



الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية  
People's Democraticre public of Algeria  
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي  
Ministry of Higher Education and Scientific Research  
جامعة عبد الحميد بن باديس - مستغانم  
University Abdelhamid Ibn Badis–Mostaganem  
كلية العلوم والتكنولوجيا  
Faculty of Sciences and Technology  
قسم الهندسة المدنية  
Civil engineering department



**MEMOIRE DE FIN D'ETUDE  
MASTER ACADEMIQUE**

**Filière :** Génie Civil  
**Spécialité :** Structures

***Thème***

**Etude d'un bâtiment en RDC+11  
Etages+Sous Sol**

**Présenté par:**

- BENYAGOUB Chaymae
- MORTET Hakima

*Soutenule 12/07/2021 devant le jury composé de :*

**Président:** Mr REZIGUA AHMED  
**Examineur:** Mr AYAD Tayeb  
**Encadreur:** Mr ZELMAT Yassine  
**Invité :** Mr BARDADI BENDAHA Mansour

**Année Universitaire: 2020/ 2021**

## **Remerciement**

Notre parfaite gratitude et nos remerciements à ALLAH le plus puissant qui nous a donné la force, le courage et la volonté pour mener à bien ce modeste travail.

Nous tenons à remercier nos familles pour leurs sacrifices et encouragements durant tous le parcours des études.

Nos remerciements s'adressent à notre encadreur Dr. ZELMAT pour son soutien et ses conseils, et les membres du jury pour avoir accepté d'évaluer notre modeste travail.

Un grand remerciement à l'ensemble des enseignants du département GENIE CIVIL, spécialement pour leurs rôles important dans nos formations.

## **Dédicace**

Avec tout respect et amour je dédie ce modeste travail :

À mes chers parents qui m'ont guidée et soutenu durant tous mon parcours, langue vie et que dieu vous protège.

À tous les enseignants qui nous ont éduqués et guidés de la première année primaire jusqu'à 2 années master.

À toute la famille BENYAGOUB et MORTET.

*Et en fin à tous nos amis*

*Merci*

***BENYAGOUB CHAYMAE***

***MORTET HAKIMA***

# Dédicace

*Je dédie ce travail à :*

*Mes chers parents " **Nouar**" Et " **Faiza**" qui m'ont toujours encouragé et soutenu dans mes études jusqu'à atteindre ce stade de formation.*

*Mon frère : **Zakaria ; Mohamed Larbi ; Abdellah Mustafa***

*A Tous mes ami(e)s et un remerciement spécial pour les gens qui m'ont aidé.*

*A Tous les enseignants qui m'ont dirigé vers la réussite.*

*A Tous mes collègues de **Master 2 Structure et génie civil***

***\_ Et Généralement la Promotion 2021 \_***

***CHAYMAE***



# Dédicace

*Je dédie ce travail à :*

*Mes chers parents " **Mohammed**" Et " **Kheira**" qui m'ont toujours encouragé et soutenu dans mes études jusqu'à atteindre ce stade de formation.*

*Mon frère : **Abdrrahmen***

*Mes sœurs: **Hadjer et Sara***

*A Tous mes ami(e)s et un remerciement spécial pour les gens qui m'ont aidé.*

*A Tous les enseignants qui m'ont dirigé vers la réussite.*

*A Tous mes collègues de **Master 2 Structure et génie civil***

***\_Et Généralement la Promotion 2021\_***

***HAKIMA***



## ملخص :

يقدم هذا المشروع دراسة تفصيلية لمبنى للاستخدام السكني يتكون من مراكز تجارية ودور سفلي +11 طابق تقع في مستغانم. تتكون هذه الدراسة من أربعة أجزاء:  
الجزء الأول هو الوصف العام للمشروع مع عرض تقديمي لعناصر البناء وخصائص المواد المختلفة ، ثم الأبعاد المسبقة للهيكل وأخير ا خفض الأحمال.

الجزء الثاني خصص لدراسة العناصر الثانوية (الروافد ، البلاطة الصلبة ، السلم ، الشرفة والحاجز).

الجزء الثالث يتكون من نمذجة الهيكل باستخدام برنامج "ROBOT" لتحديد الضغوط المختلفة بسبب الأحمال (الأحمال

الدائمة ، أحمال التشغيل والزلازل).

أخي را ، يتضمن الجزء الرابع والأخير تقوية العناصر المقاومة المختلفة للهيكل (الأساس والأعمدة والعوارض والجدران).

أجريت هذه الدراسة مع مراعاة توصيات [BAEL91] ولوائح الزلازل الجزائرية [RPA 99/2003] والوثائق الفنية.

الكلمات الرئيسية: بناء ، خرسانة ، روبات BAEL91 ، RPA 99/2003

## Résumé :

Ce projet présente une étude détaillée d'un bâtiment à usage commerciale constitué d'un sous-sol + 11 étages implanté à Mostaganem. Cette étude se compose de quatre parties :

La première partie est la description générale du projet avec une présentation des éléments du bâtiment et les caractéristiques de différents matériaux, ensuite le pré-dimensionnement de la structure et enfin la descente de charges.

La deuxième partie a été consacrée à l'étude des éléments secondaires (poutrelles, dalle pleine, escalier, balcon et acrotère).

La troisième partie consiste à modéliser la structure en utilisant le logiciel «ROBOT» afin de déterminer les différentes sollicitations dues aux chargements (charges permanentes, d'exploitation et charges sismiques).

Enfin la quatrième partie et la dernière comprend le ferrailage des différents éléments résistants de la structure (fondation, poteaux, poutres et voiles).

Cette étude est menée en tenant compte des recommandations du [BAEL91], les règlements parasismiques algériens [RPA 99/2003] et les documents techniques.

Mots clés : bâtiment, béton, ROBOT , RPA 99/2003,BAEL91

### **Summary :**

This project presents a detailed study of a building for commercial use consisting of a basement, a ground floor + 11 floors located in Mostaganem. This study consists of four parts:

The first part is the general description of the project with a presentation of the building elements and the characteristics of different materials, then the pre-dimensioning of the structure and finally the lowering of loads.

The second part was devoted to the study of secondary elements (joists, solid slab, staircase, balcony and parapet).

The third part consists in modeling the structure using the "ROBOT" software in order to determine the various stresses due to the loads (permanent loads, operating and seismic loads).

Finally the fourth part and the last includes the reinforcement of the various resistant elements of the structure (foundation, columns, beams and walls).

This study is carried out taking into account the recommendations of [BAEL91], the Algerian earthquake regulations [RPA 99/2003] and technical documents.

Keywords: building, concrete, ROBOT, RPA 99/2003, BAEL91

# SOMMAIRE

## Chapitre I : Présentation du projet

I.1. Présentation du projet de fin d'étude	03
I.2. Caractéristique géométrique de l'ouvrage	04
I.3. Conception la structure du bâtiment	04
I.4. hypothèse de calcul	05
I.5. Caractéristiques du sol	05
I.6. Caractéristique des matériaux	06
I.6.1. Béton	06
I.6.2. Composition du béton	06
I.6.3. Résistance mécanique du béton	06
I.6.4. Aciers	09

## Chapitre II : Prédimensionnement et évaluations des charges

II.1. Prédimensionnement des poteaux	12
II.2 Prédimensionnement des poutres	12
II.2.1. Les poutres principales	12
II.2.2. Les poutres secondaires	13
II.3. Prédimensionnement des Planchers	13
II.3.1. Planchers en dalles pleine	14
II.3.2Plancher à corps creux	14
II.4. Prédimensionnement de l'acrotère	15
II.5. Evaluation des charges	15
II.5.1. Murs extérieur	16
II.5.2. Les planchers	16

## Chapitre III : étude des planchers

III.1 . Dimensionnement des poutrelles	20
III.2 . Etude de la dalle de compression	21
III.3. Armatures perpendiculaires aux poutrelles	21
III.4. Etude des poutrelles	22
III.4.1. Combinaisons fondamentales	22
III.4.2. Détermination des sollicitations des poutrelles	22

<b>III.4.3. Méthode de calcul</b>	<b>22</b>
<b>III.4.4. Moments fléchissant en travées</b>	<b>25</b>
<b>III.4.5. Calcul de l'effort tranchant (T)</b>	<b>29</b>
<b>III.4.6. Calcul de ferrailage</b>	<b>30</b>
<b>III.4.7. Vérification de l'existence des armatures comprimées (A')</b>	<b>31</b>
<b>IV : Calcul des éléments secondaires</b>	
<b>IV.1. Acrotère</b>	<b>39</b>
<b>IV.2. Balcon</b>	<b>42</b>
<b>IV.3. Etude escaliers</b>	<b>48</b>
<b>IV.3.1. Pré-dimensionnement des escaliers</b>	<b>49</b>
<b>IV.3.2. 1<sup>er</sup> type d'escalier vole 1 et 3</b>	<b>51</b>
<b>IV.3.3. 2<sup>ème</sup> type d'escalier vole 2</b>	<b>60</b>
<b>Chapitre V : Étude sismique</b>	
<b>V.1. Introduction</b>	<b>67</b>
<b>V.2. Méthode de calcul</b>	<b>67</b>
<b>V.3. Méthode dynamique</b>	<b>69</b>
<b>V.3.1. Etapes de modalisation</b>	<b>70</b>
<b>V.4. Interprétation des résultats</b>	<b>72</b>
<b>Chapitre VI : Etude des portiques</b>	
<b>VI.1. Introduction</b>	<b>88</b>
<b>VI.2. Définitions</b>	<b>88</b>
<b>VI.2.1. Poutres</b>	<b>88</b>
<b>VI.2.2. Poteaux</b>	<b>88</b>
<b>VI.3. Etude des portiques</b>	<b>88</b>
<b>VI.3.1. Combinaisons prises en compte</b>	<b>88</b>
<b>VI.3.2. Etude des poutres</b>	<b>89</b>
<b>V.3.2. Etude des poteaux</b>	<b>96</b>
<b>Chapitre VII : Etude des Voile</b>	
<b>VII.1. Les voiles</b>	<b>115</b>

<b>VII.2. Voile périphérique</b>	<b>115</b>
<b>VII.3. Détermination des sollicitations</b>	<b>115</b>
<b>VII.4. Calcul des sollicitation</b>	<b>115</b>
<b>VII.5. Calcul du ferrailage de la dalle pleine</b>	<b>119</b>
<b>VII.6. Détermination des armatures</b>	<b>120</b>
<b>VII.7. Schéma de ferrailage</b>	<b>121</b>
<b>VII.8. Voiles de contreventement</b>	<b>122</b>
<b>VII.9. Ferrailage des voiles</b>	<b>122</b>
<b>Chapitre V.III : Fondation</b>	
<b>VIII.1. Choix du type de fondation</b>	<b>127</b>
<b>VIII.2. Etude du radier générale</b>	<b>128</b>
<b>VIII.3. L'épaisseur du radier</b>	<b>128</b>
<b>VIII.4. Dimensionnement du débord</b>	<b>129</b>
<b>VIII.5. Dimensionnement des nervures</b>	<b>130</b>
<b>VIII.6. Ferrailage</b>	<b>131</b>
<b>VIII.7. Radier</b>	<b>135</b>
<b>VIII.8. Ferrailage du débord</b>	<b>135</b>

## Liste des figures :

### Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

<b>Fig.I.1:</b> Plan de situation	<b>02</b>
<b>Fig.I.2:</b> Diagramme contrainte-déformation du béton pour ELU. [BAEL91 /A.4.3, 4]	<b>07</b>
<b>Fig.I.3 :</b> Diagramme contrainte / déformation de béton	<b>08</b>

### Chapitre II : Pré dimensionnement et évaluations des charges

<b>Fig.II.1 :</b> coupe transversale d'un acrotère	<b>15</b>
<b>Fig.II.2 :</b> coupe transversale des murs	<b>16</b>
<b>Fig.II.3 :</b> Section transversale d'un plancher (terrasse inaccessible).	<b>16</b>
<b>Fig.II.4 :</b> Section transversale d'un plancher à corps creux d'étage courant + RDC	<b>16</b>

### Chapitre III : Étude des planchers

<b>Fig.III.1 :</b> dimension des poutrelles	<b>21</b>
<b>Fig.III.2 :</b> Section de calcul	<b>30</b>
<b>Fig.III.3 :</b> centre de gravité	<b>35</b>
<b>Fig.III.5 :</b> Schéma de ferrailage des armatures transversales	<b>37</b>

### Chapitre IV : Etude des éléments secondaires

<b>Fig.IV.1 :</b> Schéma de ferrailage d'acrotère	<b>42</b>
<b>Fig.IV.2 :</b> Schéma statique de calcul de balcon à l'ELU	<b>42</b>
<b>Fig.IV.3 :</b> Diagramme des moments fléchissant et efforts tranchants à l'ELU.	<b>48</b>
<b>Fig.IV.4 :</b> Ferrailage du balcon	<b>48</b>
<b>Fig.IV.5 :</b> Schéma général d'un escalier	<b>48</b>
<b>Fig.IV.6 :</b> Schéma d'escalier de trois volées	<b>49</b>
<b>Fig.IV.7 :</b> <i>Schéma statique de la section 1-1</i>	<b>52</b>
<b>Fig.IV.8 :</b> Diagramme des moments fléchissant et efforts tranchants à l'ELU.	<b>52</b>
<b>Fig.IV.9 :</b> Diagramme des moments fléchissant et efforts tranchants à l'ELS.	<b>53</b>
<b>Fig.IV.10 :</b> Section de calcul	<b>53</b>
<b>Fig.IV.11:</b> Section de calcul	<b>54</b>
<b>Fig IV.12 :</b> Schéma de ferrailage d'escalier	<b>64</b>
<b>Fig IV.13 :</b> Schéma de ferrailage	<b>65</b>

## **Chapitre V : Étude sismique**

<b>Fig.V.1</b> : Model 3D du bâtiment	<b>71</b>
<b>Fig.V.2</b> : Spectre de réponse sismique	<b>72</b>

## **Chapitre VI : Etude des portiques**

<b>Fig.VI.1</b> : ferrailage des poutres	<b>90</b>
<b>Fig.VI.2</b> : Sollicitation sur les poteaux	<b>96</b>
<b>Fig.VI.3</b> : Schéma de la zone nodale du poteau	<b>100</b>
<b>Fig.VI.4</b> : Position de $N'_1$ , $M'_1$ et $M_1$ sur la section transversale.	<b>103</b>
<b>Fig.VI.5</b> : Zone nodale du poteau.	<b>104</b>

## **Chapitre VII : Etude des Voile**

<b>Fig.VII.1</b> : Schéma des contraintes de voile périphérique.	<b>117</b>
<b>Fig.VII.2</b> : Schéma du panneau de la dalle appuie sur 4 coté.	<b>117</b>

## **Chapitre VIII : Fondation**

<b>Fig.VIII.1</b> : schéma statique du débord	<b>129</b>
---	------------

## Liste des tableaux:

### Chapitre II : *Pré dimensionnement et évaluations des charges*

<b>Tableau II.1</b> : Evaluation des charges permanente du plancher terrasse	<b>17</b>
<b>Tableau II.2</b> : <i>Evaluation des charges permanentes du plancher courant.</i>	<b>18</b>
<b>Tableau II.3</b> : <i>Evaluation des charges permanentes de dalle de balcon</i>	<b>18</b>

### Chapitre IV : Etude des éléments secondaires

<b>Tableau. IV.1</b> : Les charges des réactions à l'ELU et l'ELS	<b>52</b>
<b>Tableau IV.2</b> : Des moments fléchissant et efforts tranchants de la section 1-1	<b>53</b>
<b>Tableau IV.3</b> : des moments fléchissant et efforts tranchants de la section 2-2	<b>53</b>
<b>Tableau IV.4</b> : Des moments fléchissant et efforts tranchants de la section 3-3	<b>54</b>
<b>Tableau IV.5</b> : Des moments fléchissant maximaux en travée et en appui	<b>55</b>
<b>Tableau III.7</b> : des moments fléchissant et efforts tranchants de la section 3-3	<b>57</b>
<b>Tableau III.8</b> : des moments fléchissant maximaux en travée et en appui	<b>57</b>

### Chapitre V : Étude sismique

<b>Tableau V.1</b> : Valeurs caractérisant le spectre de réponse élastique	<b>74</b>
<b>Tableau V.2</b> : Résultat de l'analyse modale.	<b>75</b>
<b>Tableau V.3</b> : Récapitulatif des résultats de la méthode statique équivalente	<b>76</b>
<b>Tableau V.5</b> : Valeurs des déplacements inter-étages.	<b>82</b>

### Chapitre VII : Etude des portiques

<b>Tableau VII.1</b> : Combinaisons fondamentales	<b>90</b>
<b>Tableau VII.2</b> : Récapitulatif des sollicitations	<b>95</b>
<b>Tableau VII.2:</b> Récapitulatif des hauteurs utiles de la dalle pleine	<b>101</b>

### Chapitre VIII : Fondation

<b>Tableau VIII.1</b> : Ferrailage de nervure	<b>131</b>
<b>Tableau VIII.2</b> : les efforts agissent sur le radier générale	<b>131</b>
<b>Tableau VIII.3</b> : ferrailage du radier générale	<b>133</b>

## Notations :

- A'** : Aire d'une section d'acier comprimée  
**A** : Aire d'une section d'acier tendue.  
**At** : Aire d'une section d'acier transversale.  
**B** : Aire d'une section de béton comprimée.  
**Bo** : Aire d'une section homogène.  
**Ei** : Module de déformation instantané du béton.  
**Ev** : Module de déformation différé du béton.  
**Es** : Module d'élasticité longitudinal de l'acier.  
**Mu** : Moment ultime.  
**Mser**: Moment de service.  
**Tu** : Effort tranchant ultime.  
**a, b** : Dimensions transversales d'un poteau.  
**b, h** : Dimensions transversales d'une poutre.  
**ho** : Hauteur de la table de compression  
**d** : Distance du barycentre d'armatures tendues à la fibre la plus comprimée.  
**fc28**: Résistance caractéristique de calcul du béton à la compression à 28 jours.  
**ft28** : Résistance caractéristique de calcul du béton à la traction à 28 jours.  
**fe** : Limite élastique de l'acier.  
**Lf** : Longueur de flambement.  
**n** : Coefficient d'équivalence acier – béton.  
**Lx** : La plus petite dimension dans un panneau en dalle pleine.  
**Ly** : La plus grande dimension dans un panneau en dalle pleine.  
**Br** : Section réduite du poteau.  
**M** : Moment résistant de la table (section en T<sub>é</sub>).  
**Mo** : Moment fléchissant maximal dans la travée indépendante et reposant sur deux appuis simples.  
**Mt** : Moment fléchissant maximal en travée  
**Ma** : Moment fléchissant maximal en appui.  
**Nu** : Effort normal ultime  
**Nser**: Effort normal de service  
**Io** : Moment d'inertie de la section totale rendue homogène  
**If** : Moment d'inertie fictif  
**F** : Flèche due à une charge considérée ( g, j, p)  
**G** : Charge permanente  
**P** : Surcharge d'exploitation  
**E** : Charge sismique  
**qu** : Chargement ultime  
**qser** : Chargement de service  
**ft** : Flèche totale  
**L** : Portée de la travée  
 **$\delta_t$** : Espacement des armatures transversales  **$\alpha$**  :  
Coefficient sans dimension rapport  **$\gamma_b$** :  
Coefficient partiel de sécurité sur le béton  
 **$\gamma_s$** : Coefficient partiel de sécurité sur l'acier  
 **$\square$**  : Coefficient de fissuration relatif à une armature  
 **$\lambda$**  : Elancement mécanique d'une pièce.  **$\mu$**  : Moment

réduit ultime (sans dimensions)  $\rho$  : Rapport entre deux dimensions  $\frac{L_x}{L_y}$

$\sigma_b$ : Contrainte de compression du béton

$\sigma_s$ : Contrainte de traction de l'acier :

$\tau_u$  Contrainte tangentielle conventionnelle.

$\nu$  : Coefficient de poisson

## **Introduction général :**

*Le Génie civil est l'ensemble des activités conduisant à la réalisation de tout ouvrage lié au sol.*

*Ces activités se partagent en deux grandes catégories :*

*Les bâtiments : ouvrages abritant des individus ou des biens*

*Les Travaux Publics : ouvrages de construction d'utilité générale*

*Au sens large, tout objet fabriqué dans le but de transmettre les charges qui lui sont imposées sans subir des déformations importantes est une structure. Pour l'ingénieur civil il s'agit principalement des bâtiments, tours, murs, ponts, barrages, arches, câbles, ect...*

*Les ouvrages du bâtiment sont des ensembles limités et clos. Ils doivent protéger le milieu intérieur et corriger des agressions du milieu extérieur*

*La conception et la construction d'une structure sont des processus dans lesquels interviennent plusieurs catégories de personnes dont principalement le client, l'architecte et l'ingénieur civil. Ce dernier est appelé pour concevoir des structures dotées d'une bonne rigidité et d'une résistance suffisante de manière à sauver les vies humaines et limiter les dégâts matériels qui sont dus aux dommages subis par les structures.*

*Concernant notre travail nous avons pour objectif de mettre en application les connaissances acquises durant la formation d'ingénieur, le travail est subdivisé en huit chapitres, le premier contient une présentation de l'ouvrage et les caractéristiques des matériaux. Dans le second chapitre nous avons fait un pré dimensionnement des éléments structuraux de notre bâtiment. Ensuite dans le troisième chapitre nous avons présenté le calcul des éléments secondaires. Après cela nous avons fait une étude dynamique et sismique. En ce qui concerne le sixième chapitre nous avons exposé le ferrailage des éléments résistants. Dans les deux derniers chapitres nous avons une étude du sol et des fondations. Nous terminons notre travail par une conclusion générale qui regroupe l'ensemble des remarques et des constatations.*

# *Chapitre I*

**CHAPITRE I : PRESENTATION DU PROJET****I.1 PRESENTATION DU PROJET DE FIN D'ETUDE:**

Notre projet de fin d'études consiste en l'étude d'un bâtiment en béton armé. Le bâtiment sera implanté à la périphérie de la wilaya de «MOSTAGANEM ».Selon le RPA 99/2003, MOSTAGANEM est une zone de sismicité élevée (zone IIa).

Le présent projet consiste l'étude d'un bâtiment R+11+SS ; à usage multiple

1. Le RDC : est destiné à usage commerciale,

2. Les autres niveaux : sont destinés à l'habitation



*Fig.I.1: Plan de situation*

## **I.2 Caractéristiques géométriques de l'ouvrage :**

La hauteur totale : 38,34m

La hauteur du RDC : 4.08 m

La hauteur d'étage courant : 3.06 m

La longueur en plan: 19.10m

La largeur en plan : 29m

### **I.3.1 Conception la structure du bâtiment**

L'ouvrage rentre dans le cadre de l'application de RPA99/version 2003, d'après les conditions de l'article, 3 .4 .A pour les structures en béton armé, on ne peut pas adopter un contreventement par portique auto stable puisque la hauteur totale du bâtiment dépasse les 8 .00 M, par conséquent, nous avons opté pour un contreventement mixte assuré par des voiles.

Pour ce genre de contreventement il y a lieu également de vérifier la condition suivante ; les voiles de contreventement reprendre doivent au plus 20 % des sollicitations dues aux charges verticales les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi qu'aux sollicitations résultant de leur interaction a tous les niveaux les portiques doivent reprendre outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant de l'étage.

### **I.3.2 Le plancher :**

Nous avons :

- ✓ des planchers à corps creux pour tous les étages (courant et terrasse).
- ✓ des planchers à dalle pleine pour le sous-sol et le RdC et une partie de l'étage courant.

#### **I.3.3.1 Ossature :**

C'est une ossature en portiques contreventés par des voiles.

#### **I.3.3.2 Maçonnerie :**

La maçonnerie du bâtiment est réalisée en briques creuses :

- ✓ Les murs extérieurs sont constitués en double parois de briques (15cm et 10cm d'épaisseur) séparés par une lame d'air de 5cm d'épaisseur.
- ✓ Les murs intérieurs sont constitués d'une seule paroi de briques d'épaisseur 10cm.

### **I.3.3.3 Revêtements**

- ✓ Enduit plâtre pour les plafonds.
- ✓ Enduit en plâtre pour les locaux humides (WC Salle De Bain Cuisine).
- ✓ Enduit en plâtre et ciment pour les murs extérieurs et les cloisons.
- ✓ Carrelage pour les plancher accessible.
- ✓ Plancher terrasse sera recouvert par une étanchéité multicouche imperméable évitant la pénétration d'eau et assurant une isolation thermique.

### **I.3.3.4 Isolation**

- ✓ L'isolation acoustique est assurée par la masse du plancher et par le vide d'air des murs extérieurs.
- ✓ L'isolation thermique est assurée par les couches de liège pour le plancher terrasse.

### **I.3.3.5 Acrotère :**

- ✓ Au niveau de la terrasse, le bâtiment est entouré d'un acrotère conçu en béton armé de 60 cm de hauteur et de 10 cm d'épaisseur
- ✓ Le rôle de l'acrotère est de protéger les joints d'étanchéité.

### **I.3.4 La cage d'escalier :**

Une cage d'escalier est la partie d'un bâtiment, désignée par sa situation géographique (façade Sud par exemple), ou référence à l'entrée principale (façade arrière par exemple)

### **I.4 Hypothèse de calcul :**

Le calcul en béton armé aux états limites ultimes est basé sur les hypothèses suivantes :

- ✓ Les sections droites restent planes après déformations.
- ✓ Il n'y a pas de glissement entre armature acier et le béton.
- ✓ Le béton tendu est négligé dans le calcul de la résistance à cause de sa faible résistance à la traction.

### **I.5. Caractéristiques du sol :**

- ✓ Le raccourcissement unitaire du béton est limité 3.5‰ en flexion simple ou composée et à 2‰ dans le cas de la compression simple.
- ✓ L'allongement unitaire dans les aciers est limité à 10‰.
- ✓ La contrainte de calcul, notée "  $\sigma_s$  " et qui est définie par la relation :  $\sigma_s = \frac{f_{e,s}}{\gamma_s}$ .
- ✓ Allongement de rupture :  $\varepsilon_s = 10\%$

**I.6 Caractéristiques des matériaux :****I.6.1 Béton :**

Le matériau essentiel utilisé pour la construction de cet ouvrage est le béton armé, constitué de béton et d'acier. Car il est le matériau le plus utilisé dans le monde et le plus économique, pour la réalisation des différents éléments de cette structure on a utilisé le béton CPA dosé à 350 Kg/m<sup>3</sup> dont les caractéristiques.

**I.6.2 Composition du béton :**

Dans un mètre cube de béton, on a les proportions suivantes :

- ✓ Ciment (CPA 325) dosé à 350kg /m<sup>3</sup>
- ✓ Sable grossier  $0 < D_g < 5\text{mm} \rightarrow 400\text{L}$
- ✓ Gravier  $15 < D_g < 25\text{mm} \rightarrow 800\text{L}$
- ✓ Eau de gâchage 175 L

Le béton obtenu aura une masse volumique qui varie entre 2200 Kg/m<sup>3</sup> et 2400Kg

**I.6.2 Résistances mécaniques du béton :****a- Résistance à la compression  $f_{cj}$  :**

Pour un dosage courant de 350 Kg/m<sup>3</sup> de ciment CPA325, la caractéristique en compression à 28 jours est estimée à 25MPa ( $f_{c28} = 25\text{MPa}$ ).

Selon le CBA 93 : Avant durcissement total à  $j$  jours tel que  $j \leq 28$  jours, la résistance à la compression est :

$$f_{cj} = 0.685 f_{c28} \log_{10} (j+1)$$

Et pour  $j \geq 28$  jours

$$f_{cj} = 1.1 f_{c28}$$

**b- Résistance à la traction  $f_{tj}$  :**

La mesure directe de la résistance à la traction par un essai de traction axiale étant délicate on a recours à deux modes opératoires différents : Flexion d'éprouvettes prismatiques non armées. Fendage diamétral d'une éprouvette cylindrique (essai Brésilien). La résistance caractéristique à « J » jours se déduit conventionnellement par la relation :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \text{ (en MPa)}$$

Cette formule étant valable pour les valeurs de :  $f_{cj} \leq 60\text{MPa}$

On aura donc pour :  $f_{c28} = 25\text{MPa} \Rightarrow f_{t28} = 2,1\text{MPa}$

Module de déformation longitudinale :

Pour les charges instantanées d'une durée d'application inférieure à 24 h :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \quad [\text{BAEL91 /A.2.1, 21}]$$

Pour les charges de longue durée d'application :

$$E_{ij} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} \quad [\text{BAEL91 /A.2.1, 21}]$$

### 1.6.2 Les contraintes limites :

#### État limite ultime (ELU) :

Dans les calculs relatifs à l'état limite ultime de résistance on utilise pour le béton : Un diagramme conventionnel dit parabole- rectangle, et dans certains cas par mesure de simplification un diagramme rectangulaire.

#### Diagramme parabole rectangle :

C'est un diagramme contrainte-déformations du béton qui peut être utilisé dans le cas d'E.L.U.

Les déformations du béton sont :  $\varepsilon_{bc1} = 2 \text{ ‰}$

$$\varepsilon_{bc2} = \begin{cases} 3,5 \text{ ‰} & \text{si } f_{cj} \leq 40 \text{ MPa} \\ \text{Min } 4,5 ; 0,025 f_{cj} \text{ ‰} & \text{si } f_{cj} > 40 \text{ MPa} \end{cases}$$

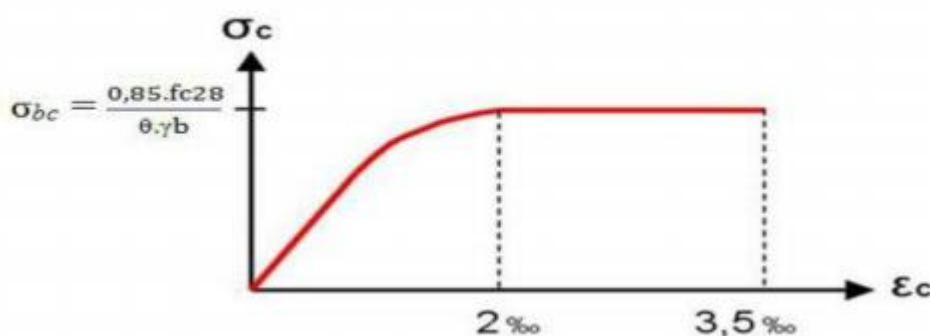


Fig I.2 : Diagramme contrainte-déformation du béton pour ELU. [BAEL91 /A.4.3, 4]

La contrainte admissible de compression à l'ELU est donnée par :

$$\sigma_b = \frac{0,85 f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} \quad [\text{BAEL91 /A.4.3, 41}]$$

- Le coefficient de sécurité pour le béton  $\gamma_b$

$\gamma_b$  : coefficient de sécurité du béton

- 1.50 Pour les combinaisons ns accidentelles
- 1.15 Pour les autres cas

### Le coefficient $\theta$ :

$\theta$ : coefficient qui dépend de la durée ( $t$ ) d'application des actions considérées, fixé à :

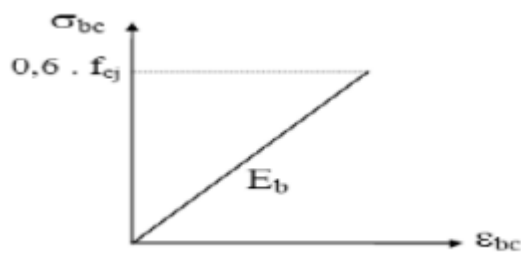
- 1 si  $t \geq 24h$
- 0,9 si  $1 \leq t \leq 24h$
- 0,85 si  $t < 24h$

### **État limite de service (ELS):**

La contrainte admissible de compression à l'état limite de service (ELS) est donnée Par :

$$\sigma_{bc} = 0, \cdot f_{c28} \text{ [BAEL91 /A.4.5, 2]}$$

Pour  $f_{c28} = 20 \text{ MPa}$        $\sigma_{bc} = 12 \text{ MPa}$



$E_b$  : module de déformation du béton

**Fig.I.3 :** Diagramme contrainte /déformation de béton

Contrainte de cisaillement la contrainte limite de cisaillement prend les valeurs suivantes:

### **Fissuration non préjudiciable (peu nuisible) :**

- $\bar{\tau}_u = \min \left( \frac{0,2 \times f_{cj}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) = 3,33 \text{ MPa}$

### **Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :**

- $\bar{\tau}_u = \min \left( \frac{0,15 \times f_{cj}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right) = 2,5 \text{ MPa}$

### **Etat limite de service « E.L.S » :**

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

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

$$\text{avec : } \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28}$$

### I.6.3 Aciers :

#### ❖ Type d'acier utilisé :

1<sup>er</sup> type : ronds lisse (RL) de nuance fe E235 (la limite élastique est :

$$f_e = 235 \text{ Mpa pour les armatures transversales}$$

2<sup>eme</sup> type : haute adhérence (ha) de nuance fe E400 (la limite élastique est :

$$f_e = 400 \text{ Mpa pour les armatures longitudinales.}$$

3<sup>eme</sup> type : treillis soudé de nuance fe E235 (la limite élastique est :

$$f_e = 235 \text{ Mpa) pour les dalles de compression.}$$

#### ❖ Contraintes limites:

##### Etat limite ultime « E.L.U » :

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

Avec :

$\gamma_s$ : Coefficient de sécurité de l'acier tel que :

$$\gamma_s = 1.15 \text{ cas de situation durable ou transitoire}$$

$$\gamma_s = 1 \text{ cas de situation accidentelle}$$

$f_e$ : Contrainte limite élastique

$\varepsilon_s$  : Déformation (allongement) relative de l'acier :

$$\varepsilon_s = \frac{f_e}{E_s \times \gamma_s}$$

$$E_s = 2.10^5 \text{ Mpa (Module d'élasticité de l'acier)}$$

##### Etat limite de service « E.L.S » :

Cette contrainte dépend de la nature des fissures dans le béton

- Fissuration peut préjudiciable : pas de limitation de la contrainte
- Fissuration préjudiciable :  $\sigma_s \leq \overline{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3}; 110\sqrt{\eta \times f_{tj}}\right)$
- Fissuration très préjudiciable :  $\sigma_s \leq \overline{\sigma}_s = \min\left(\frac{1}{2}; 90\sqrt{\eta \times f_{tj}}\right)$

Avec :

$\eta$  : Coefficient de fissuration

$$\eta = \begin{cases} 1 & \rightarrow \text{Acier rond lisse} \\ 1,6 & \rightarrow \text{Acier hautz adhérence} \end{cases}$$

# *Chapitre II*

**Chapitre II : Pré dimensionnement et évaluations des charges**

**II.1 Pré dimensionnement Les poteaux :**

Les poteaux sont les éléments porteurs et assurent un certain contreventement plancher, poutre, ils doivent supporter principalement les charges et les surcharges verticales leur dimensions doivent satisfaire les conditions données Selon R.P.A 99« version 2003 art 7.4 page 48»

Les dimensions des poteaux doivent respecter les conditions suivantes :

$$\text{Min}\{b_1, h_1\} \geq 25\text{cm} \geq (\text{en zone IIa}) \text{ notre cas.}$$

$$\text{Min}(a, b) \geq h_e / 20$$

$$1/4 < a/b < 4$$

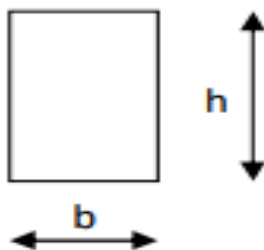
Avec (a, b) : dimension de la section.

$h_e$  : hauteur d'étage.

**• La loi de dégression : [DTR B.C 2.2 / IV.6.3]**

- ✓ sous le toit ou la terrasse :  $Q_0$
- ✓ sous le premier étage à partir du sommet ( $i = 1$ ) :  $Q_0 + Q_1$
- ✓ sous le deuxième étage ( $i = 2$ ) :  $Q_0 + 0,95 (Q_1 + Q_2)$
- ✓ sous le troisième étage ( $i = 3$ ) :  $Q_0 + 0,90 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$
- ✓ sous le quatrième étage ( $i = 4$ ) :  $Q_0 + 0,85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$
- ✓ sous le cinquième étage ( $i = 5$ ) :  $Q_0 + 0,80 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$
- ✓ sous le sixième étage ( $i = 6$ ) :  $Q_0 + 0,75 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6)$
- ✓ sous le septième étage et sous les suivants ( $i \geq 7$ ) :  
 $Q_0 + 3 + i2i(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + \dots Q_i)$   
 $Q_{\text{Terrasse}} = 1(\text{KN/m}^2)$   
 $Q_{\text{E. courant}} = 1,5(\text{KN/m}^2)$

**II.2 Pré dimensionnement des poutres**



**II.2.1 Les poutres principales :**

On a la condition de CBA suivante à respecter  $L/15 < h < L/10$

Telle que  $h$  : hauteur de poutre

$b$  : largeur de poutre

$$Lx = 5.2m \quad \Rightarrow \quad 34.66 < h < 52$$

Donc  $h = 50$

$$\text{Et } 0.4h \leq b \leq 0.8h \quad \Rightarrow \quad 20 \leq b \leq 40$$

Donc  $b = 40$

### **II.2.2 Les poutres secondaires :**

On a  $Ly = 4.2m$

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$$

$$28 \leq h \leq 42$$

Donc  $h=40$

$$0.4h \leq b \leq 0.8h$$

$$16 \leq b \leq 32$$

Donc  $b=30$

Selon le **RPA 99V2003** (article 7.5.1) ; les poutres doivent respecter les conditions ci-après

$$b \geq 20cm$$

$$h \geq 30cm$$

$$h/b \leq 4.0$$

$$b_{max} = 1,5h + b_1$$

Tel que  $b$  et  $h$  sont les dimensions de poutre.

Tel que  $b_1$  et  $h_1$  sont les dimensions de poteau.

### **II.3. Pré dimensionnement des planchers :**

#### **les planchers :**

On utilise deux type de plancher :

- ✓ Planchers à corps creux : du 1er au 11ème étage.
- ✓ Planchers à dalle pleine : R.D.C, Sous-sol

Les planchers sont constitués d'une dalle horizontale associée à un système de poutres formant nervures (poutres principales, poutres secondaires, poutrelles)

#### **Résistance au feu :**

$e = 7 cm$  pour une heure de coup de feu.

$e = 11 cm$  pour deux heures de coup de feu.

$e = 17,5 cm$  pour quatre heures de coup de feu.

On adopté :  $e = 16 cm.$

### II.3.1 Plancher en dalle pleine :

$$L_x = 5.2m ; L_y = 4.2m$$

#### Résistance à la flexion

Dalles reposant sur deux côtés :  $L_x / 35 \leq e \leq L_x / 30$ .

Dalle reposant sur trois ou quatre appuis :  $L_x / 50 < e < L_x / 40$ .

$L_x$  : est la petite portée du panneau le plus sollicité (cas défavorable) dans notre cas la dalle reposant sur quatre cotés à une portée égale à :

$$L_x = 29m = 2900cm$$

La dalle pleine:  $520/35 < e < 420/30$

$$14.86 \leq e \leq 14$$

On adopte  $e = 14cm$

### II.3.2 Plancher à corps -creux :

$H_t$  : épaisseur totale du plancher

$H_0$  : épaisseur de la dalle de compression

La hauteur du plancher et déterminer par la condition de flèche suivante :

$$\frac{l_{max}}{25} \leq h_t \leq \frac{l_{max}}{20}$$

$H_t$  : la hauteur de la poutrelle en cm

$L_{max}$  : la plus grand portée entre nus d'appuis de la poutrelle

$$l/25 < h_t < l/20 \Rightarrow 5,05/25 < h_t < 5,05/20 \Rightarrow 0.20 < h_t < 0.25$$

On prend l'épaisseur de la dalle **(16+4) cm**.

#### ➤ Condition de flèche :

Selon (C.B.A 93 B6.5.3) nous devons vérifier les conditions suivantes :

$f_{max} < L_{max} / 500$  ; si la porté  $L$  est au plus égale à 5m .

$f_{max} < 0.5 cm + L_{max} / 1000$  ; si la porté  $L$  est supérieur à 5 m.

Pour ce faire on considère une bande de la dalle de largeur  $b = 1m$ .

**Poids propre :**  $G = 598 kg/ml$

**Surcharge d'exploitation :**  $Q = 100 kg/ml$

$$q_{ser} = G + Q = 698 kg/ml$$

$$f_{max} = \frac{5ql^4}{384EI}, f_{adm} = \frac{l}{500}$$

$$\Rightarrow e \geq \sqrt[3]{\frac{12 * 2500 \cdot q \cdot l^3}{384bE}} \Rightarrow e \geq 11,68 \text{ cm}$$

D'après les conditions précédentes, on optera une épaisseur  $e = 15 \text{ cm}$  pour toutes les dalles pleines.

### II.4. Pré dimensionnement de l'acrotère :

$$S = (0.1 \times 0.5) + (0.08 \times 0.25) + (0.02 \times 0.25) / 2 = 0.0725 \text{ m}^2$$

$$P = (0.0725 \times 2500) = 181.25 \text{ Kg/ml}$$

$$\text{Charge permanente : } G = 181.25 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Charge d'exploitation : } Q = 100 \text{ kg/m}^2$$

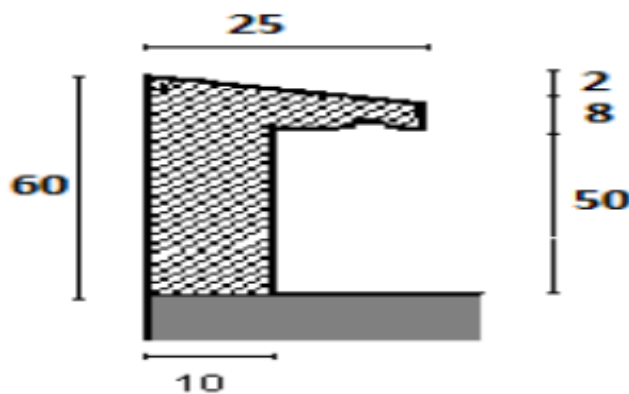


Fig.II.1. coupe transversale d'un acrotère

### II.5. Evaluation des charges :

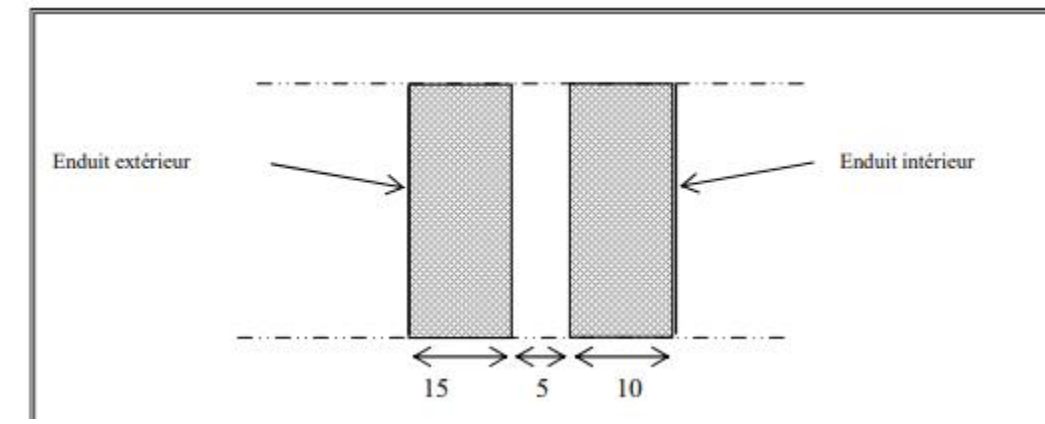
#### Introduction

Afin d'assurer la résistance et la stabilité de l'ouvrage une distribution des charges et des surcharges pour chaque élément s'avère nécessaire, la descente des charges permet l'évaluation de la plus part des charges revenant à chaque élément de la structure on aura à considérer :

- ✓ Poids propre de l'élément
- ✓ La charge de plancher qu'il supporte
- ✓ La part de cloison répartie qui lui revient

#### Les éléments secondaires :

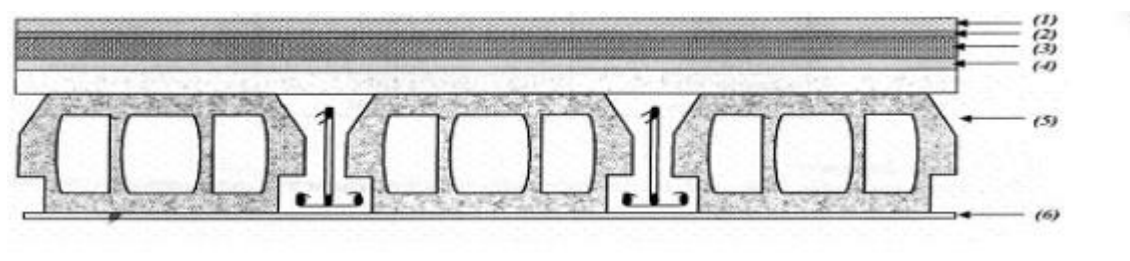
**II.5.1.Mur extérieur**



**Fig.II.2** : coupe transversale des murs

**II.5.2 Les planchers**

**Plancher terrasse (inaccessible)**



**Fig.II.3** : Section transversale d'un plancher (terrasse inaccessible)

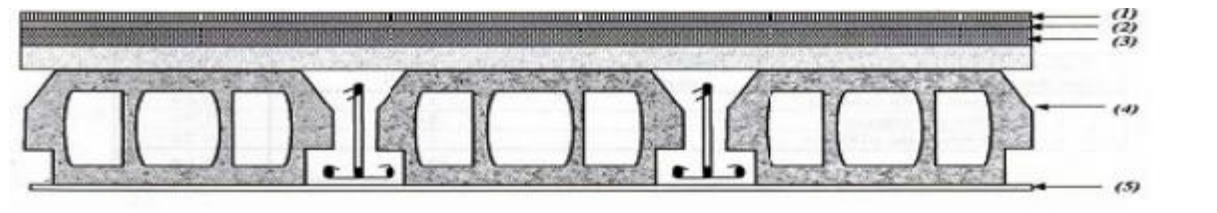
**Tableau II.1** : Evaluation des charges permanentes du plancher terrasse.

<i>Matériaux</i>	<i>Epaisseur (cm)</i>	<i>d (kg/m3)</i>	<i>G (kg/m2)</i>
<i>Protection en gravillon</i>	5	1700	85
<i>Etanchéité multicouche</i>	/	/	12
<i>Forme de pente</i>	10	2200	220
<i>Isolation liège</i>	4	400	16
<i>Dalle en corps creux</i>	16+4	1400	280
<i>Enduit plâtre</i>	2	1000	20

**$G = 633\text{kg/m}^2$**   
 **$Q = 100\text{ kg/m}^2$**

### **Planchers étages courant +RDC**

*Les planchers des étages courant sont en corps creux*



**Fig.II.4** : Section transversale d'un plancher à corps creux d'étage courant + RDC

**Tableau II.2 : Evaluation des charges permanentes du plancher courant.**

Matériaux	Epaisseur (cm)	d (kg/m3)	G (kg/m2)
Carrelage	2	2200	44
Mortier de pose	2	2000	40
Lit de sable	2	1800	36
Dalle en corps creux	16+4	1400	2
Enduit plâtre	2	1000	20
cloison de séparation	/	/	75

$$G = 499 \text{ kg/m}^2$$

$$Q = 150 \text{ kg/m}^2$$

### **Balcons :**

Les balcons sont en dalle pleine

**Tableau II.3 : Evaluation des charges permanentes de dalle de balcon.**

Matériaux	Epaisseur (cm)	d (kg/m3)	G (kg/m2)
Carrelage	2	2200	44
Mortier de pose	2	2000	40
Lit de sable	2	1800	36
Dalle en BA	12	2500	300
Enduit ciment	2	2000	40

$$G = 460 \text{ kg/m}^2$$

$$Q = 350 \text{ kg/m}^2$$

# *Chapitre III*

### Chapitre III : Etude des planchers

Les planchers sont des éléments plans horizontaux, supposés infiniment rigides dans leur plan. Ils ont pour rôle :

- Cheminement des charges aux éléments porteurs.
- Assurer l'isolation des différents étages du point de vue thermique et acoustique. On adopte comme plancher pour notre bâtiment un plancher en corps creux qui a pour avantage:
  - Il assure une bonne isolation phonique et thermique.
  - Il est plus léger que la dalle pleine.

#### III.1. Dimensionnement des poutrelles :

Selon le BAEL.91 les poutrelles avec la dalle de compression travaillent comme une section en T.

- $0,4ht \leq b_0 \leq 0,8ht$
- $0,4 \times 20 \leq b_0 \leq 0,8 \times 20 \Rightarrow 8 \leq b_0 \leq 16$  on prend  $b_0 = 12\text{cm}$
- $b_1 = \text{Min} ( (Ln - b) / 2 ; L / 10 ; 6h_0 \leq b_1 \leq 8h_0 )$

Avec  $Ln$  : largeur entre axe des nervures

$L$  : Longueur de portée max

$$Ln = 60\text{cm}$$

d'après les normes Algériennes (DTR b.c.2.2) : charge et surcharge d'exploitation

$$b_1 = \text{Min} ( (60 - 12) / 2 ; 420 / 10 ; 6 \times 4 \leq b_1 \leq 8 \times 4 )$$

$$\Rightarrow b_1 = \text{Min} ( 24 ; 42 ; 24 \leq b_1 \leq 32 ) \text{ On prend } b_1 = 24\text{cm}$$

- $b = 2b_1 + b_0$  on aura donc  $b = 60\text{cm}$

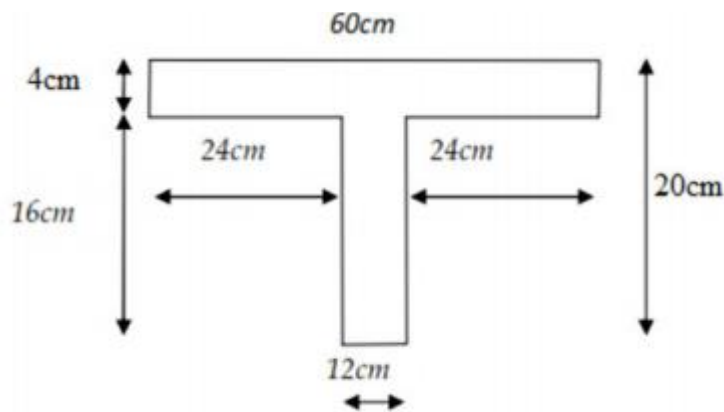


Fig.III.1 : Dimensionnement des poutrelles

### **III.2. Etude de la dalle de compression : [BAEL91/B.6.8,423]**

La dalle de compression à une épaisseur de 4 cm doit comporter un quadrillage de barres dont les dimensions de Mailles ne doivent pas dépasser :

- 20 cm pour les armatures perpendiculaires aux poutrelles ;
- 30 cm pour les armatures parallèles aux poutrelles ;

Les sections des armatures doivent normalement satisfaire aux conditions suivantes :

- Si  $Ln \leq 50cm$   $A^\perp \geq 200 Fe$  ;  $A// = A^\perp 2$
- Si  $50cm \leq Ln \leq 80cm$   $A^\perp \geq 4 Ln Fe$  ;  $A// = A^\perp 2$

Avec :  $Ln$  : écartement entre axes des nervures en [cm]

$Fe$ : Limite d'élasticité en Mpa ( $Fe=400$ )

$A^\perp$  : Armatures perpendiculaires aux nervures en [ $cm^2/ml$ ]

$A//$  : armatures parallèles aux nervures en [ $cm^2/ml$ ]

### **III.3. Armatures perpendiculaires aux poutrelles :**

On a:  $Ln=60cm$   $Fe=400$  Mpa

$50cm \leq Ln = 60cm \leq 80cm$

$A^\perp \geq 4 Ln / Fe \Rightarrow A^\perp \geq 4 \times 60 / 400 \Rightarrow A^\perp \geq 0,6 cm^2/ml$

- **Choix des armatures :**

$5\Phi 5 \Rightarrow A^\perp = 0,98 cm^2/ml$

**Armatures parallèles aux poutrelles :**

$$A// = A^{\perp} 2 \Rightarrow A// = 0,60 2 \Rightarrow A// = 0,30 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{On prend } 5\Phi 5 \Rightarrow A// = 0,98 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Donc on adoptera un treillis soudés ;  $\Phi 5 (150 \times 150) \text{ mm}^2$

**III.4. Etude des poutrelles :**

Les poutrelles supportent les charges suivantes :

$$G = 499 \text{ kg/m}^2$$

$$Q = 150 \text{ kg/m}^2$$

**III.4.1 Combinaison fondamentales :**

RDC + Etage courant :

$$\text{ELU: } q_u = (1,35G + 1,5Q) \times L_n = (1,35 \times 4,9 + 1,5 \times 1,5) \times 0,6 = 5,32 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELS: } q_s = (G + Q) \times L_n = (4,99 + 1,5) \times 0,6 = 4 \text{ KN/ml}$$

**III.4.2 .Détermination des sollicitations des poutrelles :**

D'après le B.A.E.L 91 pour la détermination des efforts tranchants et des moments fléchissant dans le cas des poutrelles, on utilise l'une des trois méthodes :

Méthode forfaitaire.

Méthode de Caquot.

Méthode des trois moments.

**III.4.3 .Méthode de calcul :**

Après une analyse des liaisons avec la structure, et une modélisation de la poutre (section, portée) et des actions appliquées on peut être amené à calculer:

- soit une poutre isostatique par le RDM,
- soit une poutre hyperstatique par la méthode forfaitaire ou celle de Caquot.

**A. La méthode Forfaitaire :**

Domaine de validité de la méthode forfaitaire: selon le BAEL91. Cette méthode est applicable lorsque :

1-les charges d'exploitation sont modérées :  $Q$

2- les moments d'inerties des sections transversales ou leur coffrage sont les mêmes dans les différents travées.

3-la fissuration est considérée comme non préjudiciable.

4-le rapport des travées voisines est compris entre 0.8 et 1.25.

Si une des conditions précédentes n'était pas vérifiée, on applique la méthode de Caquot.

### **B. La méthode de Caquot :**

Cette méthode s'applique essentiellement à des éléments constitués de nervures et de poutres associées à des hourdis. Elle convient notamment aux éléments des planchers à surcharges relativement élevées et c'est justement là, la méthode la mieux adoptée pour notre cas. Pour le calcul de notre plancher, on a utilisé la méthode de Caquot.

#### **Etape de calcul par la méthode de Caquot :**

- Moment sur appuis : On prend pour les appuis de rive :

$$M_a = 0.2 M_0 \quad \text{Avec } M_0 = qL^2/8 \quad (\text{moment isostatique})$$

Le moment sur l'appui central est donné par la relation suivante :

$$M_a = (P_w L'^3 w + P_e L'^3 e / 8.5 \times (L'w + L'e)) \times m$$

-  $L' = L$  pour une travée de rive avec appui simple de rive.

-  $L' = 0.8L$  pour une travée intermédiaire.

-  $P_w = P_e$  : les charges uniformément réparties à gauche et à droite de l'appui. -  $M = 0.7$  pour la sécurité de la poutre dans le cas de formation de rotules plastiques dues à la fatigue du béton au niveau de l'appui.

- Moment de travée :

$$M(x) = qL^2/2 x - qx^2/2 + MW + ((-Mw)/l) x$$

$$\text{Effort tranchant : } T(x) = qL/2 - qx + Me - Mw/l$$

$T$  est max au niveau des appuis ( $x=0$ ,  $x=l$ ).

- Dalles reposant sur quatre côtés, elles se calculent par la méthode exposée dans les règles du B.A.E.L 91 ou les tables de « BARRES ».

On pose :  $\alpha = l_x/l_y$ .

#### **Condition d'application de la méthode forfaitaire :**

$$G = 499 \text{ kg/m}^2$$

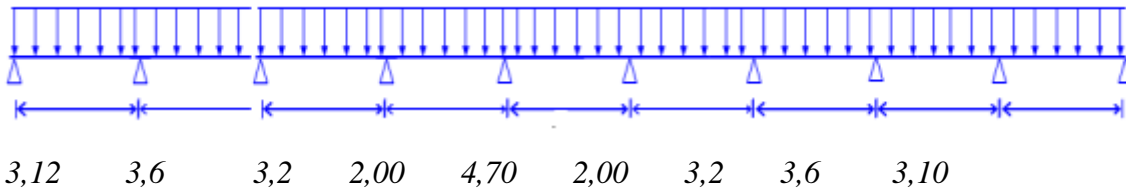
$$Q = 150 \text{ kg/m}^2$$

- $Q=150\text{kg/m}^2 < \min(2G, 500\text{kg/m}^2) \longrightarrow$  condition vérifier
- Les inerties sont les mêmes dans les différentes travées  $\longrightarrow$  C.V.
- $0,8 < Li/Li-1 < 1,25$
- $0,8 < 1,125 < 1,25 \longrightarrow$  C.V.
- Fissuration est considérée comme peut nuisible  $\longrightarrow$  C.V.

On peut utiliser la méthode forfaitaire :

• **Principe de la méthode :**

Elle consiste à évaluer les moments sur les appuis  $M_a$  et en travées  $M_t$  à partir d'une fraction  $\beta$  du moment maximum  $M_0$  de la travée isostatique.



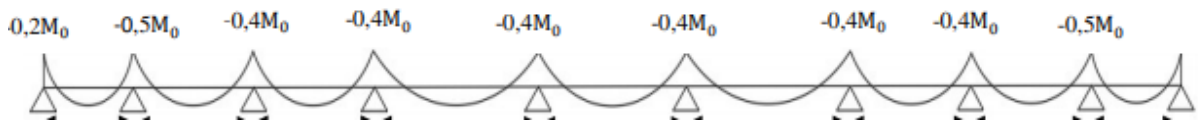
$M_0$  étant le moment isostatique égal à  $M_u$

**Moment sur appuis :**

- $M=0,2M_0$ .....appuis de rive
- $M=0,6M_0$ .....pour une poutre à deux travées
- $M=0,5M_0$ .....pour les appuis voisins des appuis de rives d'une poutre a plus de deux travées
- $M=0,4M_0$ .....pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de deux travées

**Moment en appuis :**

• **Etat limite ultime ELU :**



$$M_0(A-B) = qL^2AB/8 = 5,32 \times 3,1^2/8 = 6,4\text{KN.m}$$

$$M_A = -0.2 \times 6,4 = -1,3 \text{ KN. M}$$

$$M_0(B-C) = qL^2BC/8 = 5,32 \times 3,60^2/8 = 8,6 \text{ KN. M}$$

$$M_B = -0.5 \times 8,6 = -4,3 \text{ KN. M}$$

$$M_0(C-D) = qL^2CD/8 = 5,32 \times 3,20^2/8 = 6,8 \text{ KN. M}$$

$$M_C = -0.4 \times 6,8 = -3,7 \text{ KN. M}$$

$$M_0(D-E) = qL^2DE/8 = 5,32 \times 2,00^2/8 = 2,66 \text{ KN. M}$$

$$M_D = -0,4 \times 2,66 = -1,06 \text{ KN. M}$$

$$M_0(E-F) = qL^2EF/8 = 5,32 \times 4,7^2/8 = 14,69 \text{ KN. M}$$

$$M_E = -0,4 \times 14,69 = -5,87 \text{ KN. M}$$

$$M_0(F-G) = qL^2FG/8 = 5,32 \times 2,00^2/8 = 2,66 \text{ KN. M}$$

$$M_F = -0,4 \times 2,66 = -1,06 \text{ KN. M}$$

$$M_0(G-H) = qL^2GH/8 = 5,32 \times 3,20^2/8 = 6,8 \text{ KN. m}$$

$$M_G = -0,4 \times 6,8 = -3,7 \text{ KN. m}$$

$$M_0(H-I) = qL^2HI/8 = 5,32 \times 3,60^2/8 = 8,6 \text{ KN. M}$$

$$M_H = -0,4 \times 8,6 = -3,44 \text{ KN. M}$$

$$M_0(I-J) = qL^2IJ/8 = 5,32 \times 3,1^2/8 = 6,4 \text{ KN. M}$$

$$M_I = -0,5 \times 6,4 = -3,2 \text{ KN. M}$$

$$M_0(I-J) = qL^2IJ/8 = 5,32 \times 3,1^2/8 = 6,4 \text{ KN. m}$$

$$M_J = -0,2 \times 6,4 = -1,28 \text{ KN. M}$$

#### III.4.4 .Moments fléchissant en travées :

##### Etat limite ultime ELU :

- $\alpha = Q/(Q+G) = 1,5/(1,5+4,99) = 0,19 \Rightarrow 0 \leq \alpha = 0,23 \leq 2/3 \dots \text{Cv}$

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

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

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

##### Travée de rive A-B :

$$M_t \geq -((1,3+4,3)/2) + \max [(1+0,3 \times 0,23) ; 1,05] M_0 = -2,8 + 6,7 = 3,9 \text{ KN.m}$$

$$M_t \geq (1,2 + 0,3\alpha)/2 M_0 = 0,66 M_0 = 4,22 \text{ KN.m}$$

$$\text{on prend } \mathbf{M_t} = 4,22 \text{ KN.m}$$

##### Travée intermédiaire B-C :

$$M_t \geq -((4,3+3,7)/2) + \max [(1+0,3 \times 0,23) ; 1,05] M_0 = -4+9,03 = 5,03 \text{ KN.m}$$

$$M_t \geq (1+0,3\alpha)/2$$

$$M_0 = 0,56 M_0 = 4,816 \text{ KN.m}$$

on prend  $M_t = 5,03 \text{ KN.m}$

Travée intermédiaire C-D :

$$M_t \geq -((3,7+1,06)/2) + \max [(1+0,3 \times 0,23) ; 1,05] M_0 = -2,38+7,14 = 4,76 \text{ KN.m}$$

$$M_t \geq 1+0,3\alpha \quad M_0 = 0,56 M_0 = 3,808 \text{ KN.m}$$

On prend  $M_t = 4,76 \text{ KN.m}$

Travée intermédiaire D-E:

$$M_t \geq -((1,06+5,87)/2) + \max [(1+0,3 \times 0,23) ; 1,05] M_0 = -3,465+2,8 = -0,665 \text{ KN.m}$$

$$M_t \geq 1+0,3\alpha \quad M_0 = 0,56 M_0 = 1,5 \text{ KN.m}$$

on prend  $M_t = 1,5 \text{ KN.m}$

Travée intermédiaire E-F:

$$M_t \geq -((5,87+1,06)/2) + \max [(1+0,3 \times 0,23) ; 1,05] M_0 = -3,465+15,42 = 11,955 \text{ KN.m}$$

$$M_t \geq 1+0,3\alpha \quad M_0 = 0,56 M_0 = 8,226 \text{ KN.m}$$

on prend  $M_t = 11,955 \text{ KN.m}$

Travée intermédiaire F-G :

$$M_t \geq -((1,06+3,7)/2) + \max [(1+0,3 \times 0,23) ; 1,05] M_0 = -2,38+2,79 = 5,17 \text{ KN.m}$$

$$M_t \geq ((1+0,3\alpha)/2) M_0 = 0,56 M_0 = 1,49 \text{ KN.m}$$

on prend  $M_t = 5,17 \text{ KN.m}$

Travée intermédiaire G-H:

$$M_t \geq -((3,7+3,44)/2) + \max [(1+0,3 \times 0,23) ; 1,05] M_0 = -3,57+7,14 = 3,57 \text{ KN.m}$$

$$M_t \geq 1+0,3\alpha \quad M_0 = 0,56 M_0 = 3,808 \text{ KN.m}$$

on prend  $M_t = 3,808 \text{ KN.m}$

Travée intermédiaire H-I:

$$M_t \geq -((3,44+3,2)/2) + \max [(1+0,3 \times 0,23) ; 1,05] M_0 = -3,32+9,03 = 5,7 \text{ KN.m}$$

$$M_t \geq 1+0,3\alpha \ 2 \ M_0 = 0,56M_0 = 4,816 \text{ KN.m}$$

$$\text{on prend } \mathbf{M_t} = 5,7 \text{ KN.m}$$

Travée de rive I-J:

$$M_t \geq - ( (3,2+1,28) / 2 ) + \max [(1+0,3 \times 0,23) ; 1,05] M_0 = -4,48+6,72 = 2,24 \text{ KN.m}$$

$$M_t \geq 1,2+0,3\alpha \ 2 \ M_0 = 0,66M_0 = 4,224 \text{ KN.m}$$

$$\text{on prend } \mathbf{M_t} = 4,224 \text{ KN.m}$$

**Etat limite service ELS:**

Travée de rive A-B :

$$M_t \geq - ( (0,96+3,24) / 2 ) + \max [(1+0,3 \times 0,23) ; 1,05] M_0 = -2,1+5,04 = 2,94 \text{ KN.m}$$

$$M_t \geq 1,2+0,3\alpha \ 2 \ M_0 = 0,66M_0 = 3,168 \text{ KN.m}$$

$$\text{on prend } \mathbf{M_t} = 3,168 \text{ KN.m}$$

Travée intermédiaire B-C:

$$M_t \geq - ((3,24+2,04) / 2 ) + \max [(1+0,3 \times 0,23) ; 1,05] M_0 = -2,64+7,0238 = 5,376 \text{ KN.m}$$

$$M_t \geq 1+0,3\alpha \ 2 \ M_0 = 0,56M_0 = 3,628 \text{ KN.m}$$

$$\text{on prend } \mathbf{M_t} = 5,376 \text{ KN.m}$$

Travée intermédiaire C-D:

$$M_t \geq - ((2,04+0,8) / 2 ) + \max [(1+0,3 \times 0,23) ; 1,05] M_0 = -1,42+5,376 = 3,956 \text{ KN.m}$$

$$M_t \geq 1+0,3\alpha \ 2 \ M_0 = 0,56M_0 = 2,867 \text{ KN.m}$$

$$\text{on prend } \mathbf{M_t} = 3,956 \text{ KN.m}$$

Travée intermédiaire D-E:

$$M_t \geq - ((0,8+4,418) / 2 ) + \max [(1+0,3 \times 0,23) ; 1,05] M_0 = -2,609+2,1 = -0,51 \text{ KN.m}$$

$$M_t \geq 1+0,3\alpha \ 2 \ M_0 = 0,56M_0 = 1,12 \text{ KN.m}$$

$$\text{on prend } \mathbf{M_t} = 1,12 \text{ KN.m}$$

Travée intermédiaire E-F :

$$M_t \geq - ( (4,418 + 0,8) / 2 ) + \max [(1 + 0,3 \times 0,23) ; 1,05] M_0 = -2,61 + 11,59 = 8,9 \text{ KN.m}$$

$$M_t \geq 1 + 0,3 \alpha \cdot 2 M_0 = 0,56 M_0 = 6,18 \text{ KN.m}$$

on prend  $M_t = 8,9 \text{ KN.m}$

Travée intermédiaire F-G:

$$M_t \geq - ( (0,8 + 2,04) / 2 ) + \max [(1 + 0,3 \times 0,23) ; 1,05] M_0 = -1,42 + 2,1 = 0,68 \text{ KN.m}$$

$$M_t \geq 1 + 0,3 \alpha \cdot 2 M_0 = 0,56 M_0 = 1,12 \text{ KN.m}$$

on prend  $M_t = 1,12 \text{ KN.m}$

Travée intermédiaire G-H:

$$M_t \geq - ( (2,04 + 2,59) / 2 ) + \max [(1 + 0,3 \times 0,43) ; 1,05] M_0 = -2,315 + 5,37 = 3,055 \text{ KN.m}$$

$$M_t \geq 1 + 0,3 \alpha \cdot 2 M_0 = 0,56 M_0 = 2,68 \text{ KN.m}$$

on prend  $M_t = 2,68 \text{ KN.m}$

Travée intermédiaire H-I:

$$M_t \geq - ( (2,59 + 2,4) / 2 ) + \max [(1 + 0,3 \times 0,23) ; 1,05] M_0 = -2,5 + 6,804 = 4,304 \text{ KN.m}$$

$$M_t \geq 1 + 0,3 \alpha \cdot 2 M_0 = 0,56 M_0 = 6,48 \text{ KN.m}$$

on prend  $M_t = 6,48 \text{ KN.m}$

Travée de rive I-J :

$$M_t \geq - ( (2,4 + 0,96) / 2 ) + \max [(1 + 0,3 \times 0,43) ; 1,05] M_0 = -1,86 + 5,04 = 3,18 \text{ KN.m}$$

$$M_t \geq 1,2 + 0,3 \alpha \cdot 2 M_0 = 0,66 M_0 = 3,168 \text{ KN.m}$$

On prend  $M_t = 3,168 \text{ KN.m}$

**III.4.5 .Calcul de l'effort tranchant (T):****Etat limite ultime ELU:****Travée A-B :**

$$T_A = ql/2 = 5,32 \times 3,10 / 2 = 8,25 \text{ KN}$$

$$T_B = -1,10 \times ql/2 = -907 \text{ KN}$$

**Travée B-C**

$$T_B = 1,10 \times ql/2 = 1,10 \times 5,32 \times 3,6/2 = 10,5 \text{ KN}$$

$$T_C = -1,10 \times ql/2 = -11,55 \text{ KN}$$

**Travée C-D :**

$$T_C = 1,10 \times ql/2 = 1,10 \times 5,32 \times 3,20/2 = 9,36 \text{ KN}$$

$$T_D = -1,10 \times ql/2 = -10,3 \text{ KN}$$

**Travée D-E :**

$$T_D = 1,10 \times ql/2 = 1,10 \times 5,32 \times 2,00/2 = 5,85 \text{ KN}$$

$$T_E = -1,10 \times ql/2 = -6,43 \text{ KN}$$

**Travée E-F :**

$$T_E = 1,10 \times ql/2 = 1,10 \times 5,32 \times 4,7/2 = 13,75 \text{ KN}$$

$$T_F = -1,10 \times ql/2 = -15,12 \text{ KN}$$

**Travée F-G :**

$$T_F = 1,10 \times ql/2 = 1,10 \times 5,32 \times 2/2 = 5,58 \text{ KN}$$

$$T_G = -1,10 \times ql/2 = -6,43 \text{ KN}$$

**Travée G-H :**

$$T_G = 1,10 \times ql/2 = 1,10 \times 5,32 \times 3,20/2 = 9,36 \text{ KN}$$

$$T_H = -1,10 \times ql/2 = -10,3 \text{ KN}$$

**Travée H-I :**

$$T_G = 1,10 \times ql/2 = 1,10 \times 5,32 \times 3,6/2 = 10,53 \text{ KN}$$

$$T_H = -1,10 \times ql/2 = -11,58 \text{ KN}$$

$$T_I = 1,10 \times ql/2 = 1,10 \times 5,32 \times 3,1/2 = 9,07 \text{ KN}$$

$$T_J = -ql/2 = -9,97 \text{ KN}$$

### III.4.6 Calcul de ferrailage :

#### Etat limite ultime ELU :

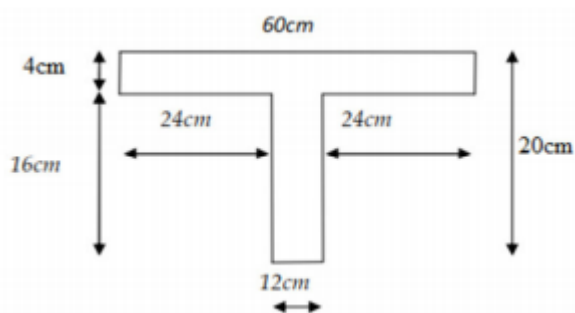
$M_t$  : Moment fléchissant équilibré par la table de compression.

Si  $M_t \leq M_{max}$  : la zone comprimée se trouve dans la nervure et la section des calculs sera une section en T.

Si  $M_t > M_{max}$  : La zone comprimée se trouve dans la table de compression et la section de calcul sera considérée comme une section rectangulaire ( $b \times h$ )

En travée : Vérification de l'étendue de la zone comprimée :

$$M_t = \sigma_b \times b \times h_0 (d - h_0/2)$$



**Fig.III.2 :** Section de calcul

$$\gamma_s = 1,5 ; \quad \gamma_b = 1,15 ; \quad F_{tE} = 400 \text{ Mpa} ;$$

$$f_{c28} = 25 ; \quad f_{t28} = 2,1 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_b = 11,33 \text{ Mpa} ; \quad \sigma_s = 348 \text{ Mpa}$$

$$b = 60 \text{ cm} ; \quad h_0 = 4 \text{ cm} ; \quad d = 0,9h = 18 \text{ cm}$$

$$M_{t \max} = 11,33 \times 60 \times 4 \times (18 - 4/2) = 43507,2 \text{ N.m}$$

$$M_{t \max} = 11955 \text{ N.m} < M_{t \max} = 43507,2 \text{ N.m}$$

⇒ La zone comprimée se trouve dans la table de compression,

Donc ; la section de calcul sera considérée comme une section rectangulaire de dimensions

$$(b \times h) = (60 \times 20) \text{ cm}^2.$$

### III.4.7. Vérification de l'existence des armatures comprimées (A') :

$$\mu = M T \max / \sigma b \times b \times d^2 = 11955 / 11,33 \times 60 \times 18^2 = 0,054$$

$$1000 \varepsilon l \Rightarrow \sigma s = f_e / \gamma_s = 400 / 1,15 = 348 \text{ Mpa.}$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,07$$

$$\beta = 1 - 0,40\alpha \Rightarrow \beta = 0,972$$

$$A = M T \max / \sigma s \times \beta \times d = 11955 / 348 \times 0,972 \times 18 = 1,96 \text{ cm}^2$$

### Condition de non fragilité : [BAEL91/r99/A.4.1,1]

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times f_{t28} / f_e = 0,23 \times 60 \times 18 \times 2,1 / 400 = 1,30 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{adoptif}} = \max(A_{\text{cal}} ; A_{\min}) = 1,96 \text{ cm}^2$$

Choix : 3T10  $\rightarrow A = 2,36 \text{ cm}^2$

### En appui :

La section sera calculée comme une section rectangulaire de dimension

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

### Vérification de l'existence des armatures comprimées (A') :

$$\mu = M a \max / (\sigma b \times b \times d^2) = 0,178$$

$$1000 \varepsilon l \Rightarrow \sigma s = f_e / \gamma_s = 400 / 1,15 = 348 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,247$$

$$\beta = 1 - 0,40\alpha \Rightarrow \beta = 0,901$$

$$A = M a \max / (\sigma s \times \beta \times d) = 1,39 \text{ cm}^2$$

### Condition de non fragilité : [BAEL91/r99/A.4.1,1]

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times f_{t28} / f_e = 0,23 \times 12 \times 18 \times 1,8 / 400 = 0,22 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{adoptif}} = \max(A_{\text{cal}} ; A_{\min}) = 1,39 \text{ cm}^2$$

Choix : 1T12 + 1T10  $\rightarrow A = 1,92 \text{ cm}^2$

**Etat limite services ELS :**

Comme la fissuration est considérée comme préjudiciable, donc il n'y a aucune vérification à effectuer concernant  $\sigma_s$

**En appui :**

$$\gamma = M_u / M_{ser}$$

$$\gamma = 1,35$$

$$\alpha = 0,247 < (1,35 - 1) / 2 + 20 / 100 = 0,375 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

**En travée :**

$$\gamma = 11955 / 8900 = 1,34$$

$$= 0,071 < (1,41 - 1) / 2 + 20 / 100 = 0,37 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Donc les armatures calculées à l'ELU conviennent à l'ELS

**Calcul des armatures transversales :****a) Vérification de l'influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :**

$$T_u \leq 0,267 \times a \times b_0 \times f_{c28}$$

$$a = 0,9 \times d = 0,9 \times 18 = 16,2 \text{ cm}$$

$$\text{Avec : } T_u = 13750 \text{ N} \leq 0,276 \times 16,2 \times 12 \times 20 \times 10^2 = 103809,6 \text{ N}$$

→ Condition vérifiée.

**Vérification de l'influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales inférieures**

On doit vérifier que :

$$A_1 \geq \gamma_s / F_e (T_u + (M_u / 0,9d)) \quad A_1 = 2,36 \geq 1,15 / 400 (13750 + 11955 / (0,9 \times 18)) \times 10^{-2} = 0,41 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

**b) vérification au cisaillement  $\tau_u \leq \tau_u$  [BAEL91r99]**

$$\tau_u = T_{max} / (b_0 \times d) = 13750 / (120 \times 180) = 0,64 \text{ Mpa}$$

[BAEL91r99 /art-A.5.1, 1]

Fissuration peut nuisible :

Contrainte tangente limite :  $\tau_u = \min(0,2 f_{c28} \gamma_b ; 4 \text{ Mpa}) = 2,67 \text{ Mpa}$  [BAEL91r99 /art-A.5.1,21]

$\tau_u = 0,64 \text{ Mpa} < \tau_u = 2,67 \text{ Mpa}$  ..... Condition vérifiée.

#### **d) Les armatures transversales :**

##### **• Diamètre des armatures transversales :**

$\phi_t \leq \min(h/35 ; \phi_l ; b_0/10)$  [BAEL91r99 /art-A.5.1, 22]

Avec: H: hauteur totale de la poutrelle.

$\phi_l$ : diamètre maximal des armatures longitudinales 12 cm.

$b_0$  : Largeur de l'âme de la nervure.

$\phi_t \leq \min(0,57 ; 12 ; 1,2)$  cm  $\phi_t \leq 0,57$  cm

On prend  $\phi_t = 8$  mm avec une nuance d'acier FeE235

**Choix :** 1  $\phi_8$   $A_t = 0,50$  cm<sup>2</sup>

##### **L'espacement des armatures transversales :**

$A_t / b_0 \cdot s_{t1} \geq (\tau_u - 0,3 \times f_{t28} \times k) / (0,8 \times F_e (\sin \alpha + \cos \alpha))$  [BAEL91r99 /art-A.5.1, 311]

Pour le cas de la flexion simple  $k = 1$  et  $\alpha = 90^\circ$  [BAEL91r99 /art-A.5.1, 311]

$\sin \alpha + \cos \alpha = 1$

$f_{t28} = 0,6 + 0,06 \times f_{c28} = 2,1 \text{ Mpa}$ . [BAEL91r99 /art-A.5.1, 311]

Donc:

$s_{t1} \leq A_t \times 0,8 \times F_e / b_0 (\tau_u - 0,3 \times f_{t28}) \Rightarrow s_{t1} \leq 0,50 \times 0,8 \times 235 / 12 (0,64 - 0,3 \times 2,1) = 78,33 \text{ cm} \Rightarrow s_{t1} \leq 78,33 \text{ cm}$

$s_{t2} \leq \min(0,9d ; 40 \text{ cm})$  [BAEL91r99 /art-A.5.1, 22]

$s_{t2} \leq \min(0,9 \times 18 ; 40 \text{ cm}) \Rightarrow s_{t2} \leq 16,2 \text{ cm}$

$A_t \times F_e / (b_0 \times s_{t3} \times \sin \alpha) \geq 0,4 \text{ Mpa} \Rightarrow A_t \times F_e / (b_0 \times 0,4 \times \sin \alpha) \geq s_{t3}$

$s_{t3} \leq 0,50 \times 235 / (12 \times 0,4) = 24,48 \text{ cm} \Rightarrow s_{t3} \leq 24,48 \text{ cm}$

$$st \leq \min (st1; st2 ; st3) \Rightarrow st \leq \min (78,33; 16,2 ; 24,48) \Rightarrow st \leq 16,2\text{cm}$$

On adopte  $st=15\text{cm}$

### calcul de la flèche :

#### Vérification si le calcul de la flèche est nécessaire [BAEL 91r 99 / B.6.5, 2] :

$$a) h/l \geq 1/16 \Rightarrow 20/370 = 0,0504 < 1/16 = 0,0625 \quad \text{CNV}$$

$$b) h/l \geq 1/10 \times Mt \text{ service} / M0 \text{ service} \Rightarrow 20/470 = 0,043 < 0,11 \quad \text{CNV}$$

$$c) A/(b0 \times d) \leq 4,2/Fe \Rightarrow 2,36/(12 \times 18) = 0,011 \geq 4,2/400 = 0,0105 \quad \text{CNV}$$

Ces trois conditions ne sont pas vérifiées, Donc le calcul de la flèche est nécessaire.

$G$  : charge permanente après mise en place des cloisons.

$P$  : charge totale ( $P = G + \text{charge d'exploitation}$ ).

$J$  : charge permanente avant la mise en place des cloisons.

$$\text{On a : } G = 5,22 \text{ KN/m}^2$$

$$P = 5,22 + 4 = 9,22 \text{ KN/m}^2$$

$$J = 5,22 \text{ KN/m}^2$$

Pour  $b=0,60 \text{ m}$

$$G = 5,22 \times 0,6 = 3,132 \text{ KN/ml}$$

$$P = 9,22 \times 0,6 = 5,532 \text{ KN/ml}$$

$$J = 5,22 \times 0,6 = 3,132 \text{ KN/ml}$$

### Calcul des moments fléchissant

$$MG = 0,71 G \times L^2/8 = 0,71 \times 3132 \times 370^2/8 = 3805,53 \text{ N. m}$$

$$MP = 0,71 P \times L^2/8 = 0,71 \times 5532 \times 370^2/8 = 6721,31 \text{ N. m}$$

$$MJ = MG = 3805,53 \text{ N. m}$$

**Module de déformation :**Module de déformation instantané [BAEL91 /A.2.1,21]

$$EI = 11000 \sqrt[3]{f_c} 28^3 = 11000 \sqrt[3]{20} = 29858,59 \text{ Mpa}$$

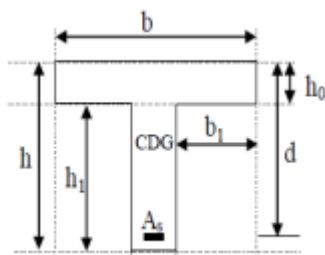
Module de déformation différé [BAEL91 /A.2.1,22]

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_c} 28^3 = 3700 \sqrt[3]{20} = 10043,35 \text{ Mpa}$$

$$V_I = \sum A_i \times y_i / \sum A_i$$

$$V_I = 7,32 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_I = 12,68 \text{ cm}$$

**Fig.III.3 : Centre de Gravité**

$$I_o = 19451,65 \text{ cm}^4$$

**Pourcentage des armatures :**

$$\rho = A_s / b_0 \times d = 2,36 / 12 \times 18 = 0,011$$

$$\text{D'après les Annexes : } \beta = 0,856$$

**Calcul des contraintes suivant les sollicitations:**

$$\sigma_{sg} = M_g / A_s \beta d = 444,744 / (2,36 \times 0,856 \times 18) = 12,23 \text{ Mpa MPa}$$

$$\sigma_{sp} = M_p / A_s \beta d = 785,544 / (2,36 \times 0,856 \times 18) = 21,60 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{sj} = \sigma_{sg} = 12,23 \text{ Mpa}$$

**Calcul de  $\mu_g, \mu, \mu_j$ :**

$$\mu_g = 1 - [1,75 f_t 28 / (4 \cdot \rho \cdot \sigma_{sg} + f_t 28)] = 1 - [1,75 \times 2,1 / (4 \times 0,011 \times 12,23 + 2,1)] = -0,39$$

$$\mu_p = 1 - [1,75 f_t 28 / (4 \cdot \rho \cdot \sigma_{sp} + f_t 28)] = 1 - [1,75 \times 2,1 / (4 \times 0,011 \times 21,60 + 2,1)] = -0,2$$

$$\mu_j = \mu_g = -0,39$$

**Calcul des moments d'inertie fictifs :**

$$I_f = 1,1 \cdot I_o / (1 + \lambda \cdot \mu)$$

$$\lambda_i = 0,05 \cdot f_t^2 / (2 + 3(b_o / b) \rho) = 9,5$$

$$\lambda_v = 2/5 \lambda_i = 0,02 \cdot f_t^2 / (2 + 3(b_o / b) \rho) = 3,8$$

$$I_{fi\ g} = I_f = 1,1 \cdot I_o / (1 + \lambda_i \cdot \mu_g) = 4547,67 \text{ cm}^4$$

$$I_{fv\ g} = I_f = 1,1 \cdot I_o / (1 + \lambda_v \cdot \mu_g) = 12157,28 \text{ cm}^4$$

$$I_{fi\ p} = I_f = 1,1 \cdot I_o / (1 + \lambda_i \cdot \mu_p) = 7378,21 \text{ cm}^4$$

**Calcul de flèche (total et admissible) :**

$$f_{gi} = M_g \times L^2 / 10 \times E_i \times I_{fi\ g} = 0,43 \text{ cm}$$

$$f_{gv} = M_g \times L^2 / 10 \times E_v \times I_{fv\ g} = 0,4 \text{ cm}$$

$$f_{pi} = M_p \times L^2 / 10 \times E_i \times I_{fi\ p} = 0,48 \text{ cm}$$

**La flèche totale :**

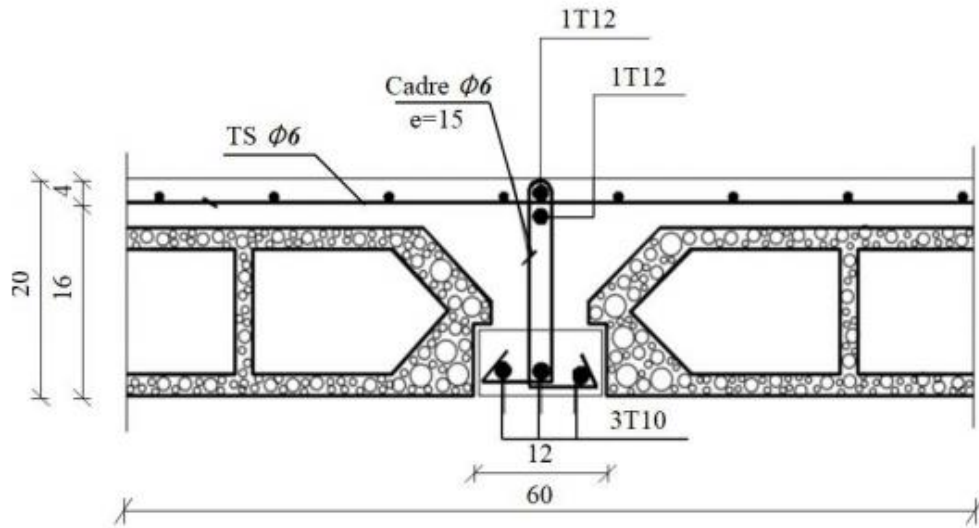
$$\Delta f_t = [f_{gv} - f_{gi}] + [f_{pi} - f_{gi}] = (0,4 - 0,43) + (0,48 - 0,44)$$

$$\Delta f_t = 0,01 \text{ cm}$$

**La flèche admissible :**

$$\text{Pour } L = 370 \text{ cm} < 500 \text{ cm} \Rightarrow \Delta f_{max} = L / 500 = 370 / 500 = 0,74 \text{ cm}$$

Donc :  $\Delta f_t = 0,01 \text{ cm} < \Delta f_{max} = 0,74 \text{ cm}$  la flèche est vérifiée.



**Fig.III.5** : Schéma de ferrailage des armatures transversales

# *Chapitre IV*

Chapitre IV: Calcul des éléments secondairesINTRODUCTION

Dans une structure quelconque on distingue deux types d'éléments :

- Les éléments porteurs principaux qui contribuent directement aux contreventements.
- Les éléments secondaires qui ne contribuent pas directement au contreventement.

Dans le présent chapitre nous considérons l'étude des éléments que comporte notre bâtiment. Nous citons les escaliers, les planchers, l'acrotère et enfin le balcon dont l'étude est indépendante de l'action sismique, mais ils sont considérés comme dépendant de la géométrie interne de la structure.

Le calcul de ses éléments s'effectue suivant le règlement BAEL91 et CBA 93 en respectant le règlement parasismique Algérien RPA99 Version 2003.

IV.1.Acrotère :

Notre bâtiment comporte une terrasse inaccessible délimitée par un acrotère, assimilée à une console verticale encastrée au niveau du plancher terrasse. La section dangereuse est celle qui se trouve au niveau de l'encastrement. Un joint de dilatation est prévu chaque 6m. Les charges qui sollicitent l'acrotère sont :

- Son poids propres sous forme d'efforts normaux verticaux.
- Une charge d'exploitation horizontale égale à 1KN/ml due à la main courante.

Actions climatiques (gradient thermique). L'acrotère sera étudié en flexion composée, et puisqu'elle est exposée aux intempéries, donc la fissuration est préjudiciable dans ce cas, le calcul se fait à l'ELU et l'ELS.

Vérification de l'effort due au séisme

Le RPA exige de vérifier les éléments de structure sous l'effet des forces horizontales suivant la formule (Art 6.2.3) :

$$F_p = 4AC_p W_p$$

CP : Facteur de force horizontale pour les éléments secondaires, pour le consol

$$C_p = 0.8$$

$$W_p: \text{ Poids de l'élément. } W_p = 1,82 \text{ KN/ml}$$

A : coefficient d'accélération (zone II, groupe d'usage B1)

$$\Rightarrow A = 0,20$$

D'ou :

$$F_p = 4 \times 0,20 \times 0,8 \times 1,82 = 1,17 \text{ KN/ml}$$

Soit  $Q = 1 \text{ kN/m}$  (surcharge due a la main courante)

Donc :  $Q < F_p$

F : la force due à la main courante majorée.

**Remarque :** les forces horizontales (telles que le vent) peuvent agir sur les deux faces de l'acrotère donc on adopte la même section pour la zone comprimée (soit  $A_s' = A_s$ ).

Surface de l'acrotère:

$$S = 0.0725 \text{ m}^2$$

Le poids de l'acrotère donne par mètre linéaire :

$$G = \gamma_b x S x 1 \text{ m} = 2500 x 0.0725 = 181.25 \text{ kg/m}^2$$

Pour le ferrailage on prend une bande de 1m de longueur:

$$G = 181.25 \text{ kg/m}^2$$

$$Q = 100 \text{ kg/m}^2$$

### Évaluation et combinaison des charges

$$N_u = 1.35 G = 2.45 \text{ KN}$$

$$N_{ser} = G = 1.82 \text{ KN}$$

$$M_u = 1.5 Q h = 1.35 \text{ KN.m}$$

$$M_{ser} = Q h = 0.75 \text{ KN.m}$$

$$T_u = 1.5 Q = 2.25 \text{ KN}$$

$$T_{ser} = Q = 1.5 \text{ KN}$$

La section du béton (bxh) est (100x10) cm<sup>2</sup>

### Ferrailage de l'acrotère

a- Calcul de l'excentricité: Selon l'article (BEAL) et CBA L'excentricité  $e$ : excentricité du premier ordre de la résultante des contraintes normales.

$e_0$  = excentricité de la résultante

$$e_0 = 1.35 / 2.45 = 0.55 \text{ m}$$

$$e_1 = ht / 6 = 0.017 \text{ m}$$

$e_0 \geq e_1$  la section partialement comprimé

b- calcul de moment fictif

$$M_f = N * f + M$$

avec  $N$  : effort normal

$f$  : distance entre le point d'application (N) excentré au armatures tendeur

$$f = e + (d - ht / 2)$$

$$\text{avec } d = 0.10 - 0.02 = 0.08 \quad f = 0.55 + (0.08 - 0.05) = 0.58 \text{ m}$$

$$\text{Donc } M_f = 2.45 * 0.58 + 1.35 = 2.77 \text{ KN/m}$$

c- Calcul des armatures

$\mu$  : Moment réduit

$f_{bu}$  : Contrainte de calcul du béton

$$\mu = \frac{M_f}{b * d^2 * f_{bu}}$$

$$\text{Avec } f_{bu} = 0.85 * f_{c28} / (\theta * \gamma_b)$$

$\theta = 1$  pour les charges appliquées plus de 24h (0,9 entre 1 et 24h et 0,85 si  $< 1$ h)

$\gamma_b = 1,5$  à l'ELU normal et 1,15 à l'ELU accidentel.

$$f_{bu} = 0.85 * 25 / 1.5 = 14.2 \text{ Mpa}$$

et  $d=10.2=8\text{cm}$  et  $b=1\text{m}$   $\mu=2.77*10^{-3} / 1*(0.08)^2*14.2= 0.030\text{Mpa}$

$\alpha = 1,25.[1 - (1-2 \mu) 1/2]$  avec  $\alpha$  : Position de l'axe neutre

$\alpha=1.25.[1 - (1-2 *0.030) 1/2= 0.0375$

$y= \alpha*d=0.0375*0.08= 0.003\text{m}$

Calculer( Z) Bras de levier

$Z=d-0.4*y=0.08-0.4*0.003= 0.079\text{m}$

Section d'armature

$A_s = Mf/[z.f_e/ \gamma_s] \sigma_s (\text{MPa}) = f_e/ \gamma_s$

$A_s= 2.77*10^{-3} / [0.079*400/ 1.15] = 1.00\text{cm}^2 / \text{m}$

Condition de non fragilité

$A_{s \text{ min}} = 0,23bd*f_{tj}/f_e=0.23*0.08*1/400=0. 96\text{cm}^2$

$A_s \geq A_{s \text{ min}} \quad 1.00\text{cm}^2$

Donc on adopte finalement  $A_s 1.00\text{cm}^2$

Le choix des barres est : **4T6=1,13cm<sup>2</sup>** ,

avec un espacement **St=100/5=20cm.**

Pour les armatures de répartition, nous avons :

$A_r = \frac{A_s}{4} = 0,35$  ; on choisit **3T6 = 0,85**, avec un espacement **St=20 cm.**

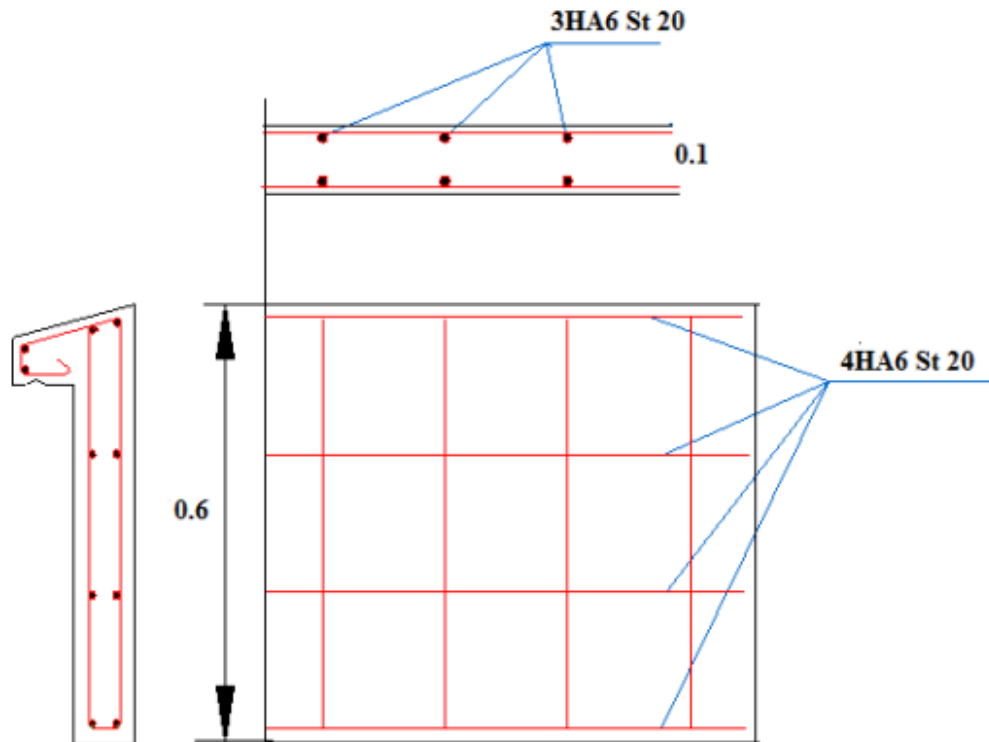
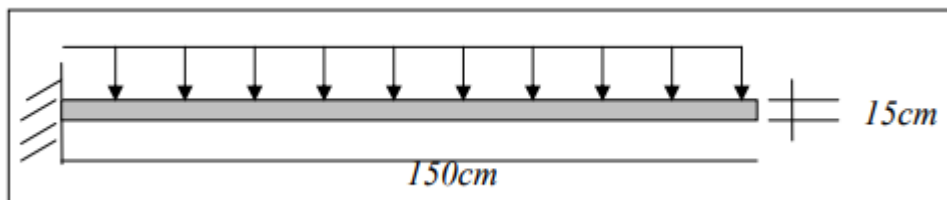


Fig.IV.1 : Schéma de ferrailage d'acrotère

**IV.2.BALCON :**



Le balcon est constitué d'une dalle pleine encastré dans les poutres, l'épaisseur est conditionnée par :

$$L/15 < e < L/20 + 7 \Rightarrow \text{on a : } L = 1,60\text{m}$$

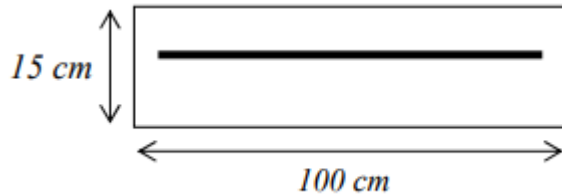
$$10,66 \leq e \leq 15$$

**On prend un épaisseur de : 15 cm..**

1- Evaluation et combinaison des charges :

$$G = 4,60 \text{KN/m}^2 ; Q = 3,50 \text{KN/m}^2$$

Le calcul se fera pour une bande de 1 ml.



**Calcul à l'état limite ultime (ELU) :**

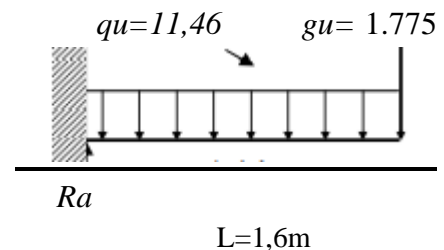
Le balcon sera calculé en flexion simple.

Poids propre du garde corps de 1m de hauteur :  $g = ((0.9) + (0.2 \times 2)) \times 1\text{m} \times 1\text{m} = 1.3 \text{KN}$

a) Combinaison de charge :

$$qu = 1.35 \times 4,6 + 1.5 \times 3.5 = 11,46 \text{KN/ml}$$

$$gu = 1.35 \times 1.3 = 1.775 \text{KN}$$



**Fig.IV.2 :** Schéma statique de calcul à l'ELU

**Calcul des efforts internes:**

• La réaction d'appui :

$$\sum F_{ext} = 0 \Rightarrow R_a - gu - qu \times L = 0$$

$$R_a = 1.775 + 11.46 \times 1.6 = 20,09 \text{KN}$$

• L'effort tranchant :  $0 \leq x \leq 1.6 \text{ m}$

$$\sum F = 0 \Rightarrow T_y = - qu \times (x) - gu$$

$$\text{Si } x=0 \Rightarrow T_y = -1.775 \text{ KN}$$

$$\text{Si } x=1.6 \Rightarrow T_y = -20,09 \text{KN}$$

Moment fléchissant :  $0 \leq x \leq 1.6m$

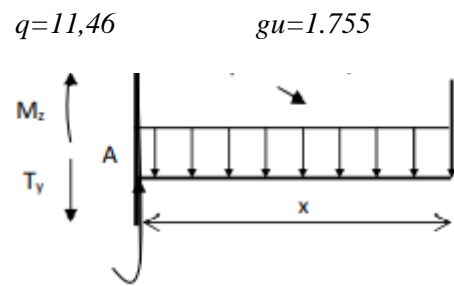


Fig.IV.3 : Diagramme des moments

### Fléchissant et efforts tranchants à l'ELU

$$\sum M/A = 0 \Rightarrow M_z = -qu \times (x^2/2) - gu \times (x)$$

$$\text{Si } x=0 \Rightarrow M_z = 0 \text{ KN}$$

$$\text{Si } x=1.6 \Rightarrow M_z = -17,47 \text{ KN.m}$$

### Calcul à l'ELU :

#### • Armatures principales :

$$\mu = M / b \times d^2 \times f_{bu} = 17,47 \times 10^6 / 1000 \times 144^2 \times 14,2 = 0,059 < \mu_l = 0,392$$

(Acier FeE400)

Donc  $A' n$  n'existe pas et  $1000\epsilon_s > 1000\epsilon_l$

$$\Rightarrow \sigma_s = f_e / \gamma_s = 400 / 1,15 = 348 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,076$$

$$\beta = 1 - 0.40\alpha \Rightarrow \beta = 0,96$$

#### • Détermination des armatures :

$$A = \frac{M_u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{17470}{348 \times 0,96 \times 13,5} = 3,87 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Donc  $6T10 = 4,71 \text{ cm}^2$  avec un espacement de 20 cm

#### • Armatures de répartition

$$A_r = A/4 = 4,71 / 4 = 1,1775 \text{ cm}^2$$

Donc  $6T8 = 3,02 \text{ cm}^2$

Vérifications à l'ELU :

Condition de non fragilité : [BAEL91/r99/A.4.1,1]

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times f_{t28} / f_e$$

$$f_{t28} = 0,6 \times 0,06 f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$A_{min} = 0,23 \times 100 \times 13,5 \times 2,1 / 400 = 1,63 \text{ cm}^2$$

$A_s = 4,71 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1,63 \Rightarrow$  la condition est vérifiée.

**Vérification au cisaillement : (BAEL99/Art 5.1, 211) :**

La fissuration est préjudiciable.

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min [0,15 / \gamma_b \times f_{c28} ; 4] [\text{MPa}] \text{ avec } \gamma_b = 1,5$$

$$V_u = 20,09 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{20090}{1000 \times 135} = 0,148 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \left( \frac{0,15}{1,5} \times 25 \right) ; 3 \right\} = \min \{ 2,5 ; 3 \} = 2,5 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0,148 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \Rightarrow$  La condition est vérifiée, donc il n'y a pas de risque de cisaillement.

Donc Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

**Vérification de la flèche :**

Avant de passer à la vérification de la flèche, on doit examiner les conditions de non vérification de la flèche par l'article B.7.5 des règles BAEL comme suit :

$$a. \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \quad \Rightarrow \quad \frac{15}{160} = 0,09 \geq \frac{1}{16} = 0,0625 \quad \text{condition vérifier}$$

$$b. A_s \leq \frac{4,2 \times b \times d}{f_e} \quad \Rightarrow \quad 4,52 \leq \frac{4,2 \times b \times 100 \times 13,5}{400} = 14,175 \quad \text{C.V}$$

$$c. L \leq 8m \quad \Rightarrow \quad 1,6m < 8m \quad \text{C.V}$$

Puisque les conditions sont vérifiées, donc il n'est pas nécessaire de vérification de la Flèche.

**Calcul à l'ELS:**

a) Combinaison de charge :

$$G = 4,60 \text{KN/m}^2 ; Q = 3,50 \text{KN/m}^2$$

$$\text{La dalle pleine: } q_s = G+Q = (4,6+3,5) \times 1\text{m} = 8,1 \text{KN}$$

$$\text{Poids du garde-corps: } g_s = 1,3 \times 1\text{m} \times 1\text{m} = 1,3 \text{KN}$$

Calcul des efforts internes:

• La réaction d'appui :

$$\sum F_{\text{ext}} = 0 \Rightarrow RA - g_s - (q_s \times L) = 0$$

$$RA = 1,3 + (8,1 \times 1,6) = 14,26 \text{KN}$$

L'effort tranchant :  $0 \leq x \leq 1,6\text{m}$

$$\sum F = 0 \Rightarrow T_y = -q_s \times (x) - g_s$$

$$\text{Si } x=0 \Rightarrow T_y = -1,3 \text{KN}$$

$$\text{Si } x=1,6 \Rightarrow T_y = -14,26 \text{KN}$$

Moment fléchissant :  $0 \leq x \leq 1,6$

$$\sum M/A = 0 \Rightarrow M_z = -q_s \times \left(\frac{x^2}{2}\right) - g_s \times (x)$$

$$\text{Si } x=0 \Rightarrow M_s = 0 \text{KN}$$

$$\text{Si } x=1,6 \Rightarrow M_s = -12,448 \text{KN.m}$$

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

Vérification de la condition suivante:  $\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc} \text{ barre}$

$$\sigma_{bc} \text{ barre} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1}$$

Contraintes dans le béton :

$$\rho = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 4,71}{100 \times 13,5} = 0,35$$

$$\rho = 0,35 \rightarrow \{\beta_1 = 0,907, k_1 = 38,76\}$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times A_s \times d} = 215,84 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = 5,56 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

### État limite d'ouvertures des fissures :

$$\sigma_s \leq \sigma_{st \text{ barre}} = \min \left\{ \frac{2}{3} \times f_e, 110 \sqrt{\eta \times f_t \times 28} \right\} \text{ fissuration préjudiciable}$$

$$\sigma_{st \text{ barre}} = \min \left\{ \frac{2}{3} \times 400, 110 \sqrt{1,6 \times 2,1} \right\} = \min \{266,66, 201,62\}$$

$$\sigma_{st \text{ barre}} = 201,63 \text{ MPa} > \sigma_s = 215,84 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

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:

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \quad \text{avec} \quad h : \text{ hauteur de la section est égale à } 30 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_s}{10M_o} \quad L : \text{ portée libre est égale à } 305 \text{ cm.}$$

$$\frac{A}{b \times d} \geq \frac{4,2}{f_e} \quad A : \text{ section des armatures tendues.}$$

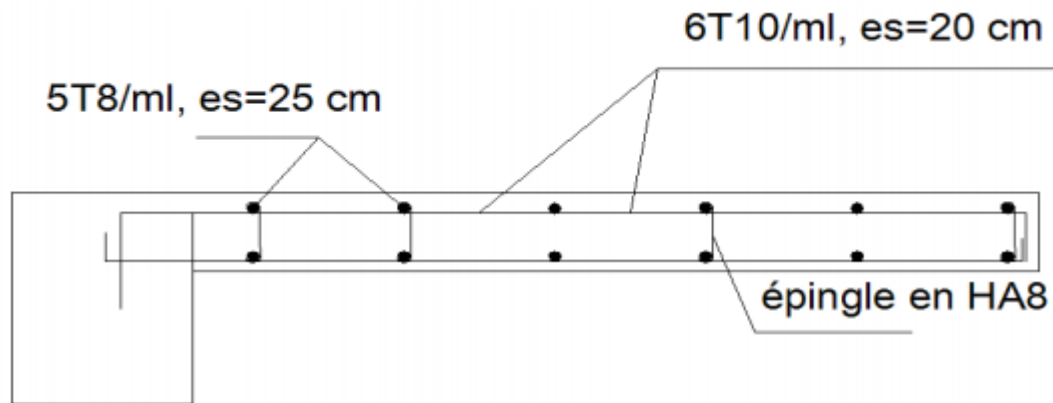
$M_{st}$  : moment fléchissant max en travée.

$$\frac{h}{L} = \frac{0,15}{1,4} = 0,107 \quad \frac{1}{16} = 0,0625 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{0,15}{1,4} = 0,107 \quad \frac{M_s}{10M_o} = \frac{12,448}{10 \times 12,448} = 0,1 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A}{b \times d} = \frac{4,71}{100 \times 13,5} = 0,0035 \quad \frac{4,2}{f_e} = \frac{4,2}{400} = 0,0105$$

Les trois conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.



### Ferrailage du balcon

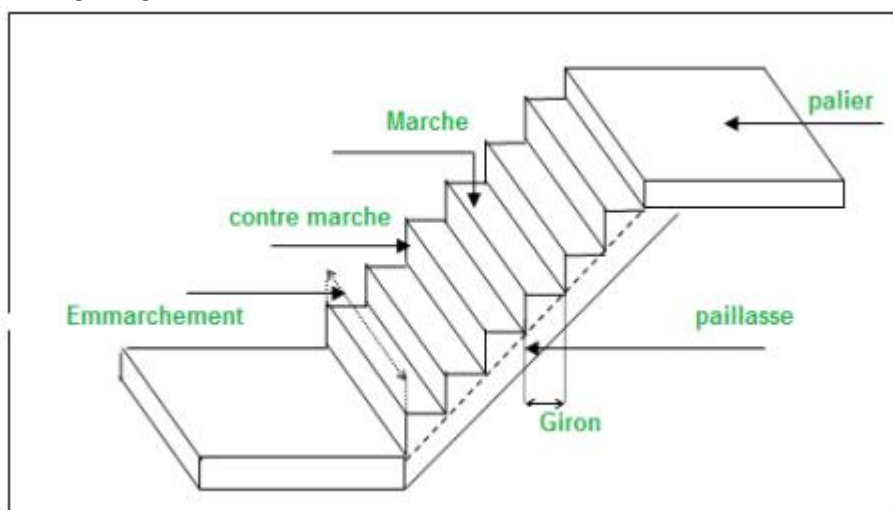
*Fig.IV.4 : Ferrailage du balcon*

### IV.3. Etude Escalier :

L'escalier est un élément de circulation verticale en béton armé qui permet d'atteindre les différents niveaux d'étage dans le bâtiment. Il est défini par son emmarchement, son giron, sa contre marche et sa volée.

Le choix des dimensions d'un escalier dépend des conditions d'utilisation et de destination de l'ouvrage (habitation, salle de classe, etc...), des conditions d'accès faciles d'un étage à l'autre tant dans le sens montant que descendant. Les caractéristiques dimensionnelles sont :

- La hauteur  $h$  des contres marches se situe entre 13 et 19 cm
- La largeur  $g$  des marches se situe entre 22 et 33 cm.



*Fig.IV.5 : Schéma général d'un escalier*

### IV.3.1. Pré dimensionnement d'escaliers :

Dans notre projet on a un seul type d'escalier, qui est un escalier droit en béton armé.

Et on a deux types de schéma statique :

- **Type1** : Escalier à paillasse avec deux paliers s'appuyant sur les éléments de résistance.
- **Type 2** : Escalier à marche porteuse. Les marches sont mono encastre dans une poutre brisée.

Pour les dimensions des marches ( $g$ ) et des contres marches ( $h$ ), nous utilisons la formule de

**Blondel:**

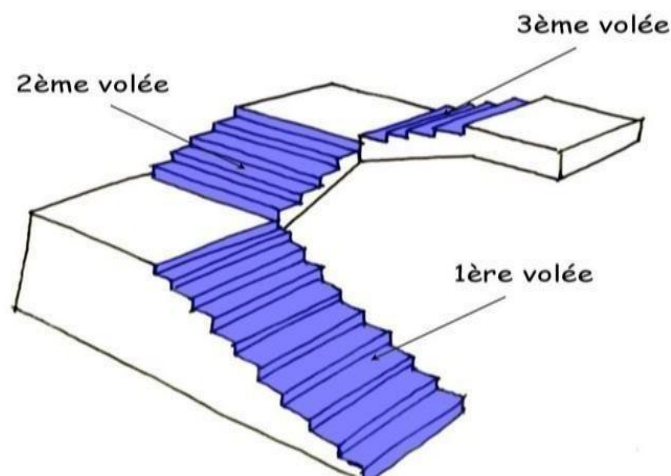
$$60\text{cm} \leq g + 2h \leq 66\text{cm}$$

$$\text{Avec: } 16 < h < 18 \quad \rightarrow h = 17 \text{ cm}$$

$$\text{Donc: } 25\text{cm} \leq g \leq 32\text{cm} \quad \rightarrow g = 30 \text{ cm}$$

$g$  : Le giron (largeur d'une marche [cm] ) et

$h$  : La hauteur de la marche [cm].  $h = 17\text{cm}$  ;  $g = 30\text{cm}$



**Fig.IV.6** : Schéma d'escalier de trois volées

**Vérification de la formule de BLONDEL**

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

$$59 \text{ cm} \leq (2 \times 17 + 30) = 64 \text{ cm} \leq 66 \text{ cm} \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$N_c = \frac{H}{h} \rightarrow \frac{306}{17} = 18$$

On aura 18 contres marches pour chaque étage (6 pour 1 et 3 ; et 5 pour 2).

***L'inclinaison de la paille :***

$$\left. \begin{array}{l} h = 17 \text{ cm} \\ g = 30 \text{ cm} \end{array} \right\} \Rightarrow \tan \alpha = \frac{17}{30} \Rightarrow \alpha = 29,54^\circ \Rightarrow \alpha = 30^\circ$$

***La longueur de la paille :***

$$L_0 = \frac{L}{\cos \alpha} = \frac{180}{\cos 30} = 208 \text{ cm}$$

$$L_{pai} = L_0 + L_{palier} = 208 + 130 = 338 \text{ cm}$$

***Epaisseur de la paille :***

*ep*: épaisseur de la paille

*Lp*: la longueur de la paille.

***Condition de résistance :***

$$L_{pai}/30 < ep < L_{pai}/20 \Rightarrow 338/30 < ep < 338/20$$

$$11,27 \text{ cm} < ep < 16,90 \text{ cm} \Rightarrow ep = 15 \text{ cm}$$

On adopte que la paille et le palier ont la même épaisseur  $e_{pa} = 15 \text{ cm}$ .

Escalier à marche pourteuse :  $ep_2 = 6 \text{ cm}$  (  $5,78 \text{ cm} \leq ep_2 \leq 8,67 \text{ cm}$  )

**IV.3.2. 1<sup>er</sup> type d'escalier Vole 1 et 3 :*****Descente des charges :***• ***Paillasse :***

Revêtement horizontal (carrelage ; mortier de pose ; sable) ..... = **1,04 KN/m<sup>2</sup>**

Revêtement vertical ( $1,04 \text{ KN/m}^2 \times \frac{h}{g}$ ) ..... = **0,59 KN/m**

Poids propre des marches ( $22 \times \frac{h}{2}$ ) ..... = **1,87 KN/m<sup>2</sup>**

Poids propre de la paillasse ( $25 \times \frac{epalier}{\cos \alpha}$ ) ..... = **4,33 KN/m<sup>2</sup>**

Enduit au ciment (1,5 cm)  $18 \times \frac{0,015}{\cos(\alpha)}$  ..... = **0,31 KN/m<sup>2</sup>**

$$G = 8,14 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 2,50 \text{ KN/m}^2$$

***Palier :***

Revêtement horizontal) ..... = 1,04 KN/m<sup>2</sup> Poids propre du palier ( $25 \times epalier$ ) ..... = 3,75 KN/m<sup>2</sup> 3. Enduit au ciment (1,5 cm) ( $18 \times 0,015$ ) ..... = 0,27 KN/m<sup>2</sup>

$$G = 5,06 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 2,50 \text{ KN/m}^2$$

**Combinaisons fondamentales :**

a. ***ELU :***

**Paillasse :**

$$qu = (1.35 \times 8.14 + 1.5 \times 2.5) \times 1m = 14.74 \text{ KN/ml}$$

***Palier :***

$$qu = (1.35 \times 5.06 + 1.5 \times 2.5) \times 1m = 10.58 \text{ KN/ml}$$

**ELS :****Paillasse :**

$$qser = (8.14 + 2.5) \times 1m = 10.64 \text{ KN/ml}$$

**Palier :**

$$qser = (5.06 + 2.5) \times 1m = 7.56 \text{ KN/m}$$

Calcul des sollicitations:

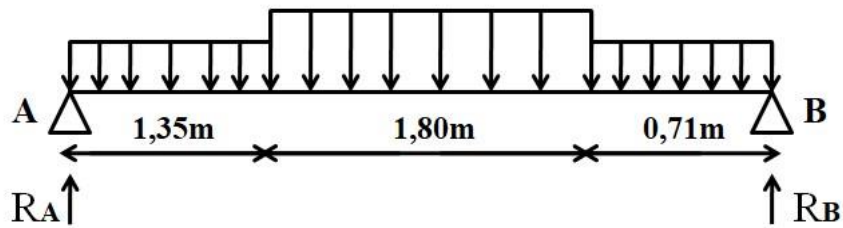


Tableau.IV.7.Schéma statique du type d'escalier.

Calcul des Réactions :

Tableau .IV .1 : les charges des réactions à l'ELU et l'ELS

		<i>RA [KN]</i>	<i>RB [KN]</i>	<i>Vérification</i>
<i>Formule</i>		$\sum M/B = 0$	$\sum M/A = 0$	$\sum FV = 0$
<i>Valeur</i>	<i>ELU</i>	23,54	24,79	<i>Condition vérifiée</i>
	<i>ELS</i>	16,90	17,83	<i>Condition vérifiée</i>

Calcul des efforts tranchants et moments fléchissant :

Section 1-1 :  $0 \leq x \leq 1,35 \text{ m}$

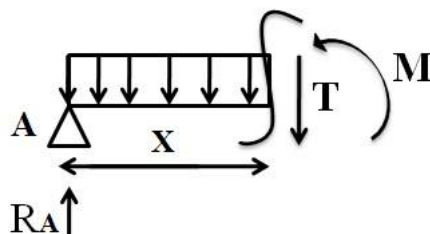


Fig.IV.8 : Schéma statique de la section 1-1

Tableau IV.2 des moments fléchissant et efforts tranchants de la section 1-1

		Formule	Valeur	
			Pour x = 0	Pour x = 1,35 m
M (x) [KN.m]	ELU	$RA \frac{x^2}{2} - q_1 \times \frac{x^3}{6}$	0	22,14
	ELS		0	15,93
T (x) [KN]	ELU	RA - q <sub>1</sub> . x	23,54	9,26
	ELS		16,90	6,69

Section 1-1 : 1,35 ≤ x ≤ 3,15m

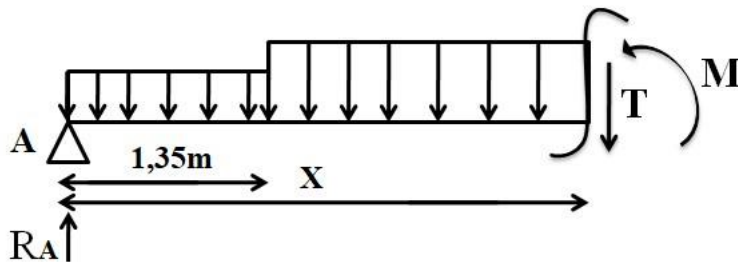


Fig IV.9 : Schéma statique de la section 2-2.

Tableau IV.3 : des moments fléchissant et efforts tranchants de la section 2-2

		Formule	Valeur	
			Pour x = 1,35	Pour x = 3,15
M (x) [KN.m]	ELU	$RAx - 1,35(x - \frac{1,35}{2})q_1 - \frac{(x - 1,35)^2}{2}q_2$	22,14	14,94
	ELS		15,92	10,73
T (x) [KN]	ELU	RA - q <sub>1</sub> × 1,35 - q <sub>2</sub> (x - 1,35)	9,26	-
	ELS		6,69	-

Section 1-1 :  $0 \leq x \leq 0,71 \text{ m}$  :

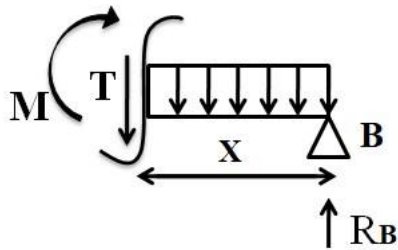


Fig IV.10: Schéma statique de la section 3-3

Tableau IV.4 des moments fléchissant et efforts tranchants de la section 3-3

		Formule	Valeur	
			Pour $x = 0$	Pour $x = 0,71 \text{ m}$
$M(x)$ [KN.m]	ELU	$RB x - q_1 \times x^2$	0	14,94
	ELS		0	10,75
$T(x)$ [KN]	ELU	$q_1 \cdot x - RB$	- 24,79	-17,27
	ELS		-17,83	-12,46

**Calcul des moments fléchissant maximaux :**

$$T=0 \Rightarrow RA - q_1 \times 1,35 - q_2 (x - 1,35) = 0$$

$$\Rightarrow X = 1,98 \text{ m}$$

$$M_{max} = M(x = 1,98) = RA \times (1,98) - 1,35((1,98) - \frac{1,35}{2})q_1 - \frac{((1,98) - 1,35)^2}{2} q_2$$

Tableau IV.5 : des moments fléchissant maximaux en travée et en appui

	xm [m]	M (xm) / Mmax [KN.m]	Mt [KN.m]	Ma [KN.m]
			0,8 Mmax	-0,2 Mmax
<b>ELU</b>	1,98	25,06	20,05	-5,02
<b>ELS</b>		19,94	15,95	-3,99

**Diagramme des moments fléchissant et efforts tranchants :**

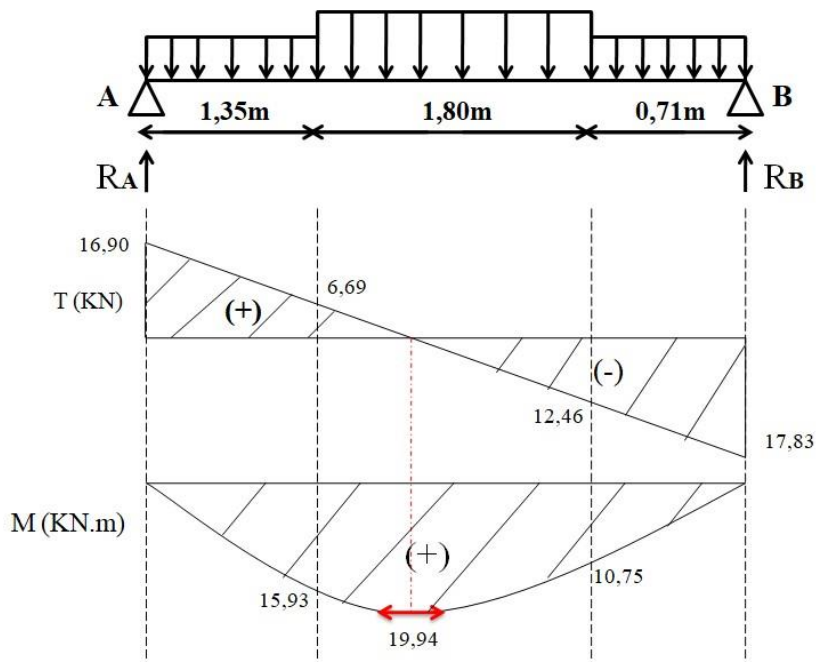


Fig.IV.11: Diagramme des moments fléchissant et efforts tranchants à l'ELU.

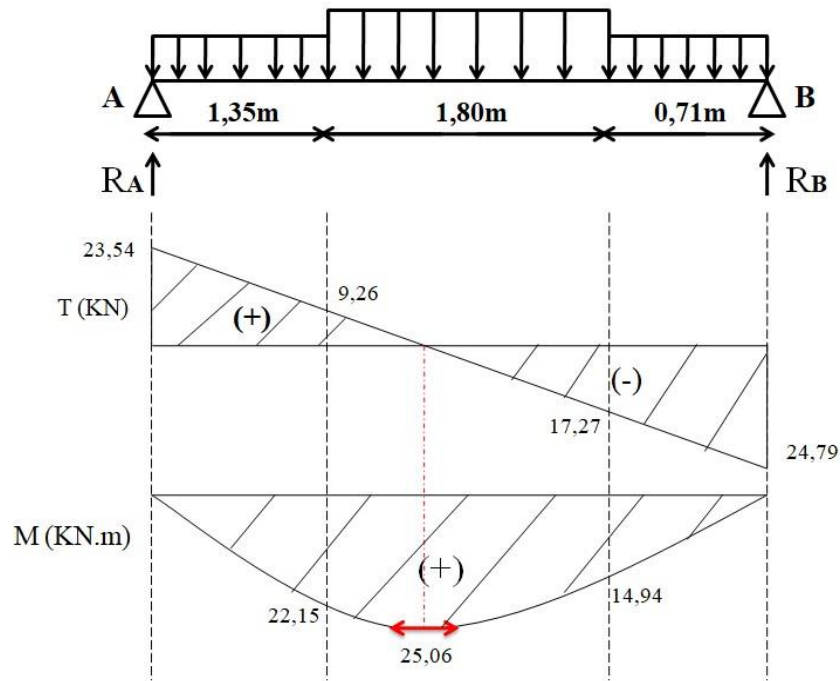


Fig.IV.12 :Diagramme des moments fléchissant et efforts tranchants à l'ELS.

**Calcul du ferrailage :**

**En travée :**

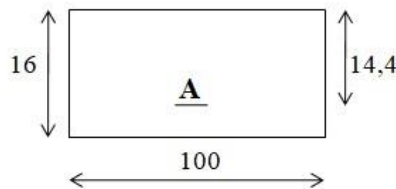


Fig.IV.13 : section de calcul

**Etat limite ultime (ELU) :**

$$M_t^u = 20,05 \text{ KN.m}$$

Vérification de l'existence des armatures comprimées

$$\mu = \frac{M_t}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{20050}{14,2 \times 100 \times 14,4^2} = 0,068$$

$$\mu = 0,068 < \mu_l = 0,392 \text{ (Acier FeE400)}$$

Á n'existe pas et  $1000\epsilon_s > 1000\epsilon_l$

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

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,088$$

$$\beta = 1 - 0.40\alpha = 0.965$$

**Détermination des armatures :**

$$A_t = \frac{M_t}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{M_t}{348 \times 0,965 \times 14,4} = 4,15 \text{ cm}$$

**Condition non fragilité : [BAEL91/r99/A.4.1,1]**

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{min} = 0,23 \times 100 \times 14,4 \times \frac{2,1}{400} = 1,74 \text{ cm}^2$$

$$f_{c28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 2,1 \text{ Mpa}$$

$$A_t = \text{Max} ( A_{cal}; A_{min} ) = \text{Max} ( 4,15 ; 1,74 ) \text{ donc } A_t = 4,14 \text{ cm}^2$$

**Choix des armatures :**

$$4T12 \quad \Rightarrow \quad A = 4,52 \text{ cm}^2$$

$$T12 \quad \Rightarrow \quad e = 15 \text{ cm}$$

**Etat limite de service (ELS) :**

$$M_t^u = 15,95 \text{ KN.m}$$

Flexion simple

Section rectangulaire avec  $\bar{\alpha}$

$$\alpha? \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

Acier FeE400

Fissuration peu nuisible

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{20,05}{15,95} = 1,26$$

$$\alpha = 0,068 < \frac{1,2-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,380 \text{ le ferrailage calcule a l'ELU convient pour l'ELS.}$$

**Armatures de répartition :**

$$Ar = \frac{At}{4} = 1,13 \text{ cm}^2$$

**Choix des armatures :**

$$\begin{array}{ll} 4T8 & Ar = 2,01 \text{ cm}^2 \\ T8 & e = 15 \text{ cm} \end{array}$$

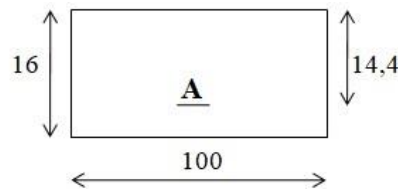
**En appuis :**

Fig.IV.14: Section de calcul.

**Etat limite ultime (ELU) :**

$$M_a^u = -5,02 \text{ KN.m}$$

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

$$\mu = \frac{Ma}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{5020}{14,2 \times 100 \times 14,4^2} = 0,017$$

$$\mu = 0,017 < \mu_l = 0,392 \text{ (Acier FeE400)}$$

Á n'existe pas et  $1000\epsilon_s > 1000\epsilon_l$

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

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,021$$

$$\beta = 1 - 0,40\alpha = 0,991$$

**Détermination des armatures :**

$$Aa = \frac{Ma}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{20050}{348 \times 0,965 \times 14,4} = 1,01 \text{ cm}$$

**Condition non fragilité : [BAEL91/r99/A.4.1,1]**

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{min} = 0,23 \times 100 \times 14,4 \times \frac{2,1}{400} = 1,74 \text{ cm}^2$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 2,1 \text{ Mpa}$$

$$A_a = \text{Max} (A_{cal}; A_{min}) = \text{Max} (1,01; 1,74)$$

$$A_a = 1,74 \text{ cm}^2$$

**Choix des armatures :**

$$4T12 \longrightarrow A = 4,52 \text{ cm}^2$$

$$T12 \longrightarrow e = 15 \text{ cm}$$

**Etat limite de service (ELS) :**

$$M_a^u = -3,99 \text{ KN.m}$$

Flexion simple

$$\left. \begin{array}{l} \text{Section rectangulaire avec } A' \\ \text{Acier FeE400} \\ \text{Fissuration peu nuisible} \end{array} \right\} \alpha? \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{5,02}{3,99} = 1,26$$

$$\alpha = 0,068 < \frac{1,2-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,380 \text{ le ferrailage calcule a l'ELU convient pour l'ELS.}$$

**Armatures de répartition :**

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

**Choix des armatures :**

$$4T8 \Rightarrow A_r = 2,01 \text{ cm}^2$$

$$T8 \Rightarrow e = 15 \text{ cm}$$

**Vérification des contraintes de cisaillement:**

$$T_{max}^u = 24,79 \text{ KN}$$

$$\mathcal{T} = \frac{T_{max}}{b \times d} = \frac{24790}{100 \times 14,4 \times 100} = 0,17 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\mathcal{T}} = 0,5 \times f_{c28} = 1,25 \text{ Mpa}$$

$$\mathcal{T} = 0,17 \text{ Mpa} < \bar{\mathcal{T}} = 1,25 \text{ Mpa}$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

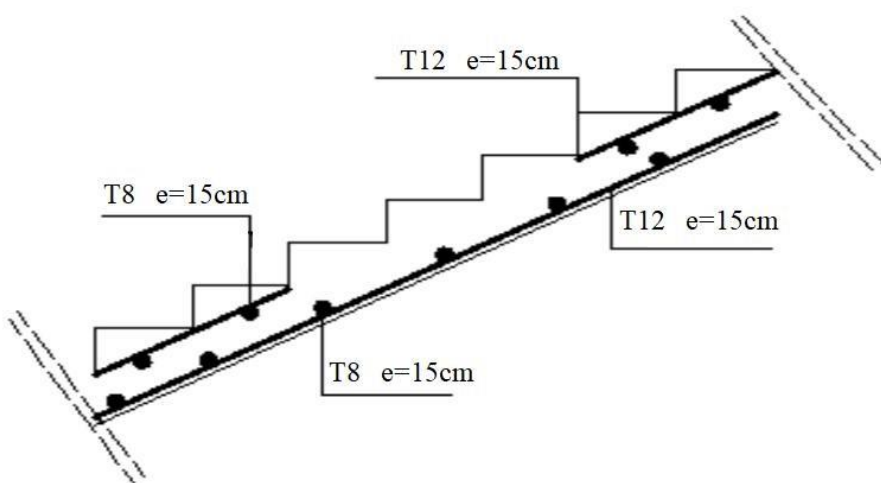


Fig.IV.15 : Schéma de ferrailage de l'escalier

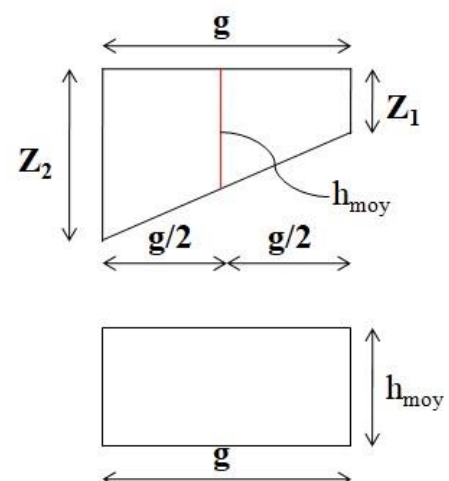
**IV.3.3. 2<sup>ème</sup> type d'escalier Vole 2 :**

**Marche porteuse :**

**Calcul de la hauteur moyenne de la marche :**

$$Z^1 = \frac{ep}{\cos 30} = \frac{6}{\cos 30} = 6,93 \text{ cm}$$

$$h_{max} = \frac{2Z^1 + h}{2} = \frac{2 \times 6,93 + 17}{2} = 15,43 \text{ cm}$$



**Descente des charges :**

$$G = 1,75 \text{ KN/ml}$$

$$Q = 0,75 \text{ KN/ml}$$

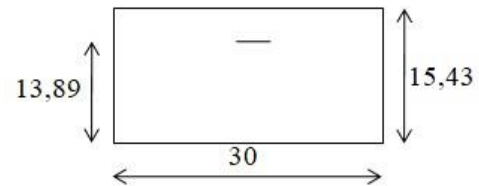
**Combinaison fondamentales :**

**Etat limite ultime (ELU) :**

$$q_u = (1,35G + 1,5P) = 3,49 \text{ KN/ml}$$

**Etat limite ultime (ELS) :**

$$q_{ser} = (G + P) = 2,5 \text{ KN/ml}$$



Calcul du ferrailage:

- Marche porteuse :

**Etat limite ultime (ELU) :**

$$q_u = 3,49 \text{ KN/ml}$$

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

$$\mu = \frac{Mu}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{3180}{14,2 \times 100 \times 13,89^2} = 0,039$$

$$\mu = 0,039 < \mu_l = 0,392 \text{ (Acier FeE400)}$$

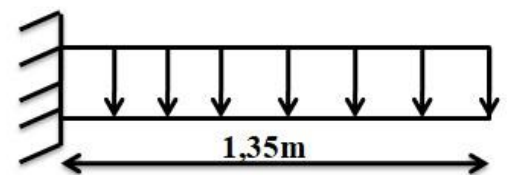
Á n'existe pas et  $1000\epsilon_s > 1000\epsilon_l$

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

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,049$$

$$\beta = 1 - 0,40\alpha = 0,980$$

$$A = \frac{Mu}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{3180}{348 \times 0,980 \times 13,89} = 0,67 \text{ cm}$$



**Condition non fragilité : [BAEL91/r99/A.4.1,1]**

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{min} = 0,23 \times 30 \times 13,89 \times \frac{2,1}{400} = 0,50 \text{ cm}^2$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 2,1 \text{ Mpa}$$

$$A_a = \text{Max} ( A_{cal} ; A_{min} ) = \text{Max} ( 0,67 ; 0,50 ) \Rightarrow A_a = 0,67 \text{ cm}^2$$

**Choix des armatures :**

$$2T10 \Rightarrow A = 1,57 \text{ cm}^2$$

**Etat limite de service (ELS) :**

$$q_s = 2,49 \text{ KN/ml}$$

$$M_s = -\frac{q_s \times L^2}{2} = -\frac{2,5 \times 1,35^2}{2} = -2,28 \text{ KN.m}$$

Flexion simple

Section rectangulaire avec  $\bar{\lambda}$ 

Acier FeE400

Fissuration peu nuisible

$$\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{3,18}{2,28} = 1,39$$

$$\alpha = 0,049 < \frac{1,39 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 1,39 \rightarrow \text{Le ferrailage calculé à l'ELU convient pour l'ELS.}$$

**Calcul les armatures transversales:**

$$T_u^{max} = q_u \times L = 3,49 \times 1,35 = 4,71 \text{ KN}$$

**Vérification de l'influence de l'effort tranchant au voisinage****d'appuis :**

$$T_u \leq 0,267 a. b. f_{c28}$$

Avec :

$$a = 0,9d = 12,5 \text{ cm}$$

$$T_u = 4,71 \times 10^3 \text{ N} < 2503,125 \text{ N} \rightarrow \text{condition vérifier.}$$

Donc : pas d'influence de l'effort tranchant au voisinage d'appuis.

**Vérification de l'influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales :**

On doit vérifier que :

$$A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left( T_u + \frac{M_u}{0,9d} \right)$$

$$A_l = 1,57 \text{ cm}^2 \geq \frac{1,15}{400} \left( 5240 - \frac{3930}{0,9 \times 13,83} \right) 10^{-2} = 0,14 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{condition vérifier.}$$

**Vérification si les armatures transversale sont**

**Perpendiculaires à la ligne de moyennes :**

Nous avons :

$$T_u = \frac{T_{\max}}{b \times d} = \frac{5240}{30 \times 13,89 \times 100} = 0,130 \text{ Mpa}$$

$$\text{Fissuration peut nuisible : } \bar{T} = \min \left( 0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ Mpa} \right) = 3,33 \text{ Mpa}$$

$T_u = 0,130 \text{ Mpa} < \bar{T} = 3,33 \text{ Mpa} \Rightarrow$  Les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne

**Section écartement des armatures transversales  $A_t$**

Diamètre des armatures transversales :

$$\phi_t \geq \min \left( \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \phi_l \right)$$

**Avec :**

$h$  : hauteur totale de la poutre

$\phi_l$  : Diamètre maximale des armatures longitudinales

$b$  : largeur de la nervure

$$\phi_t \geq \min \left( \frac{15,43}{35} ; \frac{30}{10} ; 1 \right) = 0,44 \text{ cm} = 4,4 \text{ mm}$$

On prendre  $\phi_t = 6\text{mm}$  avec nuance d'acier FeE235

**Choix :**  $2\phi_6$   $A_t = 0,56 \text{ cm}^2$

**Espacement des armatures transversales :**

$$\frac{A_t}{b_0 \cdot \delta_{t1}} \geq \frac{T_u - 0,3f_{tj} \cdot K}{0,8f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)}$$

$K = 1$  (flexion simple)

$\alpha = 90^\circ$

**Donc :**

$$\delta_{t1} \leq \frac{A_t \times 0,8 \times f_e}{b_0 (\tau_u - 0,3f_{t28})} = \frac{0,56 \times 0,8 \times 235}{30(0,13 - 0,3 \times 2,1)} = -7,6 \rightarrow \text{valeur rejetée}$$

$$\delta_{t2} \leq \min(0,9d ; 40\text{cm}) = \min(0,9 \cdot 13,89 ; 40\text{cm}) = 12,50 \text{ cm}$$

$$\frac{A_t \times f_e}{b_0 \cdot \delta_{t3} \cdot \sin \alpha} \geq 0,4 \text{MPa} \rightarrow \frac{A_t \times f_e}{b_0 \cdot \delta_{t3} \cdot \sin \alpha} \geq \delta_{t3}$$

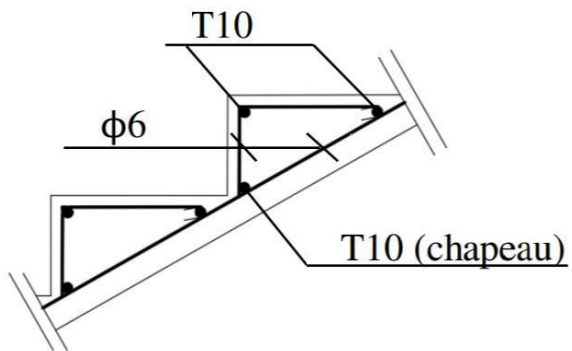
$$\delta_{t3} \leq \frac{A_t \times f_e}{b_0 \cdot 0,4 \cdot \sin \alpha} \rightarrow \delta_{t3} \leq \frac{0,56 \times 235}{30 \cdot 0,4 \cdot \sin 90} = 10,97 \text{ cm}$$

$$\delta_t \leq \min(\delta_{t1} ; \delta_{t2} ; \delta_{t3}) \rightarrow \delta_t \leq \min(-7,02 ; 12,5 ; 10,97 \text{ cm})$$

$$\rightarrow \delta_t \leq 10,98 \text{ cm}$$

On adopte :  $\delta_t = 10 \text{ cm}$

Fig IV.15 :Schéma de ferrailage :



Etude de la poutre brisée :

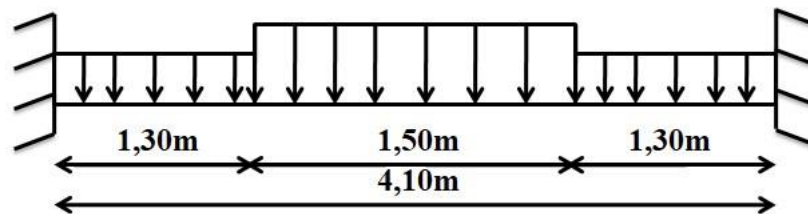


Fig IV.16: Schéma statique de la poutre brisée

# *Chapitre V*

**Chapitre V : Etude sismique****V.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 derrières engendre des efforts sismiques qui imposent aux constructions des accélérations pouvant atteindre l'ordre de grandeur de la pesanteur, alors un effort séismique 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)]*

**V.2. Méthodes de calcul :**

*Selon l'article 4.1.1 du RPA.9 (Version 2003), les forces sismiques peuvent être déterminées par deux méthodes :*

- *Méthode statique équivalente .*
- *Méthode dynamique modale spectrale.*

**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 donné 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.

**Condition d'application : [RPA 99 (version 2003)/4.1.2]**

Cette méthode peut être utilisée dans les conditions suivantes :

• **Régularité en plan : [RPA99 (version 2003)/3.5.1.a]**

1. Le bâtiment doit être présenter une configuration sensiblement symétrique vis-à-vis de deux directions orthogonales ;

2. A chaque niveau la distance entre le centre de masse et le centre de rigidité ne dépasse pas 15% de la dimension du bâtiment mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique ;

La somme des dimensions des parties rentrantes ou saillantes du bâtiment dans une direction donnée ne doit pas excéder 25% de la dimension totale du bâtiment dans cette direction.

3. Le rapport longueur /largeur du plancher est inférieur à 4 ;

4. Les planchers doivent présenter une rigidité suffisante vis-à-vis de celle des contreventements verticaux pour être considérés comme indéformable dans leur plan ;

Dans ce cas la surface totale des ouvertures de plancher doit rester inférieur à 15% de celle de ce dernier.

• **Régularité en élévation : [RPA99 (version2003)/3.5.1.b]**

1. Le système de contreventement ne doit pas comporter d'élément porteur vertical discontinu, dont la charge ne se transmette pas directement à la fondation.

2. Les raideurs et masses des différents niveaux restent constantes ou diminuent progressivement de la base au sommet du bâtiment.

3. La variation de dimension en plan entre deux niveaux successifs ne dépasse pas 20%.

La plus grande dimension latérale du bâtiment n'excède pas 1,5 fois sa plus petite dimension.

Outre ces conditions, les conditions complémentaires suivantes :

Zone I : ● tous groupe.

Zone IIa : ● groupe d'usage 3.

- groupe d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23m.
- groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.
- groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.

Zone IIb et III ●groupe d'usage 3 et 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 17m.

●groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.

●groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 08m.

✚ La méthode statique équivalente n'est pas applicable, dans ce cas on va appliquer la méthode dynamique (le calcul se fait par le logiciel « Autodesk RobotBat 2010 »).

### **V.3. Méthode dynamique :**

#### **a) 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.

#### **b) Modélisation :**

Notre structure sera représentée par un modèle tridimensionnel encastré 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].

#### **c)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  $\sigma$ ...)

### **V.3.1. Etapes de modélisation :**

par panneau.

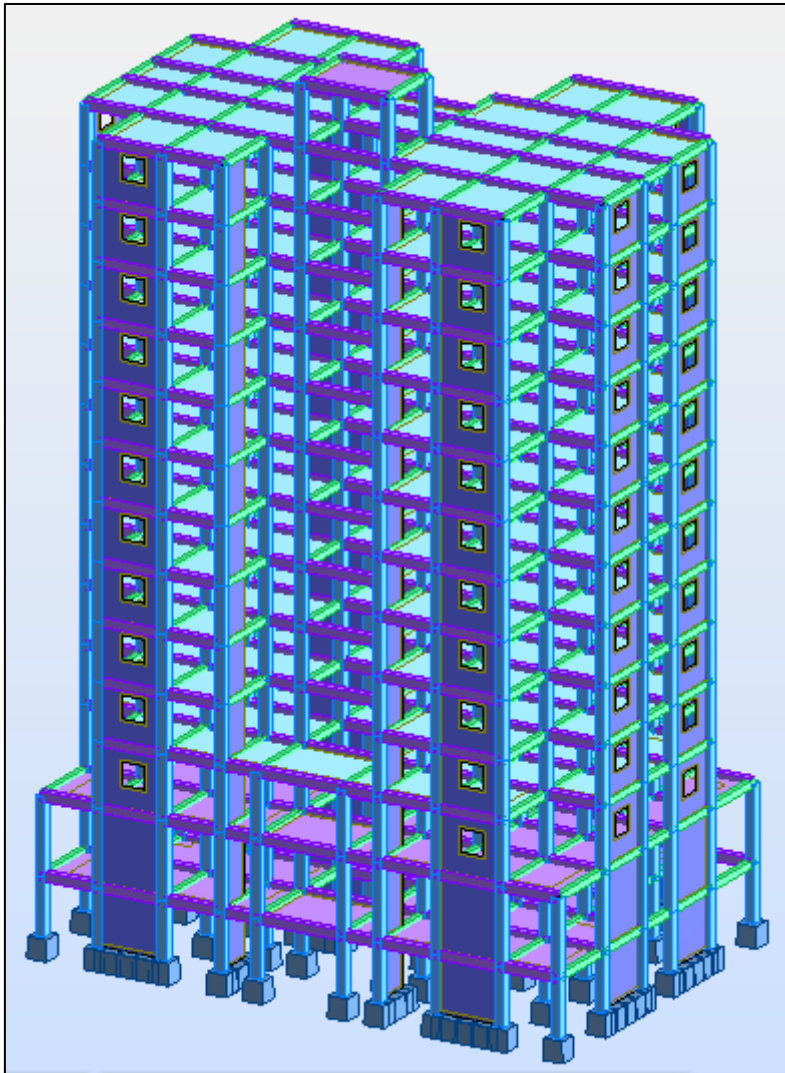
- Introduit les propriétés du matériau utilisé: les propriétés du béton (voir chapitre I)

Introduit les pr 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 Robot Bat:

Les poutres et les poteaux sont modélisés par des éléments barres et les voiles dalle

- pleine propriétés de chaque élément de la structure : la section et le matériau utilisé ;
- Introduit les conditions aux limites ;



*Fig.V.1 : Model 3D du bâtiment*

- Détermination des charges : pour notre cas, on a trois types :
  - ☑ 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)  $G + Q + E$
  - 6)  $G + Q - E$
- Vérification des erreurs ;
- Lancement de l'analyse ;
- Interprétation des résultats.
- Détermination du spectre de réponse :

Zone	:	IIa
Usage	:	2
Assise	:	S <sub>3</sub>
Coefficient de qualité	:	1.200
Coefficient de comportement	:	4.000
Amortissement	:	10.00 %

#### **VII.4. Interprétation des résultats :**

##### **Vérification la résultante des forces sismiques :**

La résultante des forces sismiques à la base  $V_i$  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  $V$ .

##### **a. Calcul la force statique équivalente :**

La force sismique totale à la base de la structure doit être calculée dans les deux directions par :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} W$$

Avec :

**A** : Coefficient d'accélération de zone ;

**D** : Facteur d'amplification dynamique moyen ;

**Q** : Facteur de qualité ;

**R** : Coefficient de comportement

*W : Poids total de la structure*

**Coefficient d'accélération de zone A :**

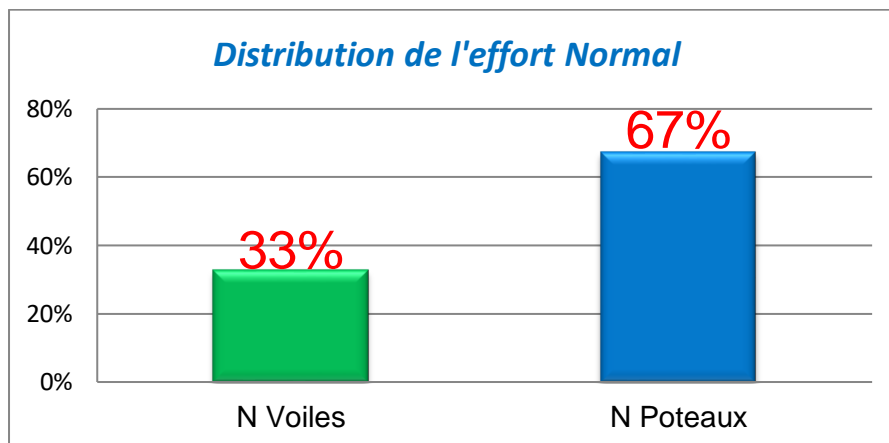
*Donné par le tableau (4.1) suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment*

- **Zone IIa**
- **Groupe 2** (Ouvrage courants ou d'importance moyenne)

=> **A = 0.15**

**a) Coefficient de comportement R :**

*Pour déterminer le coefficient de comportement, on doit vérifier la distribution des efforts sur les poteaux et voiles*



*N% voiles > 20% => Système 2 : c'est un système de contreventement constitué de voiles en béton armé => **R = 3,5** [RPA99 (version2003)/tableau 4]*

a) Facteur de qualité Q :Tableau.VI.1: Valeurs des pénalités  $P_q$ 

Critère	$P_q$	
	$P_{qx}$	$P_{qy}$
1. Condition minimales sur les files de contreventement	0.05	0.05
2. Redondance en plan	0.05	0.05
3. Régularité en plan	0.05	0.05
4. Régularité en élévation	0.05	0.05
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0	0
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0
	<b>0.2</b>	<b>0.2</b>

$$Q = 1 + \Sigma P_q = 1 + 0.2 = 1.2$$

b) Calcul du poids de la structure

$$W = \sum W_{Gi} + \beta \sum W_{Qi} \quad [\text{RPA99version2003/formule 4.5}]$$

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

Remarque : le poids total de la structure est donné par le logiciel rabot bat

$$W = 68961,09 \text{ KN}$$

**Calcul de la force sismique :**

Le calcul des sollicitations sismique se fait par la méthode d'analyse dynamique modale spectrale, L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left( 1 + \frac{T}{T_1} \left( 2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta(1.25A) \left( \frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(1.25A) \left( \frac{Q}{R} \right) \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(1.25A) \left( \frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left( \frac{3}{T} \right)^{5/3} \left( \frac{Q}{R} \right) & T > 3.0s \end{cases}$$

**Avec :**

**A :** Coefficient d'accélération de zone.

**$\eta$  :** Facteur de correction d'amortissement.

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + \xi)}} = \sqrt{\frac{7}{(2 + 10)}} = 0,764$$

**$\xi$  :** Pourcentage d'amortissement critique.

**R :** Coefficient de comportement de la structure.

**T1, T2 :** Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site.

**Q :** Facteur de qualité.

Pour notre étude les valeurs caractérisant le spectre de réponse sont présentées sur le tableau suivant.

**Tableau V.1 :** Valeurs caractérisant le spectre de réponse élastique.

<b>A</b>	<b><math>\eta</math></b>	<b><math>\xi</math></b>	<b>R</b>	<b>T1</b>	<b>T2</b>	<b>Q</b>
0.15	0.764	10%	3,5	0.15	0.50	1.2

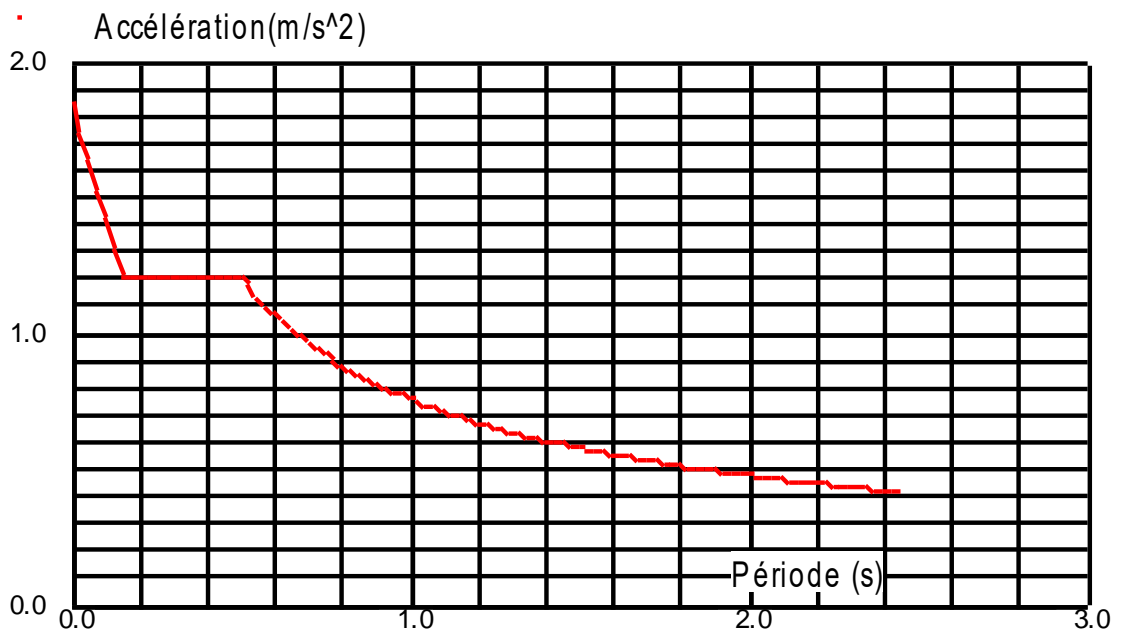
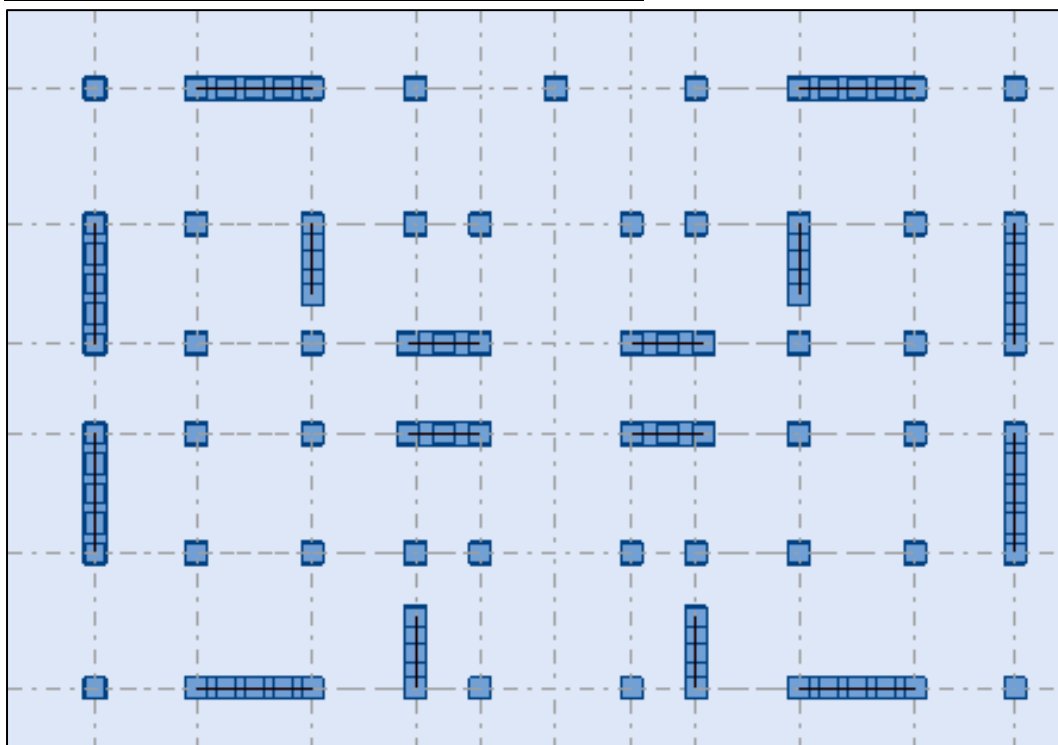


Fig.V.2 : Spectre de réponse sismique

**Disposition des voiles de contreventement**



**Vérification vis-à-vis le règlement parasismique Algérien RPA 2003****1- Vérification du comportement dynamique :****Tableau V.2 : Résultat de l'analyse modale**

<i>Mode</i>	<i>Période (sec)</i>	<i>Masse modale UX (%)</i>	<i>Masse modale UY (%)</i>	<i>Masse cumulée UX</i>	<i>Masse cumulée UY</i>
<i>Mode 1</i>	<b>0,89</b>	0,00	<b>64,47</b>	0,00	64,47
<i>Mode 2</i>	<b>0,77</b>	65,21	0,00	<b>65,21</b>	64,47
<i>Mode 3</i>	0,66	0,55	0,00	65,76	64,47
<i>Mode 4</i>	0,25	0,00	15,86	65,76	80,33
<i>Mode 5</i>	0,23	15,35	0,00	81,11	80,33
<i>Mode 6</i>	0,18	0,00	0,00	81,11	80,33
<i>Mode 7</i>	0,13	0,00	1,74	81,11	82,07
<i>Mode 8</i>	0,12	3,23	0,00	84,34	82,07
<i>Mode 9</i>	0,12	0,00	5,90	84,34	87,97
<i>Mode 10</i>	0,11	4,11	0,00	88,45	87,97
<i>Mode 11</i>	0,08	0,00	0,00	88,45	87,97
<i>Mode 12</i>	0,08	0,00	0,00	88,46	87,97
<i>Mode 13</i>	0,07	0,00	3,91	88,46	91,88
<i>Mode 14</i>	0,07	3,81	0,00	<b>92,27</b>	91,88
<i>Mode 15</i>	0,05	0,00	2,00	<b>92,27</b>	<b>93,88</b>

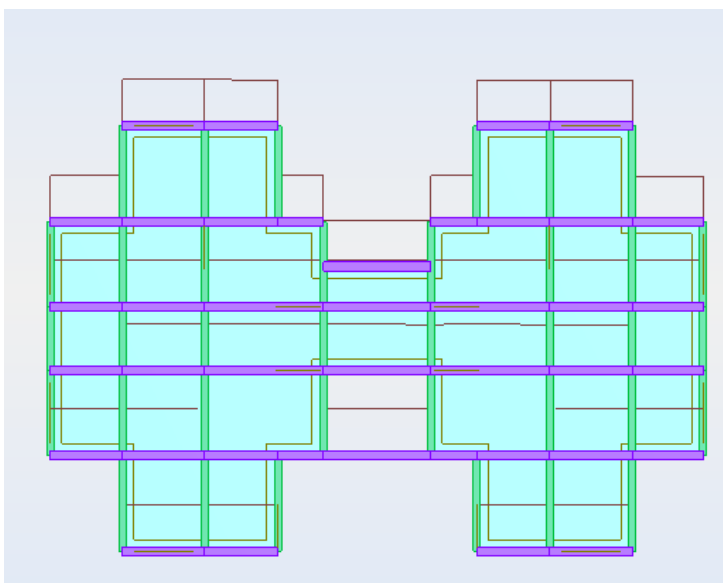
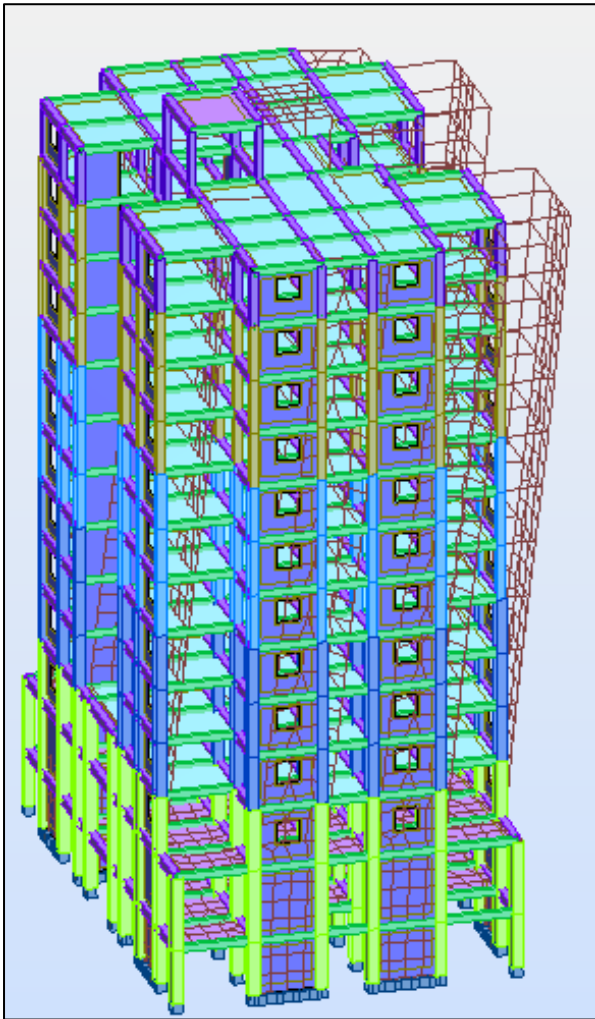
**Vérification ART 4.3.4 RPA 2003 :**

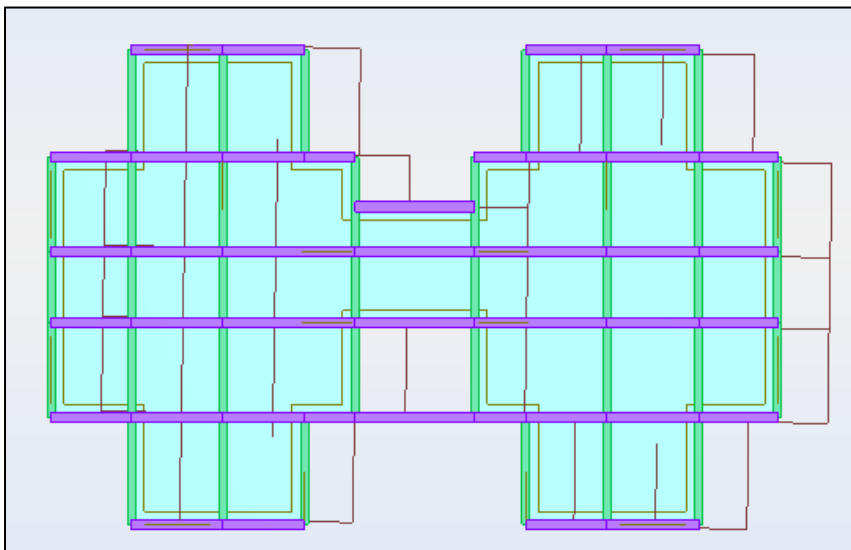
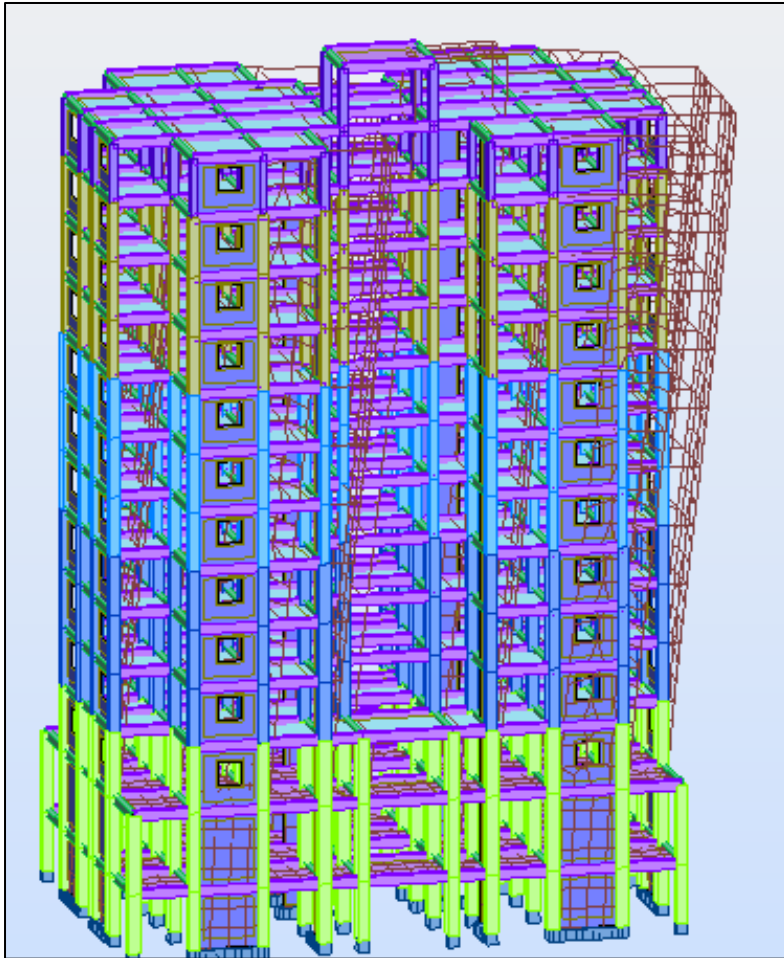
Le nombre de mode à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

- La somme des masses modales effectives pour les modes retenues soit égale à au moins à 90% de la masse totale de la structure :

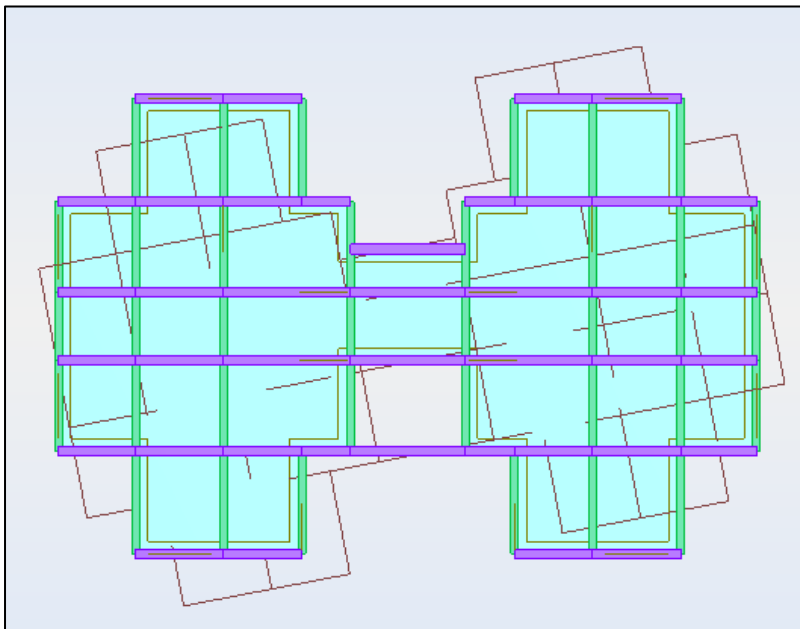
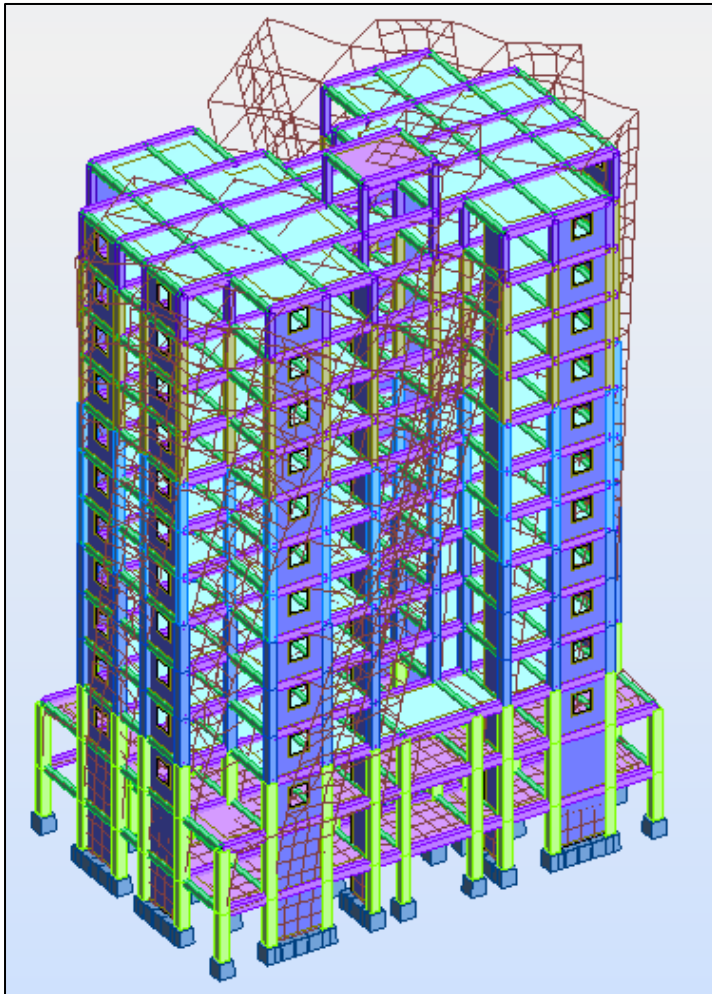
Directions xx : 15<sup>ème</sup> mode : Masse cumulée = **92,27%** => **Condition vérifiée**

Direction yy : 15<sup>ème</sup> mode : Masse cumulée = **93,88 %** => **Condition vérifiée**

***Déformées modales :******Mode 1 : translation suivant Y***



*Mode 2 Translation suivant X*



*Mode 3 Torsion*

- **Vérification ART 4.3.6 RPA 2003 :**

*La résultante des forces sismique à la base obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.*

***Estimation de la période fondamentale de la structure par la formule empirique :***

$$T1 = C_T h_N^{3/4}$$

$$H_N = 41,34m ; C_T = 0,05$$

$$\Rightarrow T1 = 0,81s$$

$$T2 = 0,09h_N/\sqrt{D}$$

**Direction X :**

$$T2 = 0,09.41,34/\sqrt{28,55}$$

$$T2 = 0,69s$$

$$\Rightarrow T_{x \text{ empirique}} = \min(T1; T2) = 0,69s$$

**Direction Y :**

$$T2 = 0,09.41,34/\sqrt{18,60}$$

$$T2 = 0,86$$

$$\Rightarrow T_{y \text{ empirique}} = \min(T1; T2) = 0,81s$$

***Détermination de la période  $T_0$  de calcul du facteur d'amplification dynamique D :***

***Direction X :***

$$T_{x \text{ analytique}} = 0,77s$$

$$T_{x \text{ empirique}} = 0,69s$$

$$1,3 T_{x \text{ empirique}} = 0,89s$$

$$\text{On remarque que : } T_{x \text{ empirique}} < T_{x \text{ analytique}} < 1,3 T_{x \text{ empirique}}$$

$$\Rightarrow T_{0-x} = T_{x \text{ empirique}} = 0,69s$$

***Direction Y :***

$$T_{y \text{ analytique}} = 0,89s$$

$$1,3 T_{y \text{ empirique}} = 1,05s$$

$$\text{On remarque que : } T_{y \text{ empirique}} < T_{y \text{ analytique}} < 1,3 T_{y \text{ empirique}} \Rightarrow$$

$$T_{0-y} = T_{y \text{ empirique}} = 0,81s$$

**Calcul du facteur d'amplification dynamique D :**

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5\eta(T_2/3)^{2/3}(3/T)^{5/3} & T > 3s \end{cases}$$

**Direction X :**  $T_{0-x} = 0,69s$

$T_2 < T_{0-x} < 3s \Rightarrow D_x = 1,54$

**Direction Y :**  $T_{0-y} = 0,81s$

$T_2 < T_{0-y} < 3s \Rightarrow D_y = 1,38$

**Tableau V.3 : récapitulatif des résultats de la méthode statique équivalente :**

<b>A</b>	<b>0,15</b>
<b>Dx</b>	<b>1,54</b>
<b>Dy</b>	<b>1,38</b>
<b>Q</b>	<b>1,20</b>
<b>W (KN)</b>	<b>68961,09</b>
<b>R</b>	<b>3,5</b>
<b>VX (KN)</b>	<b>5461,72</b>
<b>VY (KN)</b>	<b>4894,27</b>

$V_{xdyn} = 5134,06KN > 80\% V_{MSEX} = 4369,38 KN \Rightarrow$  **Condition vérifiée**

$V_{ydy} = 4663,13 KN > 80\% V_{MSEY} = 3915,42 KN \Rightarrow$  **Condition vérifiée**

**Vérification ART 5.10 RPA 2003 :**

Les déplacements latéraux d'un étage par rapport à l'étage qui suit ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage.

Le déplacement horizontal à chaque niveau  $K$  de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_k = R \delta_{ek}$$

$\delta_{ek}$  : déplacement due aux forces sismique  $F_i$ . (y compris l'effet de torsion).

$R$  : coefficient de comportement ( $R=3,5$ ).

Le déplacement relatif au niveau «  $K$  » par rapport au niveau «  $K-1$  » est égal à :  $\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$

Tableau V.5 : Valeurs des déplacements inter-étages.

NIVEAU	$\Delta KX$ (CM)	$\Delta KY$ (CM)
<b>Sous-Sol</b>	0,158	0,167
<b>RDC</b>	0,462	0,514
<b>1</b>	0,523	0,614
<b>2</b>	0,558	0,666
<b>3</b>	0,598	0,728
<b>4</b>	0,616	0,762
<b>5</b>	<b>0,629</b>	<b>0,780</b>
<b>6</b>	0,615	0,773
<b>7</b>	0,590	0,750
<b>8</b>	0,566	0,722
<b>9</b>	0,523	0,678
<b>10</b>	0,481	0,634
<b>11</b>	0,446	0,591
<b>Terrasse</b>	0,101	0,277

Le déplacement inter-étage max = 0,780 cm < 1% de la hauteur de l'étage

=> condition vérifiée

**Tableau V.6 :Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ :**

**5.9. JUSTIFICATION VIS À VIS DE L'EFFET P-Δ**

Les effets du 2° ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = P_k \Delta_k / V_k h_k \leq 0.10 \quad (5.6)$$

$P_k$  : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau " k ",

$$P_k = \sum_{i=k}^n (w_{qi} + \beta w_{pi}) \text{ voir paragraphe 4.2.3 (4.5)}$$

$V_k$  : effort tranchant d'étage au niveau "k"

$\Delta_k$  : déplacement relatif du niveau "k" par rapport au niveau "k-1"  
(voir paragraphe 4.43, formule 4.20)

$h_k$  : hauteur de l'étage " k "

**DIRECTION X**

<i>Etage</i>	<i>P</i>	$\Delta$	<i>V</i>	<i>h</i>	$\theta$	<i>Vérification</i>
<b>RDC</b>	<b>-75405</b>	<b>0,158</b>	<b>5134,06</b>	<b>3,06</b>	<b>0,0076</b>	<b>OK</b>
<b>1</b>	<b>-65758</b>	<b>0,462</b>	<b>5060,26</b>	<b>4,08</b>	<b>0,0147</b>	<b>OK</b>
<b>2</b>	<b>-56717</b>	<b>0,523</b>	<b>4838,37</b>	<b>3,4</b>	<b>0,0180</b>	<b>OK</b>
<b>3</b>	<b>-50790</b>	<b>0,558</b>	<b>4633,38</b>	<b>3,06</b>	<b>0,0200</b>	<b>OK</b>
<b>4</b>	<b>-45510</b>	<b>0,598</b>	<b>4405,44</b>	<b>3,06</b>	<b>0,0202</b>	<b>OK</b>
<b>5</b>	<b>-40230</b>	<b>0,616</b>	<b>4128,37</b>	<b>3,06</b>	<b>0,0196</b>	<b>OK</b>
<b>6</b>	<b>-35013</b>	<b>0,629</b>	<b>3812,1</b>	<b>3,06</b>	<b>0,0189</b>	<b>OK</b>
<b>7</b>	<b>-29922</b>	<b>0,615</b>	<b>3465,33</b>	<b>3,06</b>	<b>0,0174</b>	<b>OK</b>
<b>8</b>	<b>-24830</b>	<b>0,59</b>	<b>3072,9</b>	<b>3,06</b>	<b>0,0156</b>	<b>OK</b>
<b>9</b>	<b>-19796</b>	<b>0,566</b>	<b>2631,37</b>	<b>3,06</b>	<b>0,0139</b>	<b>OK</b>
<b>10</b>	<b>-14876</b>	<b>0,523</b>	<b>2142,06</b>	<b>3,06</b>	<b>0,0119</b>	<b>OK</b>
<b>11</b>	<b>-9956,5</b>	<b>0,481</b>	<b>1577,23</b>	<b>3,06</b>	<b>0,0099</b>	<b>OK</b>
<b>Terrasse</b>	<b>-5087,6</b>	<b>0,446</b>	<b>900,04</b>	<b>3,06</b>	<b>0,0082</b>	<b>OK</b>

**DIRECTION Y**

<i>Etage</i>	<i>P</i>	$\Delta$	<i>V</i>	<i>h</i>	$\theta$	<i>Vérification</i>
<b>RDC</b>	<b>-75405</b>	<b>0,167</b>	<b>4663,13</b>	<b>3,06</b>	<b>0,0088</b>	<b>OK</b>
<b>1</b>	<b>-65758</b>	<b>0,514</b>	<b>4581,46</b>	<b>4,08</b>	<b>0,0181</b>	<b>OK</b>
<b>2</b>	<b>-56717</b>	<b>0,614</b>	<b>4363,05</b>	<b>3,4</b>	<b>0,0235</b>	<b>OK</b>
<b>3</b>	<b>-50790</b>	<b>0,666</b>	<b>4172,6</b>	<b>3,06</b>	<b>0,0265</b>	<b>OK</b>
<b>4</b>	<b>-45510</b>	<b>0,728</b>	<b>3959,47</b>	<b>3,06</b>	<b>0,0273</b>	<b>OK</b>
<b>5</b>	<b>-40230</b>	<b>0,762</b>	<b>3707,73</b>	<b>3,06</b>	<b>0,0270</b>	<b>OK</b>
<b>6</b>	<b>-35013</b>	<b>0,78</b>	<b>3430,09</b>	<b>3,06</b>	<b>0,0260</b>	<b>OK</b>
<b>7</b>	<b>-29922</b>	<b>0,773</b>	<b>3126,53</b>	<b>3,06</b>	<b>0,0242</b>	<b>OK</b>
<b>8</b>	<b>-24830</b>	<b>0,75</b>	<b>2786,8</b>	<b>3,06</b>	<b>0,0218</b>	<b>OK</b>
<b>9</b>	<b>-19796</b>	<b>0,722</b>	<b>2408,99</b>	<b>3,06</b>	<b>0,0194</b>	<b>OK</b>
<b>10</b>	<b>-14876</b>	<b>0,678</b>	<b>1982,21</b>	<b>3,06</b>	<b>0,0166</b>	<b>OK</b>
<b>11</b>	<b>-9956,5</b>	<b>0,634</b>	<b>1478,11</b>	<b>3,06</b>	<b>0,0140</b>	<b>OK</b>
<b>Terrasse</b>	<b>-5087,6</b>	<b>0,591</b>	<b>857,95</b>	<b>3,06</b>	<b>0,0115</b>	<b>OK</b>

**Vérification Art 7.4.3.1. RPA 2003 :**

L'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0.30$$

$V$  : l'effort normal réduit.

$N_d$  : effort normal de calcul s'exerçant sur une section, en (N)

$B_c$  : section du poteau en ( $mm^2$ )

$F_{c28}$  : résistance caractéristique à la compression du béton en (MPa).

Vérification de l'effort normal réduit Poteaux 60x60.

$N_d$  (N) 2614100

$B_c$  ( $mm^2$ ) 360000

$F_{c28}$  (MPa) 25

$V$  0,29

$v = 0,29 < 0,3 \Rightarrow$  Condition vérifiée

**Vérification de l'effort normal réduit Poteaux 55x55.**

$$N_d (N) \quad 1565310$$

$$B_c (mm^2) \quad 302500$$

$$F_{c28} (MPa) \quad 25$$

$$v \quad 0,21$$

$$v = 0,21 < 0,3 \Rightarrow \underline{\text{Condition vérifiée}}$$

**Vérification de l'effort normal réduit Poteaux 50x50.**

$$N_d (N) \quad 778010$$

$$B_c (mm^2) \quad 250000$$

$$F_{c28} (MPa) \quad 25$$

$$v \quad 0,12$$

$$v = 0,12 < 0,3 \Rightarrow \underline{\text{Condition vérifiée}}$$

**Vérification de l'effort normal réduit Poteaux 45x45.**

$$N_d (N) \quad 470440$$

$$B_c (mm^2) \quad 202500$$

$$F_{c28} (MPa) \quad 25$$

$$v \quad 0,09$$

$$v = 0,09 < 0,3 \Rightarrow \underline{\text{Condition vérifiée}}$$

**Vérification de l'effort normal réduit Poteaux 40x40.**

$$N_d (N) \quad 194550$$

$$B_c (mm^2) \quad 160000$$

$$F_{c28} (MPa) \quad 25$$

$$v \quad 0,05$$

$$v = 0,05 < 0,3 \Rightarrow \underline{\text{Condition vérifiée}}$$

# *Chapitre VI*

Chapitre VI : Etude des portiquesVI.1. Introduction :

L'étude des portiques est une étude d'un système poteaux poutre qui sont des éléments structuraux porteurs faisant partie du système de contreventement et qui offrent la stabilité à la structure, leur rôle est de transmettre les charges verticales et horizontales aux fondations.

VI.2. Définitions :

**VI.2.1. Poutres :** Ce sont des éléments horizontaux en béton armé transmettant les charges des planchers aux poteaux, leur mode de sollicitation est la flexion simple étant donnée qu'elles subissent des efforts normaux très faibles.

**VI.2.2. Poteaux :** Ce sont des éléments porteurs verticaux en béton armé. Ils constituent des points d'appuis des poutres principales et secondaires pour transmettre les charges de la super structure aux fondations, et sont sollicités à la flexion composée.

VI.3. Etude des portiques :

Combinaisons d'actions : Dans le cas des bâtiments courants, les diverses actions sont notées :

$G$  : Charges permanentes

$Q$  : Charges d'exploitations

$E$  : Efforts sismiques.

VI.3. Combinaisons prises en compte :

Combinaisons fondamentales ou bien durables et transitoires : (CBA93)

E.L.U. :  $1.35G + 1.5Q$

E.L.S. :  $G + Q$

Combinaisons accidentelles : RPA99 (version 2003)

Poutres :

- $0,8 \times G + E$
- $0,8 \times G - E$
- $G + Q + E$
- $G + Q - E$

*Poteaux : (contreventement mixte voiles – portiques)*

- $0,8 \times G + E$
- $0,8 \times G - E$
- $G + Q + E$
- $G + Q - E$

*Les efforts sont calculés en tenant compte de ces combinaisons à l'aide du logiciel autodesk robot structural.*

### **VI.3.1. Etude des poutres :**

*On distingue deux types des poutres :*

- ✓ *Poutres principales : (40×50) cm<sup>2</sup>*
- ✓ *Poutres secondaires : (30×40) cm<sup>2</sup>*
- a. *Ferrailage réglementaire :*
- ❖ *Recommandation du RPA99 (version 2003):*

#### **Armatures longitudinales [Article 7.5.2.1 / RPA99, V2003]**

*Armatures minimales :  $0,5\% \times B$  en zone IIa.*

*Armatures minimales :  $0,5\% \times B$  en zone IIa.*

*Longueur de recouvrement est de :  $40\phi$  en zone IIa.*

#### **Armatures transversales**

##### **Armatures minimales : [Article 7.5.2.2 / RPA99, V2003]**

$$A_{tmin} = 0,003 \times S \times b$$

*Avec :*

*B : Section de la poutre en (cm<sup>2</sup>) ;*

*b : Largeur de la section en (cm<sup>2</sup>) ;*

*S : L'espacement des armatures transversales en (cm). L'espacement des armatures transversales est déterminé comme suit :*

*Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires :*

$$S = \min \left( \frac{h}{4}; 12\phi \right)$$

En dehors de la zone nodale :

$$S = \frac{h}{2}$$

Recommandation du BAEL91 : La section minimale des armatures longitudinales (armatures tendues) en flexion simple est :

$$A_{min} = 0,23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times b \times d$$

Les sollicitations des poutres : À l'aide du fichier des résultats obtenue à partir du logiciel ROBOT, on obtient les résultats suivants :

Tableau VI.1 : récapitulatif des moments fléchissant en [KN.m] et efforts tranchants

Types	Etat limite ultime (E.L.U)		Etat limite de service (E.L.S)		Situation accidentelle		Efforts tranchants <i>T</i> [KN]
	<i>Mt</i> [KN.m]	<i>Ma</i> [KN.m]	<i>Mt</i> [KN.m]	<i>Ma</i> [KN.m]	<i>Mt</i> [KN.m]	<i>Ma</i> [KN.m]	
Poutres principales	58,17	-99,68	41.39	-72.41	160.58	-183.24	106.98
Poutres secondaires	53.99	-56.32	39.21	-40.18	165.19	-169.57	63.70

**Armatures longitudinales :**

**Conditions imposées par le RPA99 (version 2003) :**

Poutres principales :  $A_{min} = 0,005 \times 50 \times 40 = 12,5 \text{cm}^2$

Poutres secondaires :  $A_{min} = 0,005 \times 30 \times 40 = 6 \text{cm}^2$

**Conditions imposées par le BAEL.91 :**

**Poutres principales :**

$d = 0,9 \times h = 0,9 \times 50 = 45$

$A_{min} = 0,23 \times \frac{2,1}{400} \times 40 \times 45 = 2,173 \text{cm}^2$

Poutres secondaires :

$$d = 0,9 \times h = 0,9 \times 40 = 36$$

$$A_{min} = 0,23 \times \frac{2,1}{400} \times 30 \times 36 = 1,304 \text{ cm}^2$$

Exemple de calcul : Poutres principales (40 × 50) cm<sup>2</sup>

**En travée :**

**Situation durable et transitoire :**

**ELU :**

$$M_t = 58,17 \text{ KN.m}$$

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

$$\mu = \frac{M_t}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{58170}{14,2 \times 40 \times 45^2} = 0,05$$

$$\mu = 0,05 < \mu_1 = 0,392 \quad (\text{Acier FeE400})$$

$$\text{Á n'existe pas et } 1000\epsilon_s > 1000\epsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,0641$$

$$\beta = 1 - 0,40\alpha \Rightarrow \beta = 0,974$$

$$A_t = \frac{M_t}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{58170}{348 \times 0,974 \times 45} = 3,81 \text{ cm}^2$$

**ELS :**

$$M_t = 41,39 \text{ KN.m}$$

<ul style="list-style-type: none"> <li>↪ Flexion simple</li> <li>↪ Section rectangulaire avec <math>\text{Á}\text{Æ}</math></li> <li>↪ Acier FeE400</li> <li>↪ Fissuration peu nuisible</li> </ul>	}	$\alpha^2 \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_c 28}{100}$
--	---	---

$$\gamma = \frac{M_t^u}{M_t^s} = \frac{58,17}{41,39} = 1,405$$

$$\alpha = 0,149 < \frac{1,405-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,4525 \quad \text{C.V}$$

**Situation accidentelle :**

$$M_t^{acc} = 160.58 \text{KN.m}$$

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

$$\mu = \frac{M_t^{acc}}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{160580}{14,2 \times 40 \times 45^2} = 0,139$$

$$\mu = 0,139 < \mu_1 = 0,379 \text{ (Acier FeE400)}$$

$$\text{Á n'existe pas et } 1000\epsilon_s > 1000\epsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec : } \gamma_s = 1$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,187$$

$$\beta = 1 - 0,40\alpha \Rightarrow \beta = 0,9252$$

**VI.4.Détermination des armatures :**

$$A_t^u = \frac{M_t^{acc}}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{160580}{400 \times 0,9252 \times 45} = 9,64 \text{cm}^2$$

$$A_{adoptif} = \max(A_{cal}; A_{min}; A_{acc}) = 9,64 \text{cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Choix des armatures : } 4T16 + 2T14 \rightarrow A = 11,12 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

**En appuis :****Etat limite ultime (ELU) :**

$$M_a^u = -99,68$$

**Vérification de l'existence des armatures comprimées (A') :**

$$\mu = \frac{M_a^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{99680}{14,2 \times 40 \times 45^2} = 0,0866$$

$$\mu = 0,0866 < \mu_1 = 0,392 \text{ (Acier FeE400)}$$

$$\text{Á n'existe pas et } 1000\epsilon_s > 1000\epsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,113$$

$$\beta = 1 - 0,40\alpha \Rightarrow \beta = 0,954$$

**Détermination des armatures :**

$$A_t^u = \frac{M_t^{acc}}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{183240}{400 \times 0,912 \times 45} = 11,16 \text{ cm}^2$$

**Conclusion :****Détermination des armatures:**

$$A_{adoptif} = \max (A_{cal}; A_{min}; A_{acc}) = 11,16 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Choix des armatures :

Vérification de l'effort tranchant des armatures transversales :

$$T_u^{max} = 106,98 \text{ KN}$$

Vérification de l'influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis

$$T_u \leq 0,267 \times a \times b \times f_{c28}$$

$$a = 0,9d = 0,9 \times 45 = 40,5 \text{ cm}$$

**avec :**

$$T_u = 106980 \text{ N} \leq 0,267 \times 40,5 \times 40 \times 25 \times 10^2 = 1081350 \text{ N} \quad \text{condition vérifier}$$

Donc : pas d'influence de l'effort tranchant au voisinage d'appuis.

**Vérification de l'influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales :**

On doit vérifier que :

$$A_l \geq y_s / f_e (T_u + M_u / 0,9 \times d)$$

$$A_l = 11,16 \text{ cm}^2 \geq 1,15 / 400 (106980 - 99680 / 0,9 \times 45) \times 10^{-2} = 3,005 \text{ cm}^2 \quad \text{condition vérifiée}$$

$\Rightarrow$  Il n'y a aucune influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales inférieures.

Vérification si les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne :

D'après BAEL, la condition suivante doit être vérifiée :

$$\tau_u \leq \tau_u = \min (0,2 f_{c28} / y_b ; 4 \text{ Mpa}) \quad [\text{BAEL91r99 / art-A.5.1,21}]$$

$$\text{Fissuration peut nuisible} \Rightarrow \tau_u = \min (0,2 f_{c28} / y_b ; 4 \text{ Mpa}) = 3,33 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = T_u \text{ max} / b \times d = 106980 / 40 \times 45 \times 100 = 0,6 \text{ Mpa} \quad [\text{BAEL91r99 / art-A.5.1,1}]$$

$$\tau_u = 0,6 \text{ Mpa} \leq \tau_u = 3,33 \text{ Mpa}$$

Les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne ( $\alpha = 90^\circ$ )

Section et écartement des armatures transversales :

Diamètre des armatures transversales :

$$\phi_t \geq \min ( h / 35 ; b_0 / 10 ; \phi_L ) \text{ [BAEL91r99 /art-A.5.1,22]}$$

**Avec :**

$h$  : hauteur totale de la poutre.

$\phi_L$  : diamètre maximal des armatures longitudinales.

$b_0$  : largeur de la poutre

$$\phi_t \geq \min ( 40 / 35 ; 30 / 10 ; 12 ) = 1,14 \text{ cm}$$

On prend  $\phi_t = 8 \text{ mm}$  avec une nuance d'acier FeE235

**Choix :**  $4 \phi_8 \quad \Rightarrow \quad A_t = 2,01 \text{ cm}^2$

**Espacement des armatures transversales :**

$$A_t b_0 / s_{t1} \geq (\tau_u - 0,3 \times f_{t28} \times k) / 0,8 \times F_e (\sin \alpha + \cos \alpha) \quad \text{[BAEL91r99 /art-A.5.1, 311]}$$

flexion simple  $k = 1$  et  $\text{[BAEL91r99 /art-A.5.1, 311]}$

Les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne :  $\alpha = 90^\circ$

$$\sin \alpha + \cos \alpha = 1$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 \times f_{c28} = 2,1 \text{ Mpa. [BAEL91r99 /art-A.5.1, 311]}$$

**Donc :**

$$s_{t1} \leq \frac{A_t \times 0,8 f_e}{b \cdot (\tau_u - 0,3 f_{t28})} = \frac{1,01 \times 0,8 \times 235}{40 \cdot (0,6 - 0,3 \times 2,1)} = 158,233 \text{ cm} \quad \text{valeur rejeté}$$

$$s_{t2} \leq \min ( 0,9d ; 40 \text{ cm} ) \text{ [BAEL91r99 /art-A.5.1, 22]}$$

$$s_{t2} \leq \min ( 0,9 \times 45 ; 40 \text{ cm} ) \quad \Rightarrow \quad s_{t2} \leq 40 \text{ cm}$$

$$\frac{A_t \times F_e}{b_0 \times s_{t3} \times \sin \alpha} \geq 0,4 \text{ Mpa} \quad \Rightarrow \quad s_{t3} \leq \frac{A_t \times F_e}{b_0 \times 0,4 \times \sin \alpha} = \frac{1,01 \times 235}{40 \times 0,4 \times \sin 90^\circ}$$

$$s_{t3} \leq 14,83 \text{ cm}$$

Selon le RPA99 (version 2003) :

**Zone nodale :**

$$s_{t4} \leq \min \left( \frac{h}{4} ; 12\phi ; 30 \right) = \min \left( \frac{50}{4} ; 12 \times 2,01 ; 30 \right) = 12,5 \text{ cm}$$

$$s_{t4} = 12,5 \text{ cm}$$

**Zone courante :**

$$s_{t4} \leq h/2 = 50/2 = 25 \text{ cm}$$

**Donc :**

$$S_t = 25 \text{ cm en zone courante}$$

$$S_t = 12,5 \text{ cm en zone nodale}$$

**Vérification des armatures transversales :**

$$A_{tmin} = 0,003 \times S_t \times h$$

**Zone nodale :**

$$A_{tmin} = 0,003 \times 12,5 \times 40 = 1,5 \text{ cm}^2$$

**Zone courante :**

$$A_{tmin} = 0,003 \times 25 \times 40 = 3 \text{ cm}^2$$

**Longueur de recouvrement :**

$$L_r = 40\phi_{max}$$

**Tableau VI.2 : récapitulatif de ferrailages des poutres principales et secondaires.**

TYPE DES POUTRES		Amin [cm <sup>2</sup> ]		Acal [cm <sup>2</sup> ]	Choix A [cm <sup>2</sup> ]	Acor [cm <sup>2</sup> ]
Poutre principale (40×50)	Travées	B.A.E.L	R.P.A	3,81	3HA14 + 3HA12	8,01
	Appuis	2,17	12,5	11,16cm	5HA14 + 3HA16	13,73
Poutre secondaire (30×40)	Travées	1,30	6,00	9,64	3HA16 + 3HA14	10,65



En travée

En appuis

Fig.VI.1 : Ferrailage des poutres

**VI.3.2. Etude des poteaux :**

Les poteaux seront sollicités à la compression simple ou à la flexion composée selon l'excentricité de l'effort normal par rapport au centre de gravité de la section. Chaque poteau est soumis à un effort normal ( $N$ ) et à deux moments fléchissants ( $M_y$ - $y$ ,  $M_z$ - $z$ ).

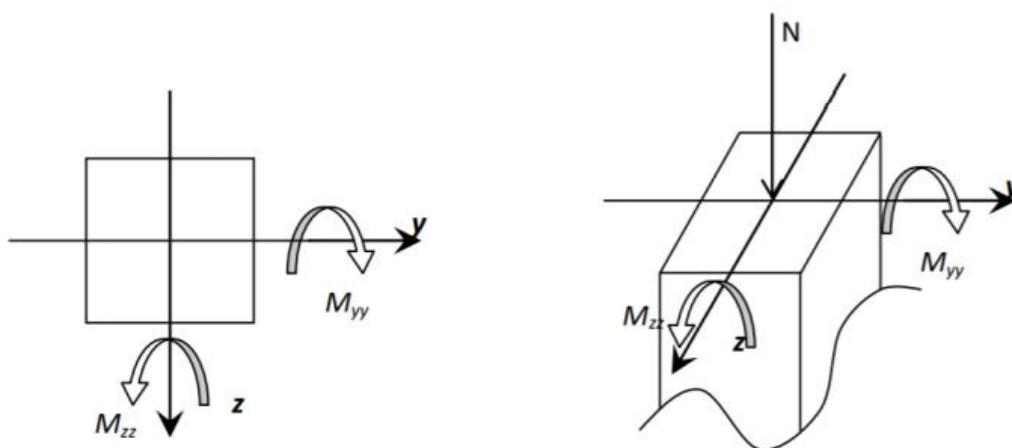


Fig.VI.2 : Sollicitation sur les poteaux

**Combinaison de charges :**

En fonction du type de sollicitation, on distingue les différentes combinaisons suivantes :

Selon les règles BAEL 91 : (situation durable et transitoire)

ELU..... $1.35G+1.5Q E$

LS..... $G+Q$

Selon le RPA99/version 2003 : (situation accidentelle)

$G+Q\pm E$

$0.8G\pm E$

**Principe de calcul :**

1)  $N_{max}$  ,  $M_{zz}$  corr. ,  $M_{yy}$  corr.

2)  $M_{zz}$  max,  $N_{corr}$ .

3)  $M_{yy}$  max ,  $N_{corr}$ .

4)  $N_{min}$ ,  $M_{zz}$  corr ,  $M_{yy}$  corr.

**Les armatures longitudinales :**

**Conditions de RPA99 (version 2003) :**

Pour les armatures longitudinales on doit respecter les conditions suivantes :

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérences (HA), droites et sans crochets
- Leur pourcentage minimal sera de  $0,8 \% \times B$  en zone IIa ;

Leur pourcentage maximale sera de  $4\% \times B$  en zone courante ;  $6\% \times B$  en zone de recouvrement.

- Le diamètre minimum est de 12 mm ;
- La longueur minimale de recouvrement est de  $40\Phi l$  max en zone IIa ;
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25 cm en zone IIa ;
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites à l'extérieur de la zone nodale (zone critique) ;

• Les longueurs ( $l'$ ) à prendre en compte pour chaque barre des armatures longitudinales dans la zone nodale sont :

$$l' = 2h$$

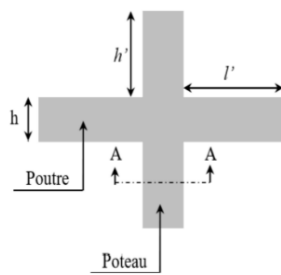
$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}; b; h; 60\text{cm}\right)$$

Avec :

$h$ : Hauteur de la poutre;

$b$  et  $a$  : Section d'un poteau;

$h_e$ : Hauteur libre entre deux étages.



**Fig.VI.3 :** Schéma de la zone nodale du poteau.

### Les armatures longitudinales :

Conditions de RPA99 (version 2003) :

Les armatures transversales des poteaux  $A_t$  sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{s_t} \geq \frac{\rho_a \times T_u}{a \times f_e}$$

Avec :

$T_u$  : Effort tranchant en (N) ;

$a$ : Hauteur totale de la section brute en (cm) ;

$f_e$ : Limite élastique des armatures transversales en (Mpa) ;

$\rho_e$ : Coefficient qui dépend de l'élançement géométrique.

$$\begin{cases} \lambda_g \geq 5 \rightarrow \rho_a = 2,5 \\ \lambda_g < 5 \rightarrow \rho_a = 3,75 \end{cases} \quad \text{Avec :} \quad \lambda_g = \left( \frac{L_f}{a} \text{ ou } \frac{L_f}{b} \right)$$

$s_t$ : Espacement entre les armatures transversales en (cm). L'espacement des armatures transversales est déterminé comme suit :

Dans la zone nodale  $\rightarrow s_t \leq \min(10\Phi 1 ; 15 \text{ cm})$  ... Zone IIa.

En dehors de la zone nodale (zone courante)  $\rightarrow s_t \leq 15\Phi 1$  ... Zone IIa.

La section minimale des armatures transversales est calculée à l'aide de la formule :

$\frac{A_t}{s_t \times b}$  en % est donné comme suit :

$$\text{Si : } \begin{cases} \lambda_g \geq 5 & \rightarrow 0,4 \% \\ \lambda_g \leq 3 & \rightarrow 0,8 \% \\ 3 < \lambda_g < 5 & \rightarrow \text{Interpolation des valeurs limites précédentes.} \end{cases}$$

### **Recommandation du BAEL91 :**

#### ***Les armatures longitudinales :***

La section  $A_l$  des armatures longitudinales doivent respecter les conditions suivantes :

$$A_L \geq 4 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$0,1\% B \leq A_L \leq 4\% B$$

$\rightarrow$  Pour section entièrement comprimée.

#### **Avec :**

$B$  : La section totale du poteau en ( $\text{cm}^2$ ).

$$A_{\min} = \frac{f_{t28}}{f_e} \times B \quad \text{pour une section entièrement tendue}$$

Pour les sections rectangulaires, la distance maximale  $c$  de deux barres voisines doit Respecter la condition suivante :

$$c \leq \min(b + 10 \text{ cm} ; 40 \text{ cm})$$

$b$  : étant la petite côté du rectangle en (cm).

#### **Armatures minimales :**

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{\min} = \max \left[ \frac{0,2 \times b \times h}{100}; \frac{8(b+h)}{100} \right] \rightarrow \text{pour la compression simple;} \\ A_{\min} = 0,23 \times b \times \frac{f_{tj}}{f_e} \rightarrow \text{pour la flexion simple.} \end{array} \right.$$

### ***Les armatures transversales : [Article A.8.1.3 / BAEL91]***

- *Le diamètre des armatures transversales doit être :*

$$\Phi_t \leq \frac{1}{3} \Phi_{lmax}$$

- *L'espacement des armatures transversales est de :*

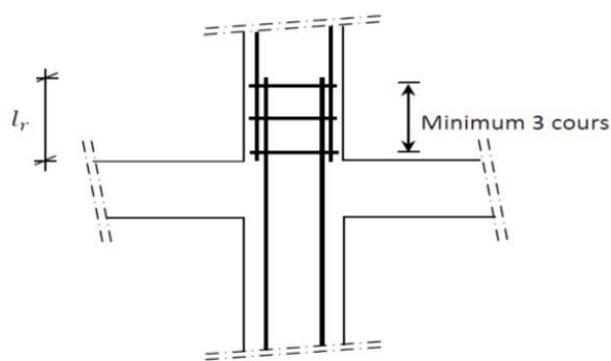
$$\delta_t = \min (\Phi_{lmin}; 40cm; b + 10cm)$$

*Avec :*

*b : La plus petite dimension de la section transversale du poteau en (cm) ;*

*$\Phi_{lmin}$ : Le plus petit diamètre des armatures longitudinales nécessaire à la résistance en (cm).*

*On doit prévoir trois cours d'armatures transversales, Dans la zone de recouvrement des armatures longitudinales.*



**Fig.VI.4** *les armatures transversales dans la zone de recouvrement*

### **Les sollicitations des poteaux :**

**Tableau VI.3 :** *Les sollicitations de calcul*

Combinaisons		Les efforts	Poteau (60*60)	Poteau (55*55)	Poteau (50*50)	Poteau (45*45)	Poteau (40*40)
<b>1.35G+1.5Q</b>	<b>Cas 1</b>	$N_{max}$ [KN]	1895.70	1384.72	975.79	587.76	342.21
		$M_{Zcor}$ [KN.m]	23.02	3.60	0.85	1.91	0.77
		$M_{Ycor}$ [KN.m]	21.47	34.21	31.56	29.83	19.73
<b>G+Q±E</b> <b>0.8G±E</b>	<b>Cas 2</b>	$M_{Zmax}$ [KN.m]	61.71	37.96	40.14	49.55	38.21
		$N_{cor}$ [KN]	551.97	282.12	368.74	128.33	107.19
	<b>Cas 3</b>	$M_{Ymax}$ [KN.m]	79.92	101.24	93.84	68.14	49.18
		$N_{cor}$ [KN]	1225.35	705.82	340.21	195.67	108.55
	<b>Cas 4</b>	$N_{max}$ [KN]	1629.24	1110.80	730.08	442.07	218.78
		$M_{Zcor}$ [KN.m]	34.91	11.21	24.59	23.51	16.45
		$M_{Ycor}$ [KN.m]	31.33	15.27	51.48	46.64	55.38
	<b>Cas 5</b>	$N_{min}$ [KN]	0.01	3.43	0.76	0.03	0.56
		$M_{Zcor}$ [KN.m]	19.99	29.71	23.40	17.04	11.76
		$M_{Ycor}$ [KN.m]	39.50	101.29	67.16	50.77	39.18

**1<sup>er</sup> Cas :****➤ Les armatures longitudinales :**

$$B = 60 \text{ cm} ; \quad a = 60 \text{ cm} \quad d = 50 \text{ cm}$$

**Les sollicitations prises en compte :**

$$N = 1895.70 \text{ KN}$$

$$M = 23.02 \text{ KN.m}$$

**Position du point d'application de l'effort normal (N) :**

$$e_0 = \frac{2302}{1890.75} = 1.22 \text{ cm} < \frac{h}{12} = \frac{60}{12} = 5 \text{ cm}$$

$$e_0 = 1.22 \text{ cm} < \frac{h}{12} = 5 \text{ cm}$$

→ le point d'application de l'effort normal de compression se trouve à l'intérieur de la section

➤ **Etat limite ultime de résistance (E.L.U.R) :**

$$A'_1 = \frac{N - 100 \times B \times \sigma_{bc}}{100 \sigma_s} = \frac{2302 - 100 \times (60 \times 60) \times 14.2}{100 \times 348} = -146.83$$

$$\Rightarrow A'_1 = 0$$

➤ **Etat limite de stabilité de forme (E.L.S.F) :**

▪ **Calcul de l'élanement :**

$$\lambda \leq \max \left[ 50 ; 67 \frac{e_0}{h} \right]$$

Avec :

$$67 \times \frac{e_0}{h} = 67 \times \frac{1.22}{60} = 0.02 \text{ cm} < 60$$

$$\lambda = 3.46 \times \frac{L_f}{h}$$

**Longueur de flambement  $L_f$ :**

$$L_f = 0.7l \Rightarrow 0.7 \times 3.06 = 2.142 \text{ m (Bâtiment à étages multiples)}$$

$$\lambda = 3.46 \times \frac{2.142}{0.60} = 12.35$$

$$\lambda = 12.35 \leq \max[50; 5.58] = 50$$

⇒ compression excentré

La section sera calculée en flexion composée sous les sollicitations majorées suivantes :

$$N'_1 = N \times \alpha e_0 + e_a)$$

$$M' = N'_1 \times ($$

1) **Excentricité de premier ordre : [BAEL 91 r99/art A.4.3,5] :**

$$e_1 = \frac{M}{N} + e_a$$

2) **Excentricité additionnelle : [BAEL 91 r99/art A.4.3, 5] :**

$$e_a = \max [2cm ; \frac{l_0}{250} ] = \max [2cm ; \frac{306}{250} ]$$

$$e_a = \max [2cm ; 1.22] = 2cm$$

$$\frac{e_0}{h} = \frac{1,22}{60} = 0,02 \text{ cm} < 0,75$$

$$\Rightarrow \alpha_1 = 1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2 = 1 + 0,2 \left(\frac{13,48}{35}\right)^2$$

$$N'_1 = 1895.70 \times 1.03 = 1952.57KN$$

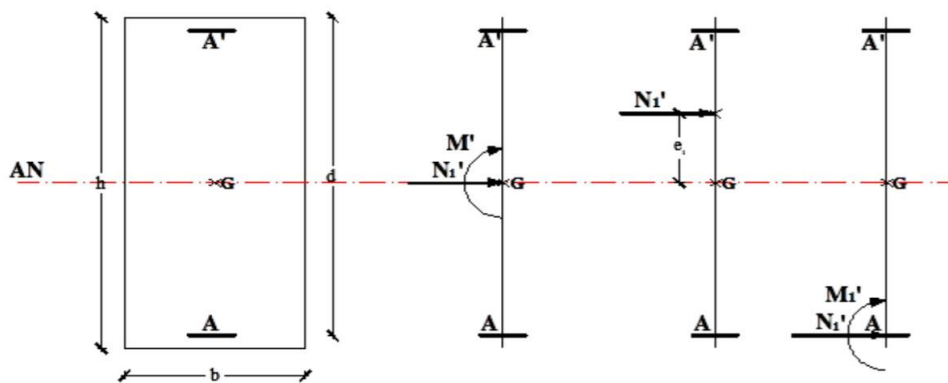
$$M' = 1952.57 \times (0.69 + 2) = 52.52KN.m$$

**Position du point d'application de l'effort normal ( $N'_1$ ) :**

$$e_1 = \frac{M'}{N'_1} = \frac{52.52}{1952.57} = 0,027m = 2,7cm$$

$$e_1 = 2,7 \text{ cm} < \frac{h}{2} = \frac{60}{2} = 30cm$$

⇒ L'effort normal de compression  $N'1$  se trouve à l'intérieure de la section.



Position de  $N'_1$ ,  $M'_1$  et  $M_1$  sur la section transversale.

✓ **Vérification si la section est entièrement comprimée :**

$$(0,337.h - 0,81.c_1) \times \sigma_b \times b \times h \leq N'_1 \times (d - c_1) - M'_1$$

(I)

(II)

✓ **Moment par rapport aux armatures les moins comprimées :**

$$M'_1 = M' + N'_1(d - \frac{h}{2}) = 52,52 + 1952,57 (0,54 - \frac{0,60}{2}) = 521,14 \text{KN.m}$$

$$(1) = (0,337 \times 60 - 0,81 \times 5) \times 14,2 \times 60 \times 60 \times 10^{-3} = 826,61 \text{KN.m}$$

$$(2) = 1952,57 \times (0,54 - 0,05) - 521,14 = 435,62 \text{KN.m}$$

$$(3) = 521,14 \text{KN.m} \geq (2) = 435,62 \text{KN.m}$$

⇒ La section est partiellement comprimée

**Calcul des armatures en flexion simple :**• **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\mu = \frac{M'_1}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{521140}{14,2 \times 60 \times 54^2} = 0,209$$

$$\mu = 0,209 < \mu_1 = 0,392 \quad (\text{Acier FeE400})$$

Á n'existe pas et  $1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l$ 

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

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,296$$

$$\beta = 1 - 0,40\alpha \Rightarrow \beta = 0,882$$

• **Détermination des armatures :**

$$A_1 = \frac{M'_1}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{521140}{348 \times 0,882 \times 54} = 31,44 \text{cm}^2$$

On revient à la flexion composée :

$$A_{FC} = A_1 - \frac{N}{100 \times \sigma_s}$$

$$= 31,44 - \frac{1895700}{100 \times 348} = -23,03 < 0$$

$$\Rightarrow A_{FC} = 0$$

**Combinaison accidentelle : (G + Q ± E ; 0,8 G****± E) 2<sup>ème</sup> Cas :**

$$\begin{cases} \gamma_b = 1,15 \\ \gamma_s = 1 \end{cases}$$

➤ **Les sollicitations prises en compte :**

$$N = 551,97 \text{ KN}$$

$$M = 61,71 \text{ KN.m}$$

➤ **Position du point d'application de l'effort normal (N) :**

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{61,71}{551,97} = 0,112\text{m} = 11,2\text{cm} > \frac{h}{12} = 5\text{cm}$$

$$e_0 = 11,2\text{cm} > \frac{h}{12} = 5\text{cm}$$

⇒ L'effort normal de compression se trouve à l'extérieur de la section.

⇒ La section est partiellement comprimée, donc le calcul se ramène au calcul en flexion simple avec un moment fictif  $M_f = N \times e'$

$$e' = e_1 + \left(d - \frac{h}{2}\right) = 11,2 + \left(54 - \frac{60}{2}\right) = 35,2\text{cm}$$

$$M_f = 1225,35 \times 35,2 \times 10^{-2} = 431,32\text{KN.m}$$

➤ **Calcul des armatures en flexion simple :**

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

$$\mu = \frac{M_f}{\sigma_b \times b \times d^2}$$

$$= \frac{431320}{14,2 \times 60 \times 54^2} = 0,173$$

$$\mu = 0,173 < \mu_l = 0,392 \text{ (Acier FeE400)}$$

$$\text{Á n'existe pas et } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348\text{Mpa}$$

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu}\right) = 0,239$$

$$\beta = 1 - 0,40\alpha \Rightarrow \beta = 0,904$$

**Détermination des armatures**

$$A_1 = \frac{M_f}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{431320}{348 \times 0,904 \times 54} = 25,38\text{cm}^2$$

On revient à la flexion composée :

$$A_{FC} = A_1 - \frac{N}{100 \times \sigma_s} = 25,38 - \frac{1225350}{100 \times 348} = -9,83 < 0$$

$$\Rightarrow A_{FC} = 0$$

### 3<sup>ème</sup> Cas :

$$y_b = 1,15$$

$$y_s = 1$$

**Les sollicitations prises en compte :**

$$N = 1225,35 \text{ KN}$$

$$M = 79,92 \text{ KN.m}$$

**Position du point d'application de l'effort normal (N) :**

$$e_0 = M/N = 79,92 / 1225,35 = 6,5 \text{ cm} > h/12 = 60/12 = 5 \text{ cm}$$

$$e_0 = 6,5 \text{ cm} > h/12 = 5 \text{ cm}$$

$\Rightarrow$  L'effort normal de compression se trouve à l'extérieur de la section

$\Rightarrow$  la section est partiellement comprimée, donc le calcul se ramène au calcul en flexion simple avec un moment fictif

$$M_f = N \times e'$$

$$e' = e_0 + (d - h/2) = 6,5 + (54 - \frac{60}{2}) = 30,5 \text{ cm}$$

$$M_f = 1225,35 \times 30,5 \times 10^{-2} = 373,73 \text{ KN.m}$$

### Calcul des armatures en flexion simple :

Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_f}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{373730}{14,2 \times 60 \times 54^2} = 0,15$$

$$\mu = 0,15 < \mu_l = 0,392 \text{ (Acier FeE400)}$$

$$\text{A n'existe pas et } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l \rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} 348 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,24$$

$$\beta = 1 - 0,40\alpha \Rightarrow \beta = 0,904$$

### Détermination des armatures

$$A_1 = \frac{M_f}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{373730}{348 \times 0,904 \times 54} = 22,5 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée :

$$A_{FC} = A_1 - \frac{N}{100 \times \sigma_s} = 25,38 - \frac{1225350}{100 \times 348} = -9,83 < 0$$

$$\Rightarrow A_{FC} = 0$$

### Armatures minimales :

**Condition imposée par le RPA99/V2003 :**

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{min} = 0,8\% (b.h) = 0,008 \times 60 \times 60 = 28,8 \text{ cm}^2 \\ A_{max} = 4\% (b.h) = 0,004 \times 60 \times 60 = 14,4 \text{ cm}^2 \text{ en zone courante} \\ A_{max} = 6\% (b.h) = 0,006 \times 60 \times 60 = 21,6 \text{ cm}^2 \text{ en zone de recouvrement.} \end{array} \right.$$

### Condition imposée par le B.A.E.L 99 :

$$A_{min} = \max \left[ \frac{0,2 \times b \times h}{100} ; \frac{8(b+h)}{100} \right]$$

$$A_{min} = \max [6,05 \text{ cm}^2 ; 8,8 \text{ cm}^2 ] = 8,8 \text{ cm}^2$$

### Conclusion :

$$A_{RPA} = 28,8 \text{ cm}^2$$

$$A_{CBA} = 8,8 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_{cat} ; A_{RPA} ; A_{CBA}) = 28,8 \text{ cm}^2 \text{ Choix}$$

### des armatures:

$$\longrightarrow 6T25 \quad A = 29,45 \text{ cm}^2$$

### ➤ Vérification à l'état limite de service :

$$N_{max} = 1509.89$$

$$M_{corr} = 6.37$$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{6.37}{1509.89} = 0,0042 \text{ m} = 4,2 \text{ cm} < \frac{h}{12} = 5 \text{ cm}$$

Compression centrée Donc le calcul à l'E.L.S n'est pas nécessaire.

### b) Vérification de l'effort tranchant :

D'après le fichier de résultats ROBOT 2016 :

$$T_{max} = 76.75 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{max}^u}{b \times d} = \frac{76750}{60 \times 54 \times 100} = 0,23 \text{ MPa}$$

### **Fissuration peut nuisible :**

$$\rightarrow \bar{\tau}_u = \min \left( 0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right) = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,23 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifié}$$

⇒ Les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne.

**Tableau: vérification des contraintes de cisaillement  
(Selon BAEL.91)**

### **Diamètre des armatures transversales :**

Suivant les règles BAEL91/A.8.1.3 :

$$\emptyset \geq \frac{\emptyset_{lmax}}{3} = \frac{20}{3} = 6,67$$

Donc on prendra  $\emptyset = 8 \text{ mm}$  avec une nuance d'acier

FeE235

### **Espacement des armatures transversales :**

Suivant les règles BAEL 91 :

$$t \leq \min (15\emptyset_{lmin} ; 40 ; b+10 \text{ cm})$$

$$t \leq \min (15 \times 1,2 ; 40 ; 70) = 18 \text{ cm}$$

$$t = 15 \text{ cm}$$

D'après les règles RPA 99/V2003 : (zone I)

- **Zone nodale :**  $t \leq \min (10\emptyset_{lmin} ; 15 \text{ cm})$

$$= \min (10 \times 1,2 ; 15) = 12 \text{ cm}$$

$$\rightarrow t = 10 \text{ cm}$$

- **Zone courant :**  $t \leq 15\emptyset_{lmin}$

$$= 15 \times 1,2 = 18 \text{ cm}$$

$$t = 15 \text{ cm}$$

### **Armatures transversales minimales :**

$$\frac{A_t}{\delta_t} \geq \frac{\rho_a \times T_u}{h \times f_e} \quad \Rightarrow \quad A_t \geq \frac{\delta_t \times \rho_a \times T_u}{h \times f_e}$$

$\delta_t$ : est en fonction de  $\lambda g$

$\lambda g$ : l'élanement géométrique du poteau

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{214,2}{60} = 3,57 < 5$$

$\rho_a = 3,75$  si l'élanement géométrique  $\lambda g < 5$

.  $\lambda g = 4,11$  si  $3 \leq \lambda g \leq 5$

→ interpolation des valeurs limites précédentes

$$\Rightarrow A_{min} = 0,3\% \times b \times \delta t$$

$$= 0,003 \times 55 \times 10 = 1,65 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_{min} = 0,8\% \times b \times \delta t$$

$$= 0,008 \times 55 \times 10 = 4,4 \text{ cm}^2$$

$$A_t \geq \frac{10 \times 3,75 \times 76750}{60 \times 400 \times 100} = 1,2 \text{ cm}^2$$

$$\rightarrow \text{On prend : } A_t = 4 \times 10 = 3,14 \text{ cm}^2$$

### Détermination de la zone nodale :

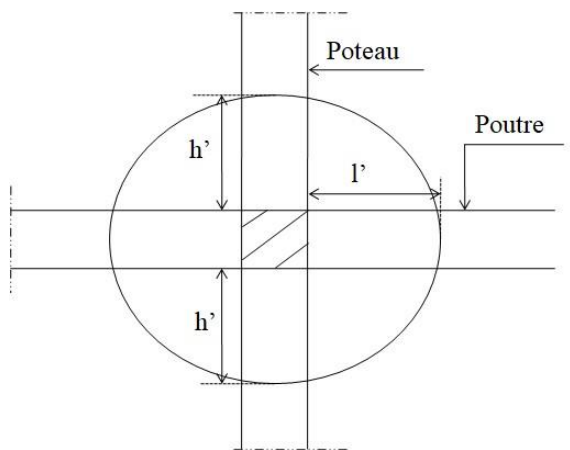


Fig VI.5 : Zone nodale du poteau.

La zone nodale est constituée par les nœuds poteaux-poutres ;

$$L' = 2h = 2 \times 60 = 120 \text{ cm}$$

$$h' = \max \left( \frac{h_e}{6} ; b ; h ; 60 \right) = \max \left( \frac{306}{6} ; 60 ; 60 ; 60 \right) = 60 \text{ cm}$$

➤ **Longueur de recouvrement:**

$$L_r = 40 \Phi L_{max}$$

$$\Phi L_{max} = 2 \text{ cm} \Rightarrow L_r = 40 \times 2 = 80 \text{ cm} \Rightarrow L_r = 80 \text{ cm}$$

$$\Phi L_{max} = 1,6 \text{ cm} \Rightarrow L_r = 40 \times 1,6 = 64 \text{ cm} \Rightarrow L_r = 65 \text{ cm}$$

$$\Phi L_{max} = 1,4 \text{ cm} \Rightarrow L_r = 40 \times 1,4 = 56 \text{ cm} \Rightarrow L_r = 60 \text{ cm}$$

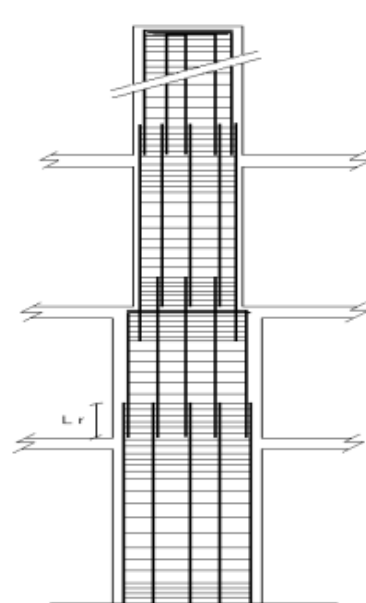
$$\Phi L_{max} = 1,2 \text{ cm} \Rightarrow L_r = 40 \times 1,2 = 48 \text{ cm} \Rightarrow L_r = 50 \text{ cm}$$

**Remarque :** Le calcul des armatures des autres types de poteaux s'effectuera de la même manière que le poteau précédant

« Poteau (60×60) cm<sup>2</sup> » ; et ce ferrailage sera résumé dans le tableau suivant :

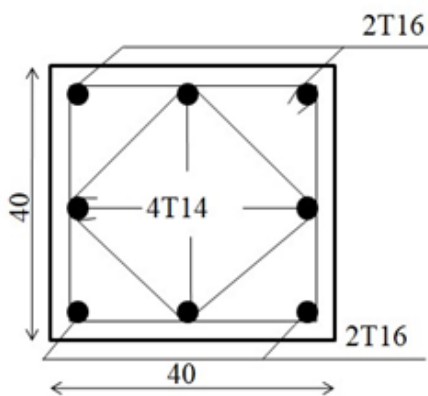
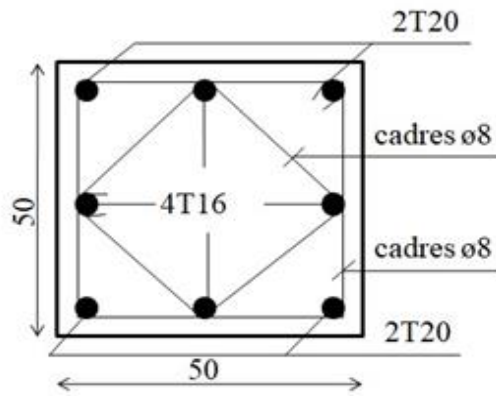
Tableau VI.4: Tableau récapitulatif des ferrillages des poteaux

Type	Poteau	Armature longitudinale					Armature transversale		
		$A_{cal}$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_{minRPA}$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_{max}$ [cm <sup>2</sup> ]	Choix d'armatures	$L_r$ [cm]	$A_t$	Espacement courant [cm]	Espacement nodale [cm]
1	60×60	21,8	28,8	28,8		80	Φ8	15	10
2	55×55	21,8	24,2	24,2	8T20	80	Φ8	15	10
3	50×50	19	20	20	4T20+4T16	80	Φ8	15	10
4	45×45	15,4	16,2	16,2	4T20+4T14	80	Φ8	15	10
5	40×40	2,6	12,8	12,8	4T14+4T16	80	Φ8	15	10



FigVI.6: Coupe en élévation et détail de ferrailage des poteaux

**Schéma de ferrailage :**



# *Chapitre VII*

Chapitre VII : Les voilesVII.1 Les voiles :

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales et horizontales. Donc le ferrailage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes (G) et aux surcharges d'exploitation (Q), ainsi sous l'action des sollicitations dues aux séismes.

VII.2 Voile périphérique :

Selon le R.P.A 99 articles 10.1.2, Les ossatures au-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 :

- épaisseur  $\geq 15\text{cm}$
- Les armatures sont constituées de deux nappes dans les deux sens (horizontal et vertical)
- Le pourcentage minimum des armatures est de 0.10 %
- Les ouvertures dans ce voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.

VII.3 Détermination des sollicitations :

calcul de l'effort N :

$$P_{pr} = \gamma_b \times Vb$$

$$\gamma_b = 25 \text{ KN/m}^3.$$

$$Vb = h \times e \times 1 \text{ ml} = 3,06 \times 0,20 \times 1 = 0,612 \text{ m}^3$$

$$P_{pr} = 25 \times 0,612 = 15,30 \text{ KN}$$

Etat limite ultime (E.L.U) :

$$N = 1,35 \times 15,30 = 20,65 \text{ KN}$$

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

$$N = P_{pr} = 15,30 \text{ KN}$$

**Calcul de la poussée de terre :**

$$\sigma = K_a \times \gamma \times h$$

Avec :

$\varphi$  : Angle de frottement interne du sol en (Deg) ;

$\delta$  : Angle de frottement mur-sol en (Deg) ;

$\gamma$  : Poids volumique du sol en (KN/m<sup>3</sup>) ;

$K$  : Coefficient dû aux surcharges obtenues à partir de la table de Caquot et Kristel ;

$\sigma$  : La contrainte de la poussée des terres en (KN/m<sup>2</sup>) ;

$q$  : une charge uniformément répartie en (KN/m<sup>2</sup>).

**Avec :**

$$\delta = \frac{2}{3} \varphi$$

$$\varphi = 35^\circ$$

$$\gamma = 17 \text{KN/m}^3 \quad ; \quad K_a = 0,247$$

**Calcul des contraintes :**

Pour  $h = 0$  :

$$\sigma_0 = 0 \text{KN/m}^2$$

Pour  $h = 3,06$

$$\sigma_{3,06} = 0,247 \times 17 \times 3,06 = 12,85 \text{KN/m}^2$$

$$q = \frac{\sigma_0 + \sigma_{3,06}}{2} = \frac{0 + \sigma_{3,06}}{2} = 6,42 \text{KN/m}^2$$

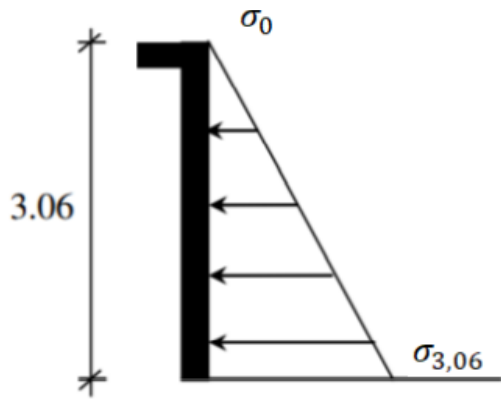
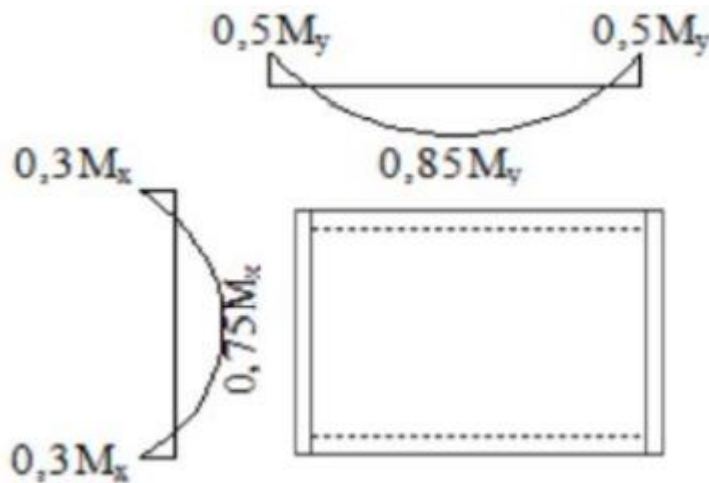


Fig VII.1:Schéma des contraintes de voile périphérique

On va considérer le voile comme une dalle qui s'appuie sur 4 coté avec une charge uniformément répartie  $q = 6,42 \text{ KN/m}^2$



FigVII.2 : Schéma du panneau de la dalle appuie sur 4 coté.

**Combinaison fondamentales :**

TableauVII.1 : Combinaisons fondamentales.

	$q[\text{KN/m}^2]$ barre		$q[\text{KN/m}^2]$	
	<b>ELU</b>	<b>ELS</b>	<b>ELU</b>	<b>ELS</b>
Formule	$1,35 \times q$	$Q$	$q_u \text{ barre} \times l$	$q_s \text{ barre} \times l$
Résultat [cm]	8,67	6,42	8,67	6,42

**VII.4 Calcul des sollicitations :****Etat limite ultime (ELU) :**

$$M_x^u = \mu_x^u \times q_u \times l_x^2 \quad \text{suivant la direction } L_x$$

$$M_y^u = \mu_y^u \times M_x^u \quad \text{suivant la direction } L_y$$

**Etat limite de service (ELS) :**

$$M_x^{ser} = \mu_x^{ser} \times M_x^{ser} \quad \text{suivant la direction } L_x$$

$$M_y^{ser} = \mu_y^{ser} \times M_x^{ser} \quad \text{suivant la direction } L_y$$

Avec :

$\mu_x$  et  $\mu_y$ : Des coefficients de réduction donnés en fonction du rapport  $l_x$  et  $l_y$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{306}{520} = 0,588$$

$0,4 < \rho < 1 \Rightarrow$  la dalle porte suivant deux sens.

Tableau VII.2 : Récapitulatif des sollicitations.

Longue ure $L[m]$		ELU					ELS				
		$q_{barre}[KN/m^2]$	$\mu_u$	$M_0[KN.m]$	$M_a[KN.m]$	$M_t[KN.m]$	$q_{barre}[KN/m^2]$	$\mu_{ser}$	$M_0[KN.m]$	$M_a[KN.m]$	$M_t[KN.m]$
$L_x$	3,0 6	8,67	0,07 86	6,38	-1,91	4,7	6,42	0,08 42	5,06	- 1,52	3,80
$L_y$	52 0		0,37 79	2,41	-1,21	2,05		0,54 77	2,77	- 1,39	2,35

**Calcul des hauteurs utiles :**

On a :

$$h_0 = 20 \text{ cm et } a = 2 \text{ cm (Fissuration préjudiciable)}$$

Diamètre des armatures

$$\phi_{max} \leq \frac{h_d}{10}$$

Avec :  $h_0 = 20 \text{ cm}$

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

⇒ On prendra :  $\emptyset_{max} = 10 \text{ mm}$

Tableau VII.2 : Récapitulatif des hauteurs utiles de la dalle pleine.

	Enrobage		Hauteur utile	
	Sens x-x	Sens y-y	Sens x-x	Sens y-y
Formule	$c_x = a + \frac{\emptyset}{2}$	$c_x = a + \emptyset + \frac{\emptyset}{2}$	$d_x = h_d - c_x$	$d_y = h_y - c_y$
Résultat [cm]	2,5	3,5	17,5	16,5

Remarque : Le ferrailage en appui et en travée est le même, donc on va prendre le moment maximal (moment en travée).

### VII.5 Calcul du ferrailage de la dalle pleine :

Sens x-x :

Etat limite ultime (ELU) :

$$M^u_{tx} = 4,79 \text{ KN.m}$$

Vérification de l'existence des armatures comprimées

$$\mu = \frac{M^u_{tx}}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{4790}{14,2 \times 100 \times 17,5^2} = 0,011$$

$$\mu = 0,011 < \mu_l = 0,392 \text{ ( Acier FeE400)}$$

$$\text{Á n'existe pas et } 1000\epsilon_s > 1000\epsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

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

$$\beta = 1 - 0,40\alpha \Rightarrow \beta = 0,994$$

**VII.6 Détermination des armatures :**

$$A_{tx} = \frac{M^u_{tx}}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{4790}{348 \times 0,994 \times 16,2} = 0,79$$

**Calcul des armatures minimales (Condition non fragilité) :**

$$A_{min} = 0,0008 \times b \times h \quad A_{min} = 0,0008 \times 100 \times 20 = 1,60 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \text{Max}(A_{cal} ; A_{min}) = \text{Max}(1,33 ; 1,60) \Rightarrow A_t = 1,60 \text{ cm}^2$$

**VII.7. Espacement maximal des armatures :**

$$L'écarterment des armatures : \delta \leq \min(3h_0 ; 33\text{cm}) = \min(3 \times 20 ; 33\text{cm}) = 33\text{cm}.$$

**Choix des armatures :**

$$5T10/ml \rightarrow A = 3,93 \text{ cm}^2/ml$$

Tableau VII.3 : Ferrailage du voile périphérique à l'ELU

Sens	M [KN.m]	A <sub>cal</sub> [cm <sup>2</sup> /ml]	A <sub>min</sub> [cm <sup>2</sup> /ml]	A <sub>max</sub> [cm <sup>2</sup> /ml]	Choix des armatures
x-x	4,79	0,79	1,60	1,60	5T10/ml A = 3,93 cm <sup>2</sup> /ml
y-y	2,05	0,36	1,60	1,60	5T10/ml A = 3,93 cm <sup>2</sup> /ml

**Etat limite de service (ELS) :**

$$\sigma_s = \min\left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta} \times f_{t28}\right)$$

$$\sigma_s = \min\left(\frac{2}{3} \times 400 ; 110 \sqrt{1,6 \times 2,1}\right)$$

$$\sigma_s = 201,16 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 0,6 f_{c28} \Rightarrow \sigma_b = 15 \text{ MPa}$$

$$M^{ser}_x = 3,80 \text{ KN.m}$$

$$D = \frac{15 \times A}{B} = \frac{15 \times 3,93}{100} = 0,59$$

$$E = 2 \times D \times d = 2 \times 0,59 \times 17,5 = 20,65$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -0,59 + \sqrt{0,59^2 + 20,65} = 3,99$$

$$I = \frac{B \cdot y_1^3}{3} + 15 \cdot A \cdot (d - y_1)^2 = \frac{450 \cdot (3,99)^3}{3} + 15 \times 3,93 \times (17,5 - 3,99)^2$$

$$I = 20287,74 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M}{I} = \frac{3,80 \times 10^3}{20287,74} = 0,198$$

$$\sigma_b = K \times y_1 = 0,198 \times 3,99 = 0,79 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times K \times (d - y_1) = 15 \times 0,198 \times (17,5 - 3,99) = 40,12 \text{ MPa}$$

### **Conclusion :**

$$\sigma_b = 0,79 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 12 \text{ MPa}$$

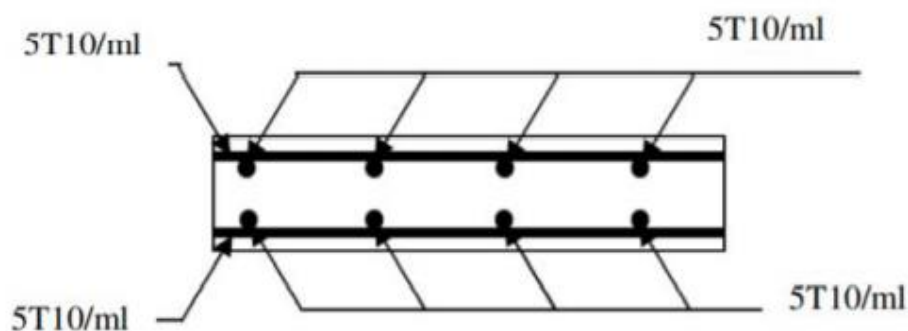
$$\sigma_s = 40,12 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 187 \text{ MPa}$$

=> Les armatures calculées à E.L.U seront maintenues.

Tableau VII.4 : Ferrailage du voile périphérique à l'ELS.

Sens	x-x	y-y
$\bar{\sigma}_b$	12	12
$\sigma_b$	0,79	0,50
$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$	Condition vérifié	Condition vérifié
$\bar{\sigma}_s$	187	187
$\sigma_s$	40,12	24,65
$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$	Condition vérifié	Condition vérifié
Conclusion	Les armatures calculées à E.L.U seront maintenues.	

### **VII.7. Schéma de ferrailage :**



**VII.8. Voiles de contreventement :****Ferraillage des voiles de contreventement :**

Le ferraillage des voiles s'effectuera selon le règlement BAEL 91 et les vérifications selon le règlement parasismique Algérien RPA 99 V 2003. Sous l'action des forces horizontales du séisme et sous les forces dues aux charges verticales, le voile est sollicité à la flexion composée avec effort tranchant. Les sollicitations engendrées dans le voile sont :

- Moment fléchissant et effort tranchant provoqués par l'action du séisme.
- Effort normal dû à la combinaison des charges permanentes, d'exploitations et la charge sismique.

Le ferraillage des voiles comprendra essentiellement :

- Des aciers verticaux
- Des aciers horizontaux.

**VII.9. Ferraillage des voiles :****Exemple de calcul :**

**1<sup>er</sup> cas : combinaison accidentel  $\rightarrow G+Q\pm Ex$**

$$\begin{cases} N_{corr} = 1071,06 \text{KN} \\ M_{max} = 826,13 \text{KN.m} \end{cases}$$

$$e_G = \frac{M_{max}}{N_{corr}} = \frac{826,13}{1071,06} = 0,77$$

$$e_G = 0,77 \text{cm} > \frac{h}{6} = \frac{4,5}{6} = 0,75 \text{cm} \rightarrow \text{compression excentrée}$$

**Excentricité du 1<sup>er</sup> ordre à l'E.L.U.R :**

$$\frac{l_f}{h} \leq \max \left( 15 ; \frac{20 \cdot e_G}{h} \right) \rightarrow ; \frac{0,7 \times 450}{306} = 1,03 \leq \max \left( 15 ; \frac{20 \cdot 0,07}{306} \right) = 5,03$$

$$\frac{l_f}{h} = 1,03 \leq 15$$

Calcul en flexion composée avec des sollicitations majorées  $M^*$  et  $N_u^*$  en tenant compte de façon forfaitaire de l'excentricité du second ordre.

**Excentricité du 2eme ordre :**

$$e_2 = \frac{3(l_f)^2 \times (2 + \alpha \emptyset)}{10^4 \times h} \Rightarrow \text{Avec: } \alpha = 0,5 \text{ et } \emptyset = 2 \text{ en générale}$$

$$e_2 = \frac{3(0,7 \times 306)^2 \times (2 + 0,5 \times 2)}{10^4 \times 450} = 0,1 \text{ cm}$$

**Excentricité additionnelle :**

$$e_a = \max(2\text{cm} ; \frac{L}{250}) \Rightarrow \text{avec } L = 450\text{cm}$$

$$e_a = \max(2\text{cm} ; \frac{450}{250}) \Rightarrow \max(2\text{cm} ; 1,8) \Rightarrow e_a = 2\text{cm}$$

$$e_1 = e_G + e_a + e_2 = 61 + 2 + 0,1 = 63,1\text{cm}$$

$$M_u^* = N_u^* \times e_1 = 1071,06 \times 0,631 = 675,84\text{KN.m}$$

$$e_1 > \frac{h}{2} - d_1 \text{ avec : } d_1 = \frac{h}{10} = \frac{450}{10} = 45\text{cm}$$

$$e_1 = 63,1\text{cm} < \frac{450}{2} - 45 = 180 \Rightarrow \text{appliquée à l'intérieur de la section}$$

⇒ Section entièrement comprimée

$$M_u^* = N_u \left[ e_1 + \left( \frac{h}{2} - d_1 \right) \right] = 1071,06 \times (0,63 + 1,8) = 1832,58\text{KN.m}$$

$$\varepsilon_{s1} = \frac{f_e}{\gamma_s \times E_s} = 1,9 \times 10^{-3}$$

$$\varepsilon_{s1} > \varepsilon_s' = 1,7 \times 10^{-3}$$

$$\sigma_2 = E_s \times \varepsilon_s' = 365,4\text{MPa}$$

$$A_1 = \frac{M_u^* - b \times h \times \sigma_{bc} \times (0,5 - d_2)}{\sigma_2 (d - d_1)}$$

$$A_1 = \frac{1832,58 \times 10^5 - 20 \times 450 \times 14,2 \times (0,5 - 45)}{365,4(405 - 45)} = 57,16\text{cm}^2$$

$$A_2 = \frac{N_u - b \times h \times \sigma_{bc}}{\sigma_s} - A_1 = \frac{1071,06 - 20 \times 450 \times 14,2}{348} - 57,16 = -77,76\text{cm}^2$$

$$A = A_1 + A_2 = 57,16 - 77,76 = -20,6\text{cm}^2 < 0$$

Signifie que la section du béton résiste toute seule Armatures minimales

**2<sup>ème</sup> cas : combinaison accidentel → 0,8G+Ey**

$$\begin{cases} N_{corr} = 574,45\text{KN} \\ M_{max} = 20,54\text{KN.m} \end{cases}$$

$$e_G = \frac{M_{max}}{N_{corr}} = \frac{20,54}{574,45} = 0,036$$

$$e_G = 0,36\text{cm} > \frac{h}{6} = \frac{4,5}{6} = 0,75\text{cm} \rightarrow \text{compression excentrée}$$

**Le calcul se fait en flexion simple :**

$$N_u \leq \alpha \left[ B_r \cdot \frac{f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{A \cdot f_e}{\gamma_s} \right] \rightarrow A_u \geq \left( \frac{N_u}{\alpha} - \frac{B_r \cdot f_{c28}}{0,9\gamma_b} \right) \cdot \frac{\gamma_s}{f_e}$$

Avec :

La section réduit  $B_r$  :

$$B_r = (20 - 2) \times (450 - 2) = 8064 \text{ cm}^2$$

Pour une section rectangulaire ( $b \times h$ )

$$\rightarrow \lambda = 3,46 \cdot \frac{l_f}{b} = 3,46 \cdot \frac{214,2}{20} = 37,06 < 50$$

$$\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left( \frac{\lambda}{35} \right)^2} = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left( \frac{37,06}{35} \right)^2} = 0,69$$

$$A_u \geq \left[ \left( \frac{574,45 \times 10^3}{0,69} - \frac{8064 \times 10^2 \times 25}{0,9 \times 1,5} \right) \times \frac{1,15}{400} \right] \times 10^{-2}$$

$$A_u = -405,4 < 0$$

Signifie que la section du béton résiste toute seule Armatures minimales

**Selon BAEL91**

$$A_{min} = \max \left( \frac{0,2 \times a \times h}{100} ; \frac{0,8 (a+h)}{100} \right) = \max (12,24 ; 2,61) = 12,24 \text{ cm}^2$$

**Selon RPAV2003**

**Zone d'about :**

$$A_{min} = 0,15\% \cdot a \cdot h = 9,18 \text{ cm}^2$$

**Zone courante :**

$$A_{min} = 0,1\% \cdot a \cdot h = 6,16 \text{ cm}^2$$

**Armatures finales :**

$$A = \max(A ; A_{\min BAEL} ; A_{\min RPA} ) = 12,24 \text{ cm}^2$$

**Zone courante :**

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

**Zone d'about :**

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

**Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A}{8} = 3,06 \text{ cm}^2$$

$$2T14/ml \rightarrow A = 3,08 \text{ cm}^2/ml$$

# *Chapitre VIII*

Chapitre VIII : Fondation**Introduction :**

Les fondations d'une construction sont constituées par des parties de l'ouvrage qui sont en contact directe avec le sol auquel elles transmettent les charges de la superstructure, elles constituent donc la partie essentielle de l'ouvrage, puisque de leur bonne conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble. Les éléments de fondation transmettent les charges au sol, soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou cas de radier général), soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas de semelle sur pieux). Le rapport de sol montre que la contrainte admissible de sol est :  $\sigma_{sol} = 2,7 \text{ bars}$

**VIII.1. Choix du type de fondation :**

Notre ouvrage étant réalisé en voiles porteurs, avec un taux de travail admissible du sol d'assise qui est égal à 2.7 bars, il y a lieu de projeter à priori, des fondations superficielles de type :

- Des semelles filantes (semelles sous murs).
- Un radier général.

Le choix de type de fondation se fait suivant les paramètres suivants.

- La charge transmise provienne de la structure.
- La qualité du sol d'assise.

Pour cela on doit vérifier s'il n'y a pas de chevauchement entre les semelles (isolées et filantes), c'est-à-dire que :

$$\frac{\text{Surface des semelles}}{\text{Surface du bâtiment}} \leq 50 \%$$

**Semelle isolé :**

Carrée de dimension  $a \times a$ .

$$\sigma = \frac{N_u}{S} = \frac{N_u}{a \cdot a} \leq \overline{\sigma}_{sol}$$

**Semelles filantes :**

De dimensions  $B \cdot L$ .

$$\sigma = \frac{N_u}{S} = \frac{N_u}{B \cdot L} \leq \overline{\sigma}_{sol}$$

**VIII.2. Etude du radier général :**

Un radier général est un type de fondation superficielle qui est constitué par un plancher renversé couvrant toute la surface du sol d'assise du bâtiment, cette semelle débordé par des consoles extérieures. Le radier général présente les avantages suivants.

**. Dimensionnement du radier :**

Hauteur du radier

La hauteur ( $h$ ) du radier sera déterminée en tenant compte les conditions suivantes :

- Condition forfaitaire ;
- Condition de rigidité ;
- Condition de non cisaillement.

a) Condition forfaitaire : Selon BAEL 91 (Pratique de BAEL 91.p 382)

$$L/15 \leq h \leq L/10$$

**Avec :**

$L$ : Longueur des plus grands portés entre axe.

$$520/15 \leq h \leq 520/10 \Rightarrow 34,6 \leq h \leq 52 \quad \text{en prend } h = 60\text{cm}$$

**VIII.3. L'épaisseur du radier****Condition de résistance au cisaillement :**

L'épaisseur du radier sera déterminée en fonction de la contrainte de cisaillement du radier.

D'après le règlement CBA93 (art . A.5.1)

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq 0,07 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

Où :

$V_u$  : valeur de calcul de l'effort tranchant vis à vis l'ELU .

$b$  : désigne la largeur.

$$\gamma_b : 1,5$$

$$d : 0,9h$$

$$b : 1m$$

**Avec :**

$$V_u = \frac{q_u \times L_{max}}{2}$$

$L_{max}$  : la plus grande portée de la dalle = 5,2m.

$$q_u = \overline{\sigma_{sol}} \times 1m = 270 \times 1m = 270KN/ml$$

$$V_u = \frac{270 \times 5,2}{2} = 702KN$$

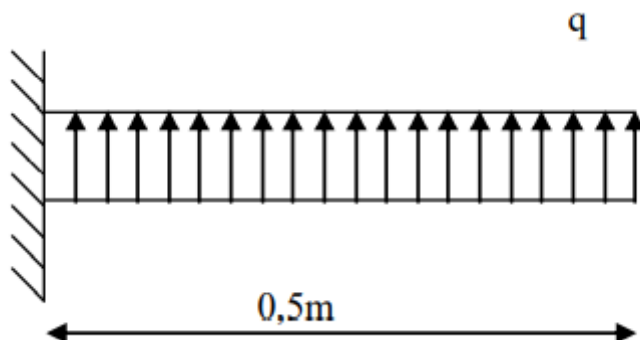
$$\tau_u = \frac{702}{1 \times 0,9h} \leq 0,07 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} \rightarrow h \geq \frac{702 \times \gamma_b}{1 \times 0,9h \times 0,07 f_{c28}} \rightarrow h \geq \frac{702 \times 1,15}{1 \times 0,9 \times 0,07 \times 25} \rightarrow h \geq 51,3 \text{ cm}$$

#### **VIII.4 Dimensionnement du débord :**

Calcul le débordement :

$$d \geq \max ( hr' / 2 ; 30 \text{ cm} ) = \max ( 50 / 2 = 25 ; 30 \text{ cm} )$$

$\Rightarrow d \geq 30 \text{ cm}$  On prendra  $d = 50 \text{ cm}$



FigVIII.1 schéma statique du débord

**VIII.5. Dimensionnement des nervures :****Hauteur de la nervure:****Condition de flèche :**

$$h_n \geq L_{\max} / 10 ; L_{\max} = 5,2 \text{ m}$$

On prend :  $h_n = 60 \text{ cm}$

**Condition de la longueur élastique:**

$$L_e = \left[ \frac{4EI}{Kb} \right]^{\frac{1}{4}} \geq \frac{2L_{\max}}{\pi}$$

Avec :  $L_e$  : longueur élastique.

$L_{\max}$ : Distance maximale entre deux voiles successifs est égale 5,20m.

$E$  : Module d'élasticité du béton  $E = 32164195 \text{ KN/m}^2$ .

$b$  : largeur du radier (bande de 1 mètre)  $\mu$ .

$K$  : coefficient de raideur du sol rapporté à l'unité de surface Pour un sol moyen ;

$$K = 40000 \text{ KN/m}^3$$

$$D'où : \quad h_n \geq \left[ \frac{3K \left( \frac{2L}{\pi} \right)^4}{E} \right]^{\frac{1}{3}}$$

$$h_n \geq 78,23 \text{ cm.}$$

On adopte :  $h_n = 80 \text{ cm}$

**Largeur de la nervure:**

$$0,4h \leq b \leq 0,8 h \Rightarrow 32 \leq b \leq 64$$

Donc on prend  $b = 50\text{cm}$

**Conclusion :**

Tableau des dimensions du radier nervuré.

Épaisseur de la dalle du radier	$h$ [cm]	60
Dimensions De la nervure	$h_n$ [cm]	80
	$b$ [cm]	50

Donc on ajoute au radier un débord minimal de largeur  $l d = 0,5 \text{ m}$  de chaque côté.

**VIII.6.Ferraillage :****Les nervures :****Sollicitations :**

$M_{\max}$ en appui [KN.m]	/	-92
$M_{\max}$ en Travée [KN.m]	52.78	/



Tableau VIII.1: Ferrailage des nervures

Largeur [cm]	Hauteur [cm]	M [KN.m]	As cal [cm <sup>2</sup> ]	A's cal [cm <sup>2</sup> ]	A (min) [cm <sup>2</sup> ]	As retenue [cm <sup>2</sup> ]	A's retenue [cm <sup>2</sup> ]	Choix d'armatures				A (RPA) [cm <sup>2</sup> ]	Conditio n est vérifiée ?
								As [cm <sup>2</sup> ]	Armature de montage [cm <sup>2</sup> ]	Armature de peau [cm <sup>2</sup> ]	Armature transversal [cm <sup>2</sup> ]		
<u>Travée :</u>													
50	80	352	14.8	0	4,35	14.8	0	4 HA12+ 4 HA 20 17,09	4 HA 14 6,156	2 HA 12 2,262	2 ø8 + 2 ø10 2,576	20	25,51 > 20 OK
<u>Appui :</u>													
50	80	519	22,4	0	4,35	22,4	0	4 HA14+ 4 HA25 25,79	4 HA 12 4,524	2 HA 12 2,262	2 ø8 + 2 ø10 2,576	20	32,58 > 20 OK

**Vérification de la flèche :**

Pour une poutre simplement appuyée, la flèche est :

$$f = \frac{M.l^2}{10.E_v.I_f} \quad (\text{Art : Annexe D CBA 93}) \quad \text{et } f \leq \bar{f}$$

$$\bar{f} = \begin{cases} \frac{l}{500} & \text{avec } (L \leq 5) \\ 0,5 \text{ cm} + \frac{L}{1000} & \text{avec } (L > 5) \end{cases} \quad (\text{Art B. 6.5.3 CBA 93})$$

$$I_{fv} = \frac{bh^3}{12} = \frac{0,5 \cdot 0,8^3}{12} = 0,02133 \text{ m}^4$$

$$E_v = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \cdot \sqrt[3]{25} = 10818,9 \text{ MPa}$$

$$Mu_{max} = 352 \text{ KN.m}$$

$$f = \frac{Ml^2}{10.E_v.I_{fv}} = \frac{48820,5,4^2}{10 \cdot 10818,9 \cdot 10^6 \cdot 0,02133} = 0,26 \text{ cm}$$

$$\bar{f} = 0,5 + \frac{540}{1000} = \frac{430}{500} = 0,86 \text{ cm.}$$

$$f = 0,26 \text{ cm} < \bar{f} = 0,86 \text{ cm} \quad \text{condition vérifiée.}$$

**➤ L'effort tranchant :**

Pour des fissurations préjudiciables on doit vérifier que

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \times d} \leq \bar{\tau}_u \quad (\text{A.5.1.2.1.1 CBA 93})$$

$$\text{Avec : } \bar{\tau}_u = \min \frac{0,15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} = \min (2,5 ; 4) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$T = 440,41 \text{ KN} \rightarrow \tau_u = \frac{440410}{500 \times 720} = 1,22 \text{ MPa} < 2,5 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée.}$$

**VIII.7.Radier :***TableauVIII.2: les efforts agissent sur le radier générale*

	<i>Moment en travée</i> [KN.m]	<i>Moment en appui</i> [KN.m]	<i>Effort tranchant</i> [KN]
<i>Sens XX</i>	8.65	9.26	284,128
<i>Sens YY</i>	7.23	9,11	232,159

*Tableau VIII.3: ferrailage du radier générale*

		$A_{cal}$ [cm <sup>2</sup> /ml]	$A_{min}$ [cm <sup>2</sup> /ml]	<i>A Choisi</i> [cm <sup>2</sup> /ml]	<i>Espaceme</i> <i>nt</i> (cm)
<i>Sens x-x</i>	<i>Travée</i>	7	5.98	6 HA14 (9.24)	16
	<i>Appuis</i>	7	5.98	6 HA14 (9.24)	16
<i>Sens y-y</i>	<i>Travée</i>	7	5.98	6 HA14 (9.24)	16
	<i>Appuis</i>	7	5.98	6 HA14 (9.24)	16

**VIII.8. Ferrailage du débord :**

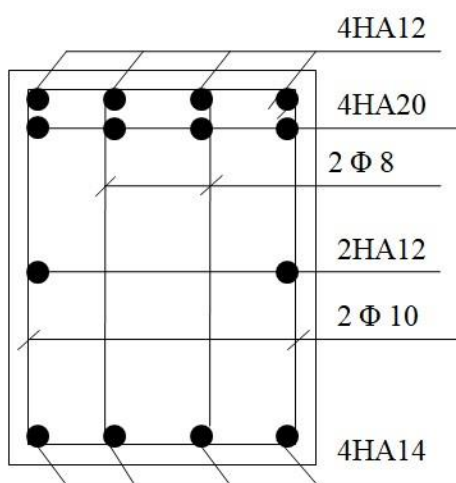
$$b=1m$$

$$h=55cm$$

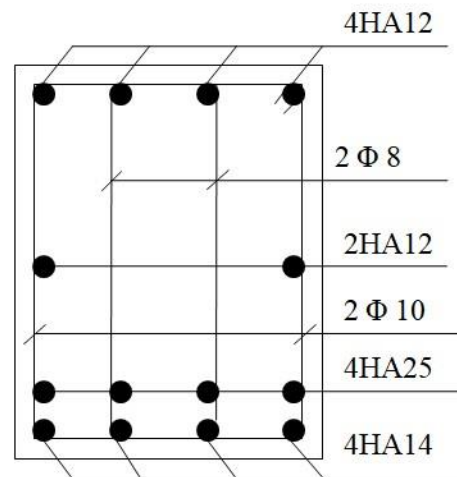
$$d =49,5cm$$

Tableau VIII.3: Efforts et ferrailage du débord

Moment [KN.m]	Effort tranchant [KN]	$A_{cal}$ [cm <sup>2</sup> /ml]	$A_{min}$ [cm <sup>2</sup> /ml]	Armature principale [cm <sup>2</sup> /ml]	Espacement (cm)	Armature de répartition [cm <sup>2</sup> /ml]	Espacement (cm)
9.26	45	6.5	5,98	6 HA14 (9.24)	16	4HA12 (4,524)	25



En travée



En appui



## Chapitre VII : Fondation

---

## **Conclusion générale :**

*Ce Projet de Fin d'Etudes a été l'occasion d'appréhender la complexité du domaine de la construction en béton armé, notamment par la découverte des multiples notions mises en jeu, du règlement parasismique RPA99 V.2003 et de son application, le BAEL 1991 ainsi que le logiciel de calcul par éléments finis ETABS et RDM6 pour le calcul des fondations.*

*Ce projet a été d'autant plus enrichissant qu'il a contribué à répondre à la plupart de nos attentes en matière de conception, de dimensionnement et de ferrailage des divers éléments constitutifs d'un bâtiment en béton armé.*

*Il nous a également permis de comprendre plusieurs facettes du métier d'ingénieur en bureau d'études, et en particulier la capacité à émettre un regard critique et à essayer d'aller dans le détail quand les choses ne sont pas claires. Même si le travail effectué lors de ce PFE n'a pas, dans l'absolu, répondu à toutes les questions que nous nous sommes posés, il nous a néanmoins permis de nous ouvrir de nouvelles perspectives d'études et d'engager des échanges avec nos amis de promotion, d'autres ingénieurs de bureaux d'études ou du CTC.*

*C'est sans doute par la mise en commun des connaissances et des expériences que l'on arrivera à avancer.*

## Références Bibliographiques

- ✓ BAEL91 (Règles de calcul de béton armé aux états limites) 1992, Collectif, Edition EYROLLES, Paris.
- ✓ DTR B.C .2.2 (Document technique règlementaire) 1988, MELLAK Hachemi, Edition du Centre National de Recherche Appliquée en Génie Parasismique C.G.S., Alger.
- ✓ RPA99/version2003 (Règles parasismiques algériennes, D.T.R. BC 2-48), 2003, ATTARI, Edition du Centre National de la Recherche Appliquée en Génie Parasismique C.G.S., Alger. Cour Béton Armé et Dynamiques Des Structures : Master I et II.

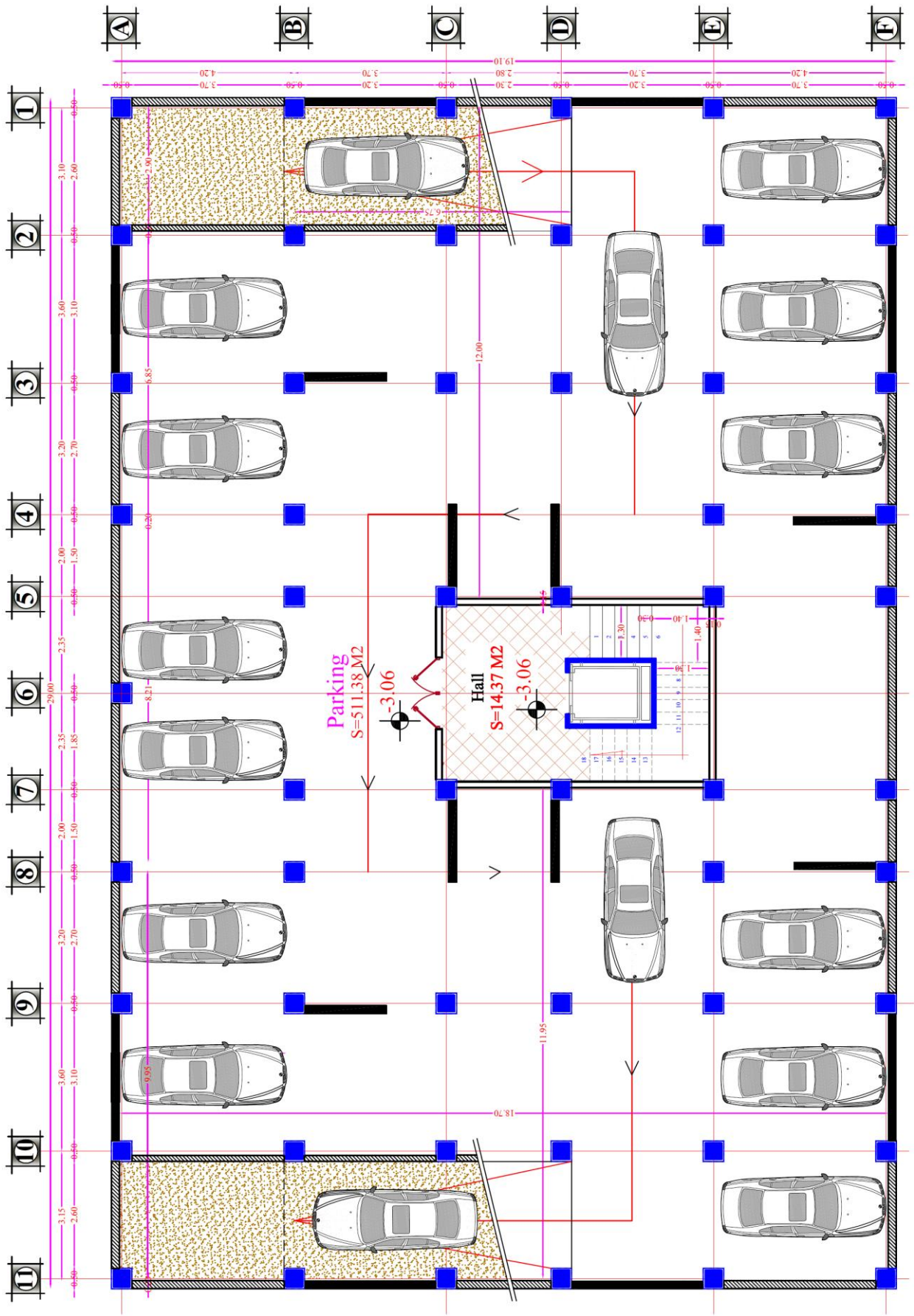
# ANNEXES

# ANNEXE I

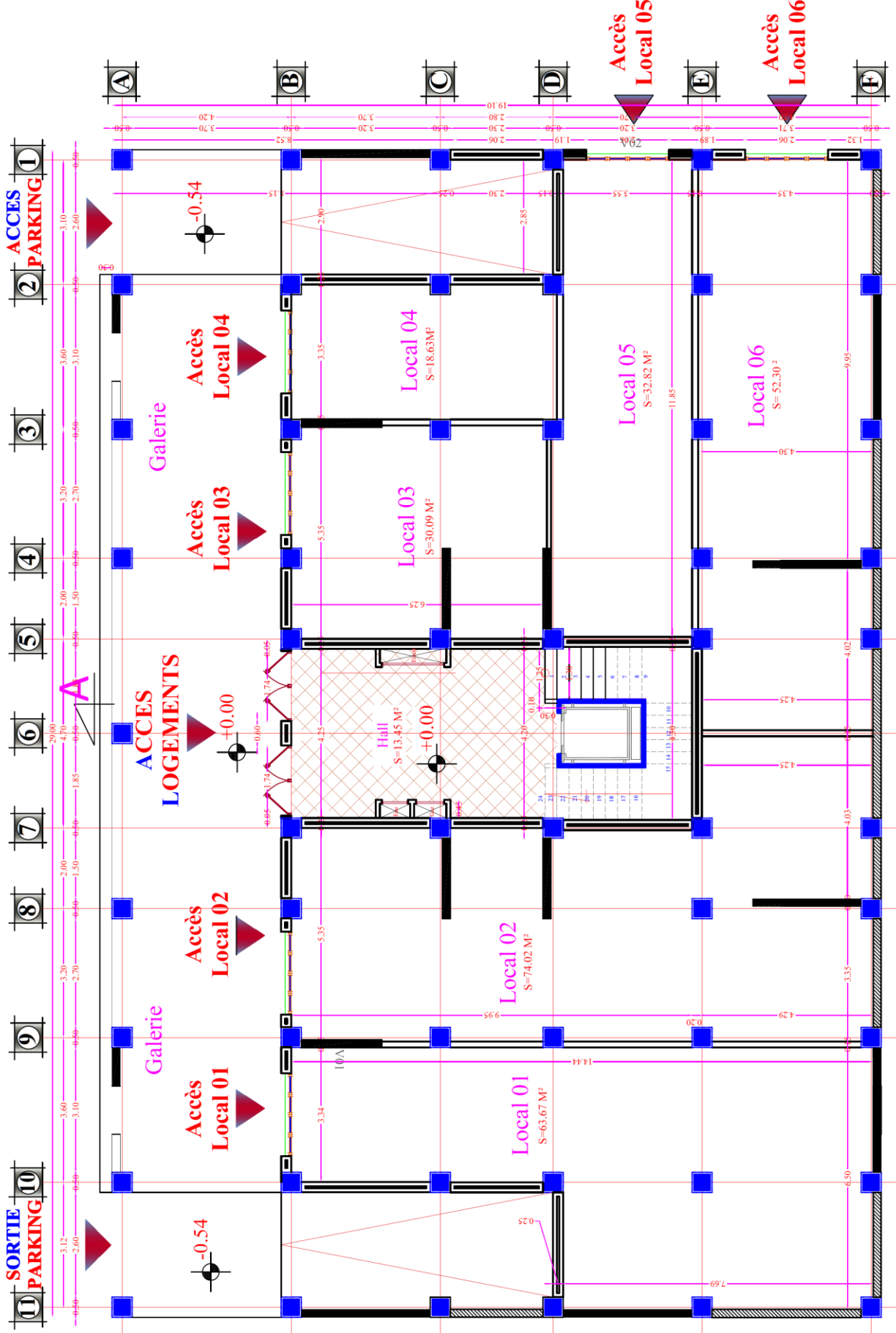
## Plans Architecture

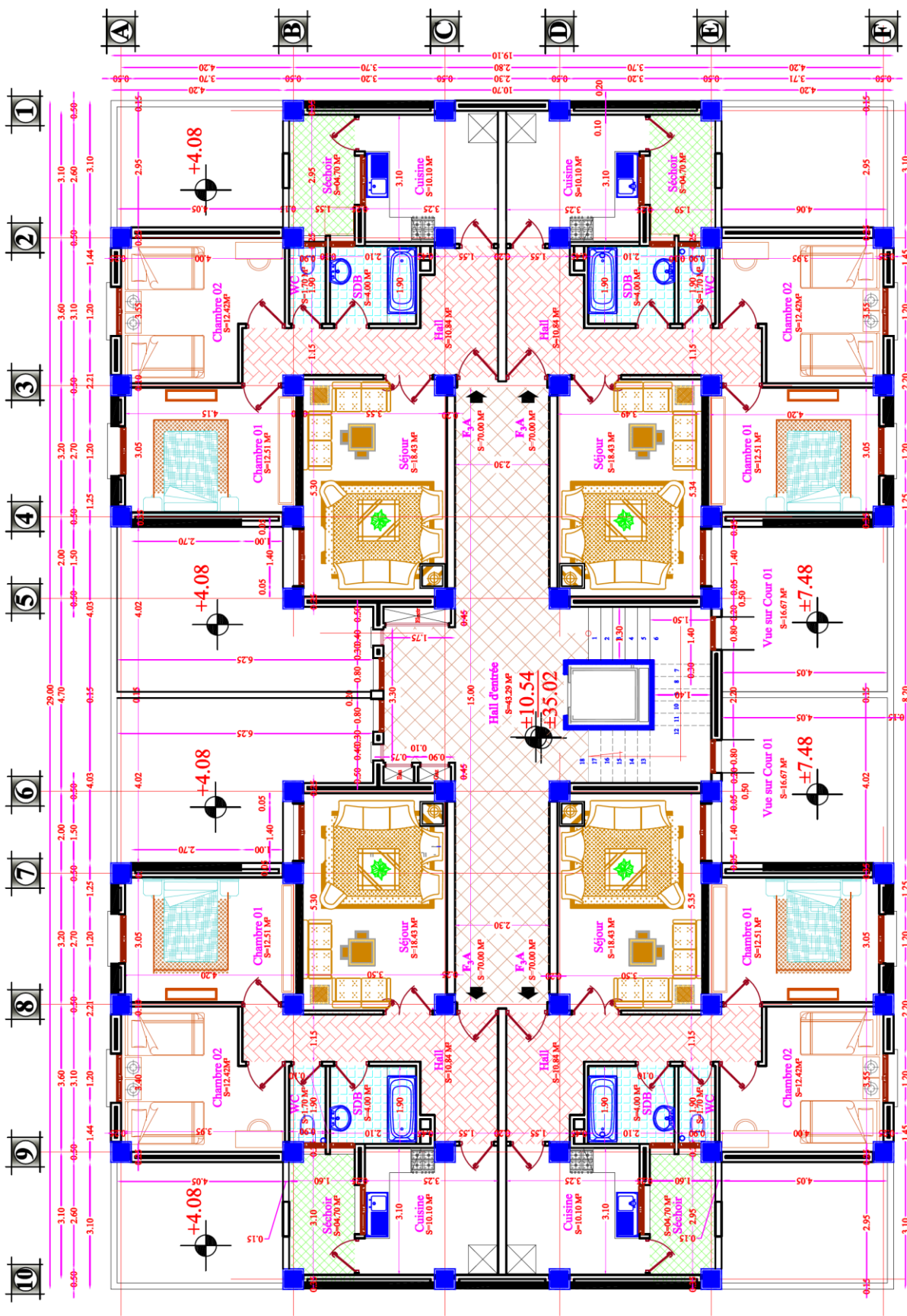


-Façade principale



-Plan Sous Sol

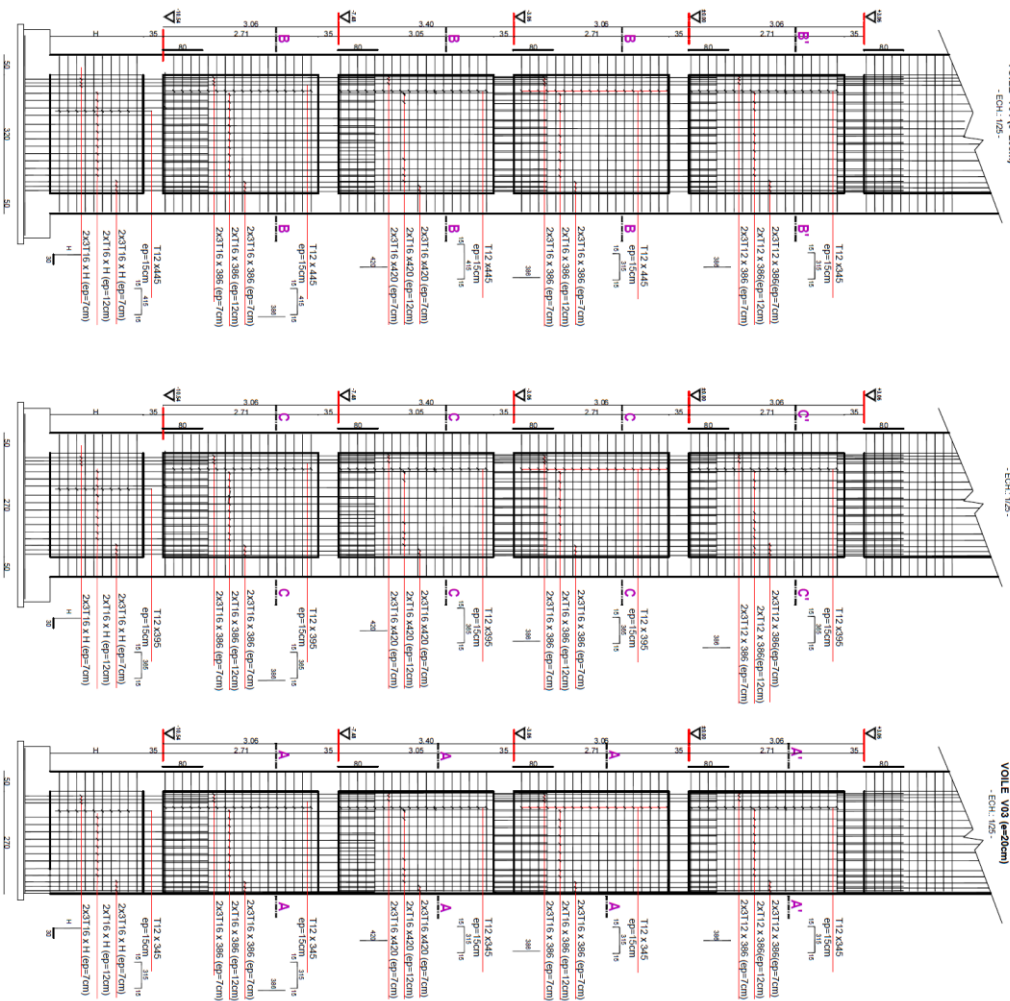




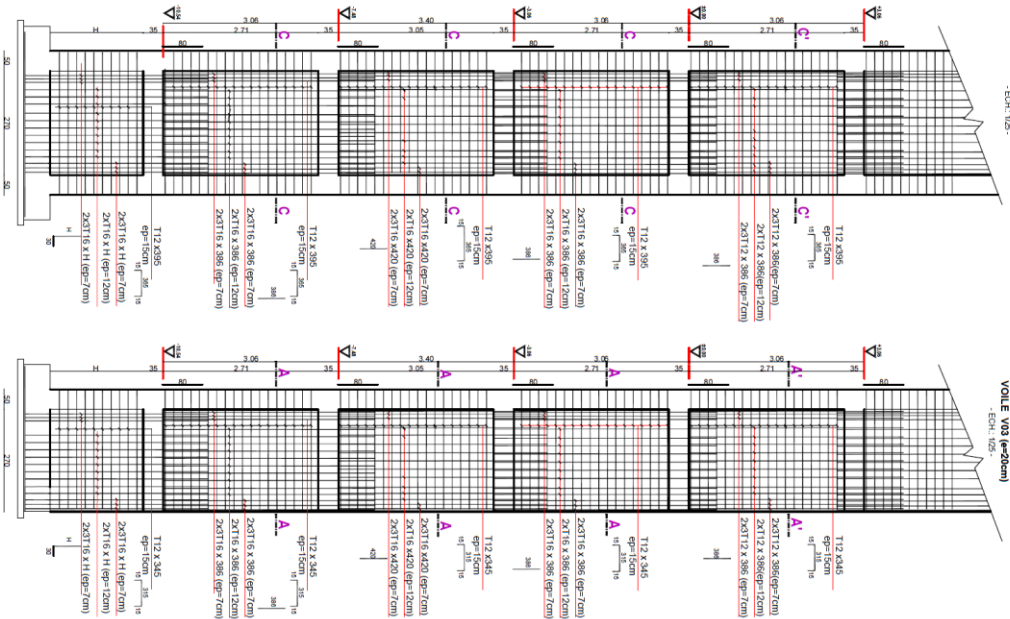
-Plan des logements -étage Courant-



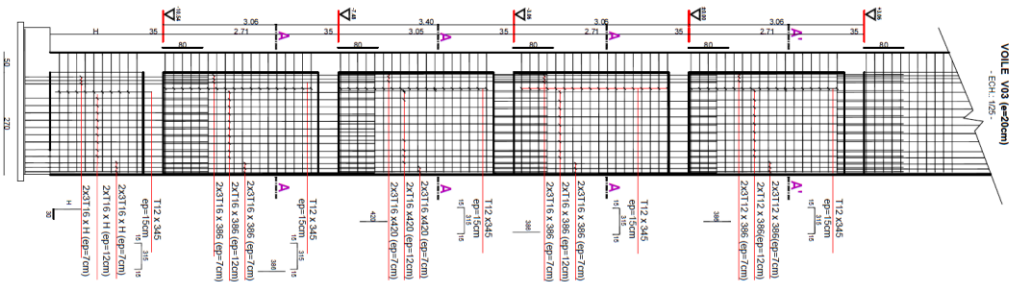
VOILE V01 (e=20cm)  
- ECH. 1/25 -



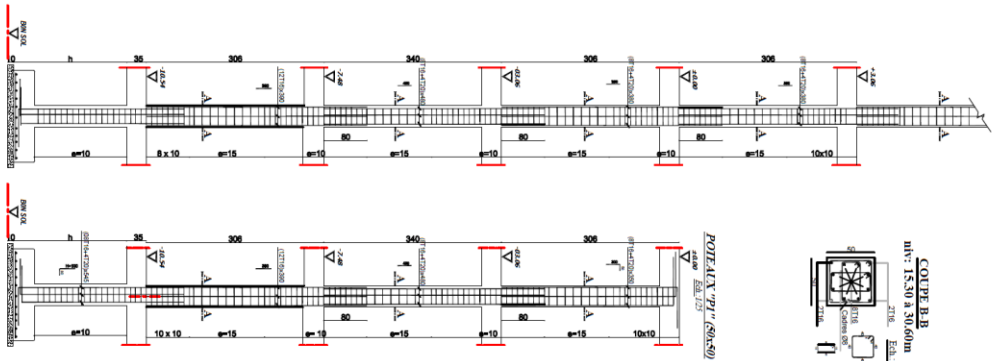
VOILE V02 (e=20cm)  
- ECH. 1/25 -



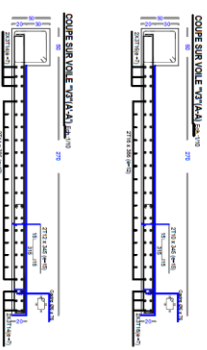
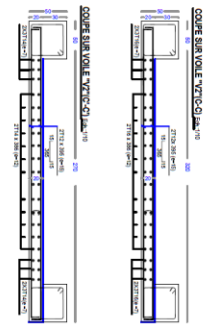
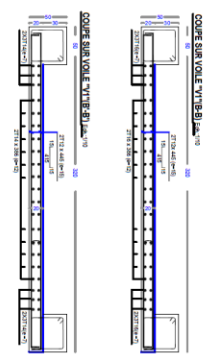
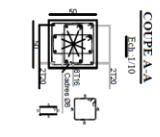
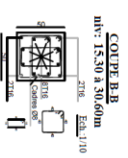
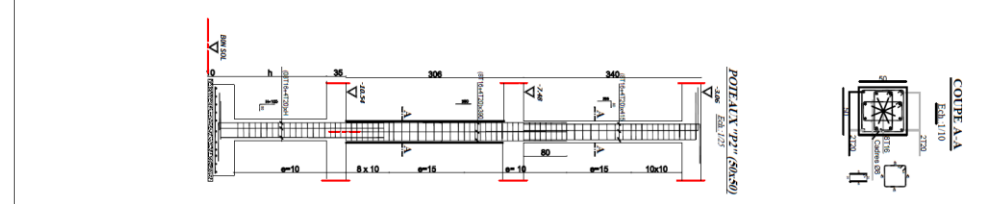
VOILE V03 (e=20cm)  
- ECH. 1/25 -



POTELIX "P1" (80x50)  
Ech. 1/25



POTELIX "P2" (80x50)  
Ech. 1/25



Etudes d'un Bâtiment RDC+11 Engers + Sous Sol

Présenter par: **YIM BENVIGNOYA GAYIBARA**

Encadrer par: **YIM NORREI HAHARA**

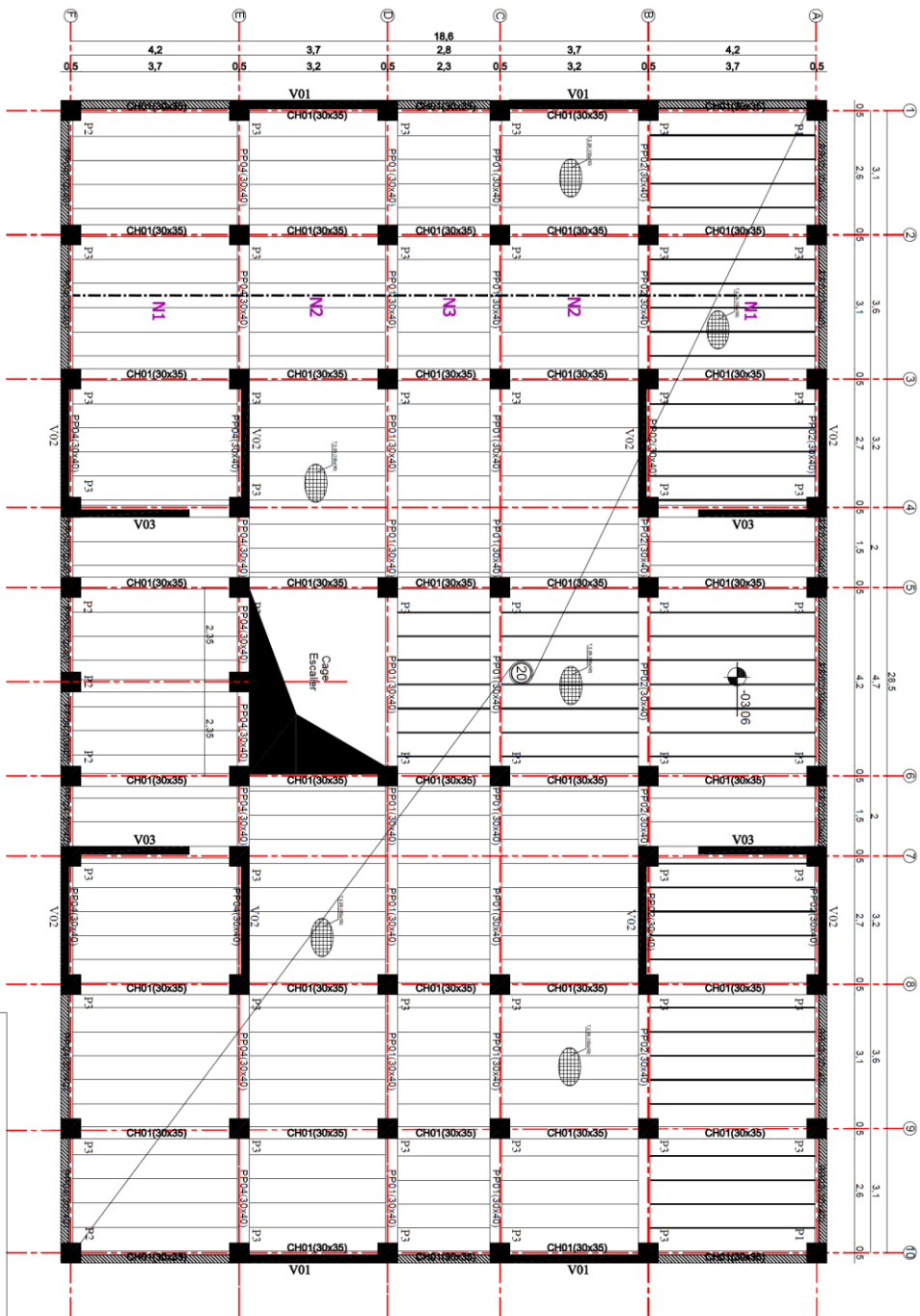
**Mé ZELAKI YOUSSEF**

**Master II Génie Civil Structures**



# PLANCHERS HAUT COMMERCES

Niveau : 3.06 ECH.: 1/50



**Caractéristiques des matériaux et hypothèses de calcul**

- Résistance du béton à la compression  $f_{c28}$  = 25MPa
- Dosage de béton : 350kg/m<sup>3</sup>
- Nuance d'acier FE-E400 et FE-E235
- Classe de ciment CPJ CEMII 42,5

TABEAU DES POUTRELLES

Type	L(m)	Type	①	②	③
N1	4.20	16+5	3 T12	1 T12	1 T12
N2	3.70	16+5	3 T12	1 T12	1 T12
N3	2.80		3 T12	1 T12	1 T12

Etudes d'un Bâtiment RDC+11 Etages + Sous Sol

Présenté par: **Mlle BENYAKOUB Charline**

Mlle MOKETI Habiba

Encadré par: **M. ZELVAET Yasmine**

Master II Génie Civil Structures



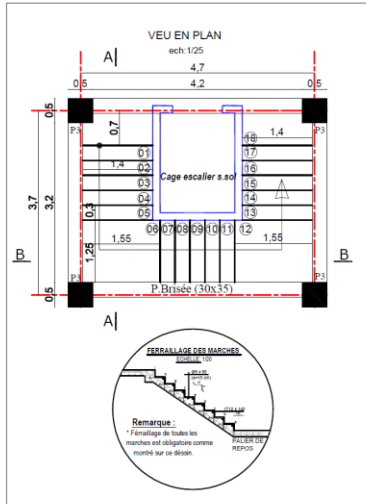
FST  
Faculté des Sciences  
Techniques et de l'Informatique

Année Universitaire  
**2020/2021**

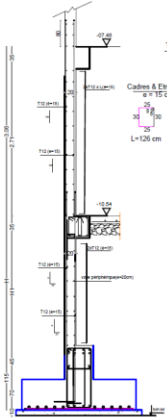


UNIVERSITE  
Méditerranéenne de la Corse

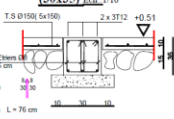
**PLATE FORME**  
**NIV:-10.54** ECH: 1/50



**COUPE SUR VOILE PERIPHERIQUE** ECH: 1/40

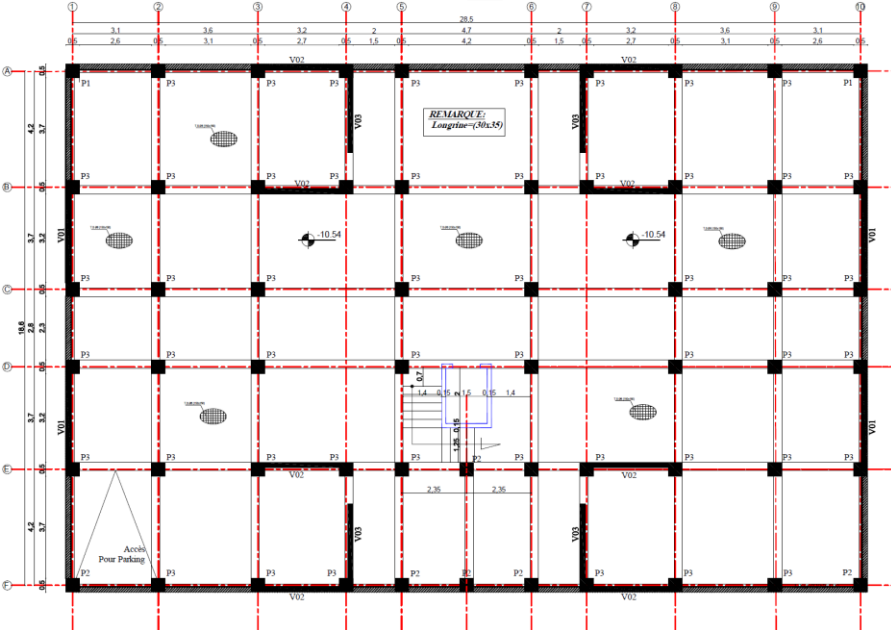


**Coupe sur longrine (30x35)** Ech. 1/10



**REMARQUE:**  
 respecter le dosage du béton 350kg/m<sup>3</sup>  
 mettre cales d'arrosage en béton  
 nettoyer les fonds de moules et les arroser  
 veiller à la vibration adéquate du béton,  
 dresser le coffrage

**CARACTÉRISTIQUES DES MATÉRIAUX ET HYPOTHÈSES DE CALCUL:**  
 pour l'ensemble des éléments composant la structure  
 il y a lieu de prévoir un béton peu coffré et dosé à 420kg/m<sup>3</sup>  
 f<sub>cd</sub> = 22 Mpa résistance à la compression  
 f<sub>ctd</sub> = 1.92 Mpa résistance à la traction  
 f<sub>ctd</sub> = 12.47 Mpa situations durables  
 f<sub>ctd</sub> = 16.26 Mpa situations accidentelles  
 le béton de propreté sera dosé à 150kg/m<sup>3</sup> de cp40  
 le gros béton sera dosé à 250kg/m<sup>3</sup> de cp40  
 acier tor (haute adhérence) Bt400 ou en +400Mpa  
 acier doux (pond lisse) Bt235 en +235Mpa  
 toute surface du béton en contact des terre, recevra  
 obligatoirement une double couche croisées de  
 flexol ( badgeonnage)



*Etudes d'un Bâtiment RDC-11 Etages - Sous Sol*

Préparé par: **Mlle BENVENUE Chantal**  
 Mlle APOSTOLINI

Encadré par: **M. ZEIMAT Youssef**

Master II Génie Civil Structures

**FST** Université de Sousse  
 2020-2021

**UNIVERSITE** de Sousse

## PLANCHERS TERRASSE

Niveau: +30.60 ECH.: 1/50

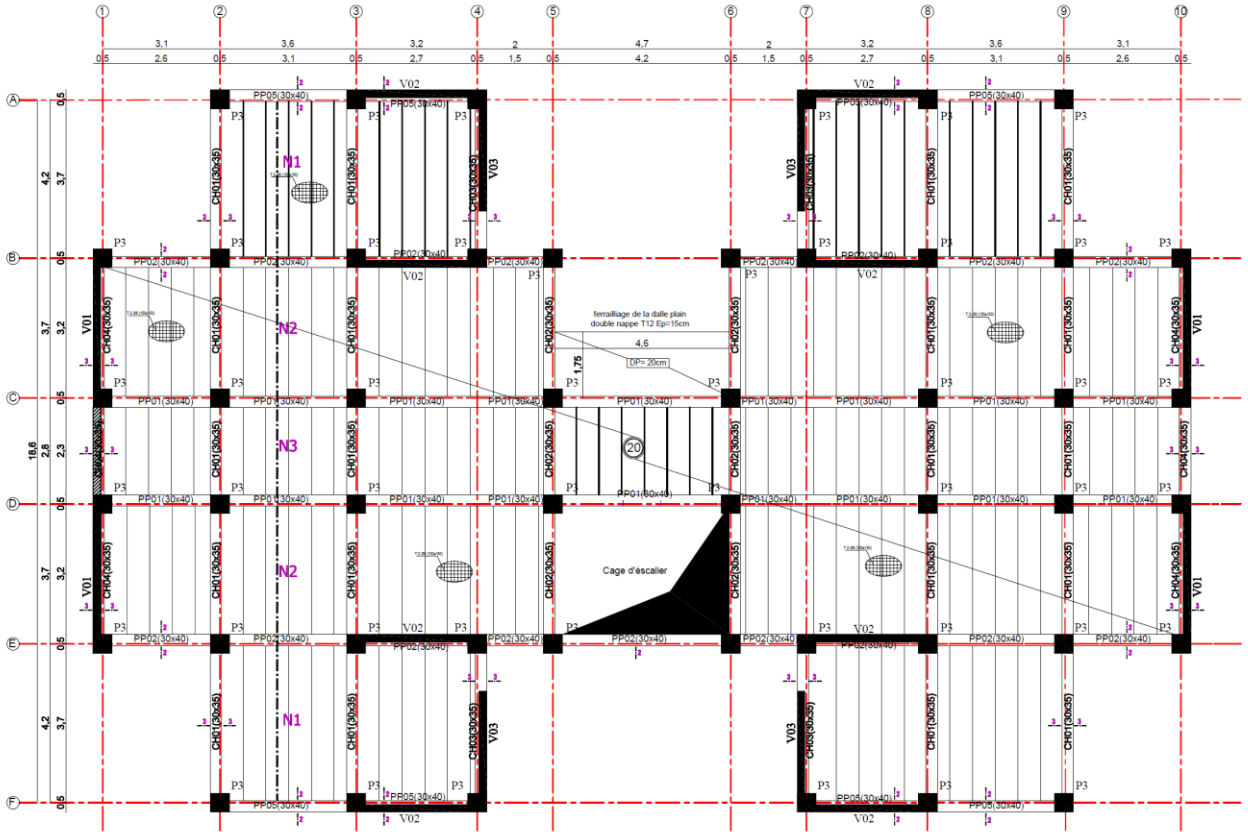
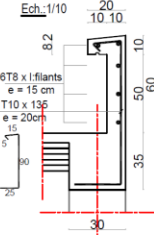


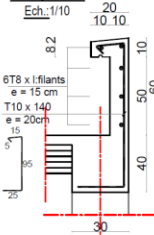
TABLEAU DES POUTRELLES

Type	L (m)	Type	①	②	③
N1	4.20	16+5	3 T12	1 T12	1 T12
N2	3.70	16+5	3 T12	1 T12	1 T12
N3	2.80	16+5	3 T12	1 T12	1 T12

Coupe 3-3

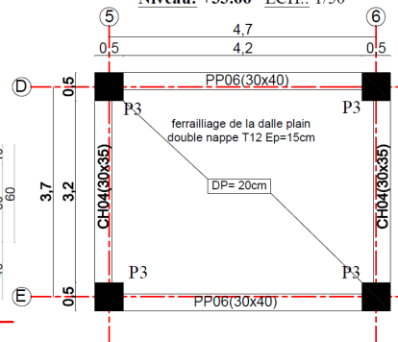


Coupe 2-2

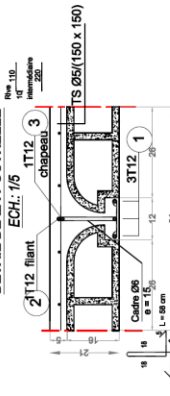


## PLANCHERS TERRASSE

Niveau: +33.66 ECH.: 1/50



DETAIL DE LA POUTRELLE



Etudes d'un Bâtiment RDC+11 Etages + Sous Sol

Préparer par: Mlle BENVAGUOB Chayme

Mlle MORTIET Hakima

Encadrer par: Mr ZELMAT Yassine

Master II Génie Civil Structures



Année Universitaire 2020/2021



# ANNEXE III

## SECTIONS REELLES D'ARMATURES

Section en cm<sup>2</sup> de N armatures de diamètre  $\phi$  en mm

N $\phi$	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
2	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
3	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
4	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
5	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	10.05	15.71	24.54	40.21	62.83
6	1.18	1.70	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	18.85	29.45	48.25	75.40
7	1.37	1.98	3.52	5.50	7.92	10.78	14.07	21.99	34.36	56.30	87.96
8	1.57	2.26	4.02	6.28	9.05	12.31	16.08	25.13	39.27	64.34	100.53
9	1.77	2.54	4.52	7.07	10.18	13.85	18.10	28.27	44.18	72.38	113.10
10	1.96	2.83	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11	31.42	49.04	80.42	125.66
11	2.16	3.11	5.53	8.64	12.44	16.93	22.12	34.56	54.00	88.47	138.23
12	2.36	3.39	6.03	9.42	13.57	18.47	24.13	37.70	58.91	96.51	150.80
13	2.55	3.68	6.53	10.21	14.70	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.36
14	2.75	3.96	7.04	11.00	15.83	21.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.93
15	2.95	4.24	7.54	11.78	16.96	23.09	30.16	47.12	73.63	120.64	188.50
16	3.14	4.52	8.04	12.57	18.10	24.63	32.17	50.27	78.54	128.68	201.06
17	3.34	4.81	8.55	13.35	19.23	26.17	34.18	53.41	83.45	136.72	213.63
18	3.53	5.09	9.05	14.14	20.36	27.71	36.19	56.55	88.36	144.76	226.20
19	3.73	5.37	9.55	14.92	21.49	29.25	38.20	59.69	93.27	152.81	238.76
20	3.93	5.65	10.05	15.71	22.62	30.79	40.21	62.83	98.17	160.85	251.33