39 = 3.10 \text{ MPa}.$$

$$\sigma_{bc} = 3.10 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 18 \text{ MPa}$$

**Condition vérifiée.**

- **Contraintes dans les aciers :**

$$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$$

$\sigma_s$  : Contrainte dans le béton tendu.

$\overline{\sigma_s}$ : Contrainte limite dans le béton tendu.

$$\overline{\sigma_s} = f_e / \gamma_s = 400 / 1.15 = 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 * M_{ser} / I * (d - y_1) = (15 * 8509) / 22972.53 * (27 - 8.39) = 103.39 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 103.39 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_s} = 348 \text{ MPa}$$

**Condition vérifiée.**

**2-5-3- Vérification de la flèche :**

Il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées:

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0}$$

$$\frac{A}{b*d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{0.30}{3.15} = 0.095$$

$$\frac{1}{16} = 0.0625$$

} Condition vérifiée.

$$\frac{h}{L} = \frac{0.30}{3.15} = 0.095$$

$$\frac{M_t}{10M_0} = \frac{32.67}{10 * 38.44} = 0.085$$

} Condition vérifiée.

$$\frac{A}{b*d} = \frac{4.52}{25 * 27} = 0.007$$

$$\frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.0105$$

} Condition vérifiée

Les trois conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

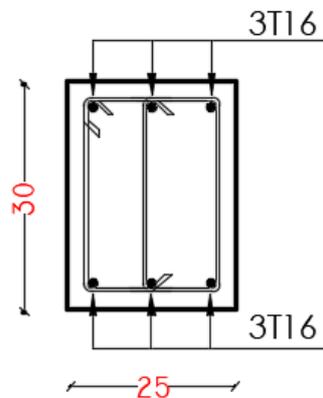


Figure 4.17: ferrailage poutre palier

## 2-6- Etude de l'acrotère :

L'acrotère est considéré un élément secondaire en béton armé ceinturant le bâtiment pour la protection contre l'infiltration des eaux pluviales. Cette dernière est encastrée à sa base : Le calcul s'effectue pour une bande de 1 mètre de largeur ; le ferrailage sera déterminé en flexion composée et la fissuration est considérée comme préjudiciable car l'acrotère est soumis aux intempéries.

### 2-6-1- Calcul des sollicitations :

#### - Charge permanente :

$$G = \gamma_s \times S$$

Avec  $\gamma_s$  : poids volumique du béton

S : surface de l'acrotère

$$S = ((0,05 \times 0,1)/2) + (0,05 \times 0,1) + (0,1 \times 0,6) = 0,0675 \text{ m}^2/\text{l.}$$

$$G = 0,0675 \times 2500 = 1.69 \text{ Kg/ml.}$$

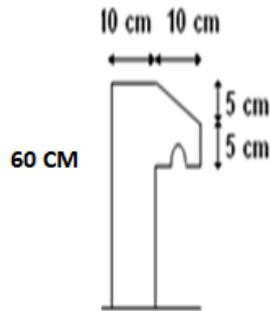


Figure 4.18: coupe transversale de l'acrotère

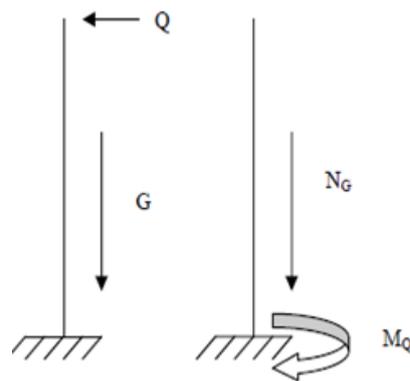


Figure 4.19 : Schéma Statique de l'acrotère

- Charge d'exploitation :

$$Q = 1,00 \text{ kN/ml}$$

- La force horizontale :  $F_p$  [R.P.A.99 (version 2003) (6.2.3)] :

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

$A = 0,15$   $\longleftrightarrow$  coefficient d'accélération de la zone IIa.

$W_p = 1,69 \text{ Kg/ml}$   $\longleftrightarrow$  poids de l'acrotère.

$C_p = 0,8 \text{ KN}$   $\longleftrightarrow$  facteur de la force horizontale.

$$F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 1,69 = 0,81 \text{ Kg/ml}$$

$$P = \max (0,81 \text{ KN}; 1 \text{ KN}) \rightarrow p = 1 \text{ KN}$$

Le calcul se fait pour une bande de 1 ml.

**2-6-2- Calcul des moments fléchissant et l'effort tranchant :**

- ELU :

$$N_u = 1.35G = 1.35 \times 1.69 = 2.8 \text{ KN}$$

$$M_u = 1.5 Q h = 1.5 \times 1 \times 0.6 = 0.9 \text{ KN.m}$$

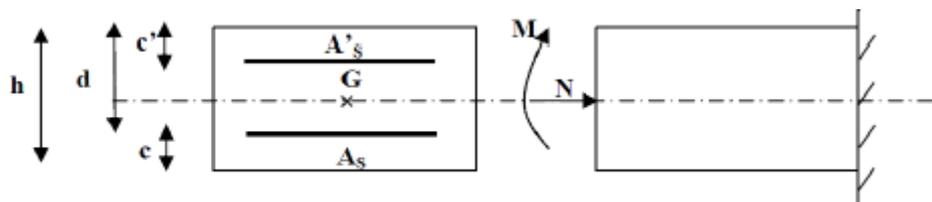
- ELS :

$$N_s = G = 1.69 \text{ KN}$$

$$M_s = Q \times h = 1 \times 0.6 = 0.6 \text{ KN.m}$$

**2-6-3- Calcul de ferrailage :**

Le ferrailage se fera comme une console qui travaille en flexion composée. Le calcul se fera à l'ELU et les vérifications à l'ELS.



**Figure 4.20 :** Section rectangulaire soumise à la flexion composée

$$h = 10 \text{ cm} ; c = 3 \text{ cm} ; d = 7 \text{ cm}.$$

- **ELU : Détermination de l'excentricité : e u**

$$e u = \frac{M}{N} = \frac{0,9}{2,28} = 0,39 \text{ m}$$

$$e u = 0.39 \text{ m} > \frac{h}{2} - c = 0.02 \text{ m} ,$$

Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures.

N est un effort de compression neutre à l'intérieur. Donc la section est partiellement comprimée.

Donc l'acrotère sera calculé en flexion simple sous l'effet du moment fi à la flexion composée.

**2-6-4- Calcul en flexion simple :**

- **Moment fictif :**

$$M_1 = M_u + N_u \times \left(\frac{h}{2} - c\right)$$

$$M_1 = 0.9 + 2.28 \times \left(\frac{0.1}{2} - 0.03\right)$$

$$M_1 = 0.945 \text{ KN.m}$$

- **Moment réduit :**

$$\sigma_{bc} = 0,85 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,85 \frac{25}{1.5} = 14.2 \text{ Mpa}$$

$$u = \frac{M_1}{b \sigma_b d^2} = \frac{0.945 \times 10^{-3}}{1 \times 0.0049 \times 14.2} = 0.0136$$

$\mu < \mu_1 = 0.392$  la section est simplement armée, donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

- **Armatures fictives :**

$$\mu = 0.0136$$

A' n'existe pas et  $1000\epsilon_s > 1000\epsilon_l \rightarrow \sigma_s = f_e / \delta_s = 348 \text{ MPa}$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \rightarrow \alpha = 0,017$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \rightarrow \beta = 0,993$$

$$A_f = \frac{M_1}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{945}{0.993 \times 348 \times 7} = 0.391 \text{ cm}^2$$

On revient à la sollicitation réelle (flexion composée)

$$A_s = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_s} = 0.391 - \frac{2.28}{348} = 0.38 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.966 \text{ cm}^2$$

Donc on prend :  $A_s = \max(A_{cal} ; A_{min}) = 0.966 \text{ cm}^2$ .

Soit: 4 T8 avec un espacement  $St = 25 \text{ cm/ml}$

Choix des armatures :  $A_s = 2.01 \text{ cm}^2$

- **Les armatures des répartitions :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.50 \text{ cm}^2$$

4T8 = 2.01 cm<sup>2</sup>/ml avec un espacement  $St = 25 \text{ cm/ml}$ .

- **Vérifications à l'ELU :**

- **Condition de non fragilité :**

(BAEL99 /Art A.4.2.1) par définition de cet article en cas de flexion composée on introduisant (Met N)

$$f_{t28} = 0.6 \times 0.06 f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$A_{\min} = 0.23 * b * d * \frac{e_s - 0.445 * d}{e_s - 0.185 * d} e$$

$$e_s = \frac{0,60}{1,69} = 0.35 \text{ m}$$

$$A_{\min} = 0.23 * 100 * 7 * \frac{35 - 0.445 * 7}{35 - 0.185 * 7}$$

$$A_{\min} = 0.8 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0.8 \text{ cm}^2 < A_t = 2.01 \text{ cm}^2$$

**Condition vérifiée.**

### **2-6-5- Vérification au cisaillement :(BAEL99/Art 5.1, 211)**

Nous avons une fissuration préjudiciable,  $\tau_u$  doit être au plus égale à la plus basse des deux valeurs suivantes :

$$T_u = 1 \text{ KN}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} = 2,50 \text{ MPa} \\ 4 \text{ MPa} \end{array} \right. \rightarrow \bar{\tau}_u = 2,50 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{1000}{1000 \cdot 70} = 0,021 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,50 \text{ MPa}$$

La condition est vérifiée, donc il n'y a pas de risque de cisaillement.

- **Vérification d'adhérence des barres:** (BAEL99/ ArtA 6.1,3) :

$$\tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}} = 0.6 \cdot \psi \cdot f_{t28} \quad \text{avec : } \tau_{se} = \frac{v_u}{0.9 - d \sum u}$$

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

$$\sum u = 4 \times \pi \times \phi = 4 \times \pi \times 0.6 = 7.54 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{1500}{0.9 - 70 \cdot 7.54} = 0.316 \text{ MPa.}$$

$$\overline{\tau_{se}} = 1.5 \times 2.4 = 3.15 \text{ MPa} \quad (\psi = 1.5 : \text{Barres de haute adhérence}).$$

$$\tau_{se} = 0.316 \text{ MPa} < \overline{\tau_{se}} = 3.6 \text{ MPa}$$

La condition est vérifiée, donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

**2-6-6- Longueur de scellement droit :(BAEL 91/Art A.6.1, 23)**

$$l_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \tau_{su}}$$

$$\text{Tel que : } \tau_{su} = 0.6 \cdot \psi^2 \cdot f_{t28} = 0.6 \cdot 1.5^2 \cdot 2.4 = 3.24 \text{ Mpa}$$

$$l_s = \frac{0.8 \cdot 400}{4 \cdot 3.24} = 24.69 \text{ cm}$$

On prend :  $l_s = 30 \text{ cm}$

Longueur d'ancrage hors crochet :

$$l_c = 0.8 \times l_s = 25 \text{ cm.}$$

**2-6-7- Vérification des espacements des barres : (Art A.4.5 ,33 BAEL91)**

$$S_t \leq \min 2h ; 25 \text{ cm}$$

$$S_t = 25 \text{ cm} \leq \min 30 \text{ cm} ; 25 \text{ cm} = 25 \text{ cm}$$

**Condition vérifiée.**

- **Vérification à l'ELS :**

L'acrotère est exposé aux intempéries, donc les fissurations sont considérées comme étant fissurations préjudiciables.

$$NS = 1.69 \text{ KN.}$$

$$M_S = 0.6 \text{ KN.m.}$$

$$e_s = \frac{M}{N} = \frac{0,6}{1.69} = 0,35 \text{ m}$$

$$e_s = 0.35 \text{ m} > \frac{h}{2} - c = 0.02 \text{ m},$$

Donc la section est partiellement comprimée.

$$M_s = N_s \times (e_s + (\frac{h}{2} - c))$$

$$M_s = 0.6 \times (0.35 + (\frac{0.1}{2} - 0.03)) = 0.62 \text{ KN.m}$$

$$\bar{\alpha} = \frac{15 \cdot \bar{\sigma}_{bc}}{15 \cdot \bar{\sigma}_{bc} + \sigma_{st}}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 18 \text{ MPa}$$

Fissuration préjudiciable.

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \cdot \sqrt{2 \cdot n} \right\} = 201.63 \text{ MPa}$$

On a une fissuration préjudiciable :

$$\eta = 1,6 \text{ (Acier HA)}$$

$$\bar{\alpha} = \frac{15 \cdot 15}{15 \cdot 15 + 201.63} = 0.527$$

$$\mu_s = 0.01622$$

$$M_{fs} = \mu_s \times b \times s \times \sigma_{st}$$

$$M_{fs} = (0.01622 \times 1000 \times 70 \times 201.63) \times 10^{-6} = 16.02 \text{ KN.m}$$

$M_{fs} = 16.02 \text{ KNm} > M_f = 0.62 \text{ KNm} \Rightarrow$  la section est simplement armée.

$$A_s = \frac{M_{fs}}{(d-c) \cdot \sigma_{st}} = \frac{620}{(7-3) \cdot 201.63} = 0.769 \text{ cm}^2$$

Armatures réelles (en flexion composée)

$$A_{St} = A_{stf} - (N_s / \sigma_{st}) = 0.769 - (1.69 \cdot 10^3 / 201.63 \cdot 10^2)$$

$$A_{St} = 0.685 \text{ cm}^2.$$

$$A_{St} = 0.794 \text{ cm}^2 < A_{\text{adop}} = 2.01 \text{ cm}^2$$

Condition vérifiée.

- **Moment d'inertie :**

$$I = (b \cdot Y^3) / 3 + 15[A(d-Y)^2]$$

$$I = (100 \cdot 1.80^3) / 3 + 15 \cdot 2.01 \cdot (7-1.80)^2 = 1009.66 \text{ cm}^4$$

- **Position de l'axe neutre:**

$$(b/2) \cdot y_1^2 - 15 \cdot A_s \cdot (d - y_1) = 50Y^2 - 30.15y_1 - 211.05$$

$$y_1 = 1.80 \text{ cm.}$$

### **2-6-8- Vérification des contraintes dans les aciers :**

$$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$$

$\sigma_s$  : Contrainte dans le béton tendu.

$\overline{\sigma_s}$  : Contrainte limite dans le béton tendu.

$$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 * \sqrt{2 * n} \right\} = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \cdot M_{ser} / I \cdot (d - y_1) = (15 \cdot 602 / 1009.66) \cdot (7 - 1.8) = 46.51 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_s = 46.51 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_s} = 201.63 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée.

### **2-6-9- Vérification des contraintes dans le béton :**

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$$

$\sigma_{bc}$  : Contrainte dans le béton comprimé.

$\overline{\sigma_{bc}}$  : Contrainte limite dans le béton comprimé

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0.6 * f_{c28} = 0.6 \times 30 = 18 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = (M_{ser} / I) \cdot y_1 = (620 / 1009.66) \cdot 1.8 = 1.11 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = 1.11 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 18 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

**2-6-10- Vérification du ferrailage vis-à-vis au séisme :**

D'après le R.P.A 99 (version 2003), les éléments de structure secondaires doivent être vérifiés aux forces horizontales selon la formule suivante :

$$F_p = 4 \cdot C_p \cdot A \cdot W_p \quad [\text{R.P.A99\_V2003}]$$

A : Coefficient d'accélération, donné par le tableau (4-1) du RPA suivant la zone sismique et le groupe d'usage.  $A = 0.15$  (Groupe 2; zone IIa)

$C_p$  : Facteur de force horizontale variant entre 0.3 et 0.8.

$C_p = 0.8$  (élément en console)

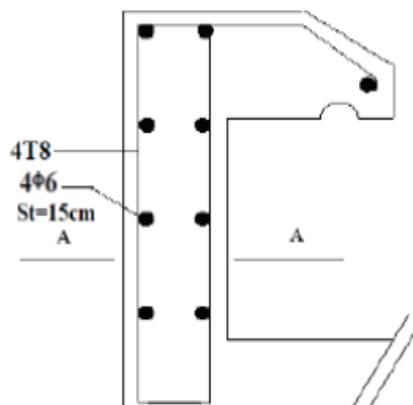
$W_p$  : Poids propre de l'acrotère.  $W_p = 1.69 \text{ KN/ml}$

Alors:  $F_p = 4 \cdot 0.15 \cdot 0.8 \cdot 1.69 = 0.81 \text{ KN/ml} < Q = 1 \text{ KN/ml}$

$$F_p < Q$$

**Condition vérifiée.**

L'acrotère est calculé avec un effort horizontal supérieur à la force séismique  $F_p$ , d'où le ferrailage adopté précédemment reste convenable



**Figure 4.21 :** schémas de ferrailage d'acrotère

**2-7- Etude des balcons :**

Le balcon est considéré comme une console et constitué d'une dalle pleine faisant suite à la dalle du plancher, on fait son calcul comme une poutre encastree au niveau de la poutre de rive.

Le calcul se fera pour une bande de 1.5 m.

- Epaisseur de balcon:

Isolation acoustique :  $e \geq 12\text{cm}$

$$e \geq L/10 \quad e \geq 150/10 = 15 \text{ cm}$$

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

### 2-7-1- Détermination des charges :

- Charge permanente :

Poids propre de la dalle pleine :  $G = (5.32\text{KN/m}^2) \times 1.5\text{m} = 7.98\text{KN/ml}$

Poids propre du garde corps de 1m de hauteur :  $g = (0.375) \times 1.5\text{m} \times 1.5\text{m} = 0.843\text{KN}$

- Charges d'exploitations :

Surcharge:  $Q = (3.5\text{KN/m}^2) \times 1.5\text{m} = 5.25\text{KN/ml}$

- Calcul à l'état limite ultime (ELU) :

Le balcon sera calculé en flexion simple.

- Combinaison de charge :

**Pour l'état limite ultime**

$$P_u = 1.35 \times 7.98 + 1.5 \times 5.25 = 18.65\text{KN/ml}$$

$$g_u = 1.35 \times 0.843 = 1.138\text{KN}$$

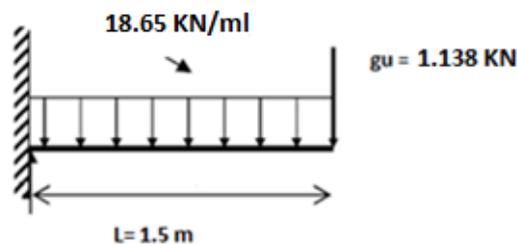


Figure 4.22: Schéma statique de calcul à l'ELU

### 2-7-2- Calcul des efforts internes :

$$M_u = \frac{q_u l^2}{2} + P_u l = 22.93 \text{ KN.m}$$

$$T_u = -29.11 \text{ kN}$$

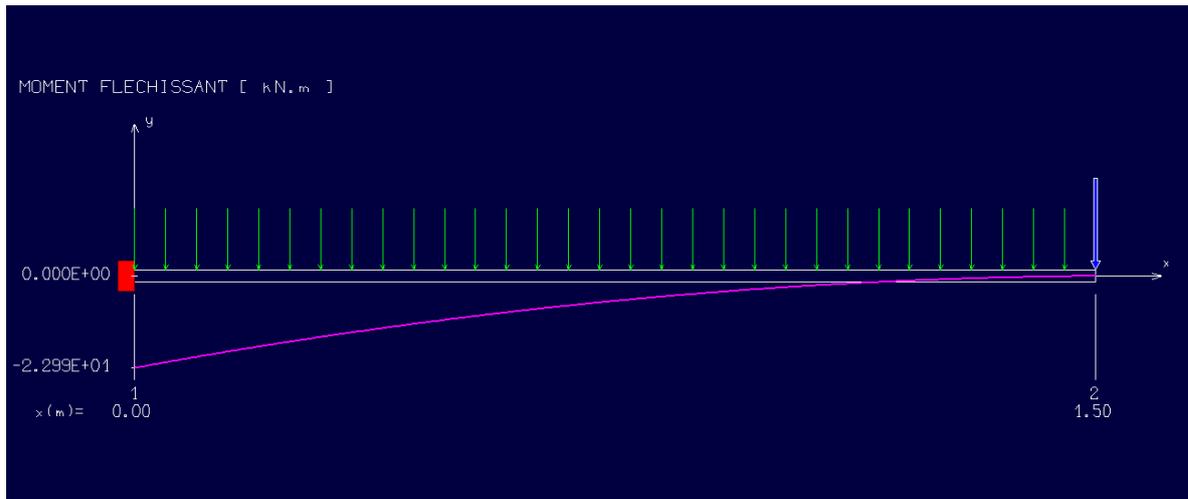


Figure 4.23 : Diagramme du moment fléchissant à l'ELU

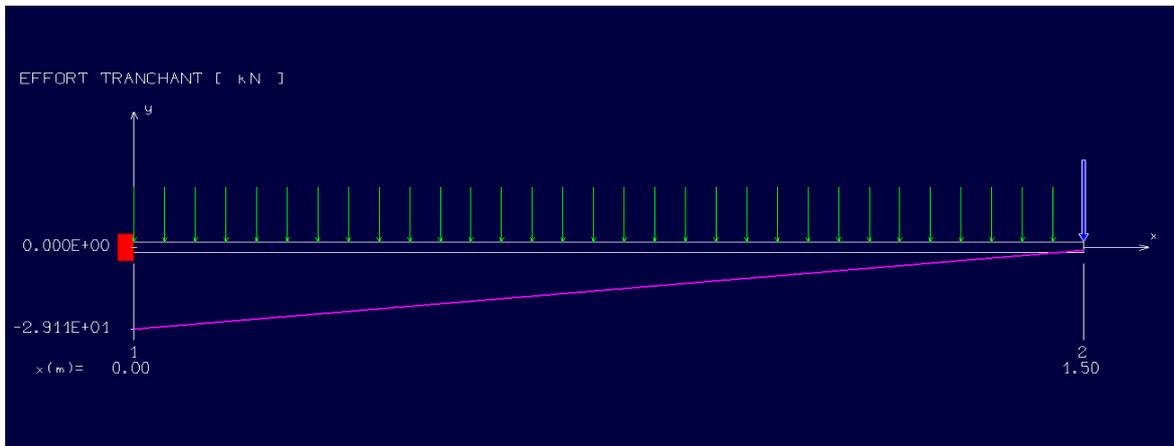


Figure 4.24 : Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU

- Calcul à l'ELU :

La hauteur  $h = 20$  cm

$d = 0,9 \cdot h = 0,9 \cdot 20 = 18$  cm

**2-7-3- Calcul du ferrailage :**

- Armatures principales :

$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{22930}{100 \cdot 18^2 \cdot 17} = 0,041 < 0,392$  (Acier FeE400) pivot A, donc ; les armatures de compression sont nécessaires.

- $\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,041}) = 0,052$

- $\beta = 1 - 0,4\alpha = 1 - 0,4 \cdot 0,063 = 0,979$
- $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$

$$A_{cal} = \frac{M_u}{\beta d \sigma_s} = \frac{22930}{0,979 \cdot 18 \cdot 348} = 3,74 \text{ cm}^2$$

Soit 4HA12 = 4.52 cm<sup>2</sup>, avec un espacement de 15 cm.

-Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{4,52}{4} = 1,13 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit 4HA8 = 2.01 cm<sup>2</sup>, avec un espacement de 15 cm.

**- Vérifications à l'ELU :**

**- Condition de non fragilité :** (BAEL99 / Art A.4.2.1).

$$f_{t28} = 0,6 \times 0,06 f_{c28} = 2,4 \text{ MPa}$$

$$A_{min} = 0,23 b d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \cdot 100 \cdot 22,5 \cdot \frac{2,4}{400} = 3,105 \text{ cm}^2.$$

$$\tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}} = 0,6 \cdot \psi \cdot f_{t28}$$

$$\text{Avec: } \tau_{se} = \frac{v_u}{0,9 - d \sum u}$$

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

$$\sum u = 4 \times \pi \times \emptyset = 4 \times \pi \times 0,6 = 7,54 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{29110}{0,9 \cdot 225 \cdot 75,4} = 1,91 \text{ MPa.}$$

$$\overline{\tau_{se}} = 1,5 \times 2,4 = 3,6 \text{ MPa} \quad (\psi = 1,5 : \text{Barres de haute adhérence}).$$

$$\tau_{se} = 1,91 \text{ MPa} < \overline{\tau_{se}} = 3,6 \text{ MPa}$$

La condition est vérifiée, donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

**- Longueur de scellement droit :** (BAEL 91/Art A.6.1, 23)

$$l_s = \frac{\emptyset \cdot f_e}{4 \tau_{su}}$$

$$\text{Tel que : } \tau_{su} = 0,6 \cdot \psi^2 \cdot f_{t28} = 0,6 \cdot 1,5^2 \cdot 2,4 = 3,24 \text{ MPa}$$

$$l_s = \frac{0.8 \cdot 400}{4 \cdot 3.24} = 24.69 \text{ cm} \text{ donc on prend : } l_s = 30 \text{ cm}$$

Longueur d'ancrage hors crochet :

$$l_c = 0.8 \times l_s = 25 \text{ cm.}$$

$$A = 4.52 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 3.105 \text{ cm}^2 \text{ Condition Vérifiée.}$$

**2-7-4- Vérification au cisaillement :(BAEL99/Art 5.1, 211) :**

La fissuration est préjudiciable,  $\tau_u$  doit être au plus égale à la plus basse des deux valeurs suivantes :

$$T_u = 29.11 \text{ KN}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,15 \frac{f_{cj}}{y_b} = 2,50 \text{ MPa} \\ 4 \text{ MPa} \end{array} \right. \rightarrow \bar{\tau}_u = 2,50 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{29110}{1000 \cdot 180} = 0,16 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,50 \text{ MPa} \text{ Condition vérifiée}$$

Il n'y a pas de risque de cisaillement.

**2-7-5- Vérification d'adhérence des barres:(BAEL91/ Art 6.1, 3) :**

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = 0.6 \cdot \psi \cdot f_{t28} \quad \text{Avec : } \tau_{se} = \frac{v_u}{0.9 - d \sum u}$$

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

$$\sum u = 4 \times \pi \times \varnothing = 4 \times \pi \times 12 = 150.72 \text{ mm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{29110}{0.9 \cdot 225 \cdot 150.72} = 0.95 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.4 = 3.6 \text{ MPa} \quad (\psi = 1.5 : \text{Barres de haute adhérence}).$$

$$\tau_{se} = 0.95 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.6 \text{ MPa}$$

La condition est vérifiée, donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

**2-7-6- Longueur de scellement droit :(BAEL 91/Art A.6.1, 23) :**

- Armatures longitudinales :

$$l_s = \frac{\emptyset * f_e}{4\tau_{su}}$$

$$\text{Tel que : } \tau_{su} = 0.6 * \psi^2 * f_{t28} = 0.6 * 1.5^2 * 2.4 = 3.24 \text{ MPa}$$

$$l_s = \frac{12 * 400}{4 * 3.24} = 37.037 \text{ cm}$$

On prend :  $l_s = 45 \text{ cm}$

La longueur de scellement dépasse la largeur de la poutre à la qu'elle les barres seront ancrée alors le BAEL admet que l'ancrage d'une barre se termine par un crochet, dont la longueur d'ancrage mesuré hors crochets est :  $l_c = 0.4 \times l_s$  (art A.6.1.253 BAEL 99).

$$l_c = 0.4 \times 45 = 18 \text{ cm}$$

- Armatures transversales :

$$l_s = \frac{\emptyset * f_e}{4\tau_{su}}$$

$$\text{Tel que : } \tau_{su} = 0.6 * \psi^2 * f_{t28} = 0.6 * 1.5^2 * 2.4 = 3.24 \text{ MPa}$$

$$l_s = \frac{10 * 400}{4 * 3.24} = 30.864 \text{ cm}$$

On prend :  $l_s = 40 \text{ cm}$

La longueur de scellement dépasse la largeur de la poutre à la qu'elle les barres seront ancrée alors le BAEL admet que l'ancrage d'une barre se termine par un crochet, dont la longueur d'ancrage mesuré hors crochets est :  $l_c = 0.4 \times l_s$  (art A.6.1.253 BAEL 99).

$$l_c = 0.4 \times 40 = 16 \text{ cm}$$

**2-7-7- Espacement des barres :**

- Armatures longitudinales :

$$St \leq \min (4h; 33\text{cm}) = 33\text{cm}$$

$$St = 15\text{cm} \leq 33\text{cm} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- **Armatures transversal :**

$$St \leq \min(4h; 33\text{cm}) = 45\text{cm}$$

$$St = 15\text{cm} \leq 45\text{ cm Condition vérifiée.}$$

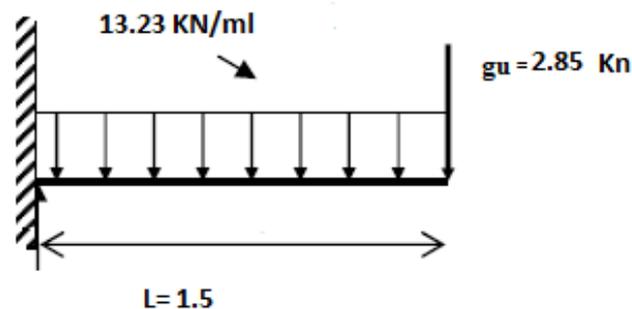
- **Calcul à l'ELS:**

- **Combinaison de charge :**

**Pour l'état limite service**

$$P_{ser} = (G1+Q1) \times 1.5 = (5.32+3.5) \times 1.5 = 13.23\text{KN/ml}$$

$$g_s = g \times 1.5 = 2.85\text{KN}$$



**Figure 4.25 :** Schéma statique de calcul à l'ELS

- **Calcul des efforts internes :**

$$M_u = \frac{q_u l^2}{2} + P_u l = -19.16 \text{ KN.m}$$

$$T_u = -22.70\text{Kn}$$

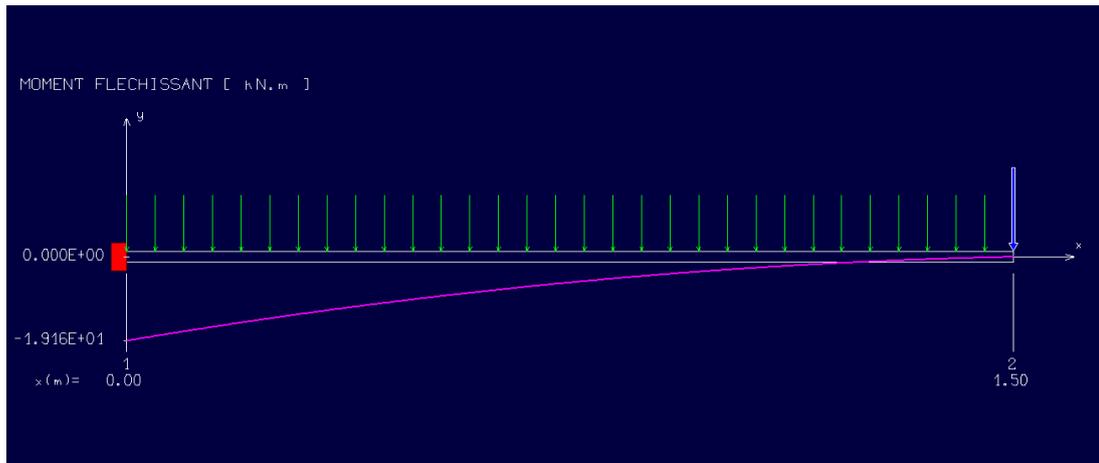


Figure 4.26 : Diagramme du moment fléchissant à l'ELS

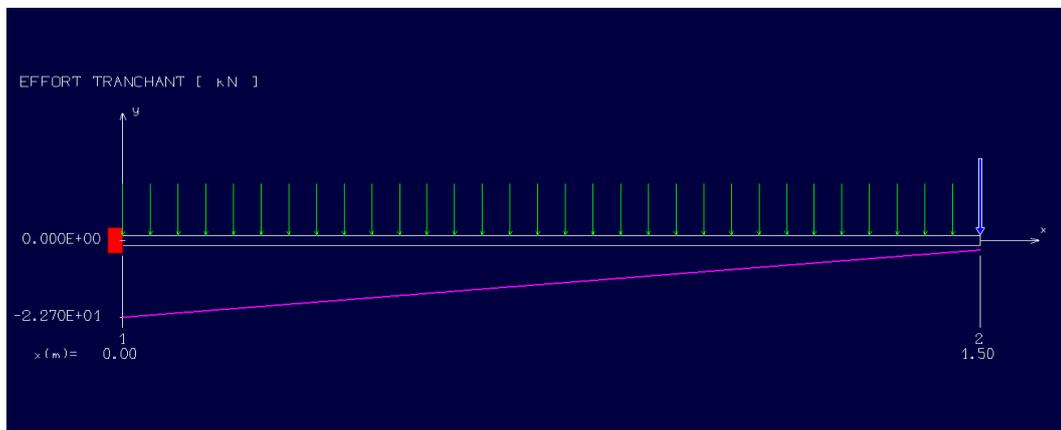


Figure 4.27 : Diagramme de l'effort tranchant à l'ELS

- **Position de l'axe neutre :**

$$(b/2)*y1^2 - 15*As*(d-y1) = 50y1^2 + 67.8y1 - 1220.4 \quad \longleftrightarrow \quad y1 = 4.31 \text{ cm.}$$

2-8- **Moment d'inertie :**

$$I = (b*Y^3)/3 + 15[A (d-Y)^2]$$

$$I = (100*4.31^3)/3 + 15* 4.52*(22.5-4.31)^2 = 35684.39 \text{ cm}^4.$$

- **Vérification des contraintes dans le béton:(Art A.4.5.2/BAEL 91) :**

$\sigma_{bc}$  : Contrainte dans le béton comprimé.

$\overline{\sigma}_{bc}$  : Contrainte limite dans le béton comprimé

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 * f_{c28} = 0.6 \times 30 = 18 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = (M_{ser}/I) * y_1 = (19160/15375.57) * 4.31 = 5.37 \text{ Mpa.}$$

$$\sigma_{bc} = 5.37 \text{ Mpa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 18 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- **État limite d'ouvertures des fissures :**

$$\sigma_s \leq \overline{\sigma}_s$$

$\sigma_s$  : Contrainte dans le béton tendu.

$\overline{\sigma}_s$ : Contrainte limite dans le béton tendu.

$$\overline{\sigma}_s \leq \overline{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_c ; 110 * \sqrt{2 * n} \right\} = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 * M_{ser}/I * (d - y_1) = (15 * 19160 / 15375.57 * (18 - 4.31)) = 136.53 \text{ Mpa.}$$

$$\sigma_s = 136.53 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- **Etat limite de déformation:(Art B.6.5.1/BAEL91)**

Il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées:

$$\frac{h}{L} > \frac{1}{16}$$

$$\frac{h}{L} > \frac{M_t}{10M_0}$$

$$\frac{A}{b*d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{0.25}{1.5} = 0.17$$

$$\frac{1}{16} = 0.0625$$

Condition vérifiée.

$$\frac{h}{L} = \frac{0.25}{1.5} = 0.17$$

$$\frac{M_t}{10M_0} = \frac{19.16}{10 * 19.16} = 0.1$$

Condition vérifiée.

$$\frac{A}{b*d} = \frac{4.52}{22.5 * 100} = 0.0025$$

$$\frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.0105$$

Condition vérifiée

Les trois conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

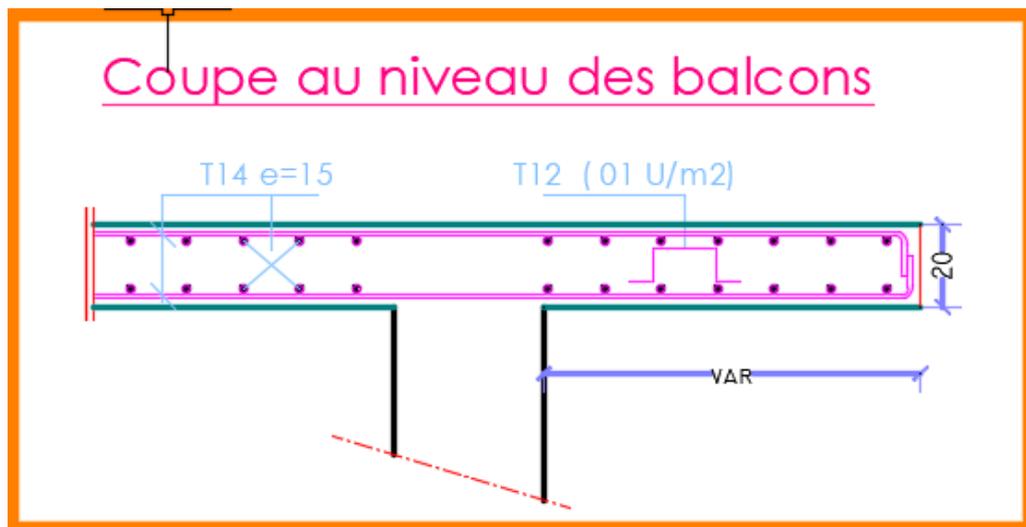


Figure 4.28 : Plan de ferrailage des balcons

### 3- Conclusion :

Ce chapitre a passé en détail le calcul des différentes pièces secondaires composant la structure de l'édifice comme ; les trois types d'escaliers assurant la circulation verticale, l'acrotère, et les balcons.

Dans le chapitre suivant, nous allons l'accorder à l'étude sismique c'est-à-dire, comment les forces sismiques entrent en interaction avec le bâtiment et comment ce dernier va réagir via cette excitation.

## **Chapitre V**

---

### **Etude sismique**

## **1- Introduction :**

Les tremblements de terre ont représenté depuis toujours un de plus graves désastres de l'humanité. Leur apparition brutale est imprévue, la violence des forces mises en jeu et l'énormité des pertes humaines et matérielles ont marqué la mémoire des générations.

Le séisme est un phénomène qui se produit à partir du frottement entre les plaques tectoniques, un déplacement de ces dernières engendre des efforts sismiques qui imposent aux constructions des accélérations pouvant atteindre l'ordre de grandeur de la pesanteur, alors un effort sismique est un effort dynamique (varie en fonction du temps).

Le calcul sismique dans notre étude sera effectué dans le cadre du règlement parasismique algérien [R.P.A.99 (version2003)].

## **2- Etude empirique :**

### **2-1- Choix de la méthode de calcul :**

Pour le choix de la méthode à utiliser, on doit vérifier certaines conditions relatives aux règles parasismiques en vigueur en Algérie (RPA99 version 2003), et qui ont le rapport avec les régularités en plan et en élévation du bâtiment.

Le calcul des forces sismiques est mené selon les trois méthodes suivantes :

La méthode statique équivalente.

La méthode d'analyse modale spectrale.

La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

Dans notre cas, nous avons opté pour les deux premières méthodes.

#### **2-1-1- Méthode statique équivalente :**

##### **- Principe de la méthode [RPA99 (version 2003) /4.2.1] :**

Selon cette méthode les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives appliquées successivement dans les 2 directions orthogonales et ayant des effets équivalents à ceux de l'action sismique.

Le R.P.A.99 (version2003) permet sous certaines conditions de faire les calculs par cette méthode, qui consiste à considérer la structure comme soumise à un effort tranchant à sa base donnée par la formule suivante :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} W$$

Avec :

**A** : Coefficient d'accélération de zone ;

**D** : Facteur d'amplification dynamique moyen ;

**Q** : Facteur de qualité ;

**R** : Coefficient de comportement et

**W** : Poids total de la structure.

Vue les conditions d'application imposées par la méthode statique équivalente ne sont pas applicable, dans ce cas on fait appel à la méthode dynamique modal-spectral par l'utilisation d'un logiciel de calcul « **Auto desk Robot Bat 2019** ».

### **2-1-2- Méthode d'analyse modale spectrale :**

#### **- Principe :**

Par cette méthode il est recherché pour chaque mode de vibration le maximum des effets engendrés par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul, ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

#### **- Modélisation :**

Notre structure sera représentée par un modèle tridimensionnel encasté à la base, ou les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec trois degré de liberté (2 translations horizontales, et une rotation d'axe verticale) [RPA99/v2003 4.3.2].

#### **- Présentation du logiciel :**

Robot Bat est un logiciel de calcul, d'analyse et de conception d'une variété très large de structures.

Ce système qui est basé sur la méthode des éléments finis, possède plusieurs caractéristiques qui facilitent le travail de l'ingénieur :

- Il donne plusieurs possibilités de création du modèle ;
- Il calcule automatiquement le centre de gravité et le centre d'inertie de chaque niveau ainsi que le poids total de la structure ;

- Contient une instruction qui détermine les erreurs et spécifie leur position « vérifier structure »,
- Il permet un affichage des résultats sous forme de tableaux et graphiques bien détaillés comme il donne le maximum des efforts internes (moments fléchissant M, efforts tranchants T, efforts normales, contraintes  $\sigma$ ...)

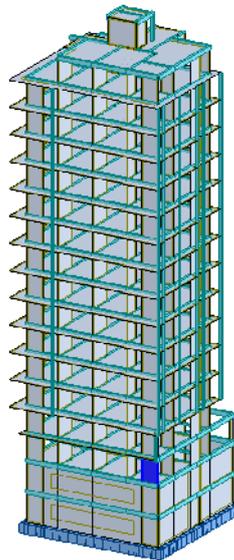
### **2-2- Étapes de modélisation :**

Pour la modélisation nous avons suivi les étapes suivantes :

- Choix du plan du travail : notre structure est un modèle tridimensionnel ;
- Choix de l'unité du travail ; KN et m ;
- Création graphique du modèle en utilisant l'interface du RobotBat (voir figure V.1) :

Les poutres sont modélisées par des éléments barres et les voiles dalle Pleine par panneau.

- Introduction des propriétés du matériau utilisé : les propriétés du béton (voir chapitre I)
- Introduction des propriétés de chaque élément de la structure : la section et le matériau utilisé ;
- Introduction des conditions aux limites ;



**Figure 5.1 :** Interface du Robot Bat

- **Détermination des charges :** pour notre cas, on a trois type :

Charge permanente G : contient le poids total de la structure et la charge permanente distribuée par les planchers aux poutres principales et secondaire ainsi que la poussée des terres pour les voiles périphériques du sous-sol.

➤ Charges d'exploitation Q : les charges d'exploitations distribuées par les planchers aux poutres.

➤ Les forces sismiques E : contient les masses concentrées au centre de gravité de chaque niveau et le spectre dans les trois sens (X, Y et Z).

• **Détermination des combinaisons de charges :**

1)  $1.35G + 1.5Q$

2)  $G + Q$

3)  $0.8G + E$

4)  $0.8G - E$

5)  $G + Q + E$

- Vérification des erreurs ;
- Lancement de l'analyse ;
- Interprétation des résultats.

• **Détermination du spectre de réponse :**

Zone	:	Ila
Usage	:	1B
Site	:	S <sub>2</sub>
Coefficient de qualité	:	1.2
Coefficient de comportement	:	3.5
Amortissement	:	5.00 %

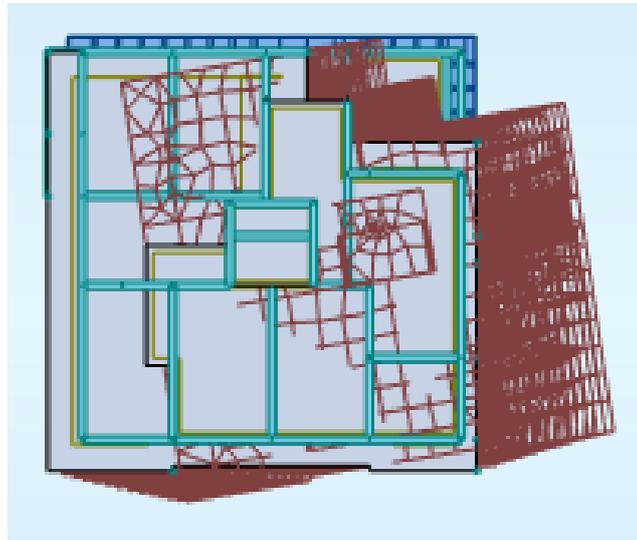
**2-3- Interprétation des résultats :**

**2-3-1- Vérification la résultante des forces sismiques :**

La résultante des forces sismiques à la base  $V_{\text{obtenue}}$  par combinaisons des valeurs modales, ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminées par la méthode statique équivalente  $V$ .

Le résultat des trois modes obtenus par modélisation sont montrés ci-dessous :

- Translation vers X :



**Figure 5.2** : mode 1 translation vers x

- Translation vers Y :



**Figure 5.3** : mode 2 translation vers y

- La torsion :

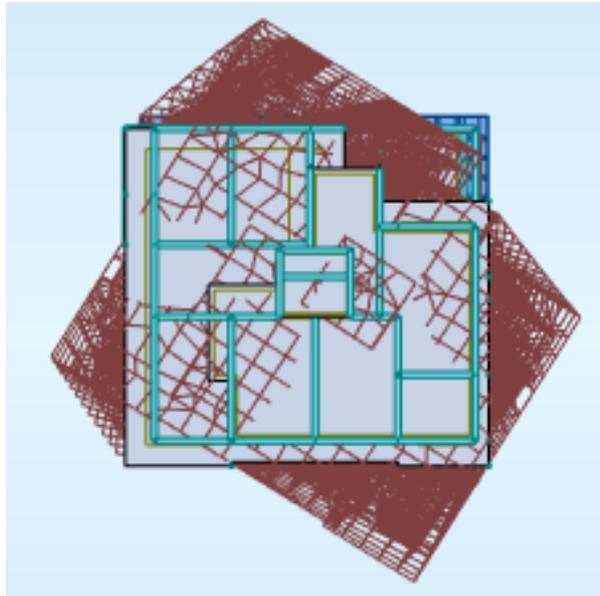


Figure 5.4 : mode 3 torsion

- **Calcul la force statique équivalente :**

La force sismique totale à la base de la structure doit être calculée dans les deux directions par :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} W$$

- **Calcul du facteur d'amplification dynamique moyen D :**

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5\eta(T_2/3)^{2/3}(3/T)^{5/3} & T > 3s \end{cases}$$

- **Coefficient de correction d'amortissement :**

$\eta$  : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{7 / (2 + \xi)} \geq 0.7$$

Où :  $\xi$  est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages donné par le **tableau (4.2)**

$$\Rightarrow \xi = 10\%$$

$\Rightarrow \eta = 0,763 \geq 0.7 \dots \dots \dots$  **Condition vérifiée.**

- **Période caractéristique T2 :**

Site ferme (S<sub>2</sub>)  $\Rightarrow T_2 = 0.40$  s (Tableau 4.7)

T<sub>2</sub> : Période caractéristique associée à la catégorie du site et donnée par le tableau (4.7)

- **Période fondamentale :**

Elle est donnée par la formule suivante :  $T = C_T h_N^{3/4}$

**h<sub>N</sub>** : Hauteur mesurée en (m) à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau est égale à 56.9 m et

**C<sub>T</sub>** : Coefficient fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau (4.6).

Contreventement assuré totalement par des voiles en BA

$\Rightarrow C_T = 0.05$

D'où :

$$T = 0.05 \times (56.9)^{3/4} \Rightarrow T = 1.04s$$

D'autre part :

$$T_x = 0.09 \times \frac{h_n}{\sqrt{L_x}} \text{ avec } L_x = 16.2m \Rightarrow T_x = 1.27 \text{ s}$$

$$T_y = 0.09 \times \frac{h_n}{\sqrt{L_y}} \text{ avec } L_y = 15.9m \Rightarrow T_y = 1.28 \text{ s}$$

D'après l'article (4.24) de RPA99/version2003 :

Il y a lieu de retenir dans chaque direction considérée la plus petite des deux valeurs, d'où :

$$T_x = \min(1.04; 1.27) = 1.04 \text{ s}$$

$$T_y = \min(1.04; 1.28) = 1.04 \text{ s}$$

On a :

$$T_2 = 0.4s \leq T_x = 1.04 \text{ s} \leq 3s$$

Donc :

$$D = 2.5\eta(T_2/T)^{2/3}$$

$$D_x = 2.5\eta \left( \frac{T_2}{T_x} \right)^{2/3} \quad D_x = 1,013$$

$$D_y = 2.5\eta(T_2/T_y)^{2/3} \quad D_y = 1.013$$

• **Coefficient d'accélération de zone A :**

Donné par le tableau (4.1) suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment :

• **Zone IIa**

• **Groupe 1b**

=> **A = 0.20**

• **Coefficient de comportement R :**

=> **R = 3.5**

• **Facteur de qualité Q : [RPA99 (version2003) /tableau 4]**

La valeur de Q est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \Sigma P_q$$

**Tableau 5.1:** Valeurs des pénalités  $P_q$

Critère	$P_q$	
	$P_{qx}$	$P_{qy}$
1. Condition minimales sur les files de contreventement	0	0
2. Redondance en plan	0	0
3. Régularité en plan	0.05	0.05
4. Régularité en élévation	0	0
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0.05	0.05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0.1	0.1
	<b>0.20</b>	<b>0.20</b>

$$Q_x = 1 + 0.25 = 1.20$$

$$Q_y = 1 + 0.30 = 1.20$$

• **Calcul du poids de la structure W :**

$$W = \sum W_{Gi} + \beta \sum W_{Qi} \text{ [RPA99version2003/formule 4.5]}$$

Avec :

$W_{Gi}$  : Poids du aux charge permanentes ;

$W_{Qi}$  : Poids du aux charges d'exploitation ;

$\sum W_{Gi}$  : Résultante des réactions verticales dues aux charges permanentes

$\sum W_{Qi}$  : Résultante des réactions verticales dues aux charges d'exploitation

B : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation :  $\beta=0,2$  (bâtiment d'habitation, bureaux ou assimilés). (**Tableau 4.5**) (*RPA99ver2003*).

**Remarque** : le poids total de la structure est donné par le logiciel rabet bat :

$$W = 75918.52 \text{ KN}$$

Donc :

$$V_{xstat} = \frac{0.20 \times 1.20 \times 1.013 \times 75918.52}{3.5} = 5273.51 \text{ KN}$$

$$80\%V_{xstat} = 4218.81 \text{ KN}$$

$$V_{ystat} = \frac{0.20 \times 1.20 \times 1.013 \times 61934.06}{3.5} = 5273.51 \text{ KN}$$

$$80\%V_{ystat} = 4218.81 \text{ KN}$$

• **La résultante des forces sismiques :**

Après l'interprétation des résultats du fichier Robot Bat, la résultante des forces sismiques à la base est égale à :

$$V_{xdyn} = 4367,73 \text{ KN} > 80\%V_{xstat} = 4218.81 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$V_{ydyn} = 4725,29 \text{ KN} > 80\%V_{ystat} = 4218.81 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

**2-3-2- Nombre de modes à considérer : [RPA99version 2003/4.3.4] :**

Pour les structures représentées par des modèles plans dans 2 directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des 2 directions d'excitation doit être tel que la somme des masses modales effectives supérieur à 90% au moins de la masse totale de la structure (le nombre minimum de modes à retenir est de 03 dans chaque direction considérée).

Dans notre cas, la condition décrite ci-dessus n'est pas satisfaite pour 3 modes.

**- Périodes et facteurs de participation modaux**

Les périodes propres et les formes propre de la structure proposée sont résumés dans le tableau ci-après :

**Tableau 5.2 : période et facteur de participation massique**

Facteur de participation massique					
Mode	Période(s)	U x	U y	masses cumulée Ux	masse cumulée Uy
1	1,31	60,04	0,07	60,04	0,07
2	1,26	60,11	65,65	0,07	65,58
3	1,07	63,93	65,66	3,82	0,01
4	0,36	68,87	72,10	4,93	6,44
5	0,36	74,25	77,86	5,38	5,76
6	0,31	77,08	77,86	2,83	0,00
7	0,18	77,65	81,29	0,57	3,44
8	0,17	79,52	82,72	1,87	1,43
9	0,16	82,43	82,74	2,90	0,02

10	0,11	82,73	83,42	0,30	0,68
11	0,11	83,02	85,78	0,30	2,36
12	0,10	85,42	85,84	2,40	0,06
13	0,08	85,51	86,00	0,08	0,16
14	0,07	87,29	86,01	1,78	0,01
15	0,07	87,33	88,03	0,04	2,01
17	0,06	87,69	88,12	0,37	0,10
18	0,06	89,00	88,13	1,31	0,00
19	0,06	89,01	89,83	0,01	1,70
20	0,05	89,05	89,83	0,04	0,00
21	0,05	89,08	89,84	0,03	0,00
22	0,05	89,73	89,96	0,65	0,12
23	0,05	89,75	90,06	0,02	0,11
24	0,05	90,11	90,07	0,36	0,00
25	0,04	90,56	90,85	0,45	0,79

- **Calcul et vérification des déplacements :**

D'après le RPA 99 (version 2003) [art.4.4.3] le déplacement horizontal de chaque niveau (K) de la structure est calculé comme suit :  $\delta_k = R \times \delta_{eK}$

Avec :

$\delta_k$  : Déplacement horizontal au niveau k ;

$\delta_e$  : Déplacement horizontal dû aux forces sismiques obtenu par Robot Bat ;

**R** : Coefficient de comportement de la structure.

Le déplacement horizontal relatif au niveau (K) par rapport au niveau (K-1) est égal :

$$\Delta K = \delta_K - \delta_{(K-1)}$$

Déplacement relatif admissible (toléré) : [RPA99version2003/5.10]

$$\Delta_{radm} = 1\%h_e$$

$h_e$ : Hauteur d'étage

**Tableau 5.3 :** Tableau récapitulatif pour la vérification du déplacement du plancher :

h <sub>k</sub> (cm)	Δ <sub>k</sub>	
	sens x	sens-y
347	0,061	0,070
347	0,180	0,223
306	0,621	0,704
306	0,936	1,034
306	1,151	1,219
306	1,329	1,329
306	1,310	1,385
306	1,482	1,390
306	1,324	1,383
306	1,501	1,331
306	1,252	1,286
306	1,277	1,206
306	1,235	1,125

- **Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ : [RAPA99 version 2003/5.9]**

Les effets du seconde ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si

la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :  $\theta = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0.10$

$P_k$  = poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau k

$$P_k = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta W_{qi})$$

$V_k$  : Effort tranchant d'étage au niveau k

$$V_k = \sum_{i=k}^n Fi$$

$\Delta_k$  : Déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau (k-1)

$h_k$  : Hauteur de l'étage k

Si :  $0.10 < \theta_k \leq 0.20$ , les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du

1° ordre par le facteur  $\frac{1}{(1-\theta_k)}$  Si  $\theta_k > 0.20$ , la structure est potentiellement instable et doit

être redimensionnée.

**Tableau 5.4 : Vérification de l'effort P**

Étage	$h_k$ [cm]	$P_k$ [kN]	$V_{Kx}$ [kN]	$V_{Ky}$ [kN]	$\Delta_x$ [cm]	$\Delta_y$ [cm]	$\Theta_x$	$\Theta_y$	$\theta(x \text{ ou } y) \leq 0,1$
Sous SOL	347	-74450,64	4404,44	4756,72	0,061	0,07	0,0029715 16	0,003157 399	✓
Sous sol	347	-68773,66	4382,28	4733,95	0,18	0,22 3	0,0081407 62	0,009336 28	✓

<b>RDC</b>	306	-63763,98	4327,35	4676,93	0,621	0,70 4	0,0299036 06	0,031366 48	✓
mezzanine	306	-59741,03	4235,55	4581,13	0,936	1,03 4	0,0431436 93	0,044065 551	✓
<b>1<sup>er</sup></b>	306	-55280,64	4100,85	4434,93	1,151	1,21 9	0,0507052 67	0,049655 639	✓
<b>2<sup>eme</sup></b>	306	-50897,79	3934,68	4252,49	1,329	1,32 9	0,0561814 65	0,051982 741	✓
<b>3<sup>eme</sup></b>	306	-46714,43	3750,04	4053,99	1,31	1,38 5	0,0533291 94	0,052155 093	✓
<b>4<sup>eme</sup></b>	306	-42245,05	3540,11	3826,12	1,482	1,39	0,0577944 12	0,050154 582	✓
<b>5<sup>eme</sup></b>	306	-37977,95	3327,89	3599,31	1,324	1,38 3	0,0493775 02	0,047688 429	✓
<b>6<sup>eme</sup></b>	306	-33589,09	3108,53	3362,53	1,501	1,33 1	0,0530032 43	0,043449 892	✓
<b>7<sup>eme</sup></b>	306	-29403,9	2890,46	3127,17	1,252	1,28 6	0,0416218 02	0,039516 001	✓
<b>8<sup>eme</sup></b>	306	-25012,1	2646,74	2859	1,277	1,20 6	0,0394374 06	0,034479 573	✓
<b>9<sup>eme</sup></b>	306	-20616,77	2374,74	2557,99	1,235	1,12 5	0,0350388 7	0,029631 448	✓
<b>10<sup>eme</sup></b>	306	-16220,35	2055,19	2204,27	1,168	1,04	0,0301251 81	0,025009 634	✓

11 <sup>eme</sup>	306	-11898,25	1680,5	1788,87	1,101	0,95 6	0,0254747 81	0,020779 772	✓
12	306	-7501,45	1207,04	1272,89	1,099	0,87 7	0,0223202 89	0,016890 111	✓
13	306	-3171,4	631,41	641,76	1,478	0,81 3	0,0242600 99	0,013129 479	✓
14	306	-375,66	106,86	106,33	-0,262	0,81 5	- 0,0030099 53	0,009409 69	✓

D'après le tableau ci-dessus :

$\theta < 0.1$  l'effet P-Δ est négligeable.

Donc l'ef Calcul de la force sismique selon la hauteur

Selon Art. 4.2.5 RPA99-V2003, la résultante des force s sismiques à la base V doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules suivantes :

$$F_{t,x,y} = 0,25.V$$

$$F_{t,x,y} = 0,07.T_{x,y}.V \Rightarrow T > 0,7 \text{ s}$$

$$F_{tx} = 0,07 \times 5273,51 \times 1,04 = 383,911528 \text{KN} \leq 0,25 \times 5273..51 = 1318.37 \text{KN}$$

$$F_{ty} = 0,07 \times 5273,51 \times 1,04 = 383,911528 \text{KN} \leq 0,25 \times 5273.51 = 1318.37 \text{KN}$$

$$F_i = \frac{(V - F_t)W_i h_i}{\sum W_j h_j}$$

Les résultats de la force sismique à la base V doit être distribué sur la hauteur de la structure, ce calculé à été effectué par MSE99.

Les résultats sont présentés sur le tableau suivant :

Avec :

W<sub>i</sub> : Poids de l'étage « i ».

F<sub>i</sub> : Force sismique du niveau i.

hi: Hauteur du niveau i.

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

**Tableau 5.5** : disposition de la force sismique

Niveaux	$W_i$	$h_i$	$W_i \times h_i$	$F_{ix}$	$F_{iy}$	$V_x$	$V_y$
Sous-sol	538438,11	3,47	1868380,24	436,22	436,22	5273,51	5273,51
Sous-sol	531967,78	6,94	3691856,39	861,95	861,95	5273,51	5273,51
RDC	410143,02	10	4101430,20	957,58	957,58	5273,51	5273,51
Mezzanine	454709,59	13,06	5938507,25	1386,48	1386,48	5273,51	5273,51
1ère étage	446568,26	16,12	7198680,35	1680,70	1680,70	5273,51	5273,51
2ème étage	426913,78	19,18	8188206,30	1911,73	1911,73	5273,51	5273,51
3ème étage	455843,46	22,24	10137958,55	2366,94	2366,94	5273,51	5273,51
4ème étage	434725,68	25,3	10998559,70	2567,87	2567,87	5273,51	5273,51
5ème étage	447637,6	28,36	12695002,34	2963,95	2963,95	5273,51	5273,51
6ème étage	426519,82	31,42	13401252,74	3128,84	3128,84	5273,51	5273,51
7ème étage	448263,16	34,48	15456113,76	3608,59	3608,59	5273,51	5273,51
8ème étage	448262,94	37,54	16827790,77	3928,84	3928,84	5273,51	5273,51

9 <sup>ème</sup> étage	448262,94	40,6	18199475,36	4249,09	4249,09	5273,51	5273,51
10 <sup>ème</sup> étage	440777,92	43,66	19244363,99	4493,05	4493,05	5273,51	5273,51
11 <sup>ème</sup> étage	448262,94	46,72	20942844,56	4889,60	4889,60	5273,51	5273,51
12 <sup>ème</sup> étage	449307,56	49,78	22366530,34	5221,99	5221,99	5273,51	5273,51
13 <sup>ème</sup> étage	293080,7	52,74	15457076,12	3608,82	3608,82	5273,51	5273,51
14 <sup>ème</sup> étage	42167,21	55,9	2357147,04	550,33	550,33	5273,51	5273,51
Somme			<b>209071175,99</b>				

fet  $P-\Delta$  est négligeable pour les deux directions.

- **Evaluation des excentricités :**

Selon les **RPA** on doit calculer deux types d'excentricités :

**Excentricités théoriques :**

$$\left\{ \begin{array}{l} Ext = X_m - X_t \\ Eyt = Y_m - Y_t \end{array} \right.$$

**Avec :**

$X_m, Y_m$  : Les coordonnées du centre de masse.

$X_t, Y_t$ : Les coordonnées du centre de torsion.

Les résultats de l'excentricité théorique du différent niveau sont :

$$\left\{ \begin{array}{l} Ext = 1.31 \text{ m} \\ Eyt = 0.68 \text{ m} \end{array} \right.$$

Avec :

$L_x = 16.2 \text{ m}$

$L_y = 15.9 \text{ m}$

**Tableau 5.6 :** récapitulatif des excentricités, masses, centre de masse et torsion selon X et Y de chaque étage

Niveaux	Wi(KN)	G(X.Y) [m]	R(X.Y) [m]	I <sub>x</sub> (KN/m <sup>2</sup> )	I <sub>y</sub> (KN/m <sup>2</sup> )	Ex0 (m)	Ey0 (m)
Sous-sol	538438,11	7,70 7,71	8,18 1,79	14046945,93	14956045,18	0,48	5,92
Sous-sol	531967,78	7,34 7,25	8,18 1,65	14371653,24	14532597,23	0,84	5,60
Rdc	410143,02	6,77 6,84	8,00 8,08	9655096,97	9653428,14	1,22	1,24
1 <sup>ème</sup> étage	454709,59	6,99 6,71	7,99 8,07	10415493,53	12066999,17	1,00	1,36
2 <sup>ème</sup> étage	446568,26	7,00 6,69	8,00 8,04	10475050,90	12249638,14	1,00	1,35
3 <sup>ème</sup> étage	426913,78	7,28 6,42	8,00 8,04	9676652,57	11389998,51	0,72	1,62
4 <sup>ème</sup> étage	455843,46	7,03 6,71	8,00 8,04	10496727,96	12312957,07	0,97	1,33
5 <sup>ème</sup> étage	434725,68	7,29 6,43	8,00 8,04	9671655,12	11397731,46	0,70	1,62
6 <sup>ème</sup> étage	447637,60	7,01 6,70	8,00 8,04	10490751,87	12296256,28	0,98	1,34

7 <sup>ème</sup> étage	426519,82	7,28 6,41	8,00 8,04	9662867,79	11384487,44	0,72	1,63
8 <sup>ème</sup> étage	448263,16	7,00 6,71	8,00 8,04	10507005,89	12349454,33	1,00	1,34
9 <sup>ème</sup> étage	448262,94	7,00 6,71	8,00 8,04	10504433,80	12342429,95	1,00	1,34
10 <sup>ème</sup> étage	448262,94	7,00 6,71	8,00 8,04	10504184,63	12342298,78	1,00	1,34
11 <sup>ème</sup> étage	440777,92	7,00 6,71	8,00 8,04	10340850,07	12130275,51	0,99	1,33
12 <sup>ème</sup> étage	448262,94	7,00 6,71	8,00 8,04	10504184,63	12342298,78	1,00	1,34
13 <sup>ème</sup> étage	449307,56	7,01 6,67	8,00 8,04	10396873,53	12439843,31	0,98	1,38
14 <sup>ème</sup> étage	293080,70	9,92 5,56	8,50 5,33	4044192,46	4040069,35	1,42	0,22

3- **Conclusion :**

L'étude sismique nous a permis d'estimer la résistance via le risque sismique et d'entreprendre plusieurs vérifications visant à une conception qui résiste à de tels phénomènes et un comportement parasismique optimal, et cela, par une disposition idéale des voiles assurant le contreventement de notre bâtiment. Sachant que les constructions parasismiques doivent suivre un ensemble de règles (RPA99 ver 2003), ainsi, le bâtiment assure une résistance à ce type de force.

Le chapitre étudie les éléments structuraux de l'immeuble, à savoir ; poutres et voiles par le biais du logiciel ROBOT afin de donner un premier ensemble de ferrailage des pièces.

## **Chapitre VI**

---

### **Etudes des éléments structuraux**

## 1- Introduction :

Dans le présent chapitre, nous allons étudier le ferrailage des poutres, considérées comme élément principal de la structure porteuse, les poutres étudiées sont les poutres d'extrémités et les poutres noyées.

## 2- Etude des poutres :

Les poutres noyées sont des poutres incorporées dans les planchers dalle pleine, et sont sollicitées par un moment fléchissant et un effort tranchant, alors, le calcul sera fait en flexion simple.

Le ferrailage des éléments résistants devra être conforme aux règlements en vigueur en l'occurrence le **C.B. A93** et **RPA99 /Version 2003**).

Combinaisons d'actions :

- **Selon B.A.E.L 91 :**

Combinaisons fondamentales :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{ELU : } 1,35G + 1,5Q \\ \text{ELS : } G + Q \end{array} \right.$$

- **Selon R.P.A 99/V2003 :**

Combinaisons accidentelles

$$\left\{ \begin{array}{l} G + Q \pm E \\ 0,8G \pm E \end{array} \right.$$

### 2-1- Les moments des poutres :

Les moments fléchissant et l'effort tranchant de la poutre sont pris depuis ROBOT :

**Tableau 6.1 :** Résultats des moments et des efforts tranchants donnés par Autodesk Robot

Combinaisons	Sollicitations	Poutres E (30x50)	Poutres N (30x20)
<b>E.L.U</b> <b>(1.35G+1.5Q)</b>	M <sub>t</sub> (KN)	86.84	10.18
	M <sub>a</sub> (KN)	-94.30	-17.13
<b>E.L.S (G+Q )</b>	M <sub>t</sub> (KN)	63.70	7.43
	M <sub>a</sub> (KN)	-69.31	-12.53
<b>A.C.C</b> <b>(G+Q±E)</b> <b>(0.8 G ± E )</b>	M <sub>t</sub> (KN)	86.84	49.09
	Ma (KN)	-94.30	-48.83
<b>Effort tranchant</b>	T (KN)	155.38	39.10

Dans notre cas, seule l'étude la poutre d'extrémité est calculée manuellement et est présentée dans le chapitre, quant à la poutre noyée, elle a été étudiée par EXEL, les résultats sont consignés dans un tableau.

**2-2- Poutre extrémité (30x50):**

**2-2-1- Calcul de ferrailage :**

- **Ferrailage longitudinal :**

$$\left\{ \begin{array}{ll} b = 30 \text{ cm} & h = 50 \text{ cm} \\ d = 0.9 * h = 45 \text{ cm} & d' = 0.1 * h = 5 \text{ cm} \end{array} \right.$$

• **En travée :**

- **ELU :**

$$u = \frac{M_t}{b \sigma_b d^2} = \frac{86840}{50 * 17 * 45^2} = 0.05 < 0.392$$

Donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,06$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \rightarrow \beta = 0,97$$

$$A_s = \frac{M_1}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{86840}{0,97 \times 348 \times 45} = 5,71 \text{ cm}^2$$

Donc ; on adopte : **A st = 12.06 cm<sup>2</sup> = 6T16**

**a. Condition de non fragilité :(Art A. 4, 2,1/BAEL99)**

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e^{400}} = 1,86 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 1,86 \text{ cm}^2 < A_s$$

**Condition vérifiée**

- **En appuis :**

$$u = \frac{Mqa}{b \sigma_b d^2} = \frac{94300}{50 \times 17 \times 45^2} = 0,06 < 0,259$$

Donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,08$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \rightarrow \beta = 0,964$$

$$A_s = \frac{M_1}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{94300}{0,964 \times 348 \times 45} = 6,24 \text{ cm}^2$$

Donc; on adopte: **A st = 3T16=6.03cm<sup>2</sup>**

**b. Condition de non fragilité :(Art A. 4, 2,1/BAEL99)**

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,86 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 1,86 \text{ cm}^2 < A_s$$

**Condition vérifiée**

$$\text{➤ RPA : } 0,5\% b \times h = 0,5\% \times 30 \times 50 = 7,5 \text{ cm}^2$$

- **Vérification à l'ELS :**

**-En travées**

• **Vérification des contraintes dans le béton :** (Art A.4.5.2/BAEL 91)

• **Position de l'axe neutre :**

$$(b/2) \cdot y_1^2 - 15 \cdot A_s \cdot (d - y_1) = 25y_1^2 + 85,64y_1 - 3861$$

$$y_1 = 10,83 \text{ cm}$$

- **Moment d'inertie :**

$$I = (b \cdot Y^3) / 3 + 15[A (d - Y)^2]$$

$$I = (50 \cdot 10.83^3) / 3 + 15 \cdot 5.71 \cdot (45 - 10.83)^2 = 121174.63 \text{ cm}^4.$$

- **Contraintes dans le béton :**

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$$

$\sigma_{bc}$  : Contrainte dans le béton comprimé.

$\overline{\sigma_{bc}}$  : Contrainte limite dans le béton comprimé

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \cdot f_{c28} = 0.6 \times 30 = 18 \text{ MPa}.$$

$$\sigma_{bc} = (M_{ser} / I) \cdot y_1 = (86840 / 121174.63) \cdot 10.83 = 7.761 \text{ Mpa}.$$

$$\sigma_{bc} = 7.761 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 18 \text{ MPa}$$

**Condition vérifiée**

- **En appuis :**

- **Position de l'axe neutre :**

$$(b/2) \cdot y_1^2 - 15 \cdot A_s \cdot (d - y_1) = 25y_1^2 + 93.6y_1 - 4212$$

$$y_1 = 11.24 \text{ cm}$$

- **Moment d'inertie :**

$$I = (b \cdot Y^3) / 3 + 15[A (d - Y)^2]$$

$$I = (50 \cdot 11.24^3) / 3 + 15 \cdot 6.24 \cdot (45 - 11.24)^2 = 130346.68 \text{ cm}^4.$$

- **Contraintes dans le béton :**

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$$

$\sigma_{bc}$  : Contrainte dans le béton comprimé.

$\overline{\sigma_{bc}}$  : Contrainte limite dans le béton comprimé

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \cdot f_{c28} = 0.6 \times 30 = 18 \text{ MPa}.$$

$$\sigma_{bc} = (M_{ser} / I) \cdot y_1 = (69310 / 130346.68) \cdot 11.24 = 5.97 \text{ Mpa}.$$

$$\sigma_{bc} = 5.97 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 18 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- **Ferraillage transversal :**

- **Vérification si les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne :**

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \times d} = \frac{155.38 \times 10^3}{30 \times 45 \times 100} = 1.15 MPa$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0.2 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 MPa\right) = 4 \text{ (Fissuration peu nuisible)}$$

$$\tau_u = 1.15 MPa < \bar{\tau}_u = 4 MPa$$

Il n'y a pas de risque de cisaillement.

- **Calcul du diamètre :**

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \phi_{lmax}; \frac{b}{10}\right) = \min\left(\frac{300}{35}; 16; \frac{500}{10}\right) = 8.5 \text{ mm}$$

$$\phi_t \leq 8.5 \text{ mm}$$

On prend :  $\phi_t = 8 \text{ mm}$

Soit :  $A_t = 4 \phi 8 = 2,01 \text{ cm}^2$ . (cadre Ø8 + étrier)

- **Calcul de l'espacement :**

**Selon le B.A.E.L 91**

$$St_1 \leq \min(0,9d; 40 \text{ cm}) = 40 \text{ cm}$$

$$St_2 \leq \frac{A_t f_{et}}{0,4b} = \frac{2,01 \times 400}{0,4 \times 45} = 44,66 \text{ cm}$$

$$St_3 \leq \frac{0,9 \times A_t \times f_{et}}{\gamma_s \times b [\tau_{ur} - (0,3 \cdot k \cdot f_{ij}^*)]} = \frac{0,9 \times 2,01 \times 400}{1,15 \times 45 [1,05 - (0,3 \times 1 \times 2,1)]} = 33,29 \text{ cm}$$

Soit :  $St = 15 \text{ cm}$

**Selon RPA99/V2003**

$$\text{En zone nodale : } St \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_t\right) \rightarrow \text{soit } St = 10 \text{ cm}$$

$$\text{En zone courante : } St' \leq \frac{h}{2} = 30 \text{ cm} \rightarrow \text{soit } St' = 15 \text{ cm.}$$

D'armatures transversales minimales est donnée par :

$$\text{En zone nodale : } A_t = 0,3\% \times St \times b = 1,35 \text{ cm}^2$$

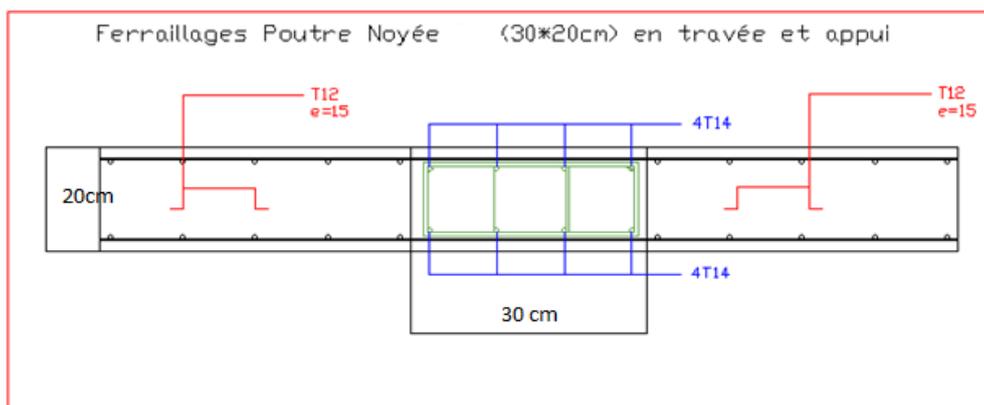
$$\text{En zone courante : } A_t = 0,3\% \times St' \times b = 2,03 \text{ cm}^2$$

Un résumé des calculs des ferrailrages des poutres est présenté dans le tableau ci-contre :

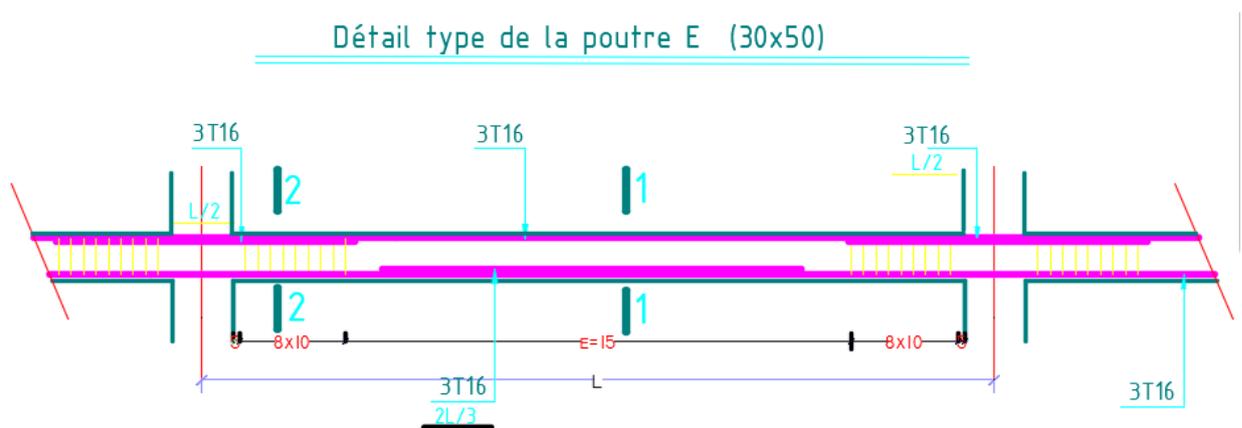
**Tableau 6.2:**Ferraillage des poutres

Poutres (cm <sup>2</sup> )	A calculée (cm <sup>2</sup> )		A <sub>min</sub> BAEL(cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> RPA(cm <sup>2</sup> )	A <sub>adp</sub> (cm <sup>2</sup> )	
	A <sub>t</sub>	A <sub>a</sub>			A <sub>t</sub>	A <sub>a</sub>
E 30x50	12 .06	6.03	1.86	7.5	6T16	3T16
N 30x20	4.62	4.62	0.75	3	4T14	4T14

Le schéma suivant présente le ferraillage des poutres :



**Figure 6.1 :** schéma de ferraillage des poutres noyée (30 x20) cm<sup>2</sup>



**Figure 6.2 :** vue complète du ferraillage de la poutre d'extrémité

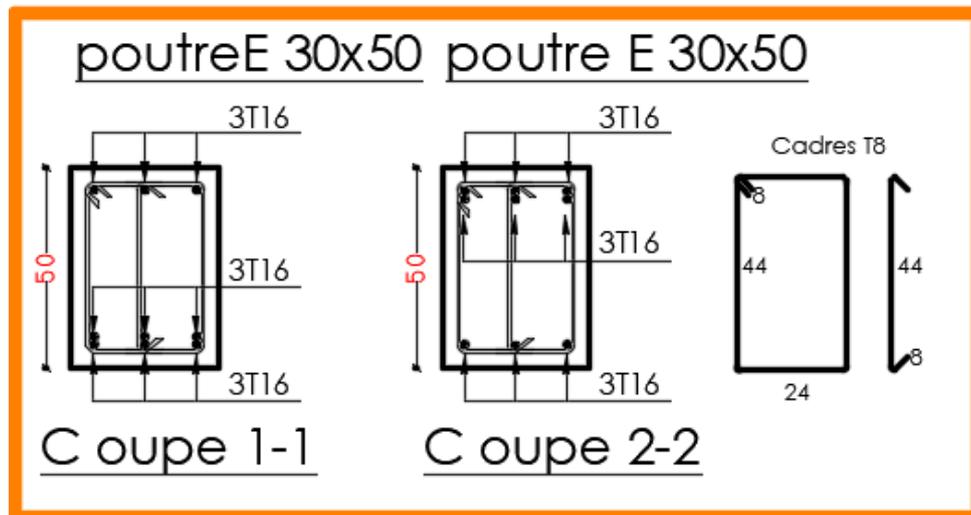


Figure 6.3 : Schémas de ferrailage des poutres extrémité (30 x 50) cm<sup>2</sup>

### 3- Conclusion :

Nous avons détaillé le calcul du ferrailage des poutres ; d'extrémité et noyé. Un modèle de ferrailage suite au calcul a été présenté pour les deux poutres.

Le chapitre suivant étudie le ferrailage des voiles de la manière que le calcul mené pour les deux poutres.

## Chapitre VII

---

# ETUDE DES VOILES

## 1- Introduction :

Tout comme le chapitre qui précède, nous allons calculé dans le présent, le ferrailage des deux types de voiles ; élément important dans la structure.

## 2- Ferrailage des voiles :

Les voiles sont des éléments en béton armé dont la largeur et la longueur sont nettement supérieur à l'épaisseur et la longueur est au moins quatre fois supérieure à l'épaisseur

Dans notre structure, on distingue deux types de voiles :

1. Voile de contreventement
2. Voile périphérique

Les voiles sont ferrailés à l'aide des résultats donnés par le logiciel ROBOT

### 2-5- Ferrailage des voiles de contreventement :

Selon l'article [7.7.4/ RPA99, V2003], le calcul des voiles se fera dans la direction de leurs plans moyen en appliquant les règles classiques du béton armé [Article 2.41/ DTR-B.C] si les conditions suivantes sont satisfaites :

Satisfaction des conditions de dimensionnement des voiles de contreventement fixées par l'article [7.7.1/ RPA99, V2003].

Pour notre structure, les voiles de contreventement sont disposées dans deux directions orthogonales et satisfais les deux conditions précédentes, par la suite on devra disposer les ferrailages suivants :

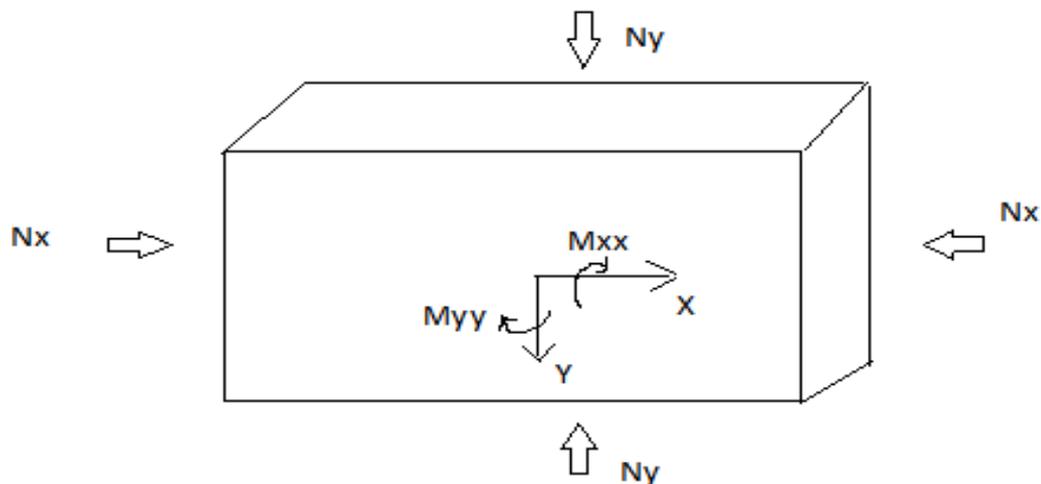
- Des aciers verticaux
- Des aciers horizontaux

Les sollicitations de calcul seront déterminées sous les combinaisons d'action suivantes :

- $1.35G + 1.5Q$
- $G + Q$
- $G \pm Q \pm E$  [ RPA99/2003/V.5.2]
- $0.8G \pm E$

### 2-5-1- Les armatures verticales :

Les voiles comme les poteaux sont sollicités suivant deux sens voire figure VIII.1, ils seront calcul en flexion composées. [RPA99/v.2003/7.7.4].



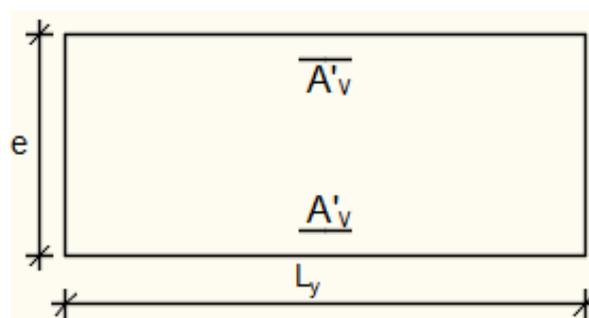
**Figure 7.1 :** Sollicitations de calcul d'un voile.

- **Sens yy :**

$N_y ; M_x \Rightarrow$  section des armatures verticale à l'extrémité du voile (voir fig.V.11)

- **Sens xx :**

$N_y ; M_x \Rightarrow$  section des armatures verticale parallèle au parement du voile (voir fig. V.11)



**Figure 7.2 :** Sections de calcul.

**-Vérification suivant les conditions du règlement parasismique algérien version 2003/7.7.4.1 :**

- Les armatures minimales :
- À chacune des extrémités du voile  $\square A_v \geq 4HA10$  ;
- En zone courante (section des aciers verticaux parallèle aux parements du voile) :

$$A_1 = [(L - 2a) \times e] \times 0,10\%$$

$$A_2 = [L \times e \times 0,15\%] \times 2 A_v$$

$$A'_v = \max (A_1 ; A_2).$$

- Lorsqu'une partie du voile est tendue sous l'action des forces verticales et horizontales, l'effort de traction doit être pris en totalité par les armatures, le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue est de 0,20%
- Si des efforts importants de compression agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux.
- Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).
- Espacement des barres verticales :
  - $S = \min(1,5 \times a ; 30 \text{ cm})$  en zone courante ;
  - A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur  $\frac{L}{10}$  de la largeur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égale à 15 cm.
  - Le diamètre des barres verticales du voile :  $\phi \leq \frac{L}{10}$

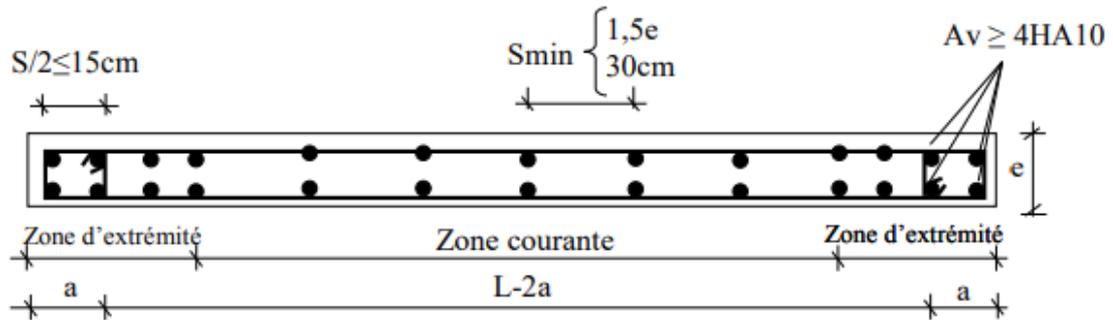


Figure 7.3 : disposition des armatures verticales dans les voiles

### 2-5-2- Les armatures horizontales :

Les armatures horizontales sont calculées à l'effort tranchant avec :

$$\frac{A_t}{b_0 \times S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 \times f_{c28} \times k}{0,9 \times \frac{f_c}{\delta_s}} \quad \text{Avec : } k = 1 ; \delta_s = 1.$$

- Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10  $\phi$ . Dans les cas où il existe des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.
- Les deux nappes d'armatures doivent être disposées vers l'extérieur.

Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

- 40 $\phi$  pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des effort est possible ;
- 20 $\phi$  pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

Détermination la nature de la section du voile :

- Si  $\sigma_a$  et  $\sigma_b$  sont de signe négatif ; on aura une section entièrement tendue (SET) ;
- Si  $\sigma_a$  et  $\sigma_b$  sont de signe positif ; on aura une section entièrement comprimée (SEC) ;
- Si  $\sigma_a$  et  $\sigma_b$  sont de signe opposé ; on aura une section partiellement comprimée (SPC).

**2-5-3- Exemples de calcul :**

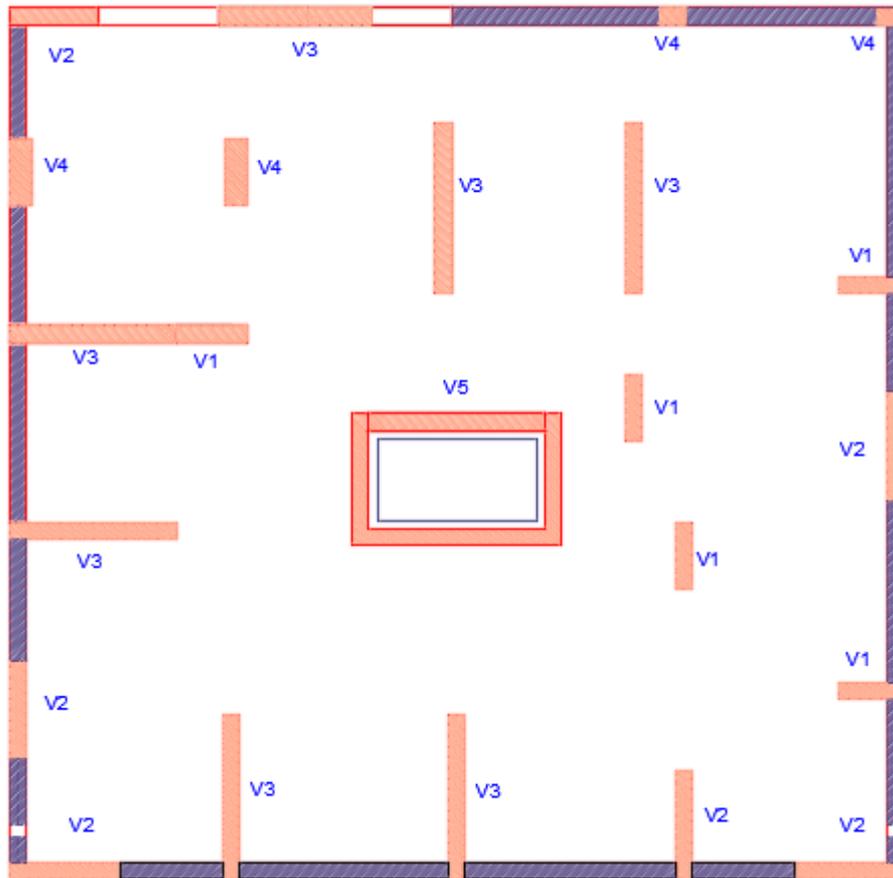
Après l'interprétation des résultats donnés par le fichier (ROBOT) ; les sollicitations maximales sont consignées dans le tableau suivant :

**Tableau.7.1 : les sollicitations de calcul YY**

Sollicitations		Etat limite ultime (ELu)	Situation accidentelle
Cas 1	$N_{xx}^{max}$ [KN]	241.21	1240.10
	$M_{yy}^{corr}$ [KN.m]	42.44	20.46
Cas 2	$N_{xx}^{min}$ [KN]	85.01	292.00
	$M_{yy}^{corr}$ [KN.m]	89.87	57.01
Cas 3	$M_{yy}^{max}$ [KN.m]	-1020.82	-2124.99
	$N_{xx}^{corr}$ [KN]	-35.95	-32.57

**Tableau.7.2 : les sollicitations de calcul XX**

Sollicitations		Etat limite de ultime (ELU)	Situation accidentelle
Cas 1	$N_{yy}^{max}$ [KN]	439.7	2348.70
	$M_{xx}^{corr}$ [KN.m]	5.29	21.44
Cas 2	$N_{yy}^{min}$ [KN]	19.34	58.47
	$M_{xx}^{corr}$ [KN.m]	-2189.91	-677.02
Cas 3	$M_{xx}^{max}$ [KN.m]	-4584.47	151
	$N_{yy}^{corr}$ [KN]	-1.15	-3.27



**Figure 7.4** : disposition du voile

Après l'interprétation des résultats donnés par le fichier (**ROBOT**) ; les sollicitations d'un exemple de calcul sont consignés ci-dessous :

- **Situation accidentelle** :
- **Sens x-x** :
- ♦ B= 200 cm; h= 30 cm; c= 3cm; d= 27 cm

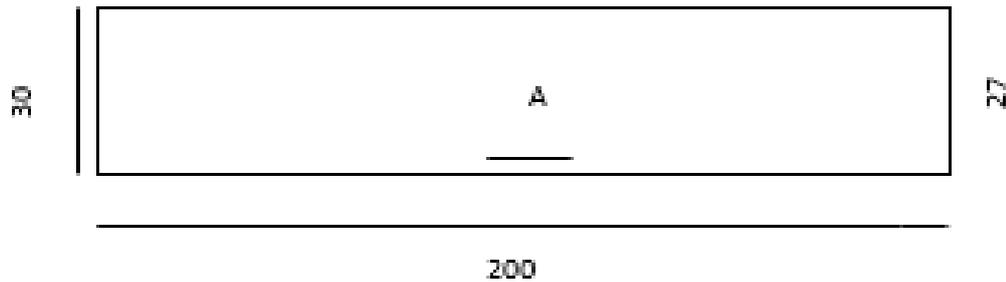


Figure 7.5 : Section du calcul de voile.

Les sollicitations prises en compte sont :

$$\left\{ \begin{array}{l} N_y = 2348.70 \text{ KN} \\ M_x = 21.44 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

**Position du point d'application l'effort normal N :**

$e_0 = \frac{M_x}{N} = \frac{21.44}{2348.70} = 0.91 \text{ cm} < \frac{h}{2} = 15 \text{ cm} \rightarrow$  L'effort normal de compression est appliqué à l'intérieur de la section.

**Vérification si la section est entièrement comprimée :**

$$(0,337 \times h - 0,81 \times c_1) \times \sigma_b \times b \times h \leq N'_1 \times (d - c_1) - M_1$$

1
2

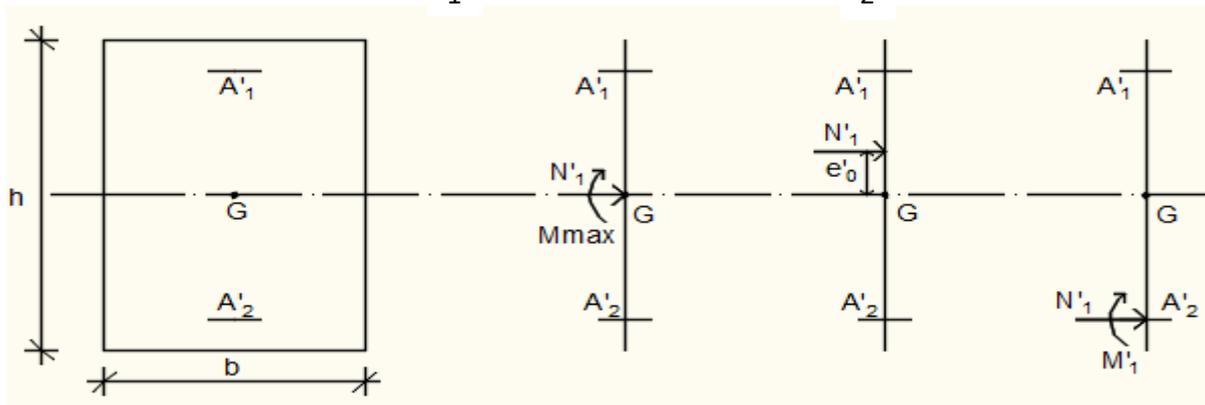


Figure 7.6: Position de  $N'_1$ ,  $M'_1$  et  $M_1$  sur la section transversale.

- **Moment par rapport aux armatures les moins comprimées :**

$$M_1 = M'_1 + N'_1 \times \left( d - \frac{h}{2} \right)$$

$$M_1 = 21.44 + 2348.70 \times \left( 0.27 - \frac{0.3}{2} \right)$$

$$M_1 = 303.28 \text{ KN.m}$$

$$(1) = (0,337 \times 30 - 0,81 \times 3) \times 18,48 \times 200 \times 30$$

$$(1) = 851.55 \text{ KN.m}$$

$$(2) = 2348.70 \times (0.27 - 0,03) - 303.28$$

$$(2) = 260.40 \text{ KN.m}$$

**Résultats :**

(1) = 851.55 KN > (2) = 260.40 KN.m → La section est partialement comprimée (S.P.C).

**Remarque :**

Le calcul des armatures se fera en flexion simple avec un moment par rapport aux armatures tendue  $M_1$

- Calcul des armatures en flexion simple :

Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{303280}{17 \times 200 \times (27)^2} = 0.24$$

$$\mu = 0,24 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow (\text{acier FeE400}) \Rightarrow A' \text{ n'existe pas ; } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_1$$

$$\Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,34$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,860$$

$$A_1 = \frac{M_1}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{303280}{400 \times 0,860 \times 27} = 32.65 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composé (sollicitation réelle).

$$A = A_1 - \frac{N}{100 \times \sigma_s} = 32.65 - \frac{234870}{100 \times 400} = 26.76 \text{ cm}^2$$

Les armatures minimales : **RPA : [Article 7.7.4.3]**

$$A_{\min} = 0.0015 \times b \times h = 0.0015 \times 100 \times 30 = 4.5$$

$$A = \max(A_{cal}; A_{\min}) \Rightarrow A = 26.76 \text{ cm}^2$$

- Choix des armatures :  
18 T14  $\longrightarrow$   $A = 27.71 \text{ cm}^2$   
 $e = 11 \text{ cm}$

- Sens YY :

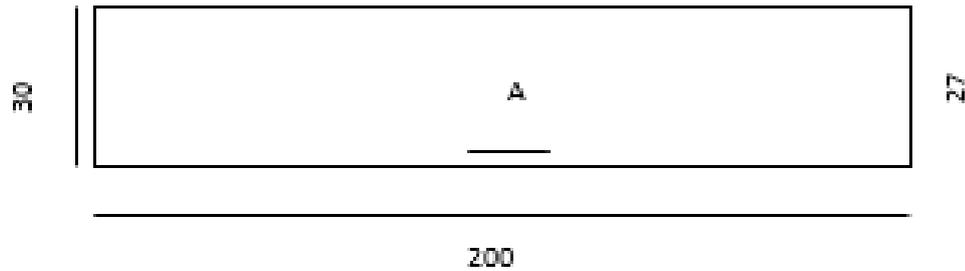


Figure 7.7 : section de calcul.

$$\left\{ \begin{array}{l} N = 1240.10 \text{ KN} \\ M_y = 20.46 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

- Position du point d'application de l'effort normal N :

$$e_0 = \frac{M_y}{N} = \frac{20.46}{1240.10} = 0.0165 \text{ cm} < \frac{h}{12} = 2.25 \text{ cm} \rightarrow \text{L'effort normal de compression est appliqué à l'extérieur de la section.}$$

$$M_1 = M_y + N \left( d - \frac{h}{2} \right) = 20.46 + 1240.10 \left( 27 - \frac{30}{2} \right) = 14901.66 \text{ KN.m}$$

Le calcul se ramène en flexion simple avec moment fictif  $M_1$ .

➤ Calcul des armatures en flexion simple :

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{14901660}{17 \times 200 \times (27)^2} = 0,06$$

$$\mu = 0,06 < \mu_L = 0,379 \Rightarrow (\text{acier FeE400}) \Rightarrow A' \text{ n'existe pas ; } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_1$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,07$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,968$$

$$A_1 = \frac{M_1}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{295100}{400 \times 0,968 \times 27} = 14.25 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composé (solllicitation réelle).

$$A = A_1 - \frac{N}{100 \times \sigma_s} = 14.25 - \frac{1240.10}{100 \times 400} = 14.21 \text{ cm}^2$$

- Les armatures minimales : **RPA : [Article 7.7.4.3]**

$$A_{\min} = 0.0015 \times b \times h = 0.0015 \times 30 \times 200 = 9 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}) \Rightarrow A = 14.25 \text{ cm}^2$$

- Choix des armatures :

$$10T14 \longrightarrow A = 15.39 \text{ cm}^2$$

$$E = 20 \text{ cm}$$

- L'espaceement minimal des barres verticales et horizontales :

Selon RPA99 (version 2003) :

$$\checkmark S \leq \min(1.5x_a; 30 \text{ cm})$$

$$\checkmark S \leq \min(1.5x_20; 30 \text{ cm}) = 30 \text{ cm}, \text{ alors l'espaceement se prend en fonction du nombre de barre à condition que : } S \leq 30 \text{ cm}$$

Donc, on adoptera un espaceement :  $S = 25 \text{ cm}$ .

Calcul des armatures transversales :

- Vérification de l'effort tranchant :

$$\bar{\tau}_u = \min \left[ 0,2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right] = 3,34 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{\bar{T}}{b_0 \times d} \text{ avec : } \bar{T} = 1,4 T$$

$$\tau_u = \frac{\bar{T}}{b \times d} = \frac{1,4 \times 88780}{(30 \times 27 \times 100)} = 1.53 \text{ MPa}$$

- Espaceement des armatures transversales :

$$S \leq \min(1,5 \times 15; 30 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}$$

Donc on adoptera un espaceement :  $S = 25 \text{ cm}$ .

- Armatures transversales :

Leur section est calculée selon la formule suivante :

$$\frac{A_t}{b_0 \times S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{t28} \times k}{0,9 \times \frac{f_e}{\gamma_s}} \quad [\text{CBA93/A. 5. 1. 2. 3}].$$

$$\left\{ \begin{array}{l} k = 0 (\text{Pas de reprise de betonage}) \\ \alpha = 90^\circ \end{array} \right.$$

$$\frac{A_t}{b_0 \times S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{t28} \times k}{0,9 \times \frac{f_e}{\gamma_s}} \Rightarrow A_t \geq \frac{\tau_u}{0,9 \times \frac{f_e}{\gamma_s}} \times b_0 \times S_t$$

$$\Rightarrow A_t \geq \frac{\tau_u}{0,9 \times \frac{f_e}{\gamma_s}} \times b_0 \times S_t = \frac{0,23}{0,9 \times \frac{400}{1}} \times 20 \times 25 = 0,32 \text{ cm}^2$$

- Armatures transversales minimales :

$$\frac{A_{t\min}}{b \times S} \geq \frac{1}{f_e} \min \left[ \frac{\tau_u}{2}; 0,4 \text{ MPa} \right]$$

$$\Rightarrow A_{t\min} \geq \frac{b \times S}{f_e} \times \frac{\tau_u}{2} = \frac{25 \times 20}{400} \times \frac{0,23}{2} = 0,14 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \max (A_{t\text{cal}}; A_{t\min})$$

$$A_t = \max (0,32 ; 0,14) \text{ cm}^2 = 0,32 \text{ cm}^2$$

- Choix : 2Ø8  $\Rightarrow A_t = 1,01 \text{ cm}^2$

Pour le reste du calcul de ferrailage des voiles, ces derniers ont été importé directement depuis le logiciel ROBOT.

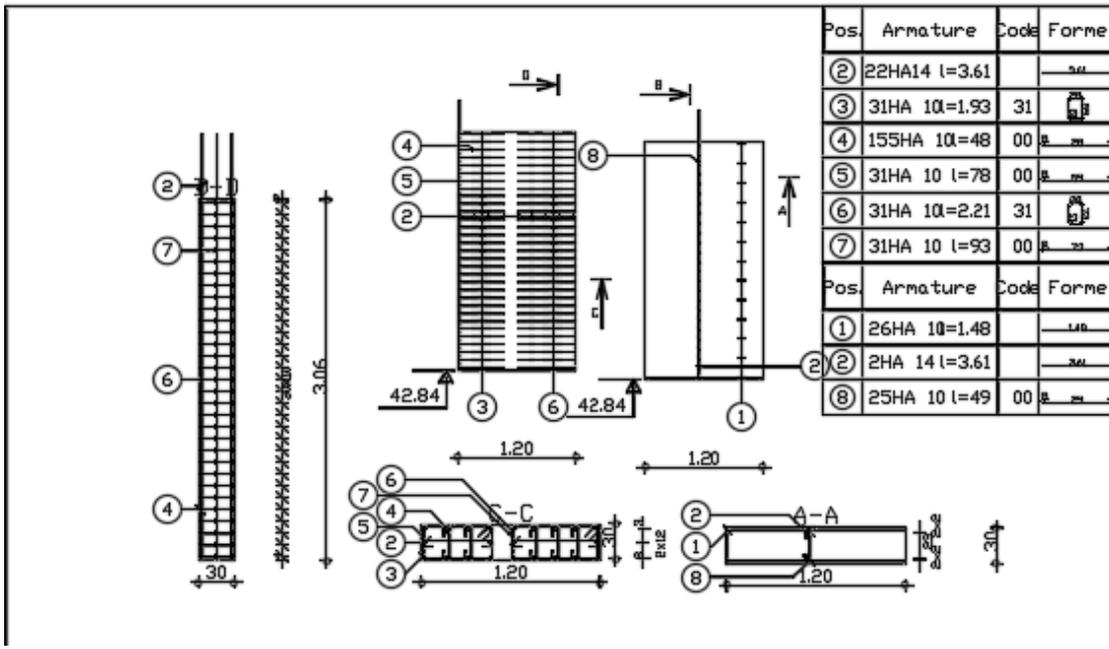


Figure 7.8 : Schéma de ferrailage du voile V1 =1.20m

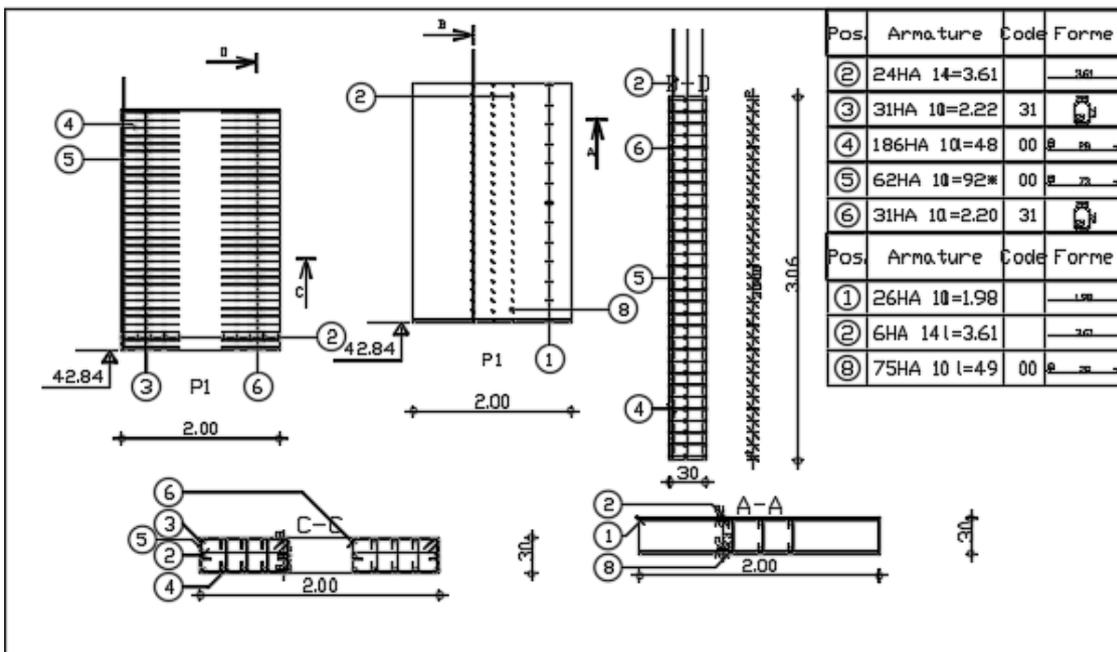


Figure 7.9: Schéma de ferrailage du voile V2= 2m

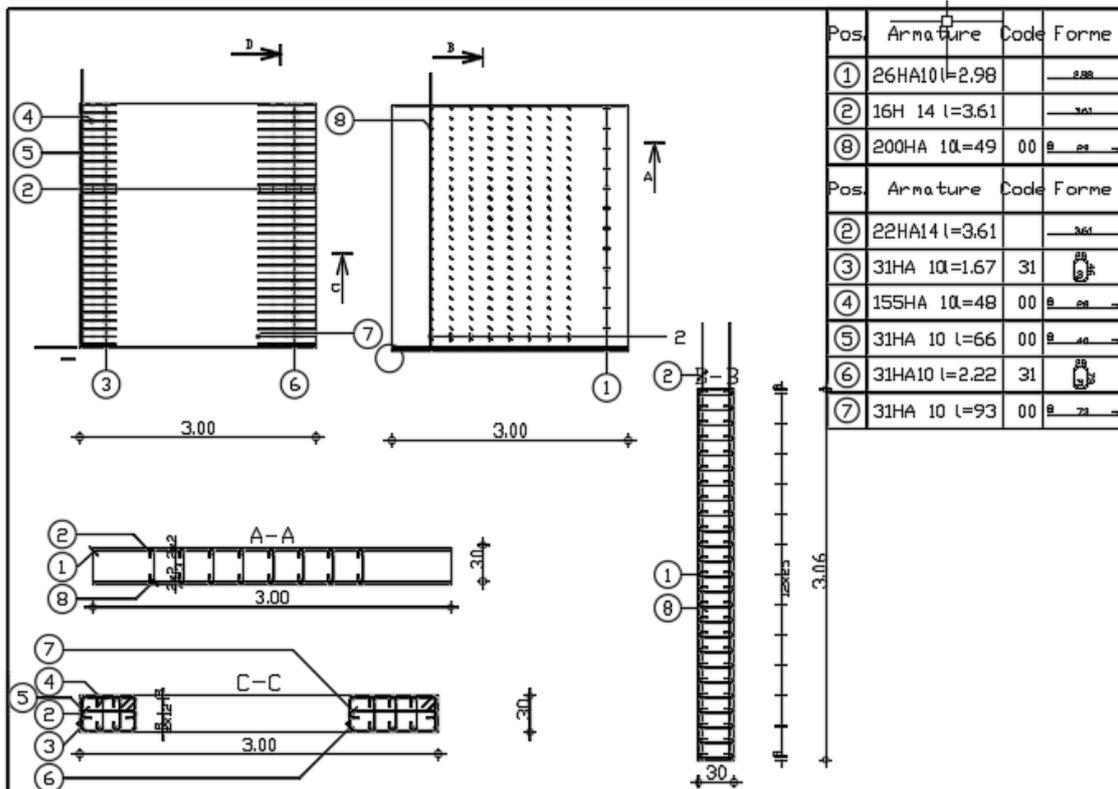


Figure 7.10 : Schéma de ferrailage du voile V3= 3m

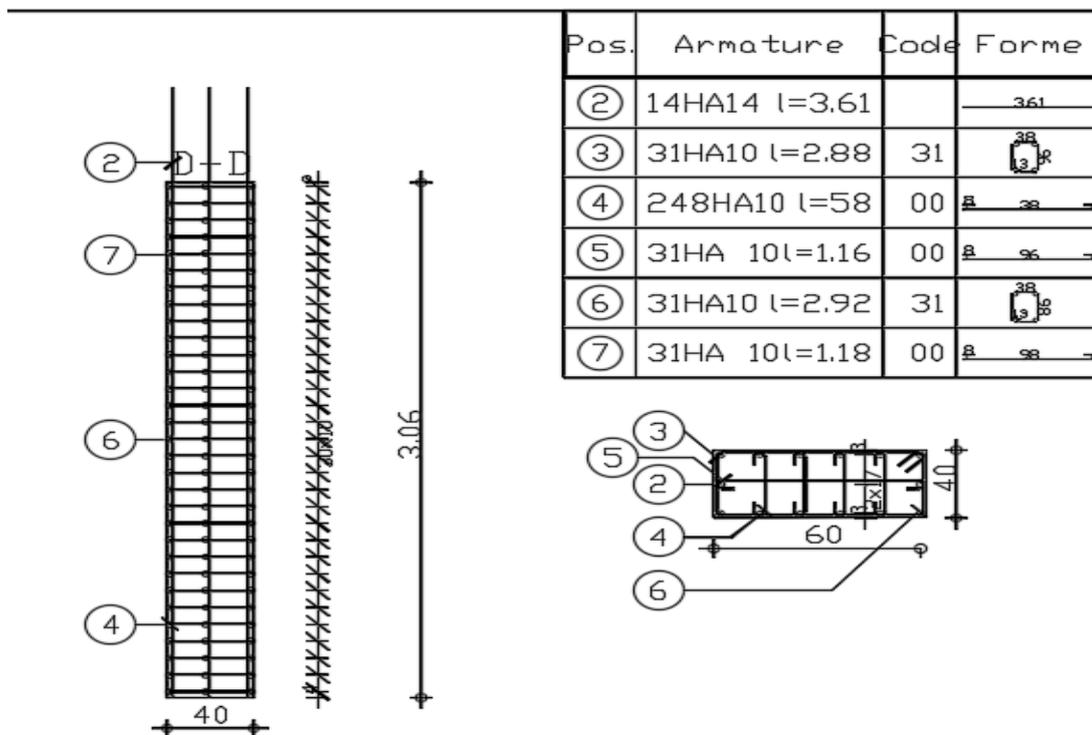


Figure 7.11 : Schéma de ferrailage du voile V4= 60cm

**2-6- voiles périphériques :**

Selon l'article 10.1.2/ RPA99, V2003, Les ossatures en-dessous du niveau de base, formées de poteaux cours doivent comporter un voile périphérique continu entre le niveau des fondations et le niveau de base.

Ce voile doit avoir les caractéristiques minimales ci-dessous :

- Epaisseur  $\geq 15$  cm.
- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimum des armatures est de 0.10 dans les deux sens (horizontal et vertical).
- Les ouvertures dans ce voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.

**On a pris comme exemple ce calcul pour le ferrailage du voile périphérique.**

- **Détermination des sollicitations :**

- a) **Calcul de l'effort N :**

$$P_{Pr} = \gamma_b \times V_b$$

$$\gamma_b = 25 \text{ KN/m}^3$$

$$V_b = 1 \times h \times e$$

h : la hauteur de voile et

e : Epaisseur de voile.

$$V_b = 1 \times 3.47 \times 0,30 = 1.041 \text{m}^3$$

$$P_{Pr} = 25 \times 1.041 = 26.02 \text{ KN}$$

- **Etat limite ultime (E.L.U.) :**

$$N = 1,35 \times 20 = 35.13 \text{ KN}$$

- **Etat limite de service (E.L.S.) :**

$$N = P_{Pr} = 26.02 \text{ KN}$$

## - Calcul de la poussée des terres q :

On prend la formule :

$$\sigma = K_p \times \gamma \times h$$

Avec :

$$K_p : \text{coefficient de poussée } K_p = \operatorname{tg}^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right);$$

h : hauteur du voile et

$\gamma$  : Masse volumique des terres.

$K_p$  : utiliser les tables de Caquot et Kérisel

Avec :  $\delta = \frac{2}{3} \varphi$  ;  $\varphi = 35^\circ$  ( $\delta$  : frottement mur /sol)

$$K_p = 0,247.$$

$$\gamma = 17 \text{ KN/m}^3$$

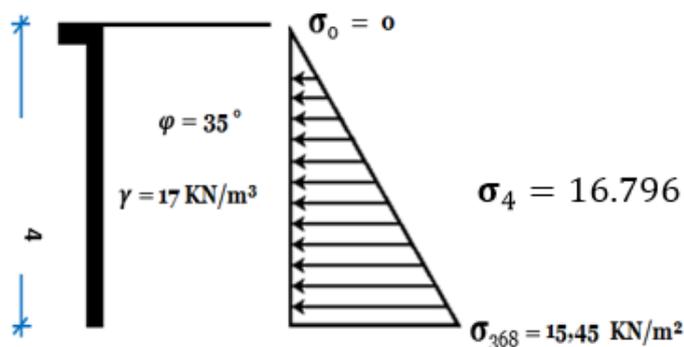


Figure 7.12 : Schéma des contraintes du voile périphérique.

## Calcul des contraintes :

$$\sigma_i = K_p \times \gamma \times h$$

$$h = 0 \Rightarrow \sigma_0 = 0 \text{ kN/m}^2$$

$$h = 3.47 \Rightarrow \sigma_1 = 0,247 \times 17 \times 3.47 = 14.57 \text{ kN/m}^2$$

On va considérer le voile comme une dalle qui s'appuie sur 4 coté avec une charge uniformément répartie  $q = 10 \text{ KN/m}^2$ .

- **Combinaisons fondamentales :**

- Etat limite ultime (E.L.U) :

$$q_u = 1.35 \times 10 = 13.5 \text{ KN/m}^2$$

Pour une bande de 1m de largeur :

$$\overline{q_u} = q_u \times 1.00 = 13.5 \text{ KN/mL}$$

- Etat limite service (E.L.S) :

$$q_s = 10 \text{ KN/m}^2$$

pour une bande de 1m de largeur

$$\overline{q_s} = q_s \times 1.00 = 10 \text{ KN/mL}$$

- **Calcul des sollicitations :**

- Etat limite ultime (E. L.U) :

$$M_{xu} = \mu_{xu} \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow \text{Suivant la direction } l_x$$

$$M_{yu} = \mu_{yu} \times M_{xu} \Rightarrow \text{Suivant la direction } l_y$$

- Etat limite de service (E.L.S) :

$$M_{x \text{ ser}} = \mu_{x \text{ ser}} \times q_{\text{ser}} \times l_x^2 \Rightarrow \text{Suivant la direction } l_x ;$$

$$M_{y \text{ ser}} = \mu_{y \text{ ser}} \times M_{x \text{ ser}} \Rightarrow \text{Suivant la direction } l_y .$$

Avec :  $\mu_x$  et  $\mu_y = f(\rho; \nu)$  et  $\rho = \frac{l_x}{l_y}$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{347}{490} = 0.70 \Rightarrow \text{La dalle porte suivant deux directions.}$$

- **Calcul des moments fléchissent pour un panneau de dalle simplement appuyé sur son pourtour :**

$$M_x = \mu_x \times q \times l_x^2$$

$$M_y = \mu_y \times M_x$$

- Etat limite ultime :

$$\rho = 0,70 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x^u = 0,0684 \\ \mu_y^u = 0,4320 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_x^u = \mu_x^u \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_x^u = 11.118 \text{ KN.m} \\ M_y^u = \mu_y^u \times M_x^u = 4.803 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- Etat limite de service (E.L.S) :

$$\rho = 0.70 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x^{ser} = 0.0743 \\ \mu_y^{ser} = 0,5817 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_x^{ser} = \mu_x^{ser} \times q_{ser} \times l_x^2 \Rightarrow M_x^{ser} = 8.946 \text{ KN.m} \\ M_y^{ser} = \mu_y^{ser} \times M_x^{ser} = 5.204 \text{ KN.m} \end{cases}$$

**Tableau 7.3 :** Tableau récapitulatif des sollicitations (moments en appui et en travée).

Combinaisons	SENS X-X		SENS-Y-Y	
	E.L. U	E.L. S	E.L. U	E.L. S
<b>M<sub>a</sub> [KN.m]*0.3</b>	3.335	2.683	1.440	1.561
<b>M<sub>t</sub> [KN.m]*0.85</b>	9.450	7.604	4.082	4.423

- **Calcul des ferrillages :**

- **Enrobage :**

La fissuration est considérée comme préjudiciable  $a = 2 \text{ cm}$

$$\varnothing_{\max} \leq \frac{h}{10} = \frac{20}{10} = 2 \text{ cm} \Rightarrow \text{on prendra } \varnothing = 1 \text{ cm}$$

$$\begin{cases} C_x = a + \frac{\varnothing}{2} \\ C_y = a + \varnothing + \frac{\varnothing}{2} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} C_x = 2,5 \text{ cm} \\ C_y = 3,5 \text{ cm} \end{cases}$$

- **Les hauteurs utiles :**

$$d_x = h - C_x = 30 - 2,5 = 27,5 \text{ cm}$$

$$d_y = h - C_y = 30 - 3,5 = 26,5 \text{ cm}$$

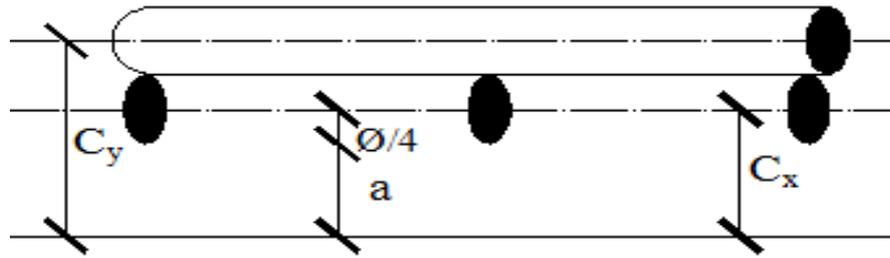


Figure 7.13 : Enrobage.

- **Espacement maximal des armatures : [Article BAEL IV.5.c]**

Ecartement des armatures :  $\delta \leq \min(3h_d; 33\text{cm}) = 33 \text{ cm} \rightarrow \text{suivant } x - x.$

$\delta \leq \min(4h_d; 45\text{cm}) = 45 \text{ cm} \rightarrow \text{suivant } y - y.$

**Remarque :**

Le ferrailage en appui et en travée est le même, on prendra le moment maximal (moment en travée).

- **Sens X-X :**
- **Etat limite ultime (E. L.U.) :**

$$M_{tx}^u = 9.450 \text{ KN.m}$$

- **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\mu = \frac{M_{tx}^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{9450}{17 \times 100 \times (27.5)^2} = 0.0073$$

$$\mu = 0,0073 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas et}$$

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,009$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,996$$

- **Détermination des armatures :**

$$A = \frac{M_1}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{9450}{348 \times 0,996 \times 27,5} = 0.991 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- **Condition de non fragilité : [CBA91/A4.2.1]**

Acier FeE400 →

$$A_{\min} = 0,0008 \times b \times h = 0.0008 \times 100 \times 30 = 2.4 \text{ cm}^2$$

- **Conditions exigées par le RPA99/V2003 :**

$$A_{\min\text{RPA}} = 0,1\% \times b \times h$$

$$A_{\min\text{RPA}} = 0,0001 \times 100 \times 30 = 3 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}; A_{\min\text{RPA}}) \Rightarrow A = 3 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- **Choix des armatures :**

$$4\text{T}10 \longrightarrow A=3,14 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- **Etat limite de service :**

$$M_{\text{tx}}^{\text{ser}} = 7.604 \text{ KN.m}$$

$$D = \frac{15 \times A}{b} = \frac{15 \times 3.14}{100} = 0,471 \Rightarrow D = 0,471$$

$$E = 2 \times d \times D = 2 \times 27,5 \times 0,471 = 25.905 \Rightarrow E = 25.905$$

$$Y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} \Rightarrow Y_1 = 4.640 \text{ cm}$$

$$I_1 = \frac{b \times Y_1^3}{3} + 15 \times A(d - Y_1)^2 \Rightarrow I_1 = 27943.41 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{\text{ser}}}{I_1} = \frac{7604}{27943.41} = 0,272 \Rightarrow K = 0.272$$

$$\sigma_b = K \times Y_1 \Rightarrow \sigma_b = 1.26 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15K \times (d - Y_1) \Rightarrow \sigma_s = 93.268 \text{ MPa}$$

- **Contrainte admissible :**

$$\bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} \Rightarrow \bar{\sigma}_b = 18 \text{ MPa}$$

Fissuration préjudiciable :

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e ; 110\sqrt{\eta \times f_{t28}}\right) = \min\left(\frac{2}{3} \times 400 ; 110\sqrt{1.6 \times 2.4}\right)$$

$$\Rightarrow \bar{\sigma}_s = 215.55 \text{ MPa}$$

$$\begin{aligned} \sigma_b &= 2.65 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 18 \text{ MPa} \\ \sigma_s &= 93.268 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 215.55 \text{ MPa} \end{aligned} \Rightarrow \text{Les armatures calculées à l' E.L.U}$$

seront maintenues.

- Sens-Y-Y :

- Etat limite ultime (E. L.U.) :

$$M_{tx}^u = 4.082 \text{ KN.m}$$

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_{tx}^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{4082}{17 \times 100 \times (26.5)^2} = 0.0034$$

$$\mu = 0,0034 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas et}$$

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_1 \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

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

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,982$$

- Détermination des armatures :

$$A = \frac{M_1}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{4082}{348 \times 0,982 \times 26,5} = 0.45 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- Condition de non fragilité : [CBA91/A4.2.1]

Acier FeE400  $\rightarrow$

$$A_{\min} = 0,0008 \times b \times h = 0.0008 \times 100 \times 30 = 2.4 \text{ cm}^2$$

- **Conditions exigées par le RPA99/V2003 :**

$$A_{\min RPA} = 0,1\% \times b \times h$$

$$A_{\min RPA} = 0,0001 \times 100 \times 30 = 3 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}; A_{\min RPA}) \Rightarrow A = 3 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- **Choix des armatures :**

$$4T10 \longrightarrow A=3,14 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- **Etat limite de service :**

$$M_{\text{tx}}^{\text{ser}} = 4.423 \text{ KN.m}$$

$$D = \frac{15 \times A}{b} = \frac{15 \times 3.14}{100} = 0,471 \Rightarrow D = 0,471$$

$$E = 2 \times d \times D = 2 \times 26,5 \times 0,471 \Rightarrow E = 24.96$$

$$Y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} \Rightarrow Y_1 = 4.54 \text{ cm}$$

$$I_1 = \frac{b \times Y_1^3}{3} + 15 \times A(d - Y_1)^2 \Rightarrow I_1 = 25832.80 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{\text{ser}}}{I_1} = \frac{4082}{25832.80} = 0.158 \Rightarrow K = 0.158$$

$$\sigma_b = K \times Y_1 \Rightarrow \sigma_b = 0.717 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15K \times (d - Y_1) \Rightarrow \sigma_s = 52.045 \text{ MPa}$$

**Contrainte admissible :**

$$\bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} \Rightarrow \bar{\sigma}_b = 18 \text{ MPa}$$

Fissuration préjudiciable :

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e ; 110\sqrt{\eta \times f_{t28}}\right) = \min\left(\frac{2}{3} \times 400 ; 110\sqrt{1.6 \times 2.4}\right)$$

$$\Rightarrow \bar{\sigma}_s = 215.55 \text{ MPa}$$

$$\begin{aligned} \sigma_b = 0.717 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 18 \text{ MPa} \\ \sigma_s = 52.045 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 215.55 \text{ MPa} \end{aligned} \Rightarrow \text{Les armatures calculées à l' E.L.U}$$

seront maintenues

**Tableau 7.4 :** Tableau de ferrailage du voile périphérique.

sens	$A_{Cal}$ [cm <sup>2</sup> /mL]	$A_{min}$ [cm <sup>2</sup> /mL]	$A_{min RPA}$ [cm <sup>2</sup> /mL]	Choix	$A_{adopté}$ [cm <sup>2</sup> /mL]	Espacement [cm]
X-X	1,67	1,6	2	4T10	3.14	20
Y-Y	0.96	1.6	2	4T10	3.14	20

- **POUR NOTRE CAS :****Tableau 7.5 :** Tableau de ferrailage du voile périphérique choisi pour notre cas

sens	Choix	$A_{adopté}$ [cm <sup>2</sup> /mL]	Espacement [cm]
X-X	4T16	8.04	20
Y-Y	4T16	8.04	20

**3- Conclusion :**

Les murs voiles sont des éléments entrant dans la conception parasismique du bâtiment, en effet, leur calcul est indispensable pour une meilleure compréhension du comportement statique et dynamique du bâtiment.

Le chapitre ci-dessous sera quant à lui consacré à un autre élément structurel de l'infrastructure qui sont les fondations

## Chapitre VIII

---

### Etude de l'infrastructure

## 1- Introduction :

Dans cette partie, nous verrons le calcul de l'infrastructure du bâtiment, cette partie indissociable du reste de la structure ainsi que le choix du type de fondation suite aux calculs des éléments structuraux et non structuraux précédents.

## 2- Etude des fondations :

Les fondations sont des ouvrages qui servent à transmettre au sol les charges provenant de la superstructure, selon le rapport du sol, la contrainte admissible du sol est estimée à :

$$\overline{\sigma}_{\text{sol}} = 3,5 \text{ MPa}$$

### 2-1- Les combinaisons d'action :

D'après le RPA 99 v 2003 de l'article 10.1.4.1 les fondations superficielles sont Dimensionnées selon les combinaisons d'actions suivantes :

- $G + Q \pm E$
  - $0,8G \pm E$
- [RPA99/2003/A.10.1.4.1]

D'après le DTR de l'article 2.33.1

- $1,35G + 1,5Q$
  - $G + Q$
- [DTR/A.2.3.3.1]

### 2-2 - Choix du type de fondation :

Avec une contrainte admissible du sol qui est égal à 3.5 bars d'après le rapport géotechnique et de la surface d'impact du bâtiment de  $257.58 \text{ m}^2$ , ainsi que le poids de la structure

$W = 75918,5246 \text{ N}$ , il y'a lieu de projeter à priori, des fondations superficielles de type :

- Semelle filante ;
- Radier évidé ;
- Radier général ;

Nous proposons en premier cas des semelles filantes. Pour cela, il faut vérifier que la surface

des semelles doit être inférieure à 50% de la surface totale du bâtiment :  $\frac{S_s}{S_B} < 50 \%$

Avec :

$S_s$  : est la surface de la semelle

$S_B$  : est la surface d'impact du bâtiment

La surface de la semelle est donnée par :

$$\frac{N}{S_s} \leq \overline{\sigma}_{sol} \quad S_s \geq \frac{N}{\overline{\sigma}_{sol}}$$

Avec :  $N_{ser} = G + Q$

$N_{ser}$ : Effort normal dû aux charges verticales.

On a:  $N = 73018.01 + 7163.15 = 80181,16 \text{KN}$

$$S_s = S_s = \frac{80181.16}{350} = 229.089 \text{ m}^2$$

- **Vérification :**

$$\frac{S_s}{S_b} \leq 0.5 \quad \frac{229.089}{257.58} = \implies 0.88 > 0.5$$

Comme nous avons constaté ci-dessus, la surface des semelles dépasse les 50 % de la surface d'impact du bâtiment ce qui engendrera un chevauchement de ces dernières. Donc nous sommes amenés à envisager un radier général comme fondation.

Le radier général présente plusieurs avantages qui sont :

- L'augmentation de la surface de la semelle minimise la forte pression apportée par la structure ;
- La réduction des tassements différentiels ;
- Néglige l'hétérogénéité du sol ;
- La facilité de son exécution.

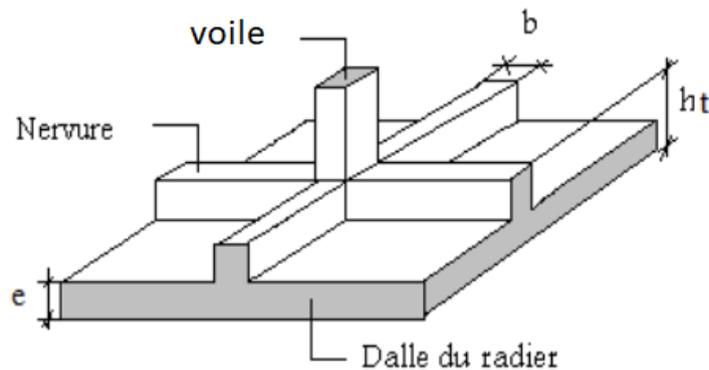
- **Résultats :**

D'après le pré dimensionnement des semelles isolées, on conclue que ces dernière se chevauchant suivant les deux directions et les semelles filantes se chevauchement aussi, pour cela le choix d'un radier général est préférable. Donc, le type de fondation pour notre structure est **un radier général**.

### 2-7- Étude du radier :

Le radier est considéré comme une dalle pleine renversée reposant sur des nervures, qui à leur tour supportent les poteaux, seront soumis à la réaction du sol.

Le calcul suivant est présenté pour le panneau le plus défavorable.



**Figure 8.1 :** Schéma d'un radier nervuré

#### 2-7-1- Prédimensionnement du radier :

##### - Hauteur du radier :

Le prédimensionnement du radier consiste à déterminer sa hauteur pour qu'il résiste aux efforts apportés par la superstructure et ceux apportés par l'effet de sous-pression, cette hauteur doit satisfaire les quatre conditions suivantes :

- a- Condition forfaitaire ;
- b- Condition de rigidité ;
- c- Condition de non poinçonnement ;
- d- Condition de non cisaillement ;

Dans le calcul suivant, on choisit le panneau le plus défavorable :

##### - **Condition forfaitaire :**

$$\frac{L}{8} \leq h \leq \frac{L}{5}$$

$L$  : la plus grande portée du panneau de dalle entre axes des voiles .

$$L_{\max} = 6.20 \text{ m}$$

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{5} \Rightarrow \frac{6.20}{8} \leq h \leq \frac{6.20}{5} \Rightarrow 0,77 \text{ m} \leq h \leq 1.24 \text{ m}$$

On prend 1.20m

- **Condition de rigidité :**

Pour qu'un plancher soit rigide, il faut que :  $L \leq \frac{\pi}{2} L_e$

$$L_e = \frac{1}{\lambda} \quad \text{et} \quad \lambda = \sqrt[4]{\frac{k \times b}{4 \times D}} \quad \text{et} \quad D = E \times I \Rightarrow L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{K \times b}}$$

**K** : coefficient d'élasticité du sol ;

Pour un sol de densité moyenne,  $K = 40 \text{ MN/m}^3$ .

**E** : module de Young du béton ( $E = 3.10^4 \text{ MPa}$ );

**I** : inertie du radier ;  $I = \frac{b \times h^3}{12}$

**b** : largeur du radier.

Pour notre cas **L = 6.20m**

$$h \geq \sqrt[3]{\frac{3K}{E} \left(\frac{2L}{\pi}\right)^4} \Rightarrow h \geq \sqrt[3]{\frac{3 \times 40}{3 \times 10^4} \left(\frac{2 \times 6.20}{\pi}\right)^4} \Rightarrow h \geq 0,98 \text{ m}$$

- **Condition de non cisaillement : [CBA A.5.2.2/A5.1.1]**

(Fissuration préjudiciable)  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u = 0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3 \text{ MPa}$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} = \frac{T_u^{\max}}{b \times 0,9h} \leq \bar{\tau}_u [\text{BAEL91/A5.1.1}]$$

$$T_u^{\max} = \max(T_x^{\max}, T_y^{\max})$$

**Avec:**

$\tau_u$ : Contrainte tangentielle.

$\bar{\tau}_u$ : Contrainte tangentielle admissible.

$T^{\max}$ : Effort tranchant max.

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4.15}{6.20} = 0,66 \Rightarrow \text{le panneau de dalle travail suivant deux directions.}$$

**Donc :**

$$\left. \begin{aligned} T_x^u &= \frac{\bar{q}_u \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_y^4 + l_x^4} \\ T_y^u &= \frac{\bar{q}_u \times l_y}{2} \times \frac{l_x^4}{l_x^4 + l_y^4} \end{aligned} \right\}$$

- **Calcul  $\bar{q}_u$ :**

- **La surface du radier est de :**

La surface du radier est donnée par la formule suivante :  $\frac{N}{S} \leq \sigma_{sol}$

$$N = 80181.16 \text{ KN.}$$

$$S_{\text{radier}} = 248.04 \text{ m}^2.$$

- **Le poids de superstructure :**

$$G_T : \text{la charge permanente totale} = 73018.01 \text{ KN}$$

$$Q_T : \text{la charge d'exploitation totale} = 7163.15 \text{ KN}$$

- **Combinaison d'actions :**

- **E.L.U:**

$$N_U = 1,35G_T + 1,5Q_T = 109319.038 \text{ KN}$$

- **E.L.S:**

$$N_{ser} = G_T + Q_T = 80181.16 \text{ KN}$$

Pour une bande de 1 mètre de largeur :  $q_u = \bar{q}_u \times 1,00 = 109319.0 \text{ KN/m}_L$

$$T_x^u = \frac{109319.0 \times 4.15}{2} \times \frac{6.20^4}{6.20^4 + 4.15^4} = 188914.876 \text{ KN}$$

$$T_y^u = \frac{109319.0 \times 4.15}{2} \times \frac{4.15^4}{4.15^4 + 6.20^4} = 37922.048 \text{KN}$$

$$T^{\max} = \max(T_x^{\max}; T_y^{\max}) \Rightarrow T^{\max} = 188914.876 \text{ KN/ml}$$

$$h \geq \frac{T^{\max}}{0,9 \times b \times \bar{\tau}_u} = \frac{188914876}{0,9 \times 100 \times 3 \times 100} = 69.96 \text{ cm} \Rightarrow h \geq 69.96 \text{ cm}$$

- **La hauteur des nervures :**

$$h_n \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{620}{10} = 62 \text{ cm} \Rightarrow \text{on prendra } h_n = 70 \text{ cm.}$$

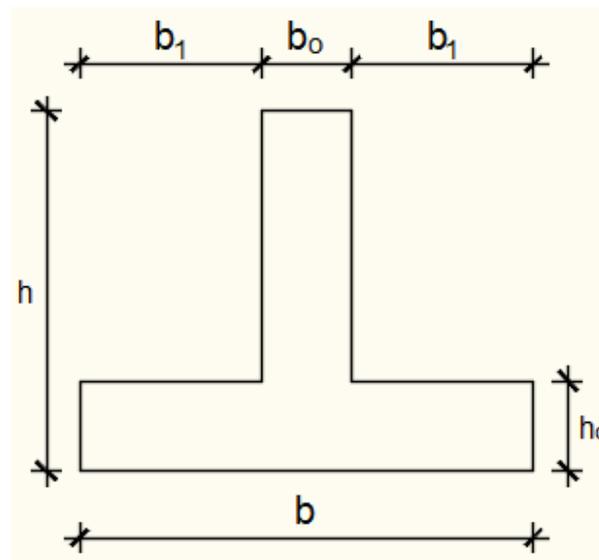
- **Epaisseur de la dalle :**

$$h_0 \geq \frac{L_{\max}}{20} = \frac{620}{20} = 31 \text{ cm} \Rightarrow \text{on prendra } h_0 = 50 \text{ cm.}$$

### 2-7-2- Pré dimensionnement des nervures :

Les dimensions des poutres doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$0,4h \leq b_0 \leq 0,8h \text{ [BAEL91]}$$



**Figure 8.2 :** dimension de la nervure

**Tableau 8.1** : Tableau récapitulatif des dimensions des poutres des redressements

Type des poutres	H [cm]	h <sub>0</sub> [cm]	b <sub>0</sub> [cm]	b <sub>1</sub> [cm]	b [cm]
Poutre principale	120	50	45	45	135
Poutre secondaire	120	50	45	45	135

**2-7-3- Détermination des sollicitations :****- Caractéristiques du radier :**

$$h = 120\text{cm} ; h_0 = 50\text{cm} ; h_n = 70\text{ cm}$$

$$\text{Surface du radier} : S = 248.04 \text{ m}^2$$

$$\text{Inerties du radier} : I_{XX} = 5225.58; I_{YY} = 5030.25 \text{ m}^4$$

$$\text{Abscisses du centre de gravité du radier} : V_X = 7.95 \text{ m} ; V_Y = 7.80 \text{ m}$$

**- Calcul du poids propre du radier Pr :**

$$\text{Poids du radier sans poutres} : p_1 = S_r \times h_0 \times \gamma_b$$

Avec :

**h<sub>0</sub>** : Épaisseur du radier sans poutres ;

**γ<sub>b</sub>** : Masse volumique du béton.

$$\text{Poids des poutres principales} : p_p = L(h - h_0) \times b_0 \times \gamma_b$$

$$\text{Poids des poutres secondaires} : p_s = L'(h - h_0) \times b_0 \times \gamma_b$$

**L** : Somme des longueurs de toutes les poutres principales ;

**L'** : Somme des longueurs de toutes les poutres secondaires.

$$p_1 = S_r \times h_0 \times \gamma_b = 248.04 \times 0,5 \times 25 = 3100.5\text{KN}$$

$$p_p = L(h - h_0) \times b_0 \times \gamma_b = 15.60 \times (1.20 - 0,5) \times 0,45 \times 25 = 122.85\text{KN}$$

$$p_s = L'(h - h_0) \times b_0 \times \gamma_b = 15.90 \times (1.20 - 0,5) \times 0,45 \times 25 = 125.21 \text{ KN}$$

$$p_r = p_1 + p_p + p_s = 3100.5 + 122.85 + 125.21 = 3348.56 \text{ KN}$$

- **-Surcharges d'exploitation  $Q_r$  :**

$$Q_r = 5 \times S$$

$$Q_r = 5 \times 248.04 \Rightarrow Q_r = 1240.2 \text{ KN}$$

- **Combinaisons d'actions :**

- **Situation durable et transitoire (Etat limite ultime (E.L.U)):**

$$N_u = N_u^1 + N_u^2 \text{ avec : } N_u^1 = 1,35G + 1,5Q ; N_u^2 = 1,35p_r + 1,5Q_r$$

Avec :

$N_u^1$ : Résultante de toutes les réactions verticales appliquées sur le radier qui sont données par

Le logiciel robot sous la combinaison fondamentale (E.L.U)

$$N_u^1 = 109319.038 \text{ KN}$$

$$N_u^2 = 1,35p_r + 1,5Q_r = 1,35(3348.56) + 1,5(1240.2) = 6380.856 \text{ KN}$$

$$N_u = N_u^1 + N_u^2 = 115699.894 \text{ KN}$$

$$M_x = -121.66 \text{ KN.m} ; M_y = 55.90 \text{ KN.m}$$

Avec :

$M_x$  et  $M_y$  : résultantes de tous les moments par rapport au centre de gravité du radier dans la

Direction considérée (sont données par le logiciel robot).

$$M_{x/G} = \sum (M_x + F_x \times (x_i - x_g))$$

$$M_{y/G} = \sum (M_y + F_y \times (y_i - y_g))$$

- **Etat limite service (E.L.S) : (G + Q) + (P<sub>r</sub> + Q<sub>R</sub>)**

$$N_s^1 = G + Q \Rightarrow N_s^1 = 80181.16 \text{ KN}$$

$$N_s^2 = p_r + Q_r \Rightarrow N_s^2 = (3348.56) + (1240.2) = 4588.76 \text{ KN}$$

$$N_s = N_s^1 + N_s^2 = 80181.16 + 4588.76 = 84769.92 \text{ KN}$$

$$M_x = -89.08 \text{KN.m} ; M_y = 40.86 \text{KN.m}$$

- Vérification des contraintes sous radier :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{I} \cdot v$$

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

$\sigma_{1,2}$ : Contraintes du sol sous la structure.

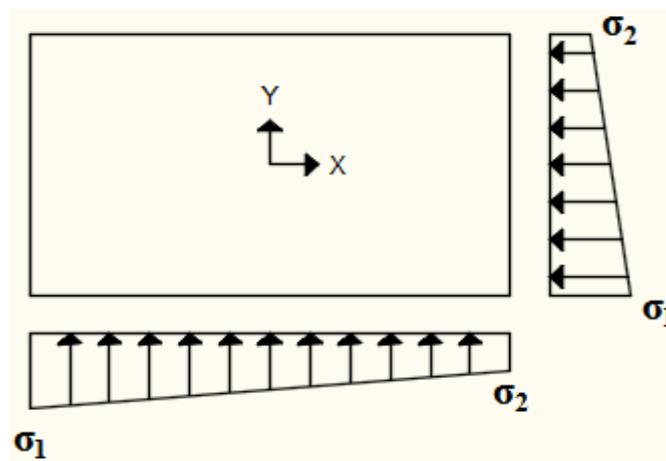


Figure 8.3 : Schéma des contraintes du sol

$$\bar{\sigma}_{\text{Sol}} = 3,5 \text{ MPa}$$

Suivant l'article de RPA99/V2003[A.10.1.4.1] :

- Situation durable et transitoire :

$$\bar{\sigma}_{\text{adm}} = \bar{\sigma}_{\text{Sol}} = 3,5 \text{ bars}$$

- Situation accidentelle :

$$\bar{\sigma}_{\text{adm}} = \bar{\sigma}_{\text{Sol}} = 2 \times \bar{\sigma}_{\text{Sol}} = 7 \text{ bars}$$

- Etat limite ultime (E L U) :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_u}{S_u} \pm \frac{M_u}{I_u} \cdot v$$

- **Sens X-X :**

$$\sigma_{1,2} = \left[ \frac{N}{S} \pm \frac{M_x}{I} \cdot v_x \right] \times 10^{-2} \Rightarrow \sigma_{1,2} = \left[ \frac{115699.894}{248.04} \pm \frac{121.66}{5225.58} \cdot 7.95 \right] \times 10^{-2}$$

$$\sigma_1 = 4.66 \text{ bars} \leq \bar{\sigma}_{\text{adm}}$$

$$\sigma_2 = 4.66 \text{ bars} \leq \bar{\sigma}_{\text{adm}}$$

La contrainte moyenne :  $\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 4,66 \text{ bars} \leq \bar{\sigma}_{\text{adm}}$

- **Sens Y-Y :**

$$\sigma_{1,2} = \left[ \frac{N}{S} \pm \frac{M_y}{I} \cdot v_y \right] \times 10^{-2} \Rightarrow \sigma_{1,2} = \left[ \frac{115699.894}{248.04} \pm \frac{55.90}{5030.25} \cdot 7.8 \right] \times 10^{-2}$$

$$\sigma_1 = 4.66 \text{ bars} \leq \bar{\sigma}_{\text{adm}}$$

$$\sigma_2 = 4.66 \text{ bars} \leq \bar{\sigma}_{\text{adm}}$$

La contrainte moyenne :  $\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 4.66 \text{ bars} \leq \bar{\sigma}_{\text{adm}}$

Etat limite service (E.L.S) :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_s}{S_s} \pm \frac{M_s}{I_s} \cdot v$$

- **Sens X-X :**

$$\sigma_{1,2} = \left[ \frac{N}{S} \pm \frac{M_x}{I} \cdot v_x \right] \times 10^{-2} \Rightarrow \sigma_{1,2} = \left[ \frac{84769.92}{248.04} \pm \frac{89.08}{5225.58} \cdot 7.95 \right] \times 10^{-2}$$

$$\sigma_1 = 3.41 \text{ bars}$$

$$\sigma_2 = 3.41 \text{ bars}$$

La contrainte moyenne :  $\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 3.41 \text{ bars}$

- **Sens Y-Y :**

$$\sigma_{1,2} = \left[ \frac{N}{S} \pm \frac{M_y}{I} \cdot v_y \right] \times 10^{-2} \Rightarrow \sigma_{1,2} = \left[ \frac{84769.92}{248.04} \pm \frac{40.86}{5030.25} \cdot 7.8 \right] \times 10^{-2}$$

$$\sigma_1 = 3.41 \text{ bars} \leq \bar{\sigma}_{\text{adm}}$$

$$\sigma_2 = 3.41 \text{ bars} \leq \bar{\sigma}_{\text{adm}}$$

$$\text{La contrainte moyenne : } \sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 3.41 \text{ bar}$$

- **Vérification vis-à-vis de l'effort de soulèvement :**

On doit vérifier que sous la pression hydrostatique le bâtiment ne soulève pas :

$$p \geq 1,5 \times S \times \gamma \times Z$$

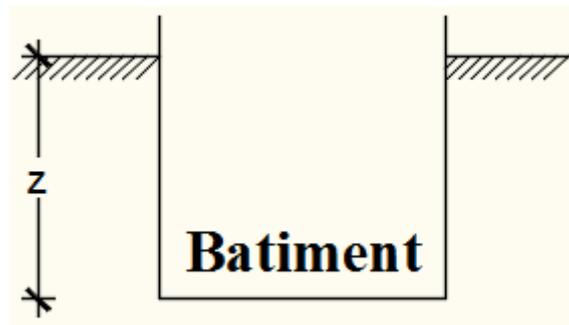
Avec :

**P** : Poids du bâtiment ;

**S** : Surface d'assise du bâtiment;

**Z** : L'ancrage.

$\gamma$  : Poids volumique de l'eau ;  $\gamma = 10 \text{ KN/m}^3$



**Figure 8.4 :** L'encrage de la structure

Pour la structure à étudier :

$$P = P_{\text{Bâtiment}} + P_{\text{radier}} = 75918,5246 + 3348.56 = 79267.0846 \text{ KN}$$

$$1,5 \times S \times \gamma \times Z \Rightarrow$$

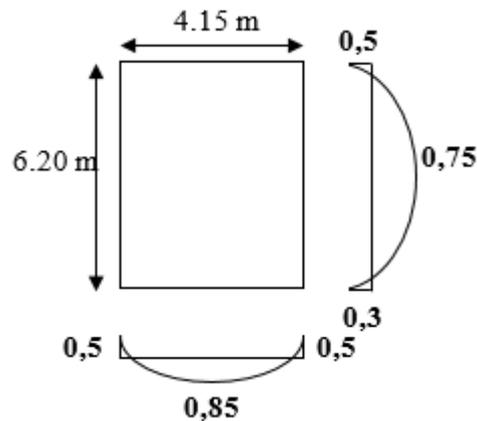
$$1,5 \times 248.04 \times 10 \times 2.5 = 9301.5 \text{ KN}$$

$p \geq 1,5 \times S \times \gamma \times Z \Rightarrow$  La structure est stable ; Donc il n'y pas de risque au soulèvement.

**2-8- Ferraillage Du Radier :**

**2-8-1- Ferraillage de la dalle :**

- Le calcul se fait pour une bande de 1m de largeur en flexion simple.
- La fissuration est considérée comme préjudiciable.



**Figure 8.5 : Schéma du panneau de la dalle**

**- Détermination des efforts :**

Pour une bande de 1m  $q = \sigma_m \times 1m$

Le panneau le plus sollicité :

$$L_x = 4.15m ; L_y = 6.20 m$$

$$\text{On à } \rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4.15}{6.20} = 0,66 \Rightarrow$$

le panneau travaille suivant deux directions.

$$M_x = \mu_x \times q \times l_x^2 \Rightarrow \text{Suivant la direction } l_x ;$$

$$M_y = \mu_y \times M_x \Rightarrow \text{Suivant la direction } l_y.$$

**- Etat limite ultime (E L U) :**

$$q = \sigma_m \times 1ml = 466 \times 1m_L = 466 \text{ KN}/m_L$$

$$\rho = 0,66 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x^u = 0,0737 \\ \mu_y^u = 0,3753 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_x^u = \mu_x^u \times q_u \times l_x^2 \\ M_y^u = \mu_y^u \times M_x^u \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} M_x^u = 0,0737 \times 466 \times 4,15^2 = 591,49 \text{ KN.m} \\ M_y^u = 0,3753 \times 591,49 = 221,98 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- **ELU :**

$$\begin{cases} M_t = 0,75 \times M_x = 0,75 \times 591,49 = 443,61 \text{ KN.m} \\ M_t = 0,85 \times M_y = 0,85 \times 221,98 = 188,68 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{ai1} = 0,5 \times M_x = 0,5 \times 591,49 = 295,74 \text{ KN.m} \\ M_{ar} = 0,3 \times M_y = 0,3 \times 221,98 = 66,59 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{ai2} = 0,5 \times M_x = 0,5 \times 591,49 = 295,74 \text{ KN.m} \\ M_{ai} = 0,5 \times M_y = 0,5 \times 221,98 = 110,99 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- Etat limite de service (E.L.S) :

$$q = \sigma_m \times 1m_l = 341 \times 1m_L = 341 \text{ KN/m}_L$$

$$\rho = 0,66 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x^s = 0,0792 \\ \mu_y^s = 0,5351 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_x^s = \mu_x^s \times q_u \times l_x^2 \\ M_y^s = \mu_y^s \times M_x^s \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} M_x^s = 0,0792 \times 341 \times 4,15^2 = 465,13 \text{ KN.m} \\ M_y^s = 0,5351 \times 465,13 = 248,89 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- **ELS :**

$$\begin{cases} M_t = 0,75 \times M_x = 0,75 \times 465,13 = 348,84 \text{ KN.m} \\ M_t = 0,85 \times M_y = 0,85 \times 248,89 = 211,55 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{ai1} = 0,5 \times M_x = 0,5 \times 465,13 = 232,56 \text{ KN.m} \\ M_{ar} = 0,3 \times M_y = 0,3 \times 248,89 = 74,66 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{ai2} = 0,5 \times M_x = 0,5 \times 465,13 = 232,56 \text{ KN.m} \\ M_{ai} = 0,5 \times M_y = 0,5 \times 248,89 = 124,44 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Tableau 8.2 : Tableau récapitulatif des sollicitations maximales en appuis et en travées :

Sens	ELU		ELS	
	M travée [KN.m]	M appuis [KN.m]	M travée [KN.m]	M appuis [KN.m]
Sens X-X	443.61	295.74	348.84	232.56
Sens Y-Y	188.68	110.99	211.55	124.44

- Calcul des armatures :

a. Enrobage :

La fissuration est considérée comme préjudiciable=>  $a = 4 \text{ cm}$

Le diamètre des armatures à utiliser sera au plus égal au dixième de l'épaisseur de la dalle.  
(B.A.E.L 91).

$$\phi_{\max} \leq \frac{h_0}{10} \quad \text{Avec } h_0 = 50 \text{ cm}$$

$$\phi_{\max} \leq \frac{50}{10} = 5 \text{ cm} = 50 \text{ mm} \Rightarrow \text{on prendra}$$

$$\phi = 20 \text{ mm}$$

$$\begin{cases} C_x = a + \frac{\phi}{2} \\ C_y = a + \phi + \frac{\phi}{2} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} C_x = 4 + \frac{2}{2} = 5 \text{ cm} \\ C_y = 4 + 2 + \frac{2}{2} = 7 \text{ cm} \end{cases}$$

$$d_x = h_0 - C_x = 50 - 5 = 55 \text{ cm}$$

$$d_y = h_0 - C_y = 50 - 7 = 43 \text{ cm}$$

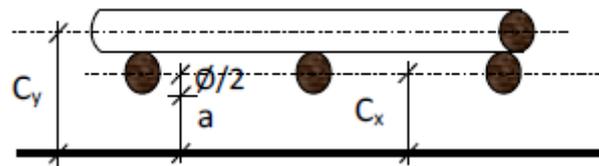


Figure 8.6 : Enrobage

- Calcul du ferrailage de la dalle pleine :

▪ Sens X-X :

a) En travées :

$$Mt_x^u = 443.61 \text{ KN.m} = 443610 \text{ N.M}$$

- Etat limite ultime (E.L.U) :

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{Mt_x^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{443610}{17 \times 100 \times (55)^2} = 0,08$$

$$\mu = 0,08 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow (\text{acier FeE400}) \Rightarrow A' \text{ n'existe pas ; } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_1$$

$$\Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0.10$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,96$$

- Détermination des armatures :

$$A = \frac{Mt_x^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{443610}{348 \times 0,96 \times 55} = 24.14 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- Condition de non fragilité : [CBA91/A4.2.1]

$$\text{Acier FeE400 : } A_{\min} = 0,0008 \times b \times h = 4 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}) \Rightarrow A = 24.14 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- Choix des armatures:

$$8T20 \rightarrow A = 25.13 \text{ m}^2/\text{ml}$$

$$E=12.5\text{cm}$$

- Etat limite de service (E. L.S.) :

$$Mt_x^{\text{ser}} = 348.84 \text{ KN.m} = 348840 \text{ N.m}$$

$$D = \frac{15 \times A}{b} = \frac{15 \times 24.63}{100} = 3.69 \text{ cm}$$

$$E = 2 \times d_x \times D = 2 \times 55 \times 3.69 = 405.9 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -3.69 + \sqrt{3.69^2 + 405.9} = 16.79 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times y_1^3}{3} + 15 \times A \times (d - y_1)^2$$

$$I = \frac{100 \times 16.79^3}{3} + 15 \times 24.63 \times (55 - 16.79)^2 = 697170.84 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{lx}^{ser}}{I} = \frac{348840}{697170.84} = 0,50$$

$$\sigma_b = K \times y_1 = 8.39 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28} = 18 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 18 \times k \times (d - y_1) = 18 \times 0,50 \times (55 - 16.79) = 286.57 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[ \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right] = 267 \text{ MPa}$$

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b < \bar{\sigma}_b = 18 \text{ MPa} \\ \sigma_s > \bar{\sigma}_s = 286.57 \text{ MPa} \end{array} \right\} \implies \text{le ferrailage doit \u00eatre recalcul\u00e9 \u00e0 l'E.L.S}$$

- **D\u00e9termination des armatures \u00e0 l'Etat limite de service :**

$$\mu_1 = \frac{M_{lx}^{ser}}{\bar{\sigma}_s \times b \times d^2} = \frac{348840}{286.57 \times 100 \times (55)^2} = 0,00402$$

$$\mu_1 = 0,004 \xrightarrow{\text{Tableau}} \begin{cases} \beta_1 = 0,898 \\ K_1 = 34,02 \end{cases}$$

• V\u00e9rification de l'existence des armatures comprim\u00e9es :

$$\sigma_b = \frac{\bar{\sigma}_s}{K_1} = \frac{286.57}{34,02} = 8.42 \leq \bar{\sigma}_b = 18 \text{ MPa} \implies A' \text{ n'existe pas.}$$

$$A_s = \frac{M_{lx}^{ser}}{\bar{\sigma}_s \times \beta_1 \times d} = \frac{348840}{289.57 \times 0,898 \times 55} = 24.39 \text{ cm}^2$$

• Choix des armatures:

$$8T20/ml \rightarrow A = 25.13 \text{ cm}^2/ml$$

$$e = 12.5 \text{ cm}$$

**b) En appuis:**

$$\mathbf{Ma_x^u = 295.74KN.m = 295740 N.m}$$

- Etat limite ultime (E.L.U) :

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{Ma_x^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{295740}{17 \times 100 \times (55)^2} = 0,05$$

$$\mu = 0,05 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow (\text{acier FeE400}) \Rightarrow A' \text{ n'existe pas ; } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_1$$

$$\Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,06$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,97$$

- Détermination des armatures :

$$A = \frac{Ma_x^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{295740}{348 \times 0,97 \times 55} = 15.92 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- Condition de non fragilité : [CBA91/A4.2.1]

$$\text{Acier FeE400 : } A_{\min} = 0,0008 \times b \times h = 4 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}) \Rightarrow A = 15.92 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- Choix des armatures:

$$8T16/\text{ml} \rightarrow A = 16.08 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- Etat limite de service (E. L.S.) :

$$\mathbf{Ma_x^{ser} = 232.56 KN.m = 232560 N.m}$$

$$D = \frac{15 \times A}{b} = \frac{15 \times 16.08}{100} = 2.41 \text{ cm}$$

$$E = 2 \times d_x \times D = 2 \times 55 \times 2.41 = 265.1 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -2.41 + \sqrt{2.41^2 + 265.1} = 14.04 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times y_1^3}{3} + 15 \times A \times (d - y_1)^2$$

$$I = \frac{100 \times 14.04^3}{3} + 15 \times 16.08 \times (55 - 14.04)^2 = 496919.35 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{ax}^{ser}}{I} = \frac{232560}{496919.35} = 0,46$$

$$\sigma_b = K \times y_1 = 6.45 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28} = 18 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times k \times (d - y_1) = 15 \times 0,46 \times (55 - 14.04) = 282.62 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[ \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta} \times f_{t28} \right] = 267 \text{ MPa}$$

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b < \bar{\sigma}_b = 18 \text{ MPa} \\ \sigma_s > \bar{\sigma}_s = 282.62 \text{ MPa} \end{array} \right\} \implies \text{le ferrailage doit être recalculé à l'E.L.S}$$

- **Détermination des armatures à l'Etat limite de service :**

$$\mu_1 = \frac{M_{ax}^{ser}}{\bar{\sigma}_s \times b \times d^2} = \frac{232560}{282.62 \times 100 \times (55)^2} = 0,002$$

$$\mu_1 = 0,002 \xrightarrow{\text{Tableau}} \begin{cases} \beta_1 = 0,925 \\ K_1 = 51.67 \end{cases}$$

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\sigma_b = \frac{\bar{\sigma}_s}{K_1} = \frac{282.62}{51.67} = 5.46 \leq \bar{\sigma}_b = 18 \text{ MPa} \implies A' \text{ n'existe pas.}$$

$$A_s = \frac{M_{ax}^{ser}}{\bar{\sigma}_s \times \beta_1 \times d} = \frac{232560}{282.62 \times 0,925 \times 55} = 16.17 \text{ cm}^2$$

- Choix des armatures :

$$6T20/ml \rightarrow A = 18.85 \text{ cm}^2/ml$$

$$E_p = 15 \text{ cm}$$

- **Sens Y-Y :**

- c) **En travées :**

$$M_{t_y}^u = 188.68 \text{ KN.m} = 188680 \text{ N.m}$$

- Etat limite ultime (E.L.U) :

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{Mt_y^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{188680}{17 \times 100 \times (43)^2} = 0,06$$

$$\mu = 0,06 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow (\text{acier FeE400}) \Rightarrow A' \text{ n'existe pas ; } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_1$$

$$\Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,07$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,96$$

- Détermination des armatures :

$$A = \frac{M_1}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{188680}{348 \times 0,96 \times 43} = 13.13 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- Condition de non fragilité : [CBA91/A4.2.1]

$$\text{Acier FeE400 : } A_{\min} = 0,0008 \times b \times h = 4 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}) \Rightarrow A = 13.13 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- Choix des armatures:

$$7T16 \rightarrow A = 14.07 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- Etat limite de service (E. L.S.) :

$$Mt_y^{\text{ser}} = 211.55 \text{ KN.m} = 211550 \text{ N.m}$$

$$D = \frac{15 \times A}{b} = \frac{15 \times 14.07}{100} = 2.11 \text{ cm}$$

$$E = 2 \times d_y \times D = 2 \times 43 \times 2.11 = 181.46 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -2.11 + \sqrt{2.11^2 + 181.46} = 11.52 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times y_1^3}{3} + 15 \times A \times (d - y_1)^2$$

$$I = \frac{100 \times 11.52^3}{3} + 15 \times 14.07 \times (43 - 11.52)^2 = 213572.20 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{ty}^{ser}}{I} = \frac{211550}{213572.20} = 0.99$$

$$\sigma_b = K \times y_1 = 11.38 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28} = 18 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times k \times (d - y_1) = 15 \times 1.08 \times (43 - 11.52) = 509.97 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[ \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta} \times f_{t28} \right] = 267 \text{ MPa}$$

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b < \bar{\sigma}_b = 18 \text{ MPa} \\ \sigma_s > \bar{\sigma}_s = 509.97 \text{ MPa} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{le ferrailage calculé à l'ELUR ne convient pas pour l'ELS.}$$

### - Détermination des armatures à l'Etat limite de service :

$$\mu_1 = \frac{M_{ty}^{ser}}{\bar{\sigma}_s \times b \times d^2} = \frac{211550}{509.97 \times 100 \times (43)^2} = 0,02$$

$$\mu_1 = 0,02 \xrightarrow{\text{Tableau}} \begin{cases} \beta_1 = 0,811 \\ K_1 = 51.46 \end{cases}$$

#### • Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\sigma_b = \frac{\bar{\sigma}_s}{K_1} = \frac{509.97}{51.46} = 9.91 \leq \bar{\sigma}_b = 18 \text{ MPa} \Rightarrow A' \text{ n'existe pas.}$$

$$A_s = \frac{M_{ty}^{ser}}{\bar{\sigma}_s \times \beta_1 \times d} = \frac{211550}{509.97 \times 0,811 \times 43} = 11.89 \text{ cm}^2$$

#### • Choix des armatures :

$$6T20/ml \rightarrow A = 18,85 \text{ cm}^2/ml$$

$$e = 15 \text{ cm}$$

#### **d) En Appuis :**

$$Ma_y^u = 110.99 \text{ KN.m} = 110990 \text{ N.M}$$

#### - **Etat limite ultime (E.L.U) :**

#### • Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{Ma_y^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{110990}{147 \times 100 \times (43)^2} = 0,03$$

$$\mu = 0,03 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow (\text{acier FeE400}) \Rightarrow A' \text{ n'existe pas ; } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_1$$

$$\Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,038$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,98$$

- Détermination des armatures :

$$A = \frac{Ma_x^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{110990}{348 \times 0,98 \times 43} = 7.56 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- Condition de non fragilité : [CBA91/A4.2.1]

$$\text{Acier FeE400 : } A_{\min} = 0,0008 \times b \times h = 4 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}) \Rightarrow A = 7.56 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- Choix des armatures :

$$4T16 \rightarrow A = 8.04 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- Etat limite de service (E. L.S.) :

$$Ma_y^{\text{ser}} = 124.44 \text{ KN. m} = 124440 \text{ N. m}$$

$$D = \frac{15 \times A}{b} = \frac{15 \times 8.04}{100} = 1.21 \text{ cm}$$

$$E = 2 \times d_y \times D = 2 \times 43 \times 1.21 = 104.06 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -1.21 + \sqrt{1.21^2 + 104.06} = 9.06 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times y_1^3}{3} + 15 \times A \times (d - y_1)^2$$

$$I = \frac{100 \times 9.06^3}{3} + 15 \times 8.04 \times (43 - 9.06)^2 = 163711.23 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{ty}^{\text{ser}}}{I} = \frac{124440}{163711.23} = 0.76$$

$$\sigma_b = K \times y_1 = 6.88 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28} = 18 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times k \times (d - y_1) = 15 \times 0.76 \times (43 - 9.06) = 386.916 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[ \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right] = 266.66 \text{ MPa}$$

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b < \bar{\sigma}_b = 18 \text{ MPa} \\ \sigma_s > \bar{\sigma}_s = 386.916 \text{ MPa} \end{array} \right\} \implies \text{le ferrailage doit être recalculé à l'E.L. S}$$

- **Détermination des armatures à l'Etat limite de service :**

$$\mu_1 = \frac{M_{a_y}^{ser}}{\bar{\sigma}_s \times b \times d^2} = \frac{124440}{201,63 \times 100 \times (33)^2} = 0,0030$$

$$\mu_1 = 0,0030 \xrightarrow{\text{Tableau}} \begin{cases} \beta_1 = 0,910 \\ K_1 = 40.56 \end{cases}$$

• Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\sigma_b = \frac{\bar{\sigma}_s}{K_1} = \frac{386.91}{40.56} = 9.5 \leq \bar{\sigma}_b = 18 \text{ MPa} \implies A' \text{ n'existe pas.}$$

$$A_s = \frac{M_{a_y}^{ser}}{\bar{\sigma}_s \times \beta_1 \times d} = \frac{124440}{386.91 \times 0,910 \times 43} = 8.21 \text{ cm}^2$$

• Choix des armatures :

$$6T20 \rightarrow A = 18.85 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$e = 15 \text{ cm}$$

**2-8-2-Ferrailage du débordement :**

Le débordement est de 50 cm de chaque coté

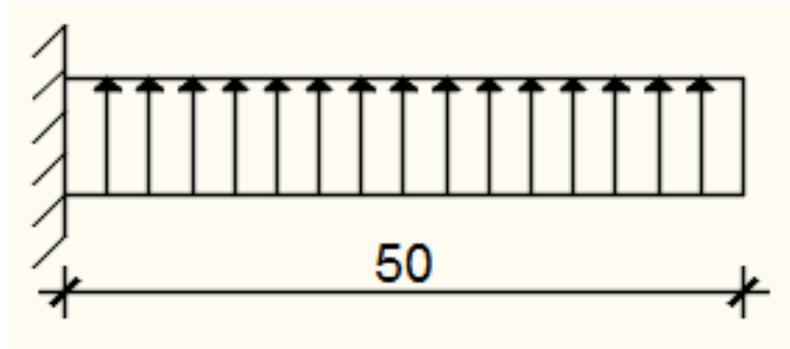
- Etat limite ultime (E L U) :

$$\sigma_m = 466 \text{ KN/m}^2$$

Pour une bonde de 1m de largeur

$$q = \sigma_m \times 1 \text{ ml} = 466 \times 1 \text{ m}_L = 466 \text{ KN/m}_L$$

$$M_u = -q_u \times \frac{l^2}{2} = -466 \times \frac{0,50^2}{2} = -58.25 \text{ KN.m}$$



**Figure 8.7** : Schéma statique du débordement

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{58250}{17 \times 100 \times (45)^2} = 0,01$$

$$\mu = 0,01 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas et}$$

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_1 \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,01$$

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

- Détermination des armatures :

$$A = \frac{M_u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{58250}{348 \times 0,994 \times 45} = 3,74 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- Condition de non fragilité : [CBA91/A4.2.1]

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{2,1}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 45 \times \frac{2,1}{400} = 5,43 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}) \Rightarrow A = 5,43 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- Choix des armatures :

$$4T20/\text{ml} \rightarrow A = 12,57 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- Etat limite de service (E. L.S.) :

$$\sigma_m = 341 \text{ KN/m}^2$$

Pour une bonde de 1m de largeur

$$q_{ser} = \sigma_m \times 1m_l = 341 \times 1m_L = 341 \text{ KN/m}_L$$

$$M_{ser} = -q_{ser} \times \frac{l^2}{2} = -341 \times \frac{0,50^2}{2} = -42.62 \text{ KN. m}$$

$$D = \frac{15 \times A}{b} = \frac{15 \times 12.57}{100} = 1.88 \text{ cm}$$

$$E = 2 \times d \times D = 2 \times 45 \times 1.88 = 169.2 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -1,88 + \sqrt{1.88^2 + 169.2} = 11.26 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times y_1^3}{3} + 15 \times A \times (d - y_1)^2$$

$$I = \frac{100 \times 11.26^3}{3} + 15 \times 12.57 \times (45 - 11.26)^2 = 262230.59 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{tx}^{ser}}{I} = \frac{42620}{262230.59} = 0.16$$

$$\sigma_b = K \times y_1 = 1.80 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28} = 18 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times k \times (d - y_1) = 15 \times 0,16 \times (45 - 11.26) = 80.97 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[ \frac{2}{3} f_e; 110\sqrt{\eta \times f_{t28}} \right] = 267 \text{ MPa}$$

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b < \bar{\sigma}_b = 18 \text{ MPa} \\ \sigma_s < \bar{\sigma}_s = 267 \text{ MPa} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Les ferrailages calculés à l'ELUR sont maintenues.}$$

- **Vérification de l'effort tranchant :**

$$T_u^{max} = q_u \times L = 466 \times 0,5 = 233 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \times d} = \frac{233000}{100 \times 45 \times 10^2} = 0,51 \text{ MPa}$$

$$\text{Fissuration préjudiciable: } \bar{\tau}_u = \min \left[ 0,15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right] = 3 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,51 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.}$$

**2-8-3- Ferrailage de nervure :**

On a extrait le ferrailage directement du logiciel ROBOT, les résultats sont présentés dans le tableau qui suit :

**Tableau 8.3 :** Ferrailage des poutres :

<u>Sollicitations</u>	<u>Poutre p</u>		<u>Poutre s</u>	
	<u>Travées</u>	<u>Appuis</u>	<u>Travées</u>	<u>Appuis</u>
<b>Mu</b>	-304.7	606.3	-384.2	480.4
<b>M acc</b>	-214.3	426.3	-270.2	337.8
<b>M ser</b>	-220.2	438.1	-227.6	347.1
<b>T</b>	648.7		600.2	
<b>Au</b>	10.3	21.3	13.1	16.6
<b>As</b>	13.4	27.6	13.9	21.6
<b>A acc</b>	6.3	12.7	7.9	10
<b>A=max</b> <b>(Au,Aacc,As)</b>	13.4	27.6	13.9	21.6
<b>Choix des armatures</b>	4T16+4T16= A=14.20cm <sup>2</sup>	8T16+4T20= A=28.64cm <sup>2</sup>	4T16+4T16= A=14.20cm <sup>2</sup>	8T16+4T20= A=28.64cm <sup>2</sup>

**2-9- Vérification de l'effort tranchant :**

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} = \frac{648700}{135 \times 99 \times 10^2} = 0,48 \text{ MPa}$$

$$\text{Fissuration préjudiciable : } \overline{\tau}_u = \min \left[ 0,15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right] = 3 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,48 \text{ MPa} < \overline{\tau}_u = 3 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

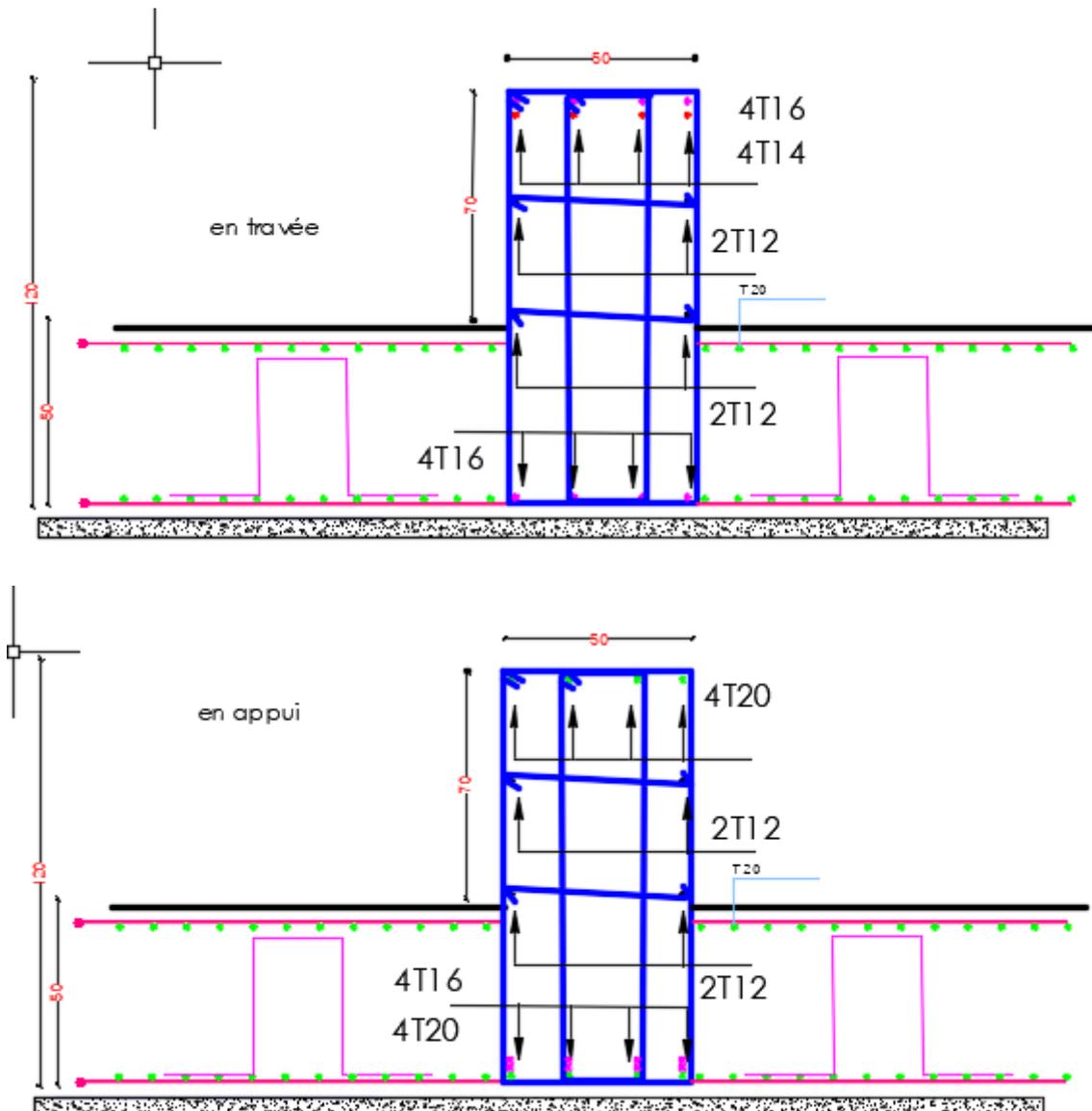


Figure 8.8 : Schéma du ferrailage des nervures principales

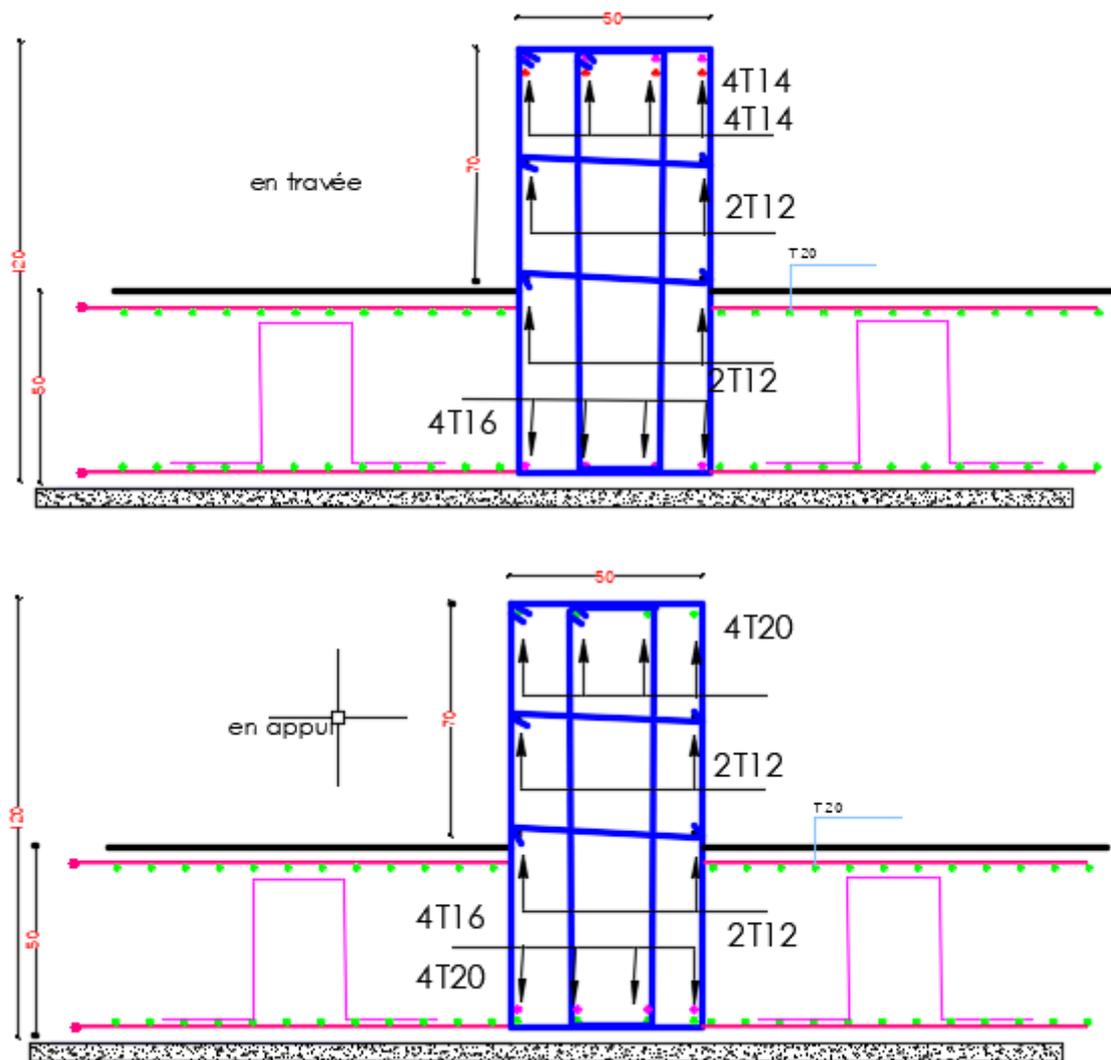


Figure 8.9 : Schéma du ferrailage des nervures secondaires

### 3- Conclusion :

On a procédé dans cette partie du mémoire au calcul l'élément principale qui est les fondations, sachant que les fondations retenues pour le travail sont de type radier, les calculs ont résulter par des conditions vérifier par rapport au charges transmises par la superstructure ainsi que la portance du sol de fondation.

## Chapitre IX

---

### Etude économique

### 1- Introduction :

Dans cette partie du travail, nous allons proposer une élaboration des plannings d'exécution par logiciel « MS Project » ainsi qu'un devis estimatif et quantitatif du dit projet pour donner un aperçu sur l'exécution ainsi que le coût de ce type de projet en Algérie.

### 2- Réalisation du projet :

Pour la réalisation de notre projet, nous devons prendre en considération la complexité de ses tâches qui demandent et exigent des connaissances particulières et nécessitent comme ressources certains nombres de groupe ou d'équipe, avec une organisation appropriée.

Les facteurs principaux dont nous devons prendre en considération sont : la performance, le cout et le temps dont leur respect permet d'assurer une bonne qualité du produit réalisé. Le schéma suivant décrit ces facteurs :

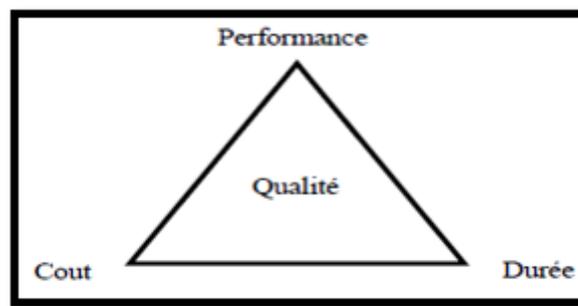


Figure 9.1 : Facteur principal d'un projet

### 3- Organisation du chantier :

La réalisation de tout projet de construction (simple ou complexe) nécessite au préalable un ordonnancement pour la création de ce chantier, qui s'il est correctement menée sera la condition nécessaire de succès de l'opération.

Pour cela on doit exécutés les étapes suivantes :

#### - Clôture du chantier :

Il est très nécessaire de clôturer le chantier pour le sécurisé par des points de gardes, et limité les accès par la création d'une ou deux portes d'accès.

Noter bien que toute porte d'accès doit être contrôler par un poste de contrôle.

Création des zones :

A l'intérieur du chantier on doit créer des zones et les limites tel que :

L'administration

Les zones de vie pour les ouvriers.

- Les zones de stockages de l'approvisionnement
- Les ateliers (ferraillage, coffrage, préfabrication, centrale à béton, entretien du matériels...ect)
- **Les voix de circulation :**

Les voix de circulation des engins et matériels roulent doit être bien tracer et dotées par des panneaux de signalisation pour éviter les accidents et l'encombrement à l'intérieur du chantier.

- **Les moyens de manutentions :**

Les grues à tour :

Ces appareilles sont la colonne vertébrale du chantier, donc elles ont une grande influence sur le déroulement et l'avancement des travaux.

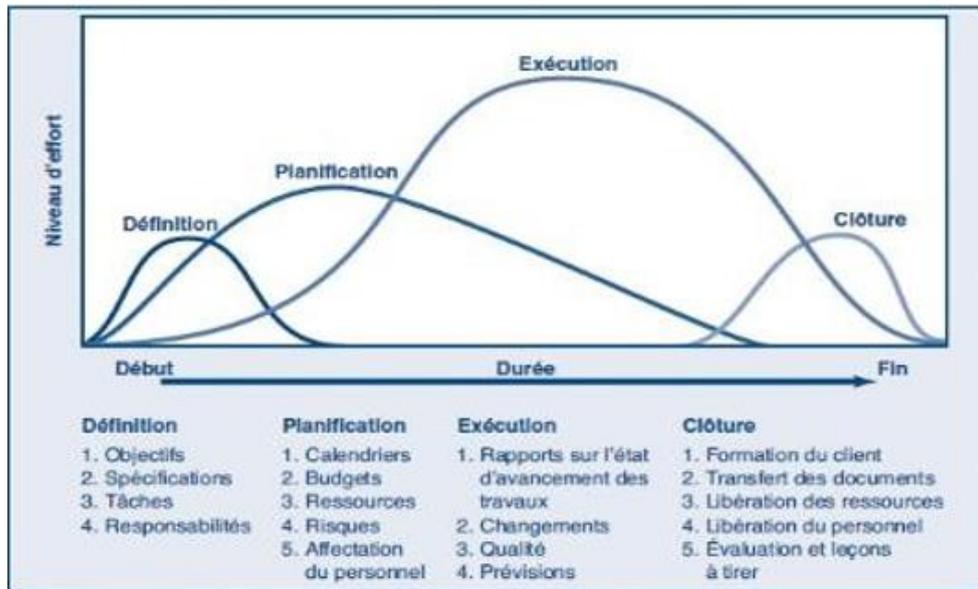
L'installation des grues à tour doit être bien étudiier et elle doit être exécutée conformément aux normes et mesures de sécurités en vigueurs.

Les grues mobiles :

Le chantier doit être doté par des grues mobile Lorsque les grues à tour fixent ne suffit pas.

#### **4- Cycle de vie d'un projet :**

Le cycle de vie d'un projet commence par une idée ensuite la conception et le planning suivi par la phase d'exécution du projet et la fin la clôture et l'occupation (exploitation) du projet comme indiqué sur la figure :



**Figure 9.2 :** Cycle de vie d'un projet

**a. Création du projet via le logiciel MS Project :**

MS Project est un outil informatique qui permet de planifier et suivre un projet. Il permet de gérer les tâches, les ressources, les charges de travail, les couts, et les calendriers...

Pour les besoins de notre étude nous avons choisi le MS Project 2010 comme outil de travail.

- Les étapes de création et la gestion du projet sont :
  1. Définir le calendrier global.
  2. Définir les ressources.
  3. Définir les tâches.
  4. Organiser l'enchaînement des tâches.
  5. Attribuer les ressources aux tâches.
  6. Démarrer le projet [Outils – Suivi – Mettre à jour le projet].
  7. Informer les acteurs.
  8. Introduire les états d'avancement.
  9. Corriger les dérives éventuelles et mettre à jour le projet.
  10. Clôturer le projet.

### 5- Taches, jalons et livrables :

#### - Une tâche :

Une tâche est une action à mener pour aboutir à un résultat.

A chaque tâche définie, il faut associer :

- Un objectif précis et mesurable.
- Des ressources humaines, matérielles et financières adaptées.
- Une charge de travail exprimée en nombre de journée, et des travailleurs.
- Une durée ainsi qu'une date de début et une date de fin.

Les taches sont reliées par des relations d'antériorité, pour montrer dans quel ordre elles doivent être exécutées à savoir :

- ✓ **Liaison Fin-Début** : L'activité amont doit s'achever avant que l'activité aval ne commence.
- ✓ **Liaison Fin-Fin** : L'activité amont doit s'achever avant que l'activité aval ne finisse.
- ✓ **Liaison Début-Début** : L'activité amont doit commencer avant que l'activité aval ne commence.
- ✓ **Liaison Début-Fin** : L'activité amont doit commencer avant que l'activité aval ne finisse.

#### - Un jalon :

Les jalons d'un projet se définissent comme suit :

- Des événements clé d'un projet, montrant une certaine progression du projet.
- Des dates importantes de réalisation d'un projet.
- Une réalisation concrète (production de livrable)

Dans le cadre du planning, les jalons limitent le début et la fin de chaque phase et servent de point de synchronisation. Sur les diagrammes de GANTT, les jalons sont représentés par des losanges.

- **Un livrable :**

Un livrable est tout résultat, document, mesurable, tangible ou vérifiable, qui résulte de l'achèvement d'une partie de projet ou du projet.

Ordonnancement et planification :

C'est l'activité qui consiste à déterminer et à ordonnancer les tâches du projet, à estimer leurs charges et à déterminer les profils nécessaire à leur réalisation. Les objectifs du planning sont les suivants :

- Déterminer si les objectifs sont réalisés ou dépassés.
- Suivre et communiquer l'avancement du projet.

- **Le diagramme de GANTT :**

Le diagramme de GANTT est la technique et représentation graphique permettant de renseigner et situer dans le temps les phases, activités, tâches et ressources du projet. Il peut être aussi utilisé pour surveiller l'avancement d'un projet [3,4].

En ligne, on liste les tâches et en colonne les jours, semaines ou mois. Les tâches sont représentées par des barres dont la longueur est proportionnelle à la durée estimée.

**Tableau 9.1 :** Le diagramme de GANTT de notre propre projet est présenté dans ce qui suit :

Mode Tâche	Nom de la tâche	Durée	Début	Fin	Prédécesseurs
Planifié automatiquement	projet bâtiment (2 sous-sol + RDC + Mezzanine+13étage)	265 jours	Dim 02/01/22	Mer 18/01/23	
	Infrastructure	57 jours	Dim 02/01/22	Mer 23/03/22	
	Excavation	23 jours	Dim 02/01/22	Mer 02/02/22	
	Radier	8 jours	Jeu 03/02/22	Lun 14/02/22	
	Béton de propreté	1 jour	Jeu 03/02/22	Sam 05/02/22	3
	Traçage	3 jours	Sam 05/02/22	Mar 08/02/22	5
	Ferraillage + coulage	4 jours	Mer 09/02/22	Lun 14/02/22	6
	2 <sup>ème</sup> sous-sol	10 jours	Sam 19/02/22	Dim 06/03/22	4FD+3 jours
	Voile périphérique	3 jours	Sam 19/02/22	Mer 23/02/22	
	Voile	4 jours	Sam 19/02/22	Jeu 24/02/22	9DD

	Escalier	2 jours	Jeu 24/02/22	Lun 28/02/22	10
	Poutre	6 jours	Jeu 24/02/22	Dim 06/03/22	11DD
	Dalle	6 jours	Jeu 24/02/22	Dim 06/03/22	12DD
	1 <sup>er</sup> sous-sol	10 jours	Mer 09/03/22	Mer 23/03/22	8FD+3 jours
	Voile périphérique	3 jours	Mer 09/03/22	Lun 14/03/22	13FD+3 jours
	Voile	4 jours	Mer 09/03/22	Mar 15/03/22	13FD+3 jours
	Escalier	2 jours	Mar 15/03/22	Sam 19/03/22	16
	Poutre	6 jours	Mar 15/03/22	Mer 23/03/22	17DD
	Dalle	6 jours	Mar 15/03/22	Mer 23/03/22	18DD
	Superstructure	205 jours	Lun 28/03/22	Mer 18/01/23	2
	RDC	10 jours	Lun 28/03/22	Mar 12/04/22	14FD+3 jours
	Voile	4 jours	Lun 28/03/22	Lun 04/04/22	19FD+3 jours
	Escalier	2 jours	Lun 04/04/22	Mer 06/04/22	22
	Poutre	6 jours	Lun 04/04/22	Mar 12/04/22	23DD
	Dalle	6 jours	Lun 04/04/22	Mar 12/04/22	24DD
	Mezzanine	10 jours	Dim 17/04/22	Mar 03/05/22	21FD+3 jours
	Voile	4 jours	Dim 17/04/22	Sam 23/04/22	25FD+3 jours
	Escalier	2 jours	Sam 23/04/22	Mar 26/04/22	27
	Poutre	6 jours	Sam 23/04/22	Mar 03/05/22	28DD
	Dalle	6 jours	Sam 23/04/22	Mar 03/05/22	29DD
	Étage 1	10 jours	Dim 08/05/22	Dim 22/05/22	26FD+3 jours
	Voile	4 jours	Dim 08/05/22	Jeu 12/05/22	30FD+3 jours
	Escalier	3 jours	Sam 14/05/22	Mar 17/05/22	32
	Poutre	6 jours	Sam 14/05/22	Dim 22/05/22	33DD
	Dalle	6 jours	Sam 14/05/22	Dim 22/05/22	34DD
	Étage 2	10 jours	Mer 25/05/22	Mer 08/06/22	31FD+3 jours
	Voile	4 jours	Mer 25/05/22	Mar 31/05/22	35FD+3 jours
	Escalier	3 jours	Mar 31/05/22	Dim 05/06/22	37
	Poutre	6 jours	Mar 31/05/22	Mer 08/06/22	38DD
	Dalle	6 jours	Mar 31/05/22	Mer 08/06/22	39DD
	Étage 3	10 jours	Lun 13/06/22	Mar 28/06/22	36FD+3 jours
	Voile	4 jours	Lun 13/06/22	Dim 19/06/22	40FD+3 jours
	Escalier	3 jours	Dim 19/06/22	Jeu 23/06/22	42
	Poutre	6 jours	Dim 19/06/22	Mar 28/06/22	43DD
	Dalle	6 jours	Dim 19/06/22	Mar 28/06/22	44DD
	Étage 4	10 jours	Dim 03/07/22	Dim 17/07/22	41FD+3 jours
	Voile	4 jours	Dim 03/07/22	Jeu 07/07/22	45FD+3 jours
	Escalier	2 jours	Sam 09/07/22	Lun 11/07/22	47
	Poutre	6 jours	Sam 09/07/22	Dim 17/07/22	48DD
	Dalle	6 jours	Sam 09/07/22	Dim 17/07/22	49DD
	Étage 5	10 jours	Mer 20/07/22	Mer 03/08/22	41FD+3 jours
	Voile	4 jours	Mer 20/07/22	Mar 26/07/22	50FD+3 jours
	Escalier	2 jours	Mar 26/07/22	Sam 30/07/22	52
	Poutre	6 jours	Mar 26/07/22	Mer 03/08/22	53DD
	Dalle	6 jours	Mar 26/07/22	Mer 03/08/22	54DD
	Étage 6	10 jours	Lun 08/08/22	Mar 23/08/22	51FD+3 jours
	Voile	4 jours	Lun 08/08/22	Dim 14/08/22	50FD+3 jours
	Escalier	2 jours	Dim 14/08/22	Mer 17/08/22	57
	Poutre	6 jours	Dim 14/08/22	Mar 23/08/22	58DD

	Dalle	3,5 jours	Dim 14/08/22	Sam 20/08/22	59DD
	Étage 7	10 jours	Dim 28/08/22	Dim 11/09/22	56FD+3 jours
	Voile	4 jours	Dim 28/08/22	Jeu 01/09/22	50FD+3 jours
	Escalier	2 jours	Sam 03/09/22	Lun 05/09/22	62
	Poutre	6 jours	Sam 03/09/22	Dim 11/09/22	63DD
	Dalle	6 jours	Sam 03/09/22	Dim 11/09/22	64DD
	Étage 8	10 jours	Mer 14/09/22	Mer 28/09/22	61FD+3 jours
	Voile	4 jours	Mer 14/09/22	Mar 20/09/22	65FD+3 jours
	Escalier	2 jours	Mar 20/09/22	Sam 24/09/22	67
	Poutre	6 jours	Mar 20/09/22	Mer 28/09/22	68DD
	Dalle	6 jours	Mar 20/09/22	Mer 28/09/22	69DD
	Étage 9	10 jours	Lun 03/10/22	Mar 18/10/22	66FD+3 jours
	voile	4 jours	Lun 03/10/22	Dim 09/10/22	70FD+3 jours
	Escalier	2 jours	Dim 09/10/22	Mer 12/10/22	72
	Poutre	6 jours	Dim 09/10/22	Mar 18/10/22	73DD
	Dalle	6 jours	Dim 09/10/22	Mar 18/10/22	74DD
	Étage 10	10 jours	Dim 23/10/22	Dim 06/11/22	71FD+3 jours
	Voile	4 jours	Dim 23/10/22	Jeu 27/10/22	75FD+3 jours
	Escalier	2 jours	Sam 29/10/22	Lun 31/10/22	77
	Poutre	6 jours	Sam 29/10/22	Dim 06/11/22	78DD
	Dalle	6 jours	Sam 29/10/22	Dim 06/11/22	79DD
	Étage 11	10 jours	Mer 09/11/22	Mer 23/11/22	76FD+3 jours
	Voile	4 jours	Mer 09/11/22	Mar 15/11/22	80FD+3 jours
	Escalier	2 jours	Mar 15/11/22	Sam 19/11/22	82
	Poutre	6 jours	Mar 15/11/22	Mer 23/11/22	83DD
	Dalle	6 jours	Mar 15/11/22	Mer 23/11/22	84DD
	Étage 12	10 jours	Lun 28/11/22	Mar 13/12/22	81FD+3 jours
	Voile	4 jours	Lun 28/11/22	Dim 04/12/22	85FD+3 jours
	Escalier	2 jours	Dim 04/12/22	Mer 07/12/22	87
	Poutre	6 jours	Dim 04/12/22	Mar 13/12/22	88DD
	Dalle	6 jours	Dim 04/12/22	Mar 13/12/22	88DD
	Étage 13	10 jours	Dim 18/12/22	Dim 01/01/23	86FD+3 jours
	Voile	4 jours	Dim 18/12/22	Jeu 22/12/22	90FD+3 jours
	Escalier	2 jours	Sam 24/12/22	Lun 26/12/22	92
	Poutre	6 jours	Sam 24/12/22	Dim 01/01/23	93DD
	Dalle	6 jours	Sam 24/12/22	Dim 01/01/23	94DD
	Terrasse	10 jours	Mer 04/01/23	Mer 18/01/23	91FD+3 jours
	Voile	4 jours	Mer 04/01/23	Mar 10/01/23	95FD+3 jours
	Escalier	2 jours	Mar 10/01/23	Sam 14/01/23	97
	Poutre	6 jours	Mar 10/01/23	Mer 18/01/23	98DD
	Dalle	6 jours	Mar 10/01/23	Mer 18/01/23	99DD

**6- Elaboration des devis :**

Tous projets nécessitent au, préalable, l'élaboration d'un cahier des charges composé de plusieurs devis tel que :

- Bordereau des prix unitaires.
- Devis quantitatifs
- Devis estimatifs
- Détermination des natures d'ouvrages et les durés d'exécution :

Afin de gérer tout chantier de construction et par conséquent définir les durées des tâches à réaliser, il est nécessaire de disposer d'informations reliant les différents paramètres des ressources d'exécution, qui peuvent être définies comme suit :

**T** : Durée des travaux (en heures ou en jours ouvrables)

**Te** : temps maximum durant lequel un exécutant réalise une unité de production

n : nombres d'effectifs (moyens humains) ou nombre d'engins (moyens matériels)

**Q** : Quantité des travaux pour un processus donné

**R** : rendement (quantité minimale de production de construction qui doit être réalisée en une unité de temps (heure) par un exécutant (homme ou matériel)

**Exemple :**

Nature d'ouvrage	Quantité (M <sup>3</sup> )	Rendement d'engin (m <sup>3</sup> /jour)	Nombre d'engins (n)	$T = \frac{Q}{n \cdot R}$ Jours
Fouille en excavation	5355	640	3	23

L'estimation du cout des tâches se fait en introduisant deux paramètres, la quantité et le cout de la tâche aux ressources utilisées pour réaliser cette tâche.

Après l'introduction de toutes les informations (les tâche avec leur cout estimé avec les ressources) sur EXEL on obtient les résultats suivants :

**Tableau 9.2** : Devis quantitatif et estimatif élaboré pour notre projet :

<b>CODE</b>	<b>DESIGNATION DES OUVRAGES</b>	<b>U</b>	<b>Quantité</b>	<b>Prix unitaire</b>	<b>Montant Hors Taxe</b>
<b>B-TERRASSEMENTS</b>					
B-001	Décapage de la terre végétale sur une épaisseur 0,30 m pour préparation des plates formes y compris transport à la décharge publique	m <sup>2</sup>	2 524,86	150,00	2 524,86
B-006	Fouille en excavation dans terrain ordinaire profondeur suivant plans, exécutées mécaniquement ou manuellement y compris toutes sujétions d'exécution suivant les règles de l'art.	m <sup>3</sup>	5 355,00	450,00	5 355,00
B-021	Remblai avec les terres provenant des déblais par couches successives de 0,20 m d'épaisseur, bien arrosées et compactées mécaniquement avec toutes les sujétions de matériels, de main d'œuvres et d'exécution suivant les règles de l'art.	m <sup>3</sup>	3 246,66	500,00	3 246,66
<b>S/TOTAL</b>					<b>11 126,52</b>

<b>C- INFRASTRUCTURE</b>					
C-002	Confection et mise en œuvre de Béton de propreté dosé à 150 kg/m <sup>3</sup> ciment CEM II /A 42,5 N, (CPJ)dimensions et épaisseur suivant plans, y compris confection, transport, mise en œuvre et toutes sujétions suivant les règles de l'art.	m <sup>3</sup>	28,54	6 500,00	185 510,00
C-003	Béton armé en fondation ,dosé à 350 kg/m <sup>3</sup> en ciment CEM II /A 42,5 N, (CPJ) soigneusement vibré, densité environ 305kg d'aciers/m <sup>3</sup> (+ ou - 10%), coffrages en bois ou métallique, y compris confection, transport, manutention et toutes sujétions de mise en œuvre et de parfaite réalisation suivant les règles de l'art.				0,00
	<b>- Pour Radier</b>	m <sup>3</sup>	205,86	50 000,00	10 293 000,00
	<b>- Pour Nervures</b>	m <sup>3</sup>	123,00	50 000,00	6 150 000,00
	<b>- voiles</b>	m <sup>3</sup>	10,25	50 000,00	512 500,00
	<b>- Longrine</b>	m <sup>3</sup>	27,00	50 000,00	1 350 000,00
C-010	Confection et mise en œuvre d'Hérissou en pierre sèche de 0,20 m d'épaisseur, soigneusement posé à la main, remplissage des vides y compris film de polyane et toutes sujétions de fourniture, de pose et d'exécution suivant les règles de l'art.	m <sup>2</sup>	0,00	3 000,00	0,00

C-011	Confection et mise en œuvre de béton légèrement armé dosé à 350kg/m <sup>3</sup> ciment CEM II /A 42,5 N, (CPJ) pour dalle flottante Ep.:0,10m y compris ferrailage en treillis soudés maille 15x15 Ø4mm, manutention, vibration et parfaite réalisation suivant les règles de l'art.	m <sup>2</sup>	0,00	8 000,00	0,00
C-013	Badigeon au flinkoat sur les ouvrages en béton enterrés ou en contact avec la terre, en application d'un enduit à froid en deux couches entrecroisées y compris toutes sujétions d'exécution.	m <sup>2</sup>	569,50	500,00	284 750,00
<b>S/TOTAL</b>					<b>18 775 760,00</b>

**D- SUPERSTRUCTURE**

D-001	Confection et mise en œuvre de béton armé en élévation, béton dosé à 350 kg/m <sup>3</sup> CEM II /A 42,5 N, (CPJ) soigneusement vibré y compris toutes sujétions de mise en œuvre et de parfaite réalisation suivant les règles de l'art.	m <sup>3</sup>	450,00	50 000,00	22 500 000,00
D-003	Confection et mise en œuvre de plancher semi-préfabriqué (16+4)cm, ou (16+5)cm, composé de poutrelles armées préfabriquées ou coulées sur place, hourdis en corps creux, remplissage entre les hourdis en béton, dalle de compression en béton dosé à	m <sup>2</sup>	0,00	3 500,00	0,00

	350 kg/m <sup>3</sup> en ciment CEM II /A 42,5 N, (CPJ) , y compris toutes sujétions de parfaite réalisation suivant les règles de l'art.				
<b>S/TOTAL</b>					<b>22 500 000,00</b>
<b>F- MACONNERIE</b>					
	Confection et mise en œuvre de maçonnerie double cloisons en briques creuses (15+5+10) préalablement humidifiées, avec vide d'air, hourdée au mortier de ciment dosé à 350 kg/m <sup>3</sup> , y compris toutes sujétions de parfaite réalisation selon les règles de l'art. <b>Ep.:30cm</b>	<b>m<sup>2</sup></b>	2 024,19	2 000,00	4 048 380,00
F-007	Confection et mise en œuvre de maçonnerie simple cloison en briques creuses préalablement humidifiées hourdée au mortier de ciment dosé à 350 kg/m <sup>3</sup> , y compris toutes sujétions de parfaite réalisation selon les règles de l'art. <b>Ep.:10cm</b>	<b>m<sup>2</sup></b>	1 012,09	1 000,00	1 012 090,00
<b>S/TOTAL</b>					<b>5 060 470,00</b>

<b>G- ENDUITS</b>					
G-001	Confection et mise en œuvre d'enduit <u>extérieur</u> au mortier de ciment dosé à 400 kg/m <sup>3</sup> y compris recoins, accès difficiles, angles saillants ou rentrants, arêtes et toute autres sujétions de parfaite réalisation suivant les règles de l'art.	m <sup>2</sup>	2 024,19	1 000,00	2 024 190,00
G-002	Confection et mise en œuvre d'enduit <u>intérieur (sur mur)</u> au mortier de ciment dosé à 400 kg/m <sup>3</sup> y compris recoins, accès difficiles, angles saillants ou rentrants, arêtes et toute autres sujétions de parfaite réalisation suivant les règles de l'art.	m <sup>2</sup>	1 012,09	400,00	404 836,00
G-003	Confection et mise en œuvre d'enduit <u>intérieur (sous plafonds)</u> au mortier de ciment dosé à 400 kg/m <sup>3</sup> y compris gorges, recoins, accès difficiles, angles saillants ou rentrants, arêtes et toute autres sujétions de parfaite réalisation suivant les règles de l'art.	m <sup>2</sup>	496,80	450,00	223 560,00
G-005	Confection et mise en œuvre d'enduit <u>intérieur (sous plafonds)</u> au mortier de plâtre y compris gorges, recoins, accès difficiles, angles saillants ou rentrants, arêtes et toute autres sujétions de parfaite réalisation suivant les règles de l'art.	m <sup>2</sup>	3 720,60	740,00	2 753 244,00

<b>S/TOTAL</b>					<b>5 405 830,00</b>
<b>H- REVETEMENTS</b>					
H-003	Fourniture et pose de revêtement de sol en compacto 1°choix, y compris chape de béton Ep.: 7 à 10cm dosé à 400kg/m3 et bain de mortier dosé à 300 kg/m3, joints, barbotine en ciment blanc et toutes sujétions de bonne exécution et de parfaite réalisation suivant les règles de l'art. Les carreaux devront être préalablement soumis à l'agrément du maître de l'ouvrage.	m <sup>2</sup>	3 477,66	3 600,00	12 519 576,00
H-011	Fourniture et pose de revêtement de marche Ep.:3cm et contre marches Ep.:2cm en éléments en marbre en deux couleur de 1°choix soumis préalablement à l'agrément du maître d'ouvrage, posé au bain de mortier de ciment, gabarit suivant le projet, mesuré au nez de marche suivant emmarchement, y compris toutes sujétions de fournitures, de pose et de parfaite finitions suivant les règles de l'art.	m <sup>2</sup>	600,00	16 000,00	9 600 000,00
H-020	Fourniture et pose de Plinthe en compacto 1°choix posée à bain de mortier de ciment , y compris retours , coupes , angles rentrants ou saillants, en crémaillère et toutes sujétions de bonne exécution suivant règles de l'art. La	ml	800,00	500,00	400 000,00

	qualité et la couleur devront être préalablement soumises à l'agrément du maître de l'ouvrage.				
H-024	Fourniture et pose de Revêtement mural en faïence de 1°choix y compris mortier de pose, bain de ciment blanc et toutes sujétions de bonne exécution suivant règles de l'art.	m <sup>2</sup>	980,00	1 500,00	1 470 000,00
<b>S/TOTAL</b>					<b>23 989 576,00</b>
<b>I - PEINTURE</b>					
I-001	Fourniture confection et mise en œuvre d'enduit de peinture sur mur ou sous plafonds Y/C traitement des fissures, rebouchage des orifices, réglage des surfaces, ponçage et toutes sujétions de parfaite mise en œuvre selon les règles de l'art	m <sup>2</sup>	8 696,00	1 200,00	10 435 200,00
I-003	Fourniture confection et mise en œuvre de peinture laquée en deux couches teintées aux choix du maître d'ouvrage y compris toutes sujétions de parfaite mise en œuvre selon les règles de l'art <b>sous plafonds intérieur</b>	m <sup>2</sup>	315,00	600,00	189 000,00
I-005	Fourniture confection et mise en œuvre de peinture vinylique en deux couches teintées aux choix du maître d'ouvrage y compris toutes sujétions de parfaite	m <sup>2</sup>	2 824,00	400,00	1 129 600,00

	mise en œuvre selon les règles de l'art <b>sous plafonds intérieur</b>				
I-006	Fourniture confection et mise en œuvre de peinture vinylique en deux couches teintées aux choix du maître d'ouvrage y compris toutes sujétions de parfaite mise en œuvre selon les règles de l'art <b>sur mur intérieur</b>	m <sup>2</sup>	5 872,00	400,00	2 348 800,00
I-007	Fourniture confection et mise en œuvre de peinture vinylique en deux couches teintées aux choix du maître d'ouvrage y compris toutes sujétions de parfaite mise en œuvre selon les règles de l'art <b>sur mur extérieur</b>	m <sup>2</sup>	2 105,00	400,00	842 000,00
<b>S/TOTAL</b>					<b>14 944 600,00</b>

**J -ETANCHEITE**

J-002	Fourniture confection et mise en œuvre d'isolation thermique en terrasse composé de: - 01 couche d'imprégnation à froid EIF 0,3 kg/m <sup>2</sup> - 01 couche E.A.C à raison de 1,5 kg/m <sup>2</sup> -01film polyane - 01 couche de polystyrène expansé ép. 6cm en plaques jointives - 01 film polyane y compris toutes sujétions de parfaite réalisation suivant les règles de l'art	m <sup>2</sup>	248,04	1 200,00	297 648,00
-------	--	----------------	--------	----------	------------

J-003	<p>Fourniture confection et mise en œuvre de béton pour forme de pente dosé à 250 kg/m<sup>3</sup> épaisseur moyenne 11cm (point bas = 07cm) y compris réglage des pentes suivant plans, joint de fractionnement et pontage périphériques en joint mou, chape de finition avec surfaçage et toutes sujétions de parfaite mise en œuvre selon les règles de l'art</p>	m <sup>2</sup>	248,04	1 000,00	248 040,00
J-004	<p>Fourniture confection et mise en œuvre d'étanchéité multicouches par feutre 36S système indépendant constituée de :</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- 01 couche de papier Kraft</li> <li>- 01 couche d'imprégnation à froid EIF 0,3 kg/m<sup>2</sup></li> <li>- 01 feutre bitumé type 36 S armature VV HR</li> <li>- 01 couche d'EAC 1,5 kg/m<sup>2</sup></li> <li>- 01 feutre bitumé type 36 S</li> <li>- 01 couche d'EAC 1,5 kg/m<sup>2</sup></li> <li>- 01 feutre bitumé type 36 S</li> <li>- 01 couche d'EAC 1,5 kg/m<sup>2</sup></li> <li>- 01 feutre bitumé type 36 S armature VV HR</li> <li>- 01 couche d'EAC 1,5 kg/m<sup>2</sup></li> </ul> <p>y compris recouvrement des lés sur 10cm minimum et toutes sujétions de parfaite mise en œuvre selon les règles de l'art</p>	m <sup>2</sup>	248,04	1 100,00	272 844,00

J-005	<p>Fourniture confection et mise en œuvre de relevé d'étanchéité en feutre bitumé armé type 40 de hauteur supérieur à 20 cm constituée par :</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- 01 couche d'imprégnation à froid EIF</li> <li>- 01 couche d'EAC</li> <li>- 01 couche de paxalumin ou bitume armé type 40 toile auto-protégé par feuille aluminium 0,08 mm, raccordement par soudure à la lampe, engravures, relevés, débords, l'ensemble appliqué jusqu'au becquet de l'acrotère et toutes sujétions de parfaite mise en œuvre selon les règles de l'art</li> </ul>	ml	248,04	800,00	198 432,00
J-006	<p>Fourniture confection et mise en œuvre de protection de l'étanchéité par une couche de gravillon roulé blanc 8/15 préalablement lavé de 0,04 m d'épaisseur y compris toutes sujétions de parfaite mise en œuvre selon les règles de l'art</p>	m <sup>2</sup>	248,04	300,00	74 412,00
J-010	<p>Fourniture confection et mise en œuvre d'ensemble gargouille Diam : 110 et crapaudine pour descente des eaux pluviales.</p> <p>Gargouille composée d'une feuille de 40x40 en plomb laminé de 2mm d'épaisseur avec manchon façonné descendant d'au moins 30 cm dans le tuyau de descente des eaux pluviales.</p>	U	2,00	2 500,00	5 000,00

	Crapaudine en fil galvanisé y compris toutes sujétions de parfaite mise en œuvre selon les règles de l'art				
<b>S/TOTAL</b>					<b>1 096 376,00</b>
<b>K-MENUISERIE BOIS</b>					
K-005	Fourniture et pose de porte pleine à deux vantaux en bois rouge du nord 1 <sup>er</sup> choix y compris cadre 12cm, quincaillerie et serrurerie de grande qualité et de 1 <sup>o</sup> choix, vitrerie si nécessaire, 02 couches d'imprégnation à l'huile de lin, 02 couches de peinture de finition selon choix du maître d'ouvrage et toutes sujétions de parfaite mise en œuvre selon les règles de l'art Dim:1,60x2,20m	U	42,00	<b>30 000,00</b>	<b>1 260 000,00</b>
K-009	Fourniture et pose de porte pleine à un vantail en bois rouge du nord 1 <sup>er</sup> choix y compris cadre 12cm, quincaillerie et serrurerie de grande qualité et de 1 <sup>o</sup> choix, 02 couches d'imprégnation à l'huile de lin, 02 couches de peinture de finition selon choix du maître d'ouvrage et toutes sujétions de parfaite mise en œuvre selon les règles de l'art Dim:0,94x2,20m	U	200,00	<b>20 000,00</b>	<b>4 000 000,00</b>

K-011	Fourniture et pose de porte pleine à un vantail en bois rouge du nord 1 <sup>er</sup> choix y compris cadre 12cm, quincaillerie et serrurerie de grande qualité et de 1 <sup>o</sup> choix, 02 couches d'imprégnation à l'huile de lin, 02 couches de peinture de finition selon choix du maître d'ouvrage et toutes sujétions de parfaite mise en œuvre selon les règles de l'art Dim:0,74x2,20m	U	2,00	15 000,00	30 000,00
<b>S/TOTAL</b>					<b>5 290 000,00</b>
<b>L -MENUISERIE METALIQUE ET FERRONERIE</b>					
L-006	Fourniture et pose de porte métallique de haute résistance à deux vantaux constitués de montants et traverses en acier plein, avec placage sur les deux faces en tôle 20/10°, assemblage par soudure autogène et encastrement des serrures de sécurité de 1 <sup>o</sup> choix, y compris deux couches de protections et une couche de finition, vitrage armé et toutes sujétions de parfaite mise en œuvre selon les règles de l'art Dim:1,60x2,30m (voir détails plan de menuiserie)	U	1,00	55 000,00	55 000,00
<b>S/TOTAL</b>					<b>55 000,00</b>

<b>M - MENUISERIE EN ALLUMINIUM</b>					
M-004	Fourniture et pose de fenêtre en aluminium coulissante, quincaillerie de grande qualité et de 1° choix, avec cadre et pré-cadre, joint d'étanchéité, vitrage simple ou martelé selon choix du maitre d'ouvrage y compris toutes sujétions de parfaite finition et mise en œuvre suivant les règles de l'art. Dim:1,20x1,40m	U	90,00	<b>50 000,00</b>	<b>4 500 000,00</b>
<b>S/TOTAL</b>					<b>4 500 000,00</b>
<b>Electricité</b>					
M-004	Fourniture et pose de appraillages, cablerie, lampes, hublots, selon choix du maitre d'ouvrage y compris toutes sujétions de parfaite finition et mise en œuvre suivant les règles de l'art.	Ens	32,00	<b>70 000,00</b>	2 240 000,00
<b>S/TOTAL</b>					<b>2 240 000,00</b>
<b>Plomberie &amp; sanitaire</b>					
M-004	Fourniture et pose de tuyaux, rinets, vannes d'arrete, chauffe bain, mélangeurs e'appraillages de la pl, cablerie, lampes, hublots, selon choix du maitre d'ouvrage y compris toutes sujétions de parfaite finition et mise en œuvre suivant les règles de l'art.	Ens	32,00	<b>100 000,00</b>	<b>3 200 000,00</b>
<b>S/TOTAL</b>					<b>3 200 000,00</b>

<b>TOTAL GENERAL</b>	<b>107 068 738,52</b>
----------------------	-----------------------

**Tableau 9.3** : récapitulatif du devis quantitatif et estimatif :

Lot	Montant (DA)
Terrassement	4 411 809,00
Infrastructure	18 775 760,00
Superstructure	22 500 000,00
Maçonnerie	22 500 000,00
Enduits	5 405 830,00
Revêtements	23 989 576,00
Peinture	14 944 600,00
Etanchéité	1 096 376,00
Menuiserie	9 845 000,00
Electricité	2 240 000,00
Plomberie Sanitaire	3 200 000,00
<b>Total</b>	<b>1119 421,00</b>

### **7- Définition des ressources :**

**- Les ressources humaines :**

Dans notre projet on a huit groupes :

**Groupe ingénieur** : qui s'occupe de tout ce qui est suivi et contrôle.

**Groupe coffreur** : qui s'occupe de tout ce qui est tâche coffrage dans le projet.

**Groupe ferrailleur** : qui s'occupe de tout ce qui est tâche ferrailleur dans le projet.

**Groupe maçons** : qui s'occupe de tout ce qui est tâche maçonnerie.

**Groupe électriciens** : qui s'occupe tout ce qui est tâche d'électricité dans le projet.

**Groupe de plomberie** : qui s'occupe tous ce qui est tâche plomberie dans le projet.

**Groupe de menuiserie** : qui s'occupe tout ce qui est tâche menuiserie dans le projet.

**Groupe de peinture** : qui s'occupe tout ce qui est tâche peinture dans le projet.

- **Les ressources matérielles :**

On distingue deux types de ressources matérielles :

**Engins :**

Les ressources matérielles type engins affecté à notre projet sont :

- Tracteur pour eau
- Pelle hydraulique
- Camion 10 tonnes
- Grue
- Pompe à injection du béton
- Compacteur
- Chargeur

**RQ** : Tous ces engins sont loués avec leurs manœuvres.

**Matériaux :**

Quelques ressources matérielles type produit affecté à notre projet sont représentées dans le tableau suivant :

**Tableau 9.4** : les ressources matérielles (Matériaux) du projet

Fer pour ferrailage	Faïence
Béton	Gains d'électricité
Bois pour coffrage	Carrelage granito
Remblai	Plinthe en terre cuite
Brique	Cadre portes et fenêtres
Enduit en ciment	Projecteurs électriques
Zingue	Dalle de sol
Hourdis	Panneau d'affichage
Treillis soudés	Lampe et douille
Verres	Fils d'électricité
Tube en béton pour l'eau usée	Feuille de polystyrène
Boites d'interrupteurs	Gravillon roulé

**Récapitulatif global de l'étude :**

- La durée du projet est de 265 jours de travail.
- Le début du projet est prévu le : 02/01/2022
- La fin du projet est prévue le : 18/01/2023
- Le cout brut du projet est de : 111469421.00 DA.
- Le montant TVA (17%) : 1894980157 DA.

**8- Conclusion :**

Nous avons détaillé dans ce chapitre, l'étude économique en proposant deux paramètres importants à savoir l'organisation du chantier par le biais du diagramme de GANTT pour une gestion et la planification du projet, le deuxième paramètre qui est l'élaboration d'un devis estimatif et quantitatif pour avoir une idée sur le coût de ce dernier.

Le projet (MS Project 2003), logiciel retenu nous permettra de faciliter l'organisation avec délai précis du chantier.

L'élaboration du devis donne une appréciation précise du coût du projet en toute sa globalité depuis les premiers travaux d'excavation à la finition des détails.

Cette étude économique donne une approximation de ce type de projet au niveau local et national.

# Conclusion générale

---

Arriver à la fin de ce travail de fin d'étude, on peut dire que l'objectif que nous nous sommes fixés dans l'introduction de ce mémoire a été atteint, et est de démontrer d'une manière empirique la résistance statique et dynamique d'une structure de R+13 dans un contexte de sismicité modéré à forte.

Les raisons qui ont motivé notre quête sont nées principalement de l'ampleur des conséquences potentielles des événements sismiques qui peuvent affecter ce type de bâtiments ainsi que le choix de ce type de structure qui a été tout récemment adopté en Algérie d'une manière générale et localement à Mostaganem.

C'est en croisant ces deux dimensions a priori que nous avons pu poser les jalons de notre méthodologie. Ce document a été structuré en plusieurs chapitres qui détaillent les principaux objectifs évoqués que nous nous sommes consigné à atteindre :

La démarche adoptée dans le premier chapitre s'est attachée à poser une présentation de l'édifice d'étude qui est un bâtiment à usage habitation (R+13+ 2 Sous-Sol) situé au niveau de la wilaya de Mostaganem,

Le deuxième chapitre s'est intéressé au pré-dimensionnement des éléments structuraux du bâtiment (poutre, plancher, voile, etc) ; en mettant en avant la théorie et la réglementation en vigueur,

Dans le troisième chapitre, nous avons procédé au calcul des planchers modèles considérés comme le plus défavorable,

Le quatrième, est dédié à l'étude des éléments non structuraux pouvant contribuer considérablement dans réponse sismique du bâtiment,

Vu la sismicité non négligeable de la région, le chapitre cinq s'y été consacré au calcul parasismique de la structure avec le choix d'une méthode de vérification certaines conditions relatives aux règles parasismiques en vigueur en Algérie (RPA99 version 2003),

Le sixième chapitre, présente l'étude complète des éléments composant la structure porteuse qui sont les poutres et les murs voiles,

Le septième chapitre se veut comme chapitre de clôture des calculs de l'ensemble des éléments de l'immeuble, l'infrastructure recevant toutes les charges ainsi que le poids propre de l'édifice où le choix et le calcul du radier furent étalés.

Afin de corroborer un tel choix pour un système constructif apparent comme couteux sur le marché algérien, nous avons exposé l'étude économique de l'ensemble du projet

Enfin, il n'en demeure pas moins que ce type de structure est peu ou presque pas encore optée comme modèle de parc immobilier dense dans l'ensemble du territoire algérien. Ce travail, peuvent servir comme soubassement de futurs travaux sur des contextes similaires à savoirs l'éventail de ce type de structure inscrit dans un zonage sismique modéré à fort vu l'accroissement société.

## Références bibliographiques

---

- **Les livres:**

📖 Cours de béton armé BAEL91-Jean- pierre MOUGIN-  
\*EYROLLES 1992\*;

📖 Pratiques du BAEL91-Jean PERCHAT et Jean ROUX-  
\*3<sup>ème</sup> édition 99\*;

📖 D.T.R.B.C-2.48 Règles parasismiques algériennes « RPA99 »;

📖 Règles Parasismiques Algériennes **RPA 99**

📖 D.T.R.B.C-2.2 Charges permanentes et charges d'exploitation ;

📖 Règle de Conception et de Calcul des Structures en Béton Armé **CBA 93**.

📖 Guide pour la rédaction des mémoires fin d'études ;

- **Outils informatiques :**

- Logiciel AUTOCAD 2021
- Logiciel ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS 2019
- ROBOT EXPERT
- Logiciel EXCEL
- OFFICE
- Logiciel RDM 6
- MS PROJET

# Annexes

---