



**République Algérienne Démocratique et Populaire**  
**Ministère de L'enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique**



**Université Echahid Hamma Lakhdar - El Oued**

**Faculté de la Technologie**

**Département de Sciences et technologies**

**MÉMOIRE**

**Présenté en vue de l'obtention du diplôme de**

**MASTER ACADEMIQUE**

**Spécialité : Génie civil**

**Spécialité : matériaux de construction**

**Présenté par :**

**1- HAKKOUM LAID**

**2- ALIA BOUBAKER**

**Intitulé :**

**Etude d'un bâtiment à usage d'habitation contreventé par un  
système mixte**

**Soutenu le : 29/05 /2025**

**Devant le jury composé de :**

**Dr : Muhammad Al-Saghir Ammari**

**Président**

**Dr : Soliman Élias**

**Examineur**

**Dr : BACHIR. LABIODH**

**Encadreur**

**Année académique : 2024/2025**



## Résumé

Les ingénieurs en génie civil sont appelés à concevoir des structures dotées d'une bonne rigidité et d'une résistance suffisante vis-à-vis de l'effet sismique, tout en tenant compte des aspects structuraux, fonctionnels, économiques, esthétiques et la fiabilité de l'ouvrage. Toute fois le choix du système de contreventement dépend de certaines considérations à savoir la hauteur du bâtiment, la capacité portante du sol et les contraintes architecturales. Le projet qui nous a été confié porte sur l'étude d'un bâtiment en (R+5) à usage d'habitations implanté dans la wilaya de Sétif qui est classé d'après le règlement parasismique algérien en zone de moyenne sismicité. Donc il y a lieu de déterminer leur comportement dynamique, afin d'assurer une bonne résistance de l'ouvrage à long terme et assurer le confort et la sécurité des vies humaines.

## **Abstract**

Civil engineers are called upon to design structures with good rigidity and sufficient resistance to seismic effects, while taking into account the structural, functional, economic, aesthetic and reliability aspects of the work. However, the choice of the bracing system depends on certain considerations, namely the height of the building, the bearing capacity of the soil and architectural constraints. The project entrusted to us involves the study of a building (R+5) for residential use located in the wilaya of Sétif, which is classified according to Algerian seismic regulations in a medium seismicity zone. Therefore, it is necessary to determine their dynamic behavior, in order to ensure good long-term resistance of the structure and ensure the comfort and safety of human lives.



# Remerciements

Avant tout, nous remercions DIEU le tout- puissant de nous avoir donné le courage, la volonté, la patience et la santé durant toutes ces années d'étude et que grâce à lui ce travail a pu être réalisé.

Si nous sommes ici aujourd'hui, c'est grâce au soutien et aux encouragements de nos parents et de nos frères et sœurs auxquels, nous exprimons nos plus vifs remerciements.

Nous remercions notre promoteur monsieur LAIBIOD BACHIR pour son long soutien et ses efforts qui nous ont permis de réaliser ce mémoire

Nous remercions aussi tous les enseignants nobles qui nous ont aidés de près ou de loin tout au long de notre parcours universitaire.

# DEDICACE

*Je dédie ce modeste travail à :*

- ❖ *A l'âme de ma mère, symbole de l'affection et de tendresse. A mon père, symbole du courage et de la bonté*
- ❖ *Mes frères et mes sœurs et à toute ma famille*
- ❖ *Mes amis sans exception.*
- ❖ *A tous ceux que je connais de prêt ou de loin*
- ❖ *À ma chère fiancée, Linda, à celle qui m'a accompagné par son amour, qui m'a soutenu par sa patience, et qui a été ma force quand j'étais faible et ma détermination quand je me suis fatigué...*



**LAID**

# DEDICACE

*Je dédie ce modeste travail à :*

- ❖ *Mes parents qui m'ont soutenu et encouragé durant toute ma vie.*
- ❖ *Mes frères et mes sœurs et à toute ma famille*
- ❖ *Mes amis sans exception.*
- ❖ *Toute la promotion 2025*



**BOUBAKER**

# INTRODUCTION GENERALE

Construire a toujours été un premier souci de l'homme et l'une de ses occupations privilégiées. De nos jours également, la construction de bâtiment connaît un grand essor.

Dans la plupart des pays et très nombreux sont les professionnels qui se livrent à l'activité de la promotion immobilière des travaux publics.

L'Algérie n'est pas en reste, elle est un immense chantier ou les intervenants sont nombreux et divers. Les besoins dans le domaine du logement de la population sont d'une importance capitale aussi bien économiquement, socialement, que politiquement.

Cependant, si les métiers du bâtiment peuvent se ranger parmi les anciens exercés par l'homme, il faut reconnaître qu'il leur fallut au cours des temps et plus spécialement au cours de ces dernières décennies s'adapter pour tenir compte de l'évolution des techniques, de l'évolution des goûts et des mœurs.

A notre époque, placée sous le signe de la constance évolution des techniques, la formation du ne peut se limiter à l'acquisition du geste ou à l'imitation du passé. La réflexion, l'analyse technique qui procède à l'action, doivent s'appuyer sur une formation technologique sure et éprouvée. Nous essayerons d'apporter dans notre mémoire une contribution modeste à l'art de bâtir.

Le projet qui nous été confié porte sur l'étude d'un bâtiment (comportant rez-de- chaussée et sous-sol à usage personnel, les autres étages à usage d'habitation ; il est contreventé par un système mixte (voile + portiques). Pour cela nous allons suivre le plan de travail suivant :

- ✓ Le premier chapitre, qui est consacré pour les généralités.
- ✓ Le deuxième chapitre, pour le pré dimensionnement des éléments structuraux de l'ouvrage, et pour le calcul des éléments secondaire.
- ✓ le troisième chapitre, pour la modalisation et l'étude sismique.
- ✓ le quatrième chapitre , pour le calcul des éléments structuraux.
- ✓ le dernier chapitre, pour l'étude de l'infrastructure.
- ✓ Conclusion générale

# SOMMAIRE

<b>Introduction générale</b>	
<b>Chapitre I : Généralités</b>	<b>2</b>
I.1. Introduction	2
I.2. Présentation du projet	3
I.3. Caractéristique de la structure	3
I.4. Description de l'ossature	4
I.5. Données sismiques de la structure	6
I.6. Règles et Hypothèses de calcul	11
I.7. Les matériaux	
<b>Chapitre II : Prédimensionnement des éléments</b>	
II.1. Introduction	
II.2. Prédimensionnement des éléments principaux	12
II.3. Prédimensionnement des éléments	12
II.4. Les poutrelles	14
II.5. Descente de charge	15
<b>Chapitre III : Calcul des éléments secondaires</b>	<b>25</b>
III.1. Calcul des planchers	
III.2. Dalles pleines	35
III.3. Etude des escaliers	55
III.4. Etude de l'acrotère	60
<b>Chapitre IV : Etude au séisme</b>	<b>68</b>
IV.1. Introduction	
IV.2. Méthodes de calcul	75
IV.3. Disposition des voiles	75
IV.4. Vérification de l'interaction voiles portiques	80
IV.5. Vérification vis-à-vis des déplacements	81
IV.6. Justification vis-à-vis de l'effet P- $\Delta$ (RPA99/version 2003(Art 5.9)) :	85
IV.7. CONCLUSION	86
<b>Chapitre V : Etude des éléments structuraux</b>	<b>88</b>
V.1. Etude des poutres	
V.2. Etude des poteaux	89
V.3. Etude des voiles	98
<b>Chapitre VI : Etude de l'infrastructure</b>	<b>112</b>
VI.1. Les différents types de fondations	
VI.2. Choix du type des fondations	121
VI.3. Vérification vis-à-vis les fondations superficielles	121
VI.4. Poutre libage	121
VI.5. Etude de longrine	124
	125

## Conclusion Bibliographie Annexes

<b>Fig.I.1.</b> Diagramme de règle des trois pivots	4
<b>Fig.I.2.</b> Diagramme contraintes-déformation du béton à l'ELU	7
<b>Fig.I.3.</b> Diagramme contraintes-déformations du béton à l'ELS	7
<b>Fig.I.4. :</b> Diagramme contraintes – déformations de l'acier	11
<b>Fig.II.1.</b> Coupe de voile en élévation.	14
<b>Fig.II.2.</b> Coupe transversale sur un plancher à corps creux	15
<b>Fig.II.3.</b> Schéma de la disposition des poutrelles	16
<b>Fig.II.4.</b> Coupe transversale d'une poutrelle	18
<b>Fig.II.5.</b> Coupe verticale de l'escalier	20
<b>Fig.II.6.</b> Schéma statique de la volée 1 et 2 d'escalier type 2	26
<b>Fig.II.7.</b> Vue en plan d'identification des poteaux de la descente de charges	27
<b>Fig.II.8.</b> Poteau « P » de la descente de charges	31
<b>Fig.II.9.</b> Section brute ( $B_r$ )	35
<b>Fig.III.1.</b> Diagramme des moments des appuis pour une poutre à 2 travées	35
<b>Fig.III.2.</b> Diagramme des moments des appuis pour une poutre à plus de 2 travées	36
<b>Fig.III.3.</b> Diagramme des efforts tranchants pour une poutre à 2 travées	36
<b>Fig.III.4.</b> Diagramme des efforts tranchants pour une poutre à plus de 2 travées	55
<b>Fig.III.5.</b> Schéma de ferrailage de la dalle de compression	59
<b>Fig.III.6.</b> Schéma de ferrailage de la dalle pleine	63
<b>Fig.III.7.</b> Schéma de ferrailage de la partie 1et2 de l'escalier	66
<b>Fig.III.8.</b> Schéma de ferrailage de la partie de l'escalier	67
<b>Fig.III.9.</b> Schéma de ferrailage de la poutre brisée	68
<b>Fig.III.10.</b> Coupe transversale de l'acrotère	71
<b>Fig.III.11.</b> Section à ferrailer	74
<b>Fig.III.12.</b> Schéma de ferrailage de l'acrotère (Terrasse inaccessible)	80
<b>Fig.IV.1.</b> Disposition des voiles	80
<b>Fig.IV.2.</b> 1 <sup>er</sup> mode (translation suivant X)	80
<b>Fig.IV.3.</b> 2 <sup>ème</sup> mode (translation suivant Y)	81
<b>Fig.IV.4.</b> 3 <sup>ème</sup> mode (torsion autour de Z)	90
<b>Fig.V.1.</b> Disposition constructives des portiques.	97
<b>Fig.V.2.</b> Ferrailage des poutres principales et secondaires de, RDC	106
<b>Fig.V.3.</b> Réduction des sections de poteaux	112
<b>Fig.V.4.</b> Disposition des armatures dans les voiles	114
<b>Fig.V.5.</b> Schéma d'un voile plein	119
<b>Fig.V.6.</b> Ferrailage du voile $V_{x1}$ RDC	121
<b>Fig.VI.1.</b> semelle isolée	122
<b>Fig.VI.2.</b> Semelle filante	123
<b>Fig.VI.3.</b> . Calcul de l'abscisse de la résultante de l'effort normal	123
<b>Fig.VI.4.</b> Semelle filante	125
<b>Fig.VI.5.</b> Schéma de Ferrailage de Semelle filante	127
<b>Fig.VI.6.</b> Schéma de ferrailage de longrine	127
<b>Fig.VI.7.</b> Cofrege Semelle filante	127

<b>Tableau I.1.</b> Caractéristique mécanique des aciers.	<b>9</b>
<b>Tableau I.2.</b> Caractère d'adhérence des aciers.	<b>10</b>
<b>Tableau II.1.</b> Evaluation des charges « G » et surcharges « Q » des planchers	<b>23</b>
<b>Tableau II.3.</b> Evaluation des charges « G » et surcharges « Q » des planchers à dalle pleine	<b>23</b>
<b>Tableau II.4.</b> Evaluation de la charge « G » des murs extérieurs et intérieurs	<b>24</b>
<b>Tableau II.5.</b> Evaluation des charges « G » et surcharges « Q » des paliers des escaliers	<b>25</b>
<b>Tableau II.6.</b> Evaluation des charges « G » et surcharges « Q » de la volée	<b>26</b>
<b>Tableau II.7.</b> Poids propre des poteaux	
<b>Tableau II.9.</b> Evaluation des surcharges « Q » pour le poteau P	<b>28</b>
<b>Tableau II.10.</b> La loi de dégression pour le poteau P	<b>31</b>
<b>Tableau II.11.</b> La vérification au flambement	<b>32</b>
<b>Tableau II.12.</b> Prévérification de l'effort normal réduit	<b>33</b>
<b>Tableau III.1.</b> Les Types de poutrelles	<b>37</b>
<b>Tableau III.2.</b> Combinaisons d'actions	<b>38</b>
<b>Tableau III.3.</b> Les moments isostatiques max en travées	<b>39</b>
<b>Tableau III.4.</b> Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher courant (type 1)	<b>41</b>
<b>Tableau III.5.</b> Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher courant (type1)	<b>41</b>
<b>Tableau III.6.</b> Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher courant (type 2)	<b>42</b>
<b>Tableau III.7.</b> Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher courant (type 2)	<b>42</b>
<b>Tableau III.8.</b> Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher courant (type 3)	<b>42</b>
<b>Tableau III.9.</b> Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher courant (type 3)	<b>42</b>
<b>Tableau III.10.</b> Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher terrasse (type 1)	<b>42</b>
<b>Tableau III.11.</b> Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher terrasse (type 1)	<b>42</b>
<b>Tableau III.12.</b> Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher terrasse (type 2)	<b>42</b>
<b>Tableau III.13.</b> Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher terrasse (type2)	<b>43</b>
<b>Tableau III.14.</b> Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher terrasse (type 3)	<b>43</b>
<b>Tableau III.15.</b> Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher terrasse (type 3)	<b>43</b>
<b>Tableau III.16.</b> Sollicitations les plus défavorables dans les poutrelles.	<b>43</b>
<b>Tableau III.17.</b> Le calcul du ferrailage à l'ELU dans le plancher terrasse inaccessible	<b>53</b>
<b>Tableau III.18.</b> Le ferrailage des différentes poutrelles	<b>54</b>
<b>Tableau III.19.</b> Schémas de ferrailage des différentes poutrelles	<b>54</b>
<b>Tableau III.20.</b> Résultats de ferrailage de dalle	<b>58</b>
	<b>61</b>
<b>Tableau III.21.</b> ferrailage de la partie de l'escalier à trois volées en travée et aux appuis	
<b>Tableau III.22.</b> Les résultats de calcul par la méthode de la RDM	<b>63</b>
<b>Tableau III.23.</b> Evaluation de la flèche dans a partie l 1 de l'escalier	<b>63</b>
<b>Tableau III.24.</b> Résultats de ferrailage de la 2 <sup>ème</sup> partie	<b>64</b>
<b>Tableau III.25.</b> Ferrailage de la volée	<b>66</b>

<b>Tableau III.26.</b> Vérification de l'état limite de compression du béton.	<b>67</b>
<b>Tableau III. 27.</b> Charge permanente revenant à l'acrotère	<b>68</b>
<b>Tableau III.28.</b> Combinaisons d'action de l'acrotère.	<b>70</b>
<b>Tableau IV.1.</b> Valeurs des pénalités $Pq$	<b>76</b>
<b>Tableau IV.2.</b> Vérification de l'interaction sous charges verticales	<b>82</b>
<b>Tableau IV.3.</b> Vérification de l'interaction sous charges horizontales	<b>82</b>
<b>Tableau IV.4.</b> Période de vibration et taux de participation massique.	<b>83</b>
<b>Tableau IV.5.</b> Vérification de l'effort normal réduit	<b>84</b>
<b>Tableau IV.6.</b> Vérification de l'effort tranchant à la base	<b>85</b>
<b>Tableau IV.7.</b> Vérification des déplacements pour le sens x-x	<b>86</b>
<b>Tableau IV.8.</b> Vérification des déplacements pour le sens y-y.	<b>88</b>
<b>Tableau IV.9.</b> Vérification à L'effet P- $\Delta$ .	
<b>Tableau V.1.</b> Ferrailage des poutres principales et secondaires	<b>92</b>
<b>Tableau V.2.</b> Vérification des contraintes tangentielles	<b>94</b>
<b>Tableau V.3.</b> Vérification des armatures longitudinales au cisaillement	<b>95</b>
<b>Tableau V.4.</b> Vérification de l'état limite de compression du béton	<b>95</b>
<b>Tableau V.5.</b> Vérification de la flèche pour les poutres	<b>95</b>
<b>Tableau V.6.</b> Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux	<b>99</b>
<b>Tableau V.7.</b> Sollicitations dans les poteaux	<b>100</b>
<b>Tableau V.8.</b> Ferrailage des poteaux	<b>102</b>
<b>Tableau V.9.</b> Calcul des armatures transversales	<b>103</b>
<b>Tableau V.10.</b> Vérification du flambement pour les poteaux	<b>104</b>
<b>Tableau V.11.</b> Vérification des contraintes dans le béton pour les poteaux	<b>104</b>
<b>Tableau V.12.</b> Vérification aux sollicitations tangentes pour les poteaux	<b>105</b>
<b>Tableau V.13.</b> Schéma de ferrailage des poteaux dans chaque niveau	<b>107</b>
<b>Tableau V.14.</b> Sollicitations max de calcul dans les voiles	<b>114</b>
<b>Tableau V.15.</b> Sollicitations max de calcul dans le voile $V_{yy}$	<b>114</b>
<b>Tableau V.16.</b> Sollicitations de calcul dans le voile $V_{x1}$ dans tous les niveaux	<b>117</b>
<b>Tableau V.17.</b> Sollicitations de calcul dans le voile $V_{y1}$ dans tous les niveaux	<b>118</b>
<b>Tableau VI.1.</b> Les efforts agissant sur la semelle (ELS).	<b>122</b>
<b>Tableau VI.2.</b> Ferrailage longitudinale des longrines	<b>127</b>

# CHAPITRE I

## **I.1- Introduction**

L'étude des structures in étape importante et nécessaire dans le processus de construction. Cette étude vise à mettre en pratique les connaissances acquises au cours des cinq années de formation d'ingénieur en examinant un ouvrage en béton armé.

L'ouvrage en question est un bâtiment mixte (portique + voile) en R+5

Les efforts générés par la construction sont utilisés pour ferrailer les éléments résistants conformément aux combinaisons et dispositions constructives exigées by la (BAEL) et le (RPA).

## **I.2-Présentation du projet:**

Le présent projet consiste à étudier d'un bâtiment (R+5) à usage d'habitation.

L'ouvrage sera implanté à Setlif ville située en **zone I I(zone de sismisite moyene)** , selon le règlement parasismique algérien [RPA99/version2003].

## **I.3-Caractéristiques géométriques**

- Hauteur totale du bâtiment (avec acrotère) : 19.98m
- Hauteur du bâtiment (sans acrotère) : 19.38m
- Hauteur du rez-de-chaussée : 4.08 m
- Hauteur de l'étage courant : 3.06 m
- Hauteur de l'acrotère : 0,6 m
- La largeur de bâtiment est de : 17.35 m
- La longueur de bâtiment est de : 29.90 m

## **I.4-Description de l'ossature**

### **❖ Ossature et contreventement**

Le bâtiment is construit en béton armé et est équipé de portiques, appelés poteaux-poutres, et de voiles. La stabilité de ouvrage doit être principalement assurée par les efforts horizontaux et verticaux causés par les charges permanentes, les charges exploitation et les actions sismiques

### ❖ Planchers

Nous avons opté pour des dalles en corps creux, pour les raisons suivantes :

- a) Facilité de réalisation.
- b) Les portées de notre projet ne sont pas grandes
- c) Réduire le poids du plancher et par conséquent l'effet sismique.
- d) Raison économique

### ❖ Voiles

les voiles sont en béton armé continu sur toute la hauteur du bâtiment

### ❖ Escaliers

Ils servent à relier les niveaux successifs et à faciliter les déplacements entre étages.

Notre structure comporte un seul type d'escaliers :

Escalier droit (2palier / volée)

### ❖ Maçonnerie

**Murs extérieurs** : sont en doubles parois de briques creuses (la paroi interne et la paroi externe sont de 10 et 15cm d'épaisseur, séparées d'un vide d'air de 5cm d'épaisseur).

**Murs intérieurs** : sont en briques creuses de 10cm d'épaisseur.

### ❖ Les revêtements :

- Enduit en plâtre pour les plafonds.
- Enduit en ciment pour les murs extérieurs et les cloisons en contact avec l'eau.
- Revêtement à carrelage pour les planchers.
- Le plancher terrasse sera recouvert par une étanchéité multicouche imperméable évitant la pénétration des eaux pluviales.
- Une couche de peinture claire pour l'extérieur pour réfléchir la lumière du soleil et ainsi diminuer la chaleur

### ❖ Acrotère

on appelle mur acrotère, en abrégé acrotère, un muret situé en bordure de toitures terrasse pour permettre le relevé d'étanchéité, la hauteur de l'acrotère est de 60 cm.

#### ❖ Isolation

L'isolation acoustique est assurée par l'épaisseur de la dalle pleine et par la couche de liège dans les planchers. Les cloisons des murs par le vide d'air emprisonné entre les deux parois.

### I.5-Données sismique de la structure

- Le bâtiment est implanté dans une zone classée par le RPA 99/version 2003 comme zone de forte sismicité (Zone II).
- L'ouvrage appartient au groupe d'usage 2
- Contrainte admissible du sol  $\sigma = 1.4$  bars.

### I.6-Règles et Hypothèses de calcul :

L'étude de cet ouvrage est effectuée conformément aux règlements ci-après : **Le règlement [BAEL91]** Basé sur la théorie des états limites.

#### a) Les Etat limite ultime « ELU »

Les vérifications à effectuer dans le cas des états limites ultime portent sur :

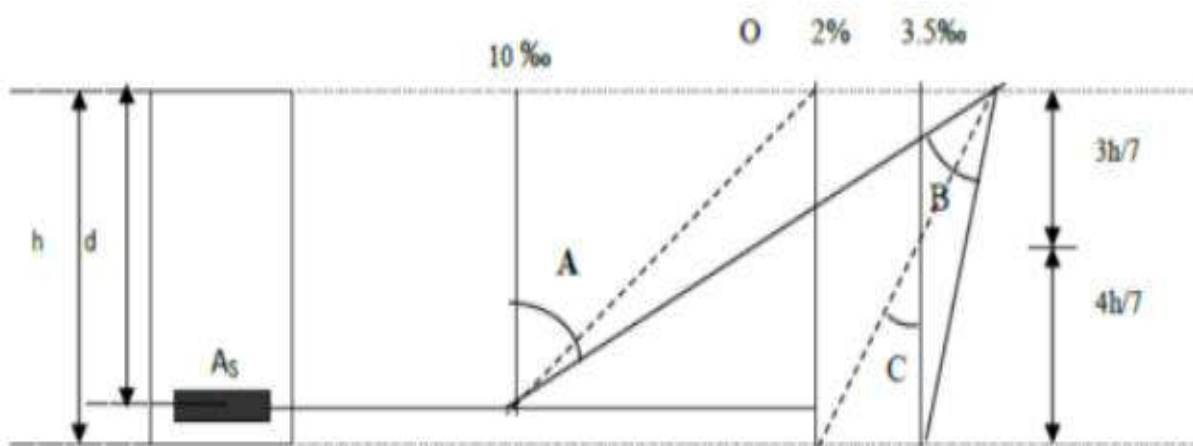
- L'équilibre statique.
- La résistance de l'élément
- La stabilité de forme des éléments (flambement).

La combinaison d'action à l'état limite ultime est  $q = 1.35G + 1.5Q$

#### ❖ Hypothèses de calcul :

- Les sections droites restent planes après déformation.
- Il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton
- La résistance à la traction du béton est négligeable.

- Les déformations des sections sont limitées à :  $\epsilon = 3.5 \text{ ‰}$  en flexion simple et  $\epsilon = 2 \text{ ‰}$  en compression simple.
- L'allongement maximal des aciers est conventionnellement limité à  $\epsilon = 10 \text{ ‰}$
- Le diagramme contrainte – déformation du béton est « parabole-rectangle ».
- Le dimensionnement à l'état limite ultime est conduit en supposant que le diagramme des déformations passe par l'un des trois pivots A, B ou C
- ✓ **Pivot A (région1):** Allongement de l'acier le plus tendu =  $10 \text{ ‰}$  : pièces soumises à la traction simple, la flexion simple ou composée
- ✓ **Pivot B (région2):** Raccourcissement de la fibre la plus comprimée =  $3.5 \text{ ‰}$  : pièces soumises à la flexion simple ou composée.
- ✓ **Pivot C (région 3) :** Raccourcissement de la fibre de béton à la distance  $d$  de la fibre comprimée =  $2 \text{ ‰}$  : pièces soumises à la flexion composée ou à la compression simple.



**Figure I.1:** Diagramme de règle des trois pivots

**b) Etat limite de service « ELS » :**

constituent les frontières aux de la desquelles les conditions normales d'exploitation et de durabilité de la construction ou des ses éléments ne sont plus satisfaites soient :

- Ouverture des fissures (limité la contrainte de la traction des aciers pour limités l'ouverture des fissures)
- Déformation des éléments porteurs (la flèche maximale ne devrait pas dépasser la flèche limite).

- Résistance à la compression du béton

La combinaison d'action à l'état limite de service est  $q = G+Q$

❖ **Hypothèses de calcul :**

- Les sections droites et planes avant déformation, restent droites et planes après déformation.
- Pas de glissement relatif entre le béton et l'acier
- Le béton tendu est négligé dans les calculs
- Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéaires élastique et il est fait abstraction du retrait et du fluage du béton.
- Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est par convention 15 fois plus grand que celui du béton ( $E_s = 15 E_b ; n = 15$ )

**[RPA99] /version2003 :**

Elles sont applicables à toutes les catégories de construction courantes de configuration simple et régulière.

Le but de règlement est de prévoir les mesures à la conception et à l'exécution des constructions, il prévoit :

- Une classification selon les zones sismique et le groupe d'usage d'une construction, les caractéristiques et les conditions du sol de fondation.
- Une conception sur la catégorie d'ouvrage pour prévoir un système convenable de contreventement.
- Des dimensionnements en vigueur des éléments structuraux.

## **I.7-Les matériaux**

Notre ouvrage sera conçu en béton armé qui est constitué par la réunion de deux matériaux: le béton et l'acier.

### **I.7.1-Béton**

Le béton armé est obtenu en introduisant des armatures en acier dans le béton, disposées de manière à équilibrer les efforts de traction. Le béton armé est un matériau constitué un mélange de granulats de ciment (sable, gravillons) et eau de gâchage.

La composition d'un mètre cube du béton est la suivante :

- ❖ 350 kg de ciment CEM II/ A 42,5
- ❖ 400 L de sable  $C_g \leq 5$  mm
- ❖ 800 L de gravillons  $C_g \leq 25$  mm
- ❖ 175 L d'eau de gâchage
- ❖ **Caractéristique physique et mécanique du béton**
  - **Masse volumique** : Elle varie entre 2200 à 2500 Kg/m<sup>3</sup> suivant la qualité d'acier mise. Dans le béton, elle est généralement dans les calculs prise pour béton ordinaire égale à 2500Kg/m<sup>3</sup>
  - **Résistance caractéristique** : compte tenu de la durée des réactions chimiques qui est de 28 jours (réaction achevée à 90 %), on détermine à cet âge la résistance caractéristique à la traction dite  $f_{t28}$  et à la compression notée  $f_{c28}$  par des essais ; on a été amené à se fixer une valeur de **25 Mpa** pour  $f_{c28}$  et par conséquent :  $f_{t28} = 0.6 + 0.06f_{c28} = 2.1$  Mpa. Un contrôle régulier sur chantier est exigé.

### Contrainte limite :

1). **A l'ELU** : est notée  $f_{bu}$  tel que :  $f_{bu} = \frac{0.85}{\gamma_b} \cdot f_{c28}$

**Avec :**

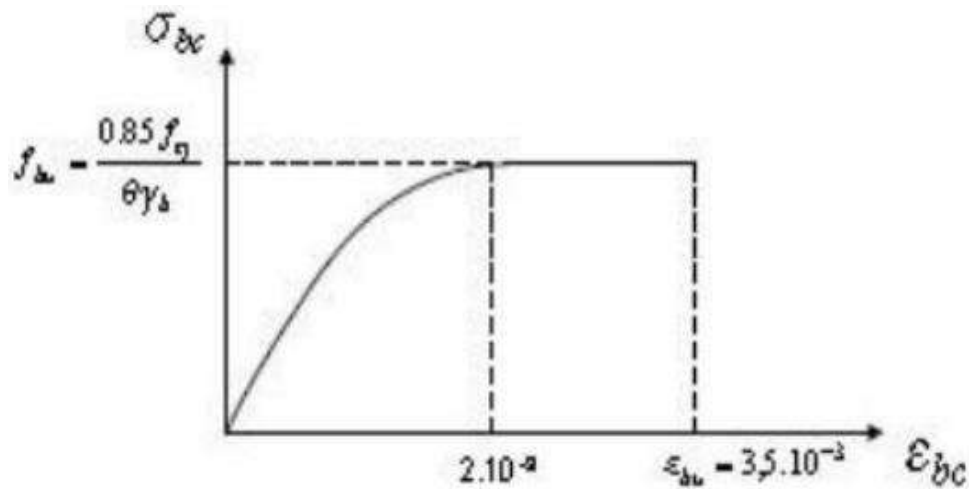
$\gamma_b$ : coefficient de sécurité du béton, il vaut 1.5 pour les combinaisons et 1.15 pour les combinaisons accidentelles.

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

**1** : lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'action considérée est supérieure à 24h,

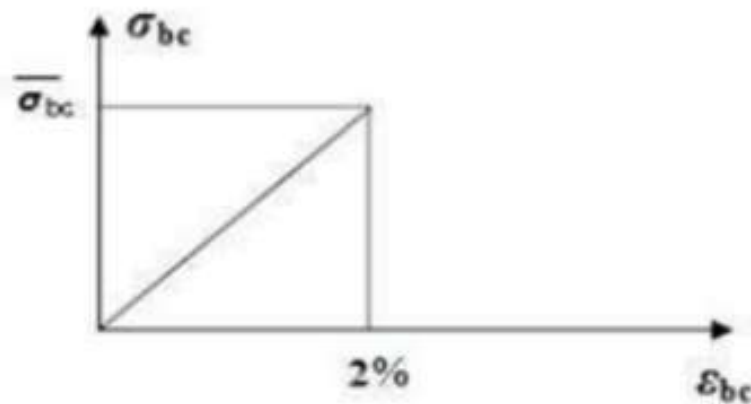
**0.9** : lorsque cette durée est comprise entre 1h et 24h

**0.85** : lorsqu'elle est inférieure à 1h Le coefficient de la minoration 0.85 a pour objet de couvrir l'erreur faite en négligent le fluage du béton



**Figure I.2** : Diagramme contraintes-déformation du béton à l'ELU

2). à l'ELS : est donné par  $\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28}$



**Figure I.3** : Diagramme contraintes-déformations du béton à l'ELS

**Contrainte ultime de cisaillement de béton :**

La contrainte ultime de cisaillement est limitée par :  $\tau_u \leq \tau_u$

Sachant que :

La contrainte ultime du cisaillement du béton est définie par :  $\tau_u = \frac{V_u}{bd}$

Avec

$V_u$  : effort tranchant

b,d Dimensions de la pièce

Les armatures transversales perpendiculaire à la ligne moyenne sont autorisées si  $\tau_u$  ne dépasse pas

$\tau_u = \text{Min}(0.13 \cdot f_{c28}; 4\text{Mpa}) = 3.25\text{Mpa} \dots\dots\dots$  Fissuration Peu Préjudiciable

$\tau_u = \text{Min}(0.1 \cdot f_{c28}; 3\text{Mpa}) = 2.5\text{Mpa} \dots\dots\dots$  Fissuration préjudiciable (ou très préjudiciable).

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

Ils existent deux modules de déformation déterminés d'après [BAEL.91].

- **Déformations instantanées**

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 heures on admet a défaut de mesures qu'à l'âge de « j » jour le module de déformation longitudinale instantanée du béton

$$E_{ij} = 11000 \times \sqrt[3]{f_{cj}} \quad \text{Avec : } f_{c28} = 25\text{MPa} \quad E_{i28} = 32164.2\text{MPa}$$

- **Déformations différées**

Les Déformations différées du béton comprennent le retrait et le fluage, Le module de déformation longitudinale différée  $E_{vj}$  est donné par :

$$E_{vj} = 3700 \times \sqrt[3]{f_{cj}} \quad \text{Avec : } f_{c28} = 25\text{MPa} \quad E_{v28} = 10721.4\text{Mpa}$$

### **Module de déformation transversale du béton « Module de cisaillement »**

La valeur du module de déformation transversal est donnée par

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)}$$

E : Module de Young

$\nu$ : Coefficient de poisson

**l'ELU** :  $\nu = 0 \rightarrow$  calcul des sollicitations (béton fissuré)

**l'ELS** :  $\nu = 0.2 \rightarrow$  Calcul des déformations (béton non fissuré)

### I.7.2-L'acier

acier est un mélange de faible pourcentage de fer et de carbone. Il résiste efficacement à la compression et à la traction. De addition, il ne réagit pas chimiquement avec le béton, a le même coefficient de dilatation thermique que le béton et a une bonne qualité d'adhérence avec lui. Les diamètres utilisés sont de **8-10-12-14-16-20-25-32-40 [mm]** et varient selon les nuances et les conditions de surface

Type	Nuance	Limite élastique Fe (MPa)	Limite de Rupture (MPa)	Allongement à la rupture (%)
<b>Rond lisses</b>	FeE215	215	480	14
	FeE235	235	550	12
<b>Haute adhérence</b>	FeE400	400	310 - 490	22
	FeE500	500	390 - 490	25
<b>Treillis soudés</b>	FeE500	500	550	12

**Tableau I.1** Caractéristique mécanique des aciers.

#### 1. Module d'élasticité longitudinale de l'acier :

Sa valeur est donnée expérimentalement :  $E_s = 2.10^5 \text{MPa}$

#### 2. Coefficient de poisson de l'acier :

Le coefficient de poisson est pris égal à :  $\nu=0.3$

### 3. Caractères d'adhérence :

Ils sont définis par le coefficient de fissuration  $\eta$  et le coefficient de scellement  $\psi_s$

Type	Coefficient de fissuration $\eta$	Coefficient de scellement $\psi_s$
Ronds lisses-Treillis soudés	1	1
Barres « HA »	1.6	1.6

Tableau I.2 Caractère d'adhérence des aciers.

### Contraintes limites dans les aciers :

#### a) Etat limite ultime ELU :

La contrainte limite de la traction et de compression notée  $\sigma_s$  est donnée par la formule :

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

Avec :

$f_e$ : Limite d'élasticité garantie

$\gamma_s$ : Coefficient de sécurité  $\left\{ \begin{array}{l} \gamma_s 1.5 \text{ situation transitoire SAT} \\ \gamma_s 1.15 \text{ situation accidentelle SA} \end{array} \right\}$

#### b) Etat limite ultime ELS :

On ne limite pas la contrainte de l'acier sauf en état d'ouverture des fissures :

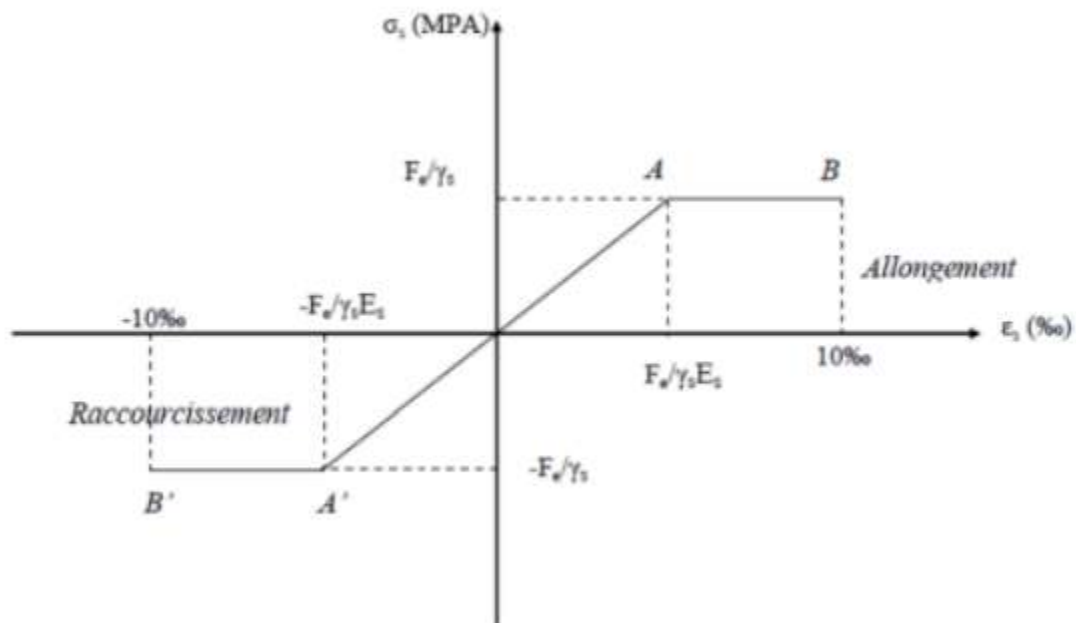
- Fissuration peu préjudiciable « FPP » :  $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 347.83 \text{MPa}$
- Fissuration préjudiciable « FP » :  $\sigma_s = \min \left( \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right) = 201.63 \text{MPa}$
- Fissuration très préjudiciable « FTP » :  $\sigma_s = \min \left( \frac{1}{2} f_e; 90 \sqrt{\eta f_{t28}} \right) = 164.97 \text{MPa}$

Avec :  $\eta$  : coefficient de fissuration  $\left\{ \begin{array}{l} 1 \text{ Acier rond lisse} \\ 1.6 \text{ aciers haute adhérence} \end{array} \right\}$

**❖ Diagramme contraintes – déformations :**

Le diagramme contraintes-déformations à considérer dans le calcul à l'ELU est défini conventionnellement

comme suit:



**Figure I.4:** Diagramme contraintes – déformations de l'acier

# ***Chapitre II***

**II.1 : Introduction :**

L'objectif du Prédimensionnement est de déterminer les sections des différents éléments de la structure afin qu'ils puissent reprendre les différentes actions et sollicitations auxquelles ils sont soumis. Le Prédimensionnement est réalisé conformément aux règlements dictés par le RPA 99 version 2003, le BAEL 91 et le CBA 93.

**II.2: Prédimensionnement des éléments principaux :****II.2.1. Les poutres :****II.2.1.1. Les poutres principales :** elles sont perpendiculaires aux poutrelles.

Selon le BAEL91 le prédimensionnement des poutres se fait en utilisant la condition suivante :

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10}$$

On suppose des poteaux de  $(30 \times 30) \text{ cm}^2$ .

- $h$  : hauteur de la poutre.
- $L_{\max}$  : distance maximale entre nus d'appuis ( $L_{\max} = 610 - 30 = 580 \text{ cm}$ )

D'où :

$$\underline{L_{\max} = 580 \text{ cm.} \Rightarrow 38.6 \text{ cm} \leq h \leq 58 \text{ cm}}$$

On prend :  **$h = 45 \text{ cm}$**

$$\mathbf{b = 45 \text{ cm}}$$

On doit vérifier les dimensions adoptées vis-à-vis des exigences du **RPA** qui sont les suivantes :

- $b \geq 20 \text{ cm}$  condition vérifiée.
- $h \geq 30 \text{ cm}$  condition vérifiée.
- $h/b = 45/45 = 1.1 < 4$  condition vérifiée.

**II.2.1.2 : les poutres secondaires :** elles sont parallèles aux poutrelles.

$L_{\max}$ : portée maximale entre nus d'appuis ( $L_{\max} = 465 - 30 = 435 \text{ cm}$ )

$$L_{\max} = 435 \text{ cm} \Rightarrow 29 \text{ cm} \leq h \leq 43.5 \text{ cm.}$$

On prend:  **$h = 40 \text{ cm}$**

$$\mathbf{b = 30 \text{ cm}}$$

Les dimensions vérifient les exigences du RPA.

Après la vérification on adopte les dimensions suivantes :

**Poutres principales :  $b \times h = (45,45) \text{ cm}^2$**

**Poutres secondaires :  $b \times h = (40,45) \text{ cm}^2$**

### **II.2.2. Poteaux :**

Ce sont des éléments en béton armé, rectangulaire et circulaire, destiné à transmettre les charges aux fondations, le prédimensionnement des poteaux se fait à la compression centrée selon les règles du BAEL91 (art B.8.4,1), en appliquant les critères de résistance et le critère de stabilité de forme et suivant les exigences du RPA 99 version 2003.

On fixera les dimensions des poteaux après avoir effectué la descente de charge, tout en vérifiant les recommandations du RPA99.

Les dimensions des poteaux sont supposées :

Pour des poteaux carrés :

- R.D.C : (b,h) = (50,50) cm<sup>2</sup>.
- 1<sup>eme</sup>, 2<sup>eme</sup>, 3<sup>eme</sup>, , étage: (b,h) = (45, 45) cm<sup>2</sup>
- 4<sup>eme</sup>, 5<sup>eme</sup> étage: (b,h) = (40,40) cm<sup>2</sup>.

### **II.2.3. Les voiles :**

L'épaisseur du voile doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage et des conditions de rigidité aux extrémités.

Les dimensions des voiles doivent satisfaire les conditions suivantes :

- $e > 15 \text{ cm} \dots\dots\dots(1).$
- $e > h_e / 20 \dots\dots\dots(2).$  RPA (article 7.7.1)
- $L > 4 e \dots\dots\dots(3).$

$h_e$  : Hauteur libre d'étage.

Dans notre projet la hauteur libre de l'étage est la même dans tous les étages donc :

$$h_e = 306 - 20 = 286 \text{ cm}$$

$e$  : Epaisseur du voile.

$L$  : Longueur du voile.

$$e \geq 15 \text{ cm}$$

On adopte pour tous les voiles une épaisseur de :

$$e = 15 \text{ cm.}$$

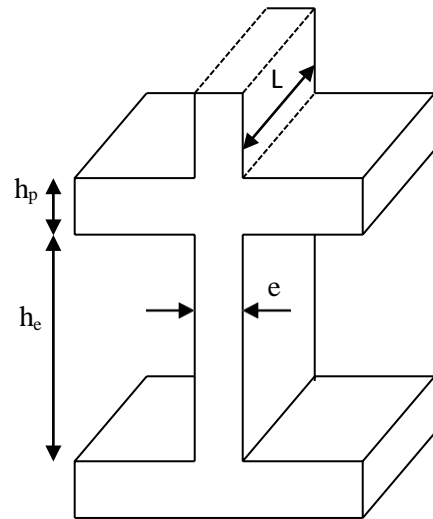


Fig. II.1. Coupe de voile en élévation.

### II.3. Prédimensionnement des éléments

#### secondaires : II.3.1. les planchers :

- **Définition** : Dans une construction, le plancher est une structure horizontale qui supporte :
  - Les surcharges d'exploitation (mobilier, véhicule, personnes...).
  - Les charges permanentes (cloisons, revêtements,...). Il les retransmet aux poutres, aux poteaux et aux murs porteurs, qui les reportent aux fondations.

Dans notre projet on trouve :

- Plancher à corps creux.
- Plancher à dalles pleine pour les balcons.

#### a). Plancher à corps creux :

Il est constitué de :

- Corps creux : dont le rôle est le remplissage, il n'a aucune fonction de résistance.
- Poutrelles : éléments résistants du plancher.
- Dalle de compression : c'est une dalle en béton armé, sa hauteur varie de 4 à 6 cm.
- Treillis soudé.

La hauteur du plancher est conditionnée par le critère de déformation selon le CBA 93 :

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{22.5} \quad \text{CBA (article B.6.8.4.2.4).}$$

Avec :

$L_{\max}$  : Travée maximale entre nu d'appuis dans le sens de disposition des poutrelles (fig. II.3).

$h_t$  : Hauteur totale du plancher.

$$L_{\max} = (490 - 40) = 450\text{cm} \Rightarrow h_t \geq \frac{450}{22.5} = 20\text{cm} .$$

Donc on adopte un plancher de hauteur ( $h_t = h_{cc} + h_{ddc} = 16 + 4$ ) = 20cm.

Avec :

$h_{cc} = 16\text{cm}$  : Hauteur du corps creux.

$h_{ddc} = 4\text{cm}$  : Hauteur de la dalle de compression.

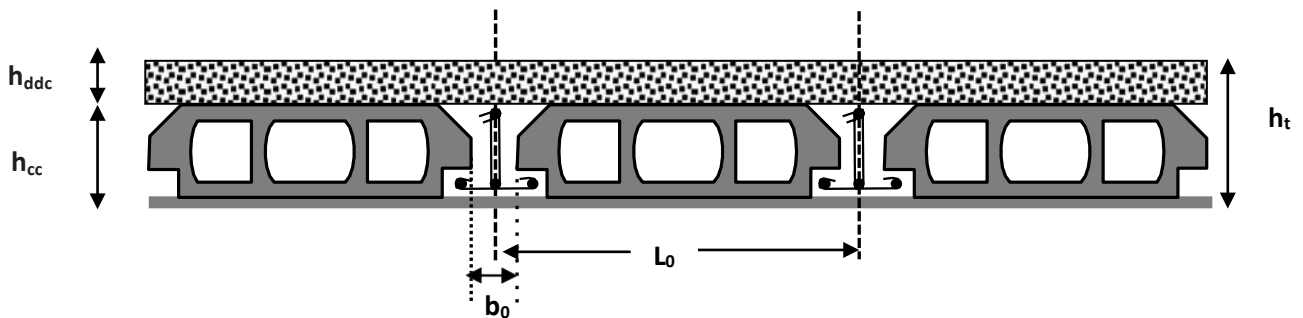


Fig. II.2. Coupe transversale sur un plancher à corps creux.

$L_0$  : distance entre axe des poutrelles.

$b_0$  : largeur de la nervure.

#### II.4. Les poutrelles :

##### ➤ Définition :

Les poutrelles sont des petites poutres préfabriquées ou coulées sur place en béton armé ou précontraint formant l'ossature d'un plancher, les poutrelles se calculent comme des sections en T.

##### ➤ Disposition des poutrelles :

La disposition des poutrelles se fait selon deux critères :

- Le critère de la petite portée.
- Le critère de continuité (le sens où il y a plus d'appuis).

Pour notre projet la disposition des poutrelles est effectuée selon les deux critères et cela pour tous les planchers comme indiqué sur la figure (fig. II.3).

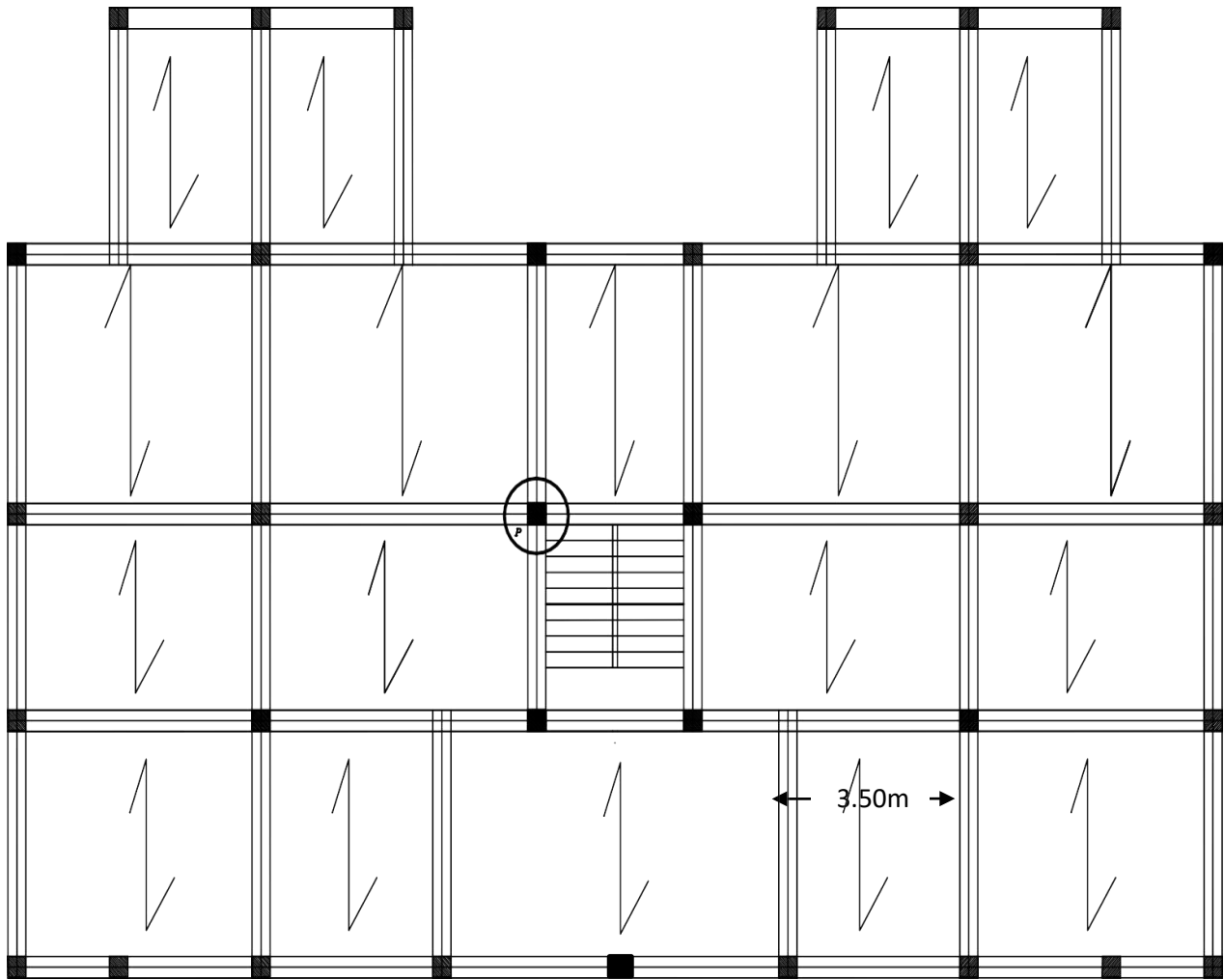


Fig. II.3. Schéma de la disposition des poutrelles.

➤ Dimensionnement des poutrelles :

- Détermination de la largeur de la table de compression :

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

$b$  : Largeur de la table de compression.

$L_x$  : distance entre nus des deux poutrelles.

$$L_x = 65 - 12 = 53 \text{ cm.}$$

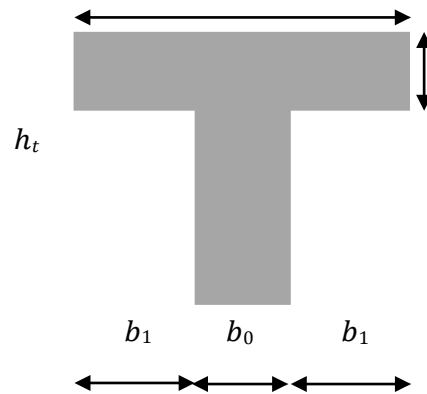


Fig. II.4. Coupe transversale d'une poutrelle.

$L_y$  : la longueur minimale d'une travée dans le sens parallèle aux poutrelles.

$$L_y = 205 - 40 = 165 \text{ cm}$$

Donc :

$$L_x=53\text{cm}, L_y= 165\text{cm}.$$

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

$$b \leq \min \left( \frac{53}{2}; \frac{165}{10} \right)$$

$$\Rightarrow b_1 \leq \min(26.5;16.5)$$

Soit :

$$b_1 = 16.5\text{cm}$$

$$b \leq 2 \times b_1 + b_0 = 2 \times 16.5 + 12 = 45\text{cm}$$

Soit : **b=45cm**

**b). Plancher en dalle pleine :**

Ce sont des planchers totalement en béton armé coulé sur place. Ils reposent avec ou sans continuité sur 1, 2,3ou 4 appuis constitués par des poutres en béton armé.

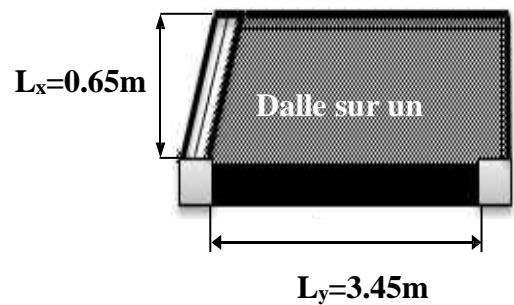
Le dimensionnement de ce type de plancher dépend de deux critères :

➤ **Critère de résistance :**

$$e \geq \frac{l_x}{20} \quad \rightarrow \text{Pour une dalle sur un seul ou deux appuis.}$$

Notre projet comporte deux types de dalle pleine :

$$\text{Dalle sur 2 appuis} \quad \rightarrow e \geq \frac{165}{20} \Rightarrow e \geq 8.25\text{cm}$$



On voit bien que pour les dalles pleines sur un seul appui et sur deux appuis que le critère de coupe-feu qui est déterminant. On opte pour l'ensemble des dalles pleines (balcons) l'épaisseur  $e=12\text{cm}$ .

c). Les escaliers :

c.1). Terminologie :

- **La marche** est la partie horizontale, là où l'on marche.
- **La contremarche** est la partie verticale, contre la marche.
- **L'emmarchement** est la longueur utile de chaque marche.
- **Le giron** est la largeur de la marche prise sur la ligne de foulée qui est tracée à  $0.5\text{m}$  de la ligne de jour.
- **La paillasse** supporte les marches.
- **Volée** c'est un ensemble de marches d'un palier à un autre.

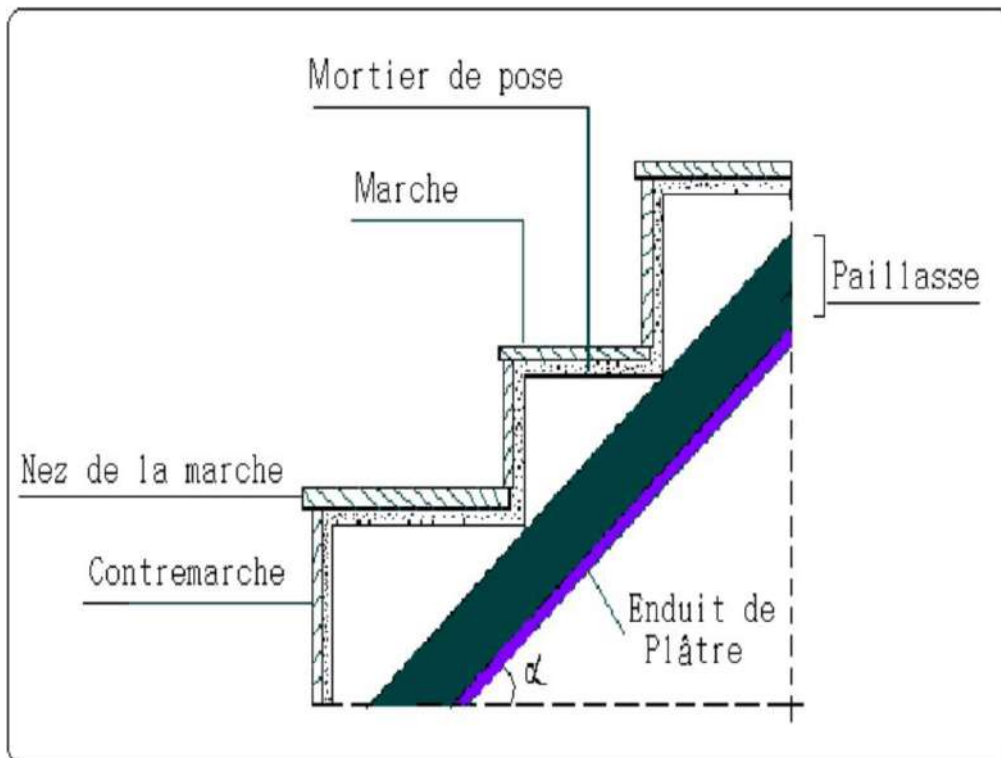


Fig. II.5. Coupe verticale de l'escalier.

❖ **Epaisseur de la paillasse (palier et volée) :**

$$L_0 = L_v + L_p.$$

$$L = L_p + \sqrt{L_0^2 + H^2} \Rightarrow$$

$$L = \sqrt{2.7^2 + 1.87^2} + 1.2 = 4.48m$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \Rightarrow \frac{448}{30} \leq e \leq \frac{448}{20} \Rightarrow 14.93cm \leq e \leq 22.4cm \\ e \geq 11cm \dots \dots \dots \text{Pour deux heures de coupe-feu.} \end{array} \right.$$

On prend : **e = 15cm.**

❖ **Pré dimensionnement des escaliers :**

Pour déterminer les dimensions des marches et des contres marches on utilise la formule de **Blondel** qui est donnée par :  $59 \leq 2g+h \leq 64 \dots \dots \dots (1)$ .

La limite inférieure (59) correspond à des escaliers courants d'appartement et la limite supérieur (64) correspond à des locaux publics.

Soit (n) le nombre de contre marches et (n-1) le nombre de marches.

avec :  $\begin{cases} H : \text{la hauteur de la volée} \\ L_0 : \text{la longueur projetée de la volée} \end{cases}$

Pour cette structure, on a principalement trois type d'escalier :

➤ **Première volée**

La longueur développée est :  $L = L_v + L_p.$

• **Calcul du nombre de marche et de contre marche :**

On a :  $L_0 = 270 \text{ cm} ; H = 187\text{cm}.$

$$64n^2 - (64 + 2H + L_0)n + 2H = 0 \Rightarrow 64n^2 - (64 + 2 \times 187 + 270)n + 2 \times 187 = 0$$

$$64n^2 - 708n + 374 = 0$$

En résolvant la dernière équation on obtient :

Le nombre de contre marche est :  $n = 11.$

Le nombre de marche est :  $n - 1 = 10.$

- Calcul du giron(g) et la hauteur d'une contre marche (h) :

$$g = \frac{L_0}{n-1} \Rightarrow g = \frac{270}{10} = 27. \Rightarrow g = 27cm.$$

$$h = \frac{H}{n} \Rightarrow h = \frac{187}{11} = 17 \Rightarrow h = 17cm.$$

Donc  $\left\{ \begin{array}{l} \text{Le giron d'une marche est : } g=27cm \\ \text{La hauteur d'une contremarche est: } h=17cm \end{array} \right.$

59 cm ≤ g + 2.h = 61 cm ≤ 66 cm ; La formule de « BLONDEL » est vérifiée

- Calcul du nombre de marche et de contre marche :

On a : L<sub>0</sub> = 270 cm ; H = 187cm.

$$64n^2 - (64 + 2H + L_0)n + 2H = 0 \Rightarrow 64n^2 - (64 + 2 \times 187 + 270)n + 2 \times 187 = 0$$

$$64n^2 - 708n + 374 = 0$$

En résolvant la dernière équation on obtient :

Le nombre de contre marche est : n = 11.

Le nombre de marche est : n - 1 = 10.

- Calcul du giron(g) et la hauteur d'une contre marche (h):

$$g = \frac{L_0}{n-1} \Rightarrow g = \frac{270}{10} = 27. \Rightarrow g = 27cm.$$

$$h = \frac{H}{n} \Rightarrow h = \frac{187}{11} = 17 \Rightarrow h = 17cm.$$

Donc  $\left\{ \begin{array}{l} \text{Le giron d'une marche est : } g=27cm \\ \text{La hauteur d'une contremarche est: } h=17cm \end{array} \right.$

59 cm ≤ g + 2.h = 61 cm ≤ 66 cm ; La formule de « BLONDEL » est vérifiée

- Volée 1 et 3 sont identique

La longueur développée est : L = L<sub>v</sub> + L<sub>p</sub>.

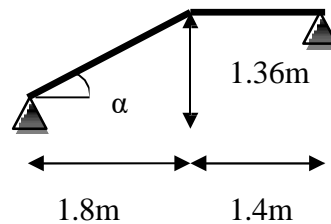


Figure II.6. Schéma statique de la volée 1 et 2 d'escalier type 2

- Epaisseur de la paillasse

$$\alpha = 37.07^\circ$$

$$L = L_p + \sqrt{L_0^2 + H^2} \Rightarrow$$

$$L = 1.4 + \sqrt{1.8^2 + 1.36^2} = 3.65m$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \Rightarrow \frac{365}{30} \leq e \leq \frac{365}{20} \Rightarrow 12.16cm \leq e \leq 18.25cm \\ e \geq 11cm \dots\dots\dots \text{Pour deux heures de coupe-feu.} \end{array} \right.$$

On prend : **e = 15 cm.**

• **Calcul du nombre de marche et de contre marche :**

On a :  $L_0 = 180 \text{ cm} ; H = 136\text{cm}.$

$$64n^2 - (64 + 2H + L_0)n + 2H = 0 \Rightarrow 64n^2 - (64 + 2 \times 136 + 180)n + 2 \times 136 = 0$$

$$64n^2 - 516n + 272 = 0$$

En résolvant la dernière équation on obtient :

Le nombre de contre marche est :  $n = 8.$

Le nombre de marche est :  $n - 1 = 7.$

• **Calcul du giron(g) et la hauteur d'une contre marche (h):**

$$g = \frac{L_0}{n-1} \Rightarrow g = \frac{180}{7} = 25.71 \Rightarrow g = 26\text{cm}.$$

$$h = \frac{H}{n} \Rightarrow h = \frac{136}{8} = 17 \Rightarrow h = 17\text{cm}.$$

Donc  $\left\{ \begin{array}{l} \text{Le giron d'une marche est : } g=26\text{cm} \\ \text{La hauteur d'une contremarche est: } h=17\text{cm} \end{array} \right.$

$59 \text{ cm} \leq g + 2.h = 60 \text{ cm} \leq 66 \text{ cm} ;$  La formule de « BLONDEL » est vérifiée

➤ **Deuxième volée**

La longueur développée est :  $L = L_v + L_p + L'_p.$

avec :  $\left\{ \begin{array}{l} L_v : \text{longueur de la volée.} \\ L_p : \text{longueur du palier du départ.} \\ L'_p : \text{longueur du palier d'arrivée.} \end{array} \right.$

• **Calcul du nombre de marche et de contre marche**

: On a :  $L_0 = 90 \text{ cm} ; H = 68\text{cm}.$

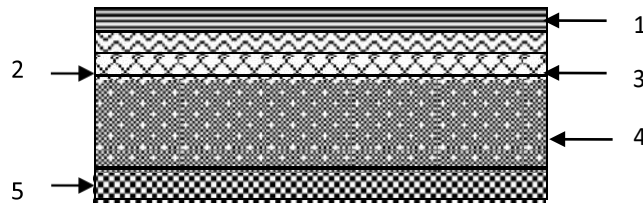
$$64n^2 - (64 + 2H + L_0)n + 2H = 0 \Rightarrow 64n^2 - (64 + 2 \times 68 + 90)n + 2 \times 68 = 0$$

$$64n^2 - 290n + 136 = 0$$

En résolvant la dernière équation on obtient :

Le nombre de contre marche est :  $n = 4.$

II.4.1.2. plancher à dalle pleine :



Coupe transversale dans le plancher à dalle pleine.

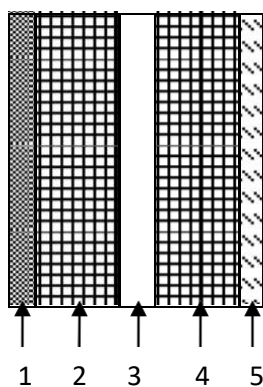
Tableau II.1. Evaluation des charges « G » et surcharges « Q » des planchers à dalle pleine :

Plancher	réfèrent	désignation	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Epaisseurs (m)	Poids G (KN/m <sup>2</sup> )	Surcharges Q (KN/m <sup>2</sup> )
Dalle pleine (balcons)	1	Revêtement carrelage	22	0.02	0.44	3.5
	2	Mortier de pose	20	0.02	0.4	
	3	Lit de sable	18	0.02	0.36	
	4	Dalle pleine	25	0.12	3	
	5	Enduit en plâtre	14	0.02	0.28	
<b>Total</b>	/	/	/	/	<b>4.48</b>	<b>3.5</b>

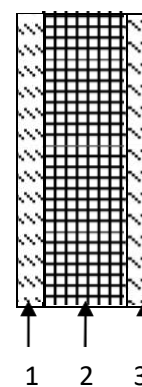
Avec : Q : charges d'exploitations

G : charges permanentes.

II.4.1. Evaluation de la charge « G » des murs extérieurs et intérieurs:



Murs extérieurs.



Murs intérieurs.

Tableau II.4.Evaluation de la charge « G » des murs extérieurs et intérieurs :

Type de murs	Référent	Désignation	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Epaisseurs (m)	Poids G (KN/m <sup>2</sup> )
<b>Murs extérieurs</b>	1	Enduit de ciment	20	0.02	0.4
	2	Brique creuse	9	0.15	1.35
	3	Lame d'aire	/	0.05	/
	4	Brique creuse	9	0.1	0.9
	5	Enduit de plâtre	14	0.02	0.28
<b>Total</b>	/	/	/	/	<b>2.93</b>
<b>Murs intérieurs</b>	1	Enduit de plâtre	14	0.02	0.28
	2	Brique creuse	9	0.1	0.9
	3	Enduit de plâtre	14	0.02	0.28
<b>Total</b>	/	/	/	/	<b>1.46</b>

II.4.2. Evaluation des charges et des surcharges des escaliers :

II.4.2.1. les paliers :

Tableau II.5.Evaluation des charges « G » et surcharges « Q » des paliers des escaliers :

Désignation	Poids volumique (KN /m <sup>3</sup> )	Epaisseurs (m)	Poids (KN/m <sup>2</sup> )	Surcharges Q (KN/m <sup>2</sup> )
<b>Palier</b>	25	0.18	4.5	2.5
<b>Carrelage</b>	22	0.02	0.44	
<b>Mortier de pose</b>	20	0.02	0.4	
<b>Lit de sable</b>	18	0.02	0.36	
<b>Enduit de plâtre</b>	14	0.02	0.28	
<b>Total</b>	/	/	<b>5.98</b>	<b>2.5</b>

II.4.2.2. Les volées:

Tableau II.7.Evaluation des charges « G » et surcharges « Q » de la volée :

Désignation		Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Epaisseur (m)	Poids G (KN/m <sup>2</sup> )	Surcharges Q (KN/m <sup>2</sup> )
Paillasse		25	0.12	3.63	2.5
Les marches		22	/	1.87	
Carrelage	horizontal	22	0.02	0.44	
	Vertical	22	/	0.25	
	Total			0.69	
Mortier de pose	horizontal	20	0.02	0.40	
	vertical	20	/	0.22	
	total	/	/	0.62	
Enduit de plâtre		18	0.015	0.32	
Total		/	/	<b>8.44</b>	

II.5. Descente de charge :

La descente de charge consiste à calculer pour chaque élément porteur de la structure la charge qui lui supporte au niveau de chaque étage jusqu'à la fondation, et pour pouvoir pré dimensionner ces éléments.

G : Charges permanentes.

Q : charges d'exploitation.

❖ La loi de dégression [DTR B.C.22].

Soit  $Q_0$  la charge d'exploitation sur le toit ou la terrasse couvrant le bâtiment ;  $Q_1, Q_2, \dots, Q_n$  les charges d'exploitation respectives des plancher des étages 1,2,.....n numérotés à partir du sommet du bâtiment.

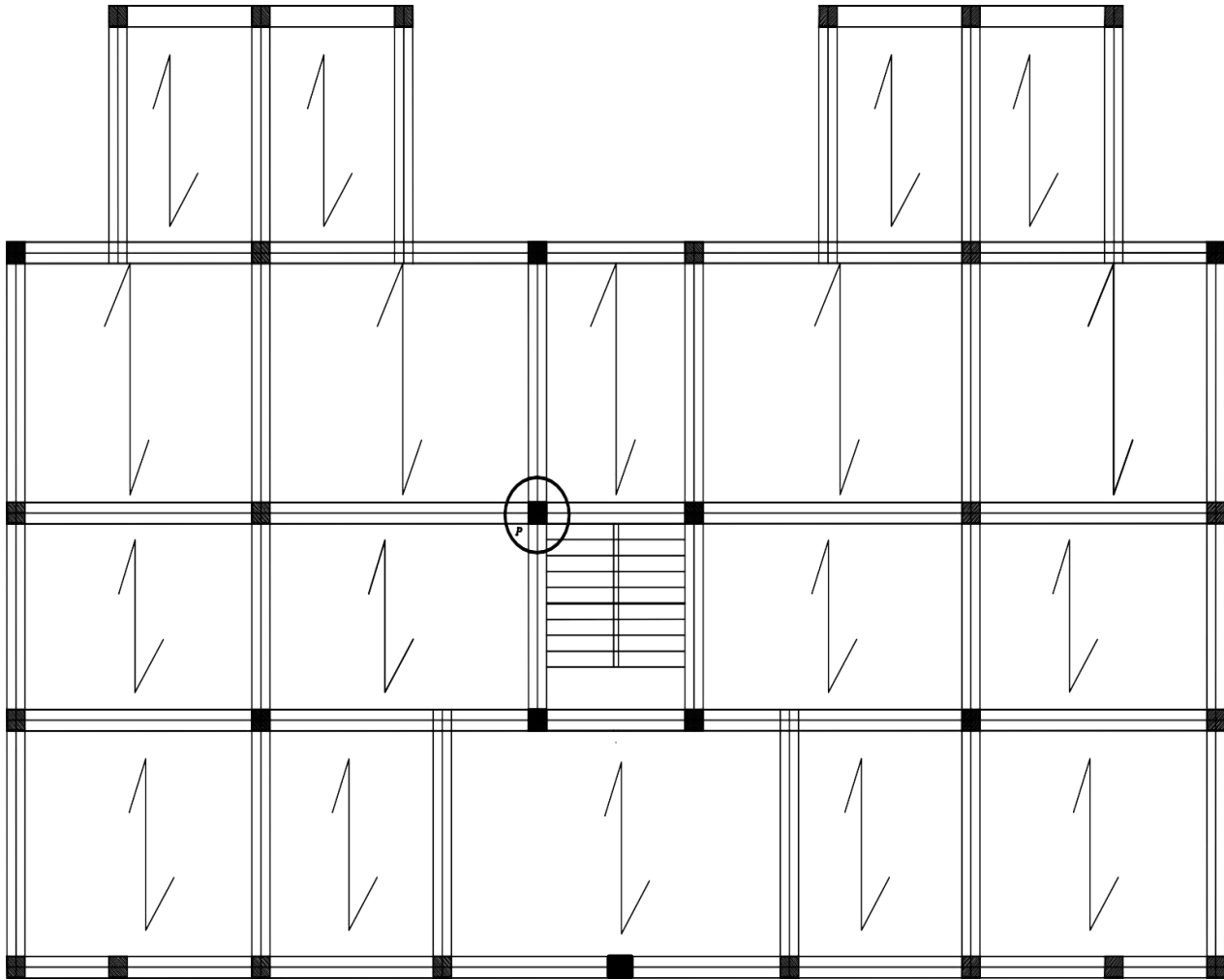


Fig. II.7. Vue en plan d'identification des poteaux de la descente de charges.

On adoptera pour le calcul des points d'appui les charges d'exploitation suivantes : Sous toit ou terrasse :

$Q_0$

Sous dernier étage  $Q_0 + Q_1$

Sous étage immédiatement inférieur (étage2) :  $Q_0 + 0,95 (Q_1 + Q_2)$

Sous étage immédiatement inférieur (étage3) :  $Q_0 + 0,90(Q_1 + Q_2 + Q_3)$

Sous étage n quelconque :  $Q_n = Q_0 + \frac{3+n}{2n} (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n)$

Le coefficient  $\frac{(3+n)}{2n}$  étant valable pour  $n \geq 5$

Lorsque les charges d'exploitation sont les mêmes pour tous les étages, la loi de dégression établie précédemment se réduit à :

Sous toit ou terrasse :  $Q_0$

Sous dernier étage :  $Q$

Sous étage immédiatement inférieur (étage2) :  $0,9Q$

Sous étage immédiatement inférieur (étage3) :  $0,8Q$

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

La descente de charge va se faire pour les poteaux intermédiaire (p) pour trouver la configuration la plus défavorable (voir figure. II.19) en se référant à la surface afférente.

**II.5.1. Calcul de charges revenantes au poteau**

❖ **Calcul des surfaces afférentes**

• **Terrasse inaccessible**

$$S_{CC} = 12.59m^2$$

$$S_{DP} = 3.07m^2$$

$$S_T = 15.66m^2$$

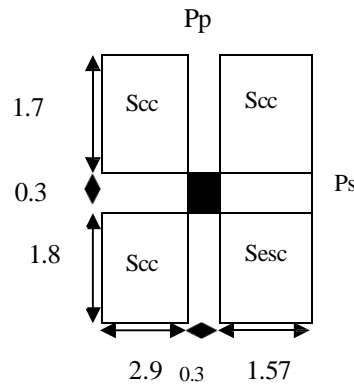


Figure II.8. Surface afférente du poteau terrasse inaccessible et étages courant

• **Etages courant**

$$S_{CC} = 15.66m^2$$

• **Etages 1.2et3**

$$S_{CC} = 12.82m^2$$

$$S_{ESC} = 2.87m^2 \quad S = 15.69m^2$$

• **Etages RDC**

$$S_{CC} = 12.82m^2$$

$$S_{ESC} = 2.87m^2$$

$$S_T = 15.69m^2$$

❖ **Les charges et surcharges:**

• **L'escalier**

$$G = 2.835 \times 8.54 = 24.21KN$$

$$Q = 2.835 \times 2.5 = 7.08KN$$

• **Les murs :**

$$G = 28.59KN$$

• Poids des

**poutres**  $G_{PP} = \gamma \times V_{PP}$

$$G_{PP} = 25 \times (L_{PP} \times b \times h)$$

$$G_{PP} = 25 \times (4.47 \times 0.45 \times 0.45) = 30.7 \text{ KN}$$

$$G_{PS} = 25 \times (L_{PS} \times b \times h)$$

$$G_{PS} = 25 \times (3.5 \times 0.3 \times 0.4) = 10.5 \text{ KN}$$

Avec :  $L_{PP}$  = longueur de la poutre principale

$L_{PS}$  = longueur de la poutre secondaire

• Poids des

**poteaux**  $G = \gamma \times S \times h_p$

Avec  $S$  : la surface de poteau  
 $(b \times h)$   $h_p$  : hauteur d'étage

**Tableau II.8.** Poids propre des poteaux

Étage	RDC	1 <sup>ere</sup> . 2 <sup>ème</sup> . 3 <sup>ém</sup>	4 <sup>ème</sup> 5 <sup>ème</sup>
Section (cm <sup>2</sup> )	(50×50)	(45×45)	(40×40)
Poids(KN)	25.5	15.40	12.24

**Évaluation de la surcharge << Q >> :**

L'article 6.2 du D.T.R.B.C2.2 indique lorsque des locaux industriels ou commerciaux occupent certains niveaux, ils sont pris en compte sans abattement et non comptés dans le nombre d'étage de la loi de dégression, le schéma ci-après (*Figure II.9*) indiquera les différents niveaux d'intervention des charges dans la dégression,

Nous exposerons dans le tableau qui suit l'évaluation de la dégression de la surcharge d'exploitation <<Q>> :

<b>Tableau II.9:</b> évaluation de la surcharge << Q >> (Poteau) (D.T.R B.C2.2.ART.7.1)					
NATURE	Q (KN/m <sup>2</sup> )	Cumule (KN /m <sup>2</sup> )			Q (KN)
Terrasse inaccessible	1		1	1	15.66

étage 4	1	1.5+1	1	41.977
étage 3	1.5	$1+0.95*(1.5+1.5)$	0.95	65.66
étage 2	1.5	$1+0.90*(1.5+1.5+1.5)$	0.90	86.71
étage 1	1.5	$1+0.85*(1.5+1.5+1.5+1.5)$	0.85	105.13
RDC	2.5	$6.1+0.80(2.5-1)+1$	0.80	120.93

- Evaluation des charges « G » pour le poteau :

Tableau II.10. Evaluation des charges « G » OU « Q » pour le poteau :

G <sub>i</sub>	désignation	G total (KN)	Q total (kN)
<b>G<sub>0</sub></b>	Terrasse de la cage d'escalier	97.09	15.66
	Poids des poutres	30.7	
	Poids de poteau	10.5	
	<b>total</b>	<b>138.292</b>	<b>15.66</b>
<b>G<sub>1</sub></b>	G <sub>0</sub>	138.29	41.97
	Poids du plancher étage courant	72.81	
	Poids des poutres	41.2	
	Poids de poteau	12.24	
	Murs	28.59	
	Poids d'escalier	24.21	
	<b>total</b>	<b>317.35</b>	<b>41.97</b>
<b>G<sub>2</sub></b>	G <sub>1</sub>	317.35	65.66
	Poids du plancher étage courant	72.81	
	Poids des poutres	41.2	
	Poids de poteau	12.24	
	Poids d'escalier	24.21	
	Murs	28.59	
	<b>total</b>	<b>496.40</b>	<b>65.66</b>
<b>G<sub>3</sub></b>	G <sub>2</sub>	496.4	86.71
	Poids du plancher étage courant	72.81	
	Poids des poutres	41.2	
	Poids de poteau	15.4	
	Poids d'escalier	24.21	
	Murs	28.59	
	<b>total</b>	<b>678.62</b>	<b>86.71</b>

<b>G<sub>4</sub></b>	<b>G<sub>3</sub></b>	678.62	105.13
	Poids du plancher étage courant Poids des poutres Poids de poteau Poids d'escalier Murs	72.81 41.2 15.4 24.21 28.59	
	<b>total</b>	860.84	<b>105.13</b>
<b>G<sub>5</sub></b>	<b>G<sub>4</sub></b>	860.84	120.93
	Poids du plancher étage courant Poids des poutres Poids de poteau Poids d'escalier Murs	72.81 42.2 15.4 24.21 28.58	
	<b>total</b>	1043.058	<b>120.93</b>
<b>G<sub>6</sub></b>	<b>G<sub>5</sub></b>	1043.058	120.93
	Poids de poteau	25.5	
	<b>total</b>	1068.058	<b>120.93</b>

**II.5.2. Vérifications :**

- **L'effort normal ultime :**

$$N_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 1068.558 + 1.5 \times 120.93 = 1623.95 \text{kn}$$

Selon le **CBA93** (article B.8.11) on doit majorer pour les poteaux intermédiaires l'effort de compression ultime  $N_U$  a 10%, telle que :  $N_U = 1.1 (1.35G + 1.5Q)$

Donc :  $N_U = 1.1 \times 1623.95 = 1786.85 \text{t}$

- **Vérification à la résistance (compression simple) du poteau le plus sollicité :**

On doit vérifier la condition suivante :

$$\sigma_{bc} = \frac{N_u}{B} \leq \sigma_{bc}$$

Niveau	$N_U$ (MN)	<b>B</b> (m <sup>2</sup> )	<b>Bcol</b> (m <sup>2</sup> )	<b>B ≤ Bcol</b>
<b>RDC</b>	1786.35	0.25	0.128	<b>Vérifiée</b>
<b>1<sup>ème</sup> ; 2<sup>ème</sup> et 3<sup>ème</sup> étage</b>	1589.52	0.2025	0.112	<b>Vérifiée</b>
<b>4<sup>ème</sup> et 5<sup>ème</sup> étage</b>	768.63	0.16	0.054	<b>Vérifiée</b>

Avec :

$$\overline{\sigma}_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{1.5} = 14.2 \text{ MPa}$$

B : section du béton

$$B \geq \frac{N_u}{\overline{\sigma}_{bc}} \Rightarrow B \geq \frac{1786.35}{14.2} = 0.128 \text{ m}^2$$

$$B \geq 0.128 \text{ m}^2$$

Ce tableau résume les vérifications à la compression à tous les niveaux :

• **Vérification des conditions du RPA :**

$$\min(b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm} \dots\dots\dots (1)$$

$$\min(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20} \dots\dots\dots (2)$$

$$\frac{1}{4} \leq h_1 / b_1 \leq 4 \dots\dots\dots (3)$$

Les trois conditions sont vérifiées pour les différentes sections des poteaux.

• **Vérification au flambement :**

D'après le (CBA 93), on doit vérifier que l'effort normal ultime :

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

**CBA 93 (Article B.8.2.1)**

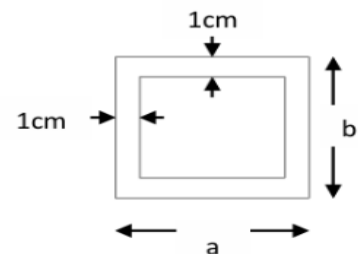
$\alpha$  : Coefficient tenant compte de l'élanement.

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

$$\alpha = 0.6 \left( \frac{\lambda}{50} \right)^2 \text{ Pour } 50 < \lambda \leq 70$$

$\gamma_b$  : Coefficient de sécurité du béton = 1.5

$\gamma_s$  : Coefficient de sécurité de l'acier = 1.15



**Fig. II.10. Section brute**

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \quad \text{Avec} \quad l = 0.7 \times l : \quad \sqrt{\frac{I}{B}} \quad I = \frac{b \times h^3}{12}$$

la longueur de flambement.

$i$  : Rayon de giration

$$A_s \geq 0.8\% \times Br.$$

On prend  $A_s = 1\% \times Br.$

$$B_{rcal} \geq \frac{Nu}{\alpha \left[ \frac{f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{fe}{100 \times \gamma_s} \right]}$$

**BAEL 91(7-4-2)**

$$Br = (a-2) \times (b-2)$$

Il faut vérifier que :  $Br \geq B_{rcal}$

Ce tableau résume les vérifications au flambement :

**Tableau II.11. Vérification au flambement :**

Type de poteau	B (cm <sup>2</sup> )	l <sub>0</sub> (cm)	l <sub>f</sub> (cm)	λ	□	B <sub>r</sub> (cm <sup>2</sup> )	N <sub>u</sub> (KN)	B <sub>rcal</sub> (cm <sup>2</sup> )
<b>50×50</b>	2500	2.86	200.2	13.87	0.827	<b>0.2304</b>	1786.35	<b>0.098</b>
<b>45×45</b>	2025	2.86	200.2	15.41	0.822	<b>0.1849</b>	1589.52	<b>0.087</b>
<b>40×40</b>	1600	2.86	200.2	17.33	0.815	<b>0.1444</b>	768.63	<b>0.043</b>

D'après le tableau précédent on voit bien que le critère de stabilité de forme est vérifié pour tous les poteaux.

- **Prévérification de l'effort normal réduit :**
- Selon le **RPA (article.7.1.3.3)** il faut vérifier :

$$v = \frac{N_d}{B \times f_{c28}} \leq 0.3$$

Ce tableau résume les vérifications de l'effort normal réduit :

**Tableau II.12. Prévérification de l'effort normal réduit :**

Niveau	Type de poteau	B (cm <sup>2</sup> )	Nu (KN)	v	Observation
RDC	50×50	0.2304	1786.35	<b>0.38</b>	<b>vérifiée</b>
1 <sup>ème</sup> , 2 <sup>ème</sup> et 3 <sup>ème</sup> étage	45×45	0.1848	1589.52	<b>0.34</b>	<b>vérifiée</b>
4 <sup>ème</sup> , 5 <sup>ème</sup> étage	40×40	0.1444	768.63	<b>0.25</b>	<b>vérifiée</b>

## II.6. Conclusion :

Après que nous avons fini le prédimensionnement des éléments structuraux et que nous avons fait toutes les vérifications nécessaires, nous avons adopté les sections suivantes :

**Poteaux du RDC :** 50×50cm<sup>2</sup>.

**-Poteaux des étages 1, 2, et 3 :** 45×45cm<sup>2</sup>.

**-Poteaux des étages 4 et 5 :** 40×40cm<sup>2</sup>.

**-Poutres principales :** 45×45cm<sup>2</sup>.

**-Poutres secondaires :** 40×30cm<sup>2</sup>.

-

# *Chapitre III*

**III.1. Calcul des planchers :****III.1.1. Introduction:**

Les planchers sont des aires, généralement planes qui servent à séparer les différents étages, ses différents rôles sont :

- ✓ Rôle de résistance, supporter les charges appliquées.
- ✓ Rôle d'isolation thermique et phonique.
- ✓ transmission des charges et surcharges aux éléments porteurs.

Il existe plusieurs types de plancher en béton armé :

- ✓ plancher à corps creux
- ✓ Plancher à dalle pleine
- ✓ Plancher champignons et /ou plancher dalle.

Le plancher à corps creux est plus utilisé dans les bâtiments courants (habitations, administratifs,...).il est constitué de corps creux qui ne sont des éléments de remplissage (aucun rôle de résistance) et des nervures en béton armé qui constituent l'élément résistant de plancher.

L'ensemble est surmonté par une dalle mince (4 à 6 cm) qu'on appelle dalle de compression.

Donc on opte pour des planchers à corps creux.

**III.1.2. Etude des poutrelles :**

Les poutrelles sont calculées en flexion simple, comme des poutres sur plusieurs appuis.

**❖ Méthode de calcul :**

Les méthodes utilisées pour le calcul des poutres continues en béton armé sont :

– Méthode forfaitaire.

**a) Méthode Forfaitaire (Annexe E.1 du BAEL 91) :****1. Domaine d'application (B.6.210) :**

Pour déterminer les moments aux appuis et en travées, il est possible d'utiliser la méthode forfaitaire si les quatre conditions sont vérifiées :

- plancher à surcharge modérée ( $Q \leq \text{Min} (2G, 5\text{KN}/\text{m}^2)$ ).
- le rapport entre deux travées successives :  $0.8 \leq l_i / l_{i+1} \leq 1.25$ .
- le moment d'inertie constant sur toutes les travées.
- fissuration peu nuisible (F.P.N).

2. Application de la méthode :

• Valeurs des moments :

Les valeurs des moments en travée  $M_t$  et aux appuis  $M_g$  et  $M_d$  doivent vérifier :

a.  $M_t + (M_d + M_g) / 2 \geq \text{Max} (1.05M_0, (1+0.3\alpha) M_0)$

b.  $M_t \geq (1+0.3\alpha) M_0 / 2$  dans une travée intermédiaire.

$M_t \geq (1.2+0.3\alpha) M_0 / 2$  dans une travée de rive.

c. La valeur absolue de chaque moment sur appui intermédiaire doit être au moins égale à :

- ✓  $0.6M_0$  pour une poutre à deux travées.
- ✓  $0.5M_0$  pour les appuis voisins des appuis de rive d’une poutre à plus de deux travées.
- ✓  $0.4M_0$  pour les autres appuis intermédiaires d’une poutre à plus de trois travées.

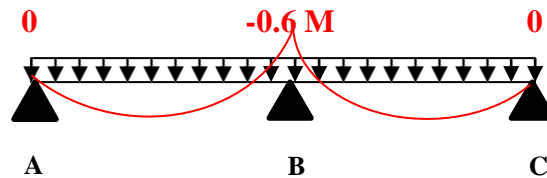


FIG. III.1. Diagramme des moments des appuis pour une poutre à 2 travées

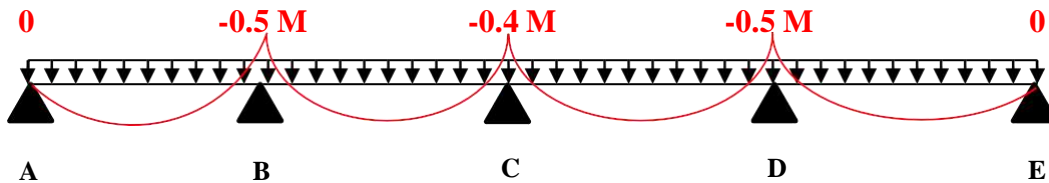


FIG. III.2. Diagramme des moments des appuis pour une poutre à plus de 2 travées

Avec  $M_0$  la valeur maximale du moment fléchissant dans les travées de référence (travée isostatique) à gauche et à droite de l’appui considéré, et

$$\alpha = Q / (G+Q)$$

le rapport des charges d’exploitation à la somme des charges non pondérées.

**Remarque :** Les moments sur les appuis de rive sont nuls (pas de ferrailage) seulement le BAEL91 préconise de mettre des aciers de fissuration équilibrant un moment fictif égale à :  $-0.15M_0$ . tel que  $M_0 = \text{Max} (M_0^1, M_0^n)$

• Evaluation de l’effort tranchant :

On évalue l’effort tranchant en supposant une discontinuité entre les travées c’est-à-dire l’effort tranchant hyperstatique est confondu avec l’effort tranchant isostatique sauf pour le premier appui intermédiaire (voisin de rive) où l’on tient compte des moments de continuité en majorant l’effort tranchant isostatique  $V_0$  de :

- 15% si c’est une poutre à deux travées.
- 10% si c’est une poutre à plus de deux travées.

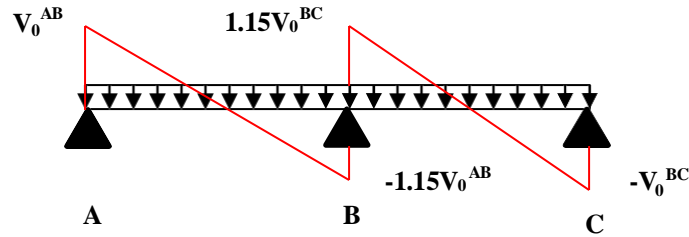


FIG. III.3. Diagramme des efforts tranchants pour une poutre à 2 travées.

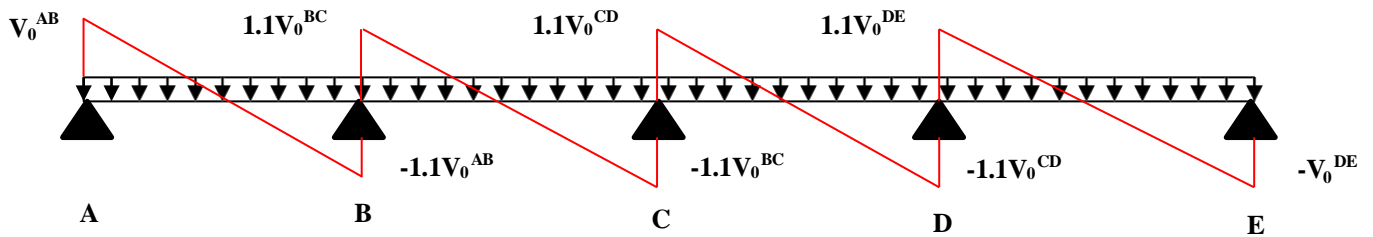


FIG. III.4. Diagramme des efforts tranchants pour une poutre à plus de 2 travées

**b) Méthode de Caquot (Annexe E.2 du BAEL 91) :**

Si le plancher à surcharge élevée ( $Q \geq \text{Min}(2G, 5\text{KN/m}^2)$ ), on applique la méthode de Caquot. Le principe repose sur la méthode des trois moments simplifiée et corrigée pour tenir compte de :

- ✓ La variation des moments d'inerties des sections transversales le long de la ligne moyenne de la poutre.
- ✓ L'amortissement des effets de chargement des travées sur les poutres.

**• Calcul des moments :**

**a).Moment en travée :**

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

**b).En appuis :**

$$M_a = -\frac{P_g \times l_g^3 + P_d \times l_d^3}{8.5 \times (l_g + l_d)} \quad (\text{BAEL. Art. L.III,3})$$

Tel que :

- ✓  $L'_g$  et  $L'_d$  : longueurs fictives.
- ✓  $q_g$  et  $q_d$  : charge réparties sur les 2 travées encadrant l'appui considéré.

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

- L'effort tranchant :

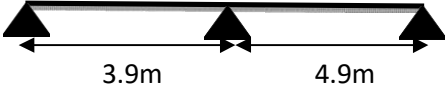
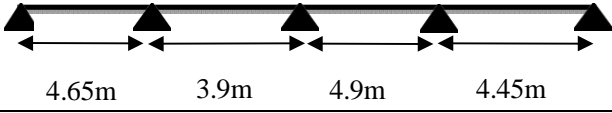
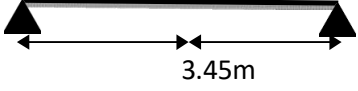
$$V = \frac{Pu \times l_i}{2} + \frac{M_d - M_g}{l_i} \dots\dots\dots \text{BAEL(ArtL.III.3)}$$

**NB :** Si l'une des 3 autres conditions n'est pas vérifiée, on applique la méthode de Caquot minorée.

- Les Différents types de poutrelles :

On a 3 types de poutrelles.

**Tableau III.1. Les Types de poutrelles :**

Types	Schéma statique
1 <sup>er</sup> type	
2 <sup>ème</sup> type	
3 <sup>ème</sup> type	

- Calcul des charges revenant aux poutrelles :

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

A l'ELS :  $q_s = G + Q$  et  $p_s = 0.65 \times q_s$

- Plancher terrasse inaccessible :

$$G = 5.75 \text{ KN/m}^2 ; Q = 1 \text{ KN/m}^2$$

$$p_u = (1,35 G + 1,5 Q) \times 0,65 = (1,35 \times 5,75 + 1,5 \times 1) \times 0,65 = 6.02 \text{ KN/ml}$$

$$P_s = (G + Q) \times 0,65 = (5,75 + 1) \times 0,65 = 4.39 \text{ KN/ml.}$$

- Plancher étage courant :

$$G = 5,51 \text{ KN/m}^2 ; Q = 1,5 \text{ KN/m}^2$$

$$P_u = (1,35 \times 5,33 + 1,5 \times 1,5) \times 0,65 = 6.14 \text{ KN/ml}$$

$$P_s = (5,33 + 1,5) \times 0,65 = 4.44 \text{ KN/ml.}$$

- **Combinaisons d’actions et calculs des charges :**

**Tableau III.2. Combinaisons d’action :**

Désignation	G (KN/m <sup>2</sup> )	Q (KN/m <sup>2</sup> )	ELU		ELS	
			q <sub>u</sub> (KN/m <sup>2</sup> )	P <sub>u</sub> (KN/ml)	q <sub>s</sub> (KN/m <sup>2</sup> )	P <sub>s</sub> (KN/ml)
Terrasse inaccessible	5.75	1.0	<b>9.26</b>	<b>6,02</b>	<b>6.75</b>	<b>4.39</b>
Plancher Etage courant	5,33	1.5	<b>9.44</b>	<b>6,91</b>	<b>6.83</b>	<b>5,01</b>

Des conditions de la méthode forfaitaire ne sont pas satisfaites que pour le type 1.

Le rapport ( $l_i / l_{i+1}$ ) n’est pas vérifié pour les autres types, donc la méthode forfaitaire ne peut être appliquée.

**Exemples de calcul :**

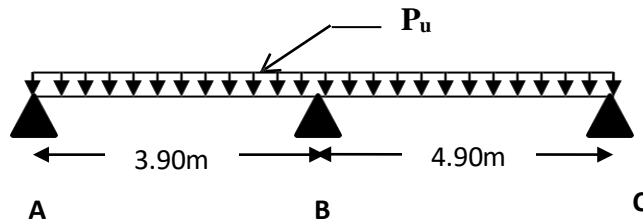
- **Application de la méthode forfaitaire pour le premier type de plancher terrasse :**

Etude d’une poutrelle à 2 travées en appliquant la méthode forfaitaire (poutrelle Type 1).

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

- $Q \leq \text{Min} (2 \times 5.33, 5 \text{KN/m}^2) = 5 \text{KN/m}^2$ ..... vérifiée.
- $I = \text{constant}$ ..... vérifiée.
- $l_i / l_{i+1} = 3.9 / 4.9 = 0.8$  compris entre 0.8 et 1.25..... vérifiée.
- $F.P.N$ ..... vérifiée.

Les conditions d’application de la méthode forfaitaire étant vérifiées ; nous l’appliquons pour le calcul.



**b. calcul des sollicitations :**

À l’ELU :

$$p_u = 6.02 \text{ KN /m}^2$$

À l'ELS :

$$P_s = 4.39 \text{ KN/m}^2$$

$P_u$  : la charge transmise à la poutrelle à l'ELU.

$P_s$  : la charge transmise à la poutrelle à l'ELS.

• Calcul des moments isostatique :

À l'ELU :

$M_0$  : Moment isostatique :

$$M_0 = \frac{P_u l^2}{8}$$

$$\text{Travée A-B : } M_0 = \frac{6.91 \times (3.9)^2}{8} = 13.13 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée B-C : } M_0 = \frac{6.91 \times (4.9)^2}{8} = 20.73 \text{ KN.m}$$

À l'ELS :

$$\text{Travée A-B : } M_0 = \frac{5.01 \times (3.9)^2}{8} = 9.52 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée B-C : } M_0 = \frac{5.01 \times (4.9)^2}{8} = 15.03 \text{ KN.m}$$

Tableau III.3 : Les moments isostatiques max en travées :

Travée	$M_0$ (ELU) (KN.m)	$M_0$ (ELS) (KN.m)
A-B	13.13	9.52
B-C	20.73	15.03

• Moments aux appuis :

$$M_A = M_C = 0$$

Sur les appuis de rive, le moment est nul, mais il faut toujours mettre des aciers de fissuration équilibrant un moment égal à  $0.15 \times M_0$

À l'ELU :

$$M_B = -0.6 \times \max(M_0^{AB}, M_0^{BC}) = -0.6 \times \max(13.13; 20.73) = -7.87 \text{ KNm.m}$$

À l'ELS :

$$M_B = -0.6 \times \max(M_0^{AB}, M_0^{BC}) = -0.6 \times \max(9.52; 15.03) = -5.71 \text{ KNm}$$

• Les moments en travées :

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{1}{1+5.75} = 0.148$$

$$(1+0.3 \alpha) = 1+0.3 \times 0.148 = 1.04$$

$$\frac{1.2+0.3 \times \alpha}{2} = \frac{1.2+0.3 \times 0.148}{2} = 0.62$$

À l'ELU :

Travée AB :

$$M_t \geq 8.32 \text{ KN.m (ELU)} \dots\dots\dots (1)$$

$$M_t \geq 6.03 \text{ KN.m (ELS)} \dots\dots\dots (2)$$

$$M_t = \max(M_t(1), M_t(2)) = \max(8.32, 6.03) \text{ KN.m}$$

$$M_t = 8.32 \text{ KN.m}$$

Travée BC :

$$M_t \geq 13.14 \text{ KN.m ELU} \dots\dots\dots (1)$$

$$M_t \geq 9.53 \text{ KN.m ELS} \dots\dots\dots (2)$$

$$M_t = \max(M_t(1), M_t(2)) = \max(13.14, 9.5) \text{ KN.m}$$

$$M_t = 13.14 \text{ KN.m}$$

• Calcul des efforts tranchants :

L'effort tranchant isostatique a l'ELU :

$$V_0 = \frac{P \times l}{2}$$

On calcul  $V_0$  pour chaque travée :

**Travée AB :**

$$V_A = \frac{P_u \times l}{2} = \frac{6.91 \times 3.9}{2} = 13.47 \text{ KN}$$

$$V_B = -1.15 \frac{P_u \times l}{2} = -15.49 \text{ KN}$$

**Travée BC :**

$$V_B = 1.15 \frac{P_u \times l}{2} = 1.15 \frac{6.91 \times 4.9}{2} = 19.46 \text{ KN}$$

$$V_C = - \frac{P_u \times l}{2} = - 13.47 \text{ KN}$$

Les résultats des calculs a l'ELU et a l'ELS sont résumés dans les tableaux suivants :

**Tableau III.4.Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher courant (type 1) :**

Type de poutrelle	Travée	L (m)	$P_u$ (KN/ m)	$M_0$ (KN.m)	$M_g$ (KN.m)	$M_d$ (KN.m)	$M_t$ (KN.m)	$V_g$ (KN)	$V_d$ (KN)
Type 1	AB	3.9	6.91	13.13	0	-12.43	8.32	13.13	-15.09
	BC	4.9	6.91	20.73	-12.43	0	13.14	23.15	-20.73

**Tableau III.5.Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher courant (type1) :**

Type de poutrelle	Travée	L (m)	$P_s$ (KN/ m)	$M_0$ (KN. m)	$M_g$ (KN. m)	$M_d$ (KN. m)	$M_t$ (KN.m)
Type 1	AB	3.9	5.01	9.52	0	-9.01	6.03
	BC	4.9	5.01	15.03	-9.01	0	9.52

-

Tableau III.6.Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher courant (type 2) :

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P <sub>u</sub> (KN/m)	M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)	V <sub>g</sub> (KN)	V <sub>d</sub> (KN)
Type 2	AB	4.65	6.91	18.67	0	-9.33	11.57	16.06	-17.66
	BC	3.9	6.91	13.13	-9.33	-8.29	8.14	14.81	-14.81
	CD	4.9	6.91	20.73	-8.29	-10.36	12.85	21.4	-21.4
	DE	4.45	6.91	17.10	-10.36	0	10.6	16.91	-15.37

Tableau III.7.Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher courant (type 2) :

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P <sub>s</sub> (KN/ m)	M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)
Type 2	AB	4.65	5.01	13.54	0	-6.77	8.39
	BC	3.9	5.01	9.52	-6.77	-6.01	5.9
	CD	4.9	5.01	15.03	-6.01	-7.71	9.31
	DE	4.45	5.01	12.4	-7.71	0	7.68

Tableau III.8.Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher courant (type 3) :

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P <sub>u</sub> (KN/m)	M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)	V <sub>g</sub> (KN)	V <sub>d</sub> (KN)
Type 3	AB	3.45	6.91	10.28	0	0	6.91	11.91	-11.91

Tableau III.9.Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher courant (type 3) :

Type de poutrelle	travée	L (m)	P <sub>s</sub> (KN/m)	M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)
Type 3	AB	3.45	5.01	7.45	0	0	4.91

Tableau III.10.Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher terrasse (type 1) :

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P <sub>u</sub> (KN/m)	M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)	V <sub>g</sub> (KN)	V <sub>d</sub> (KN)
Type 1	AB	3.9	6.02	11.14	0	-10.83	7.09	11.73	-13.43
	BC	4.9	6.02	18.06	-10.83	0	11.19	16.96	-14.74

Tableau III.11.Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher terrasse (type 1) :

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P <sub>s</sub> (KN/ m)	M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)
Type 1	AB	3.9	4.39	8.34	0	-7.09	5.17
	BC	4.9	4.39	13.17	-7.09	0	8.16

Tableau III.12.Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher terrasse (type 2) :

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P <sub>u</sub> (KN/ m)	M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)	V <sub>g</sub> (KN)	V <sub>d</sub> (KN)
Type 2	AB	4.65	6.02	16.27	0	-8.13	10.08	13.99	-15.38

	<b>BC</b>	3.9	6.02	11.44	-8.13	-7.22	<b>7.03</b>	<b>12.91</b>	<b>-12.91</b>
	<b>CD</b>	4.9	6.02	18.06	-7.22	-9.03	<b>11.19</b>	<b>16.22</b>	<b>-16.22</b>
	<b>DE</b>	4.45	6.02	14.9	-9.03	0	<b>5.54</b>	<b>11.42</b>	<b>-10.32</b>

Tableau III.13.Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher terrasse (type2) :

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P <sub>s</sub> (KN/m)	M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)
Type 2	<b>AB</b>	4.65	4.39	11.86	0	-5.93	<b>7.35</b>
	<b>BC</b>	3.9	4.39	8.34	-5.93	-5.26	<b>5.17</b>
	<b>CD</b>	4.9	4.39	13.17	-5.26	-5.58	<b>8.16</b>
	<b>DE</b>	4.45	4.39	11.11	-6.58	0	<b>4.04</b>

Tableau III.14.Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher terrasse (type 3) :

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P <sub>u</sub> (KN/m)	M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)	V <sub>g</sub> (KN)	V <sub>d</sub> (KN)
Type 3	<b>AB</b>	3.45	6.02	8.95	0	0	<b>5.54</b>	<b>10.38</b>	<b>-10.38</b>

Tableau III.15.Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher terrasse (type 3) :

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P <sub>s</sub> (KN/ m)	M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)
Type 3	<b>AB</b>	3.45	4.39	6.53	0	0	<b>4.04</b>

Tableau III.16.Sollicitations les plus défavorables dans les poutrelles.

Poutrelles	ELU			ELS		
	M appui Max	M travée Max	T Max	M appui Max	M travée Max	T Max
<b>Terrasse</b>	-10.83	11.19	16.96	-7.09	8.16	//
<b>Etage courant</b>	-12.43	13.14	-20.73	-9.01	9.52	//

• Ferrailage des poutrelles:

Exemple de calcul étage courant:

$$\begin{cases} M_t = 13.14 \text{ KN.m} \\ M_a^{int} = -20.73 \text{ KN.m} \\ M_a^r = -0.15 \max(M_0^1, M_0^2) = -1.86 \text{ KN.m} \\ V = -20.73 \text{ KN} \end{cases}$$

En travée :

Le calcul se fera pour une section en T soumise à la flexion simple.

$$M_{tu} = f_{bu} \times b \times h_0 \left( d - \frac{h_0}{2} \right)$$

✓ Si  $M_u \leq M_{tu}$  la table n'est pas entièrement comprimée, l'axe neutre est dans la table de compression. On calcule une section rectangulaire ( $b \times h$ ).

✓ Si  $M_u > M_{tu}$  On calcule une section en T.

Remarque :

Pour le calcul de ferrailage et la vérification de la flèche, on prend **b=65cm** au lieu de **b=45cm** (b=45cm est dimensionnée par rapport à la petite travée), dans notre cas le calcul de ferrailage et la vérification flèche sont vérifiés pour la grande portée (la plus défavorable) qui égale **4.90 m**

$$M_{tu} = b \times h_0 \times f_{bu} \times \left( d - \frac{h_0}{2} \right) = 0,65 \times 0,04 \times 14,2 \times 10^3 \times (0,18 - 0,02)$$

$$M_{tu} = 59.807 \text{ KN.m}$$

$M_t < M_{tu} \Rightarrow$  Le calcul sera mené pour une section rectangulaire ( $b \times h$ )

$$\mu_{bu} = \frac{M^t}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$\mu_{bu} = \frac{13.14 \times 10^{-3}}{0.65 \times 0.18^2 \times 14.2} = 0.04 < \mu_t = 0.392 \Rightarrow A' = 0.$$

$$\mu_{bu} < 0.186 \Rightarrow \text{Pivot A : } \xi_{st} = 10\% \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.055$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.18(1 - 0.4 \times 0.055) = 0.176 \text{ m.}$$

$$A_t = \frac{M_U}{Z \times f_{st}} = \frac{13}{0.}$$

• Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{min} = (0.23 \times b \times d \times f_{t28}) / f_e \leq A \text{ calculer.} \quad (\text{Art A.4.2.1 [1]}).$$

$$A_{min} = 0.23 \times 0.65 \times 0.18 \times 2.1 / 400 = 1.41 \text{ cm}^2$$

$A_t > A_{min}$ ..... Condition vérifiée.

On opte pour 3HA10 avec  $A=2.36\text{cm}^2$ .

• **Calcul de l'armature aux appuis intermédiaires :**

La table de compression est tendue, un béton tendue n'intervient pas dans la résistance donc le calcul se ramène à une section rectangulaire ( $b_0 \times h$ ).

$M_u = -20.73\text{KN.m}$ .

$$\mu_{bu} = \frac{M_U}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{10.70 \times 10^{-3}}{0.12 \times 0.18^2 \times 14.2} = 0.193$$

$$\mu_{bu} > 0.186 \Rightarrow \text{Pivot B: } \xi_{st} = \xi_{bc} \left( \frac{1-\alpha}{\alpha} \right)$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.37}) = 0.61 \Rightarrow \xi_{st} = 3.5 \times 10^{-3} [(1-0.37)/0.37] = 5.96 \times 10^{-3} > \xi_l = 1.74 \times 10^{-3}$$

$$\Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348\text{Mpa}$$

$$\mu_{bu} < \mu_l \Rightarrow A' = 0$$

Avec :

$$z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha)$$

$$z = 0.18 \times (1 - 0.4 \times 0.37) = 0.15\text{m}$$

$$A_a = \frac{M_U}{Z \times f_{st}} = \frac{20.73 \times 10^{-3}}{0.160 \times 348} = 3.83 \text{ cm}^2$$

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

$$A_{min} = 0.23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 0.12 \times 0.18 \times \frac{2.1}{400} = 0.26\text{cm}^2$$

$A_{min} = 0.26\text{cm}^2 < A_a$ ..... Condition vérifiée.

On opte pour 1HA12+1HA10 avec  $A=1.92\text{cm}^2$ .

• **Calcul de l'armature aux appuis de rive:**

$M_u = -2.76\text{KN.m}$ .

$$\mu_{bu} = \frac{M_U}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{2.76 \times 10^{-3}}{0.12 \times 0.18^2 \times 14.2} = 0.049$$

$$\mu_{bu} < 0.186 \Rightarrow \text{Pivot A: } \xi_{st} = 10\% \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348\text{Mpa}$$

$$\mu_{bu} < \mu_l \Rightarrow A' = 0$$

$$z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha)$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.049}) = 0.062$$

$$z = 0.18 \times (1 - 0.4 \times 0.062) = 0.175 \text{ m}$$

$$A_a = \frac{M_U}{Z \times f_{st}} = \frac{2.76 \times 10^{-3}}{0.175 \times 348} = 0.45 \text{ cm}^2$$

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

$$A_{\min} = 0.23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 0.12 \times 0.18 \times \frac{2.1}{400} = 0.26 \text{ cm}^2$$

$A_{\min} = 0.26 \text{ cm}^2 < A_a$ ..... Condition vérifiée.

On opte pour 1HA8 avec  $A=0.5 \text{ cm}^2$ .

**Vérifications à ELU :**

• **Vérification au cisaillement :**

On doit vérifier que :

$$\tau_U = \frac{V_U}{b_0 \times d} \leq \bar{\tau}_u \quad (\text{Art A.5.1.2.1.1 [1]}).$$

$$\bar{\tau}_u = \min [0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}] = 3.33 \text{ MPA}$$

$$V^{\max} = 20.73 \text{ KN}$$

$$\tau_U = \frac{V_U}{b_0 \times d} = \frac{16.96 \times 10^{-3}}{0.12 \times 0.18} = 0.785 \text{ Mpa}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u$ ..... Condition vérifiée.

(Il n'y'a pas de risque de rupture par cisaillement).

• **Ferraillage transversal :**

Le diamètre  $\Phi_t$  des armatures transversales est donne par :

$$\Phi_t \leq \min \{h_t / 35, b_0 / 10, \Phi_L\}$$

$\Phi_L$  : diamètre minimale des armatures longitudinale ( $\Phi_L = 8 \text{ mm}$ ).

$$\Phi_t \leq \min \{200 / 35, 12 / 10, 8\} = 5.71 \text{ mm}$$

On adopte a un étrier  $\Phi 6$ .

Donc la section d'armatures transversales sera :  $A_t = 2\Phi 6 = 0.57 \text{ cm}^2$ .

• **Espacement  $S_t$  :**

L'espacement des cours successifs d'armatures transversales doit satisfaire les conditions

$$1). S_t \leq \min (0.9d, 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq 16.2 \text{ cm}$$

$$2). St \leq A \frac{0.8 f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)}{b_0 (\tau_u - 0.3 f_{tj} K)} \quad \text{(III-9) (Art A.5.1.2.2) [4]}$$

- Flexion simple
- Fissuration peut nuisible  $\Rightarrow K=1$
- Pas de reprise de bétonnage

$\alpha = 90^0$  (Armatures droites.)

$$St \leq A \frac{0.8 \times f_e}{b_0 \times (\tau_u - 0.3 \times f_{t28})} \Rightarrow St = 0.57 \times \frac{0.8 \times 400}{12 \times 0.96 - 0.3 \times 2.1} = 46.06 \text{ cm}$$

$$St \leq 46.06 \text{ cm}$$

$$3). St \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} \Rightarrow St \leq \frac{0.57 \times 10^{-4} \times 400}{0.12 \times 0.4} = 0.47 \text{ m} = 47 \text{ cm}$$

$$St = \min (1; 2; 3)$$

Soit  $St = 15 \text{ cm}$ .

• **Vérification de la contrainte de cisaillement à la jonction table – nervure:**

On doit vérifier que :  $\tau_u = \frac{b_1 \times V_u}{0.9 \times d \times b \times h_0} \leq \bar{\tau}_u$  (Art A.5.3.2 [1])

$$\bar{\tau}_u = \min \left( 0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \right) \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{0.165 \times 20.73 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.18 \times 0.65 \times 0.04} = 0.1 \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ Mpa} \dots \text{Condition vérifiée.}$$

(Il n'y a pas de risque de rupture par cisaillement).

• **Vérification des armatures longitudinales aux voisinages des appuis :**

**Appuis de rive :**

On doit vérifier que :  $A_s \geq 1.15 \times V_u / f_e$  (Art A.5.1.3.1.2 [1]).

$$A_s = 2.36 + 0.5 = 2.86 \text{ cm}^2.$$

$$1.15 \times 20.73 \times 10^{-3} / 400 = 0.59 \text{ cm}^2$$

$$A_s > 1.15 \times V_u / f_e \dots \text{Condition vérifiée.}$$

**Appuis intermédiaire :**

On doit vérifier que :

$$A_s \geq 1.15 / f_e (V_u + M_u / 0.9d). \quad \text{(Art A.5.1.3.2.1 [1]).}$$

$$A_s = 2.36 + 2.03 = 4.39 \text{ m}^2.$$

$$1.15 / 400 (20.73 - 20.73 \times 10^{-3} / 0.9 \times 0.18) = 1.11 \text{ cm}^2$$

• **Vérification de l'effort tranchant dans le béton :**

On doit vérifier que :  $V_u \leq 0.267 \times a \times b_0 \times f_{c28}$  (Art A.6.1.3 [1]).

Avec :  $a_{max} = 0.9 \times d = 0.9 \times 18 = 16.2 \text{ cm}$

$V_u = 0.02073 \text{ MN} < 0.267 \times 0.162 \times 0.12 \times 25 = 0.129 \text{ MN}$ ..... Condition vérifiée.

**Vérifications à l'ELS :** les vérifications à faire sont :

- ✓ état limite d'ouverture des fissures.
- ✓ état limite de déformation.

**Remarque :**

Dans les calculs à L'ELU, on a trouvé  $A' = 0$  sauf que dans notre cas nous avons des aciers de montage ou bien de forme (une barre de 8) donc pendant les calculs on prend  $A' = 0.50 \text{ cm}^2$ .

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

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} \quad (\text{Art A.4.5.2 [1]}).$$

**En travée :**

Position de l'axe neutre

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

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

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

**Calcul de y :**  $\frac{b}{2} y^2 + 15A_{sc} (y - d') - 15A_{st} (d - y) = 0.$

$$32.5y^2 + 42.9 y - 652.2 = 0 \dots \dots \dots (1)$$

Après résolution de l'équation (1) :  $y = 3.86 \text{ cm}$

**Calcul de I:**

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15A_{sc} (y - d')^2 + 15A_{st} (d - y)^2$$

$$I = 8349.90 \text{ cm}^4.$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = \frac{9.52 \times 10^{-3}}{8349.90 \times 10^{-8}} \times 0.0386 = 4.4 \text{MPa}$$

Donc :  $\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{MPa}$  ..... Condition vérifiée.

**En appuis intermédiaires :**

$M_{ser} = -9.01 \text{KN.m} < 0 \Rightarrow$  le calcul se fait pour une section ( $b_0 \times h$ ).

Position de l'axe neutre :

Calcul de  $y$  :  $\frac{b_0}{2}$ .

$$6y^2 + 24.36y - 438.48 = 0 \dots\dots\dots (2)$$

Après résolution de l'équation (2) :  $y = 6.75 \text{ cm}$

**Calcul de I:**

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

$$I = 10517.34 \text{cm}^4.$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = \frac{9.01 \times 10^{-3}}{10517.34 \times 10^{-8}} \times 0.0675 = 5.78 \text{MPa}$$

Donc :  $\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{MPa}$  ..... Condition vérifiée.

• **Etat limite de déformation :** (Art A.4.6.1 [1]).

Tout élément fléchi doit être vérifié à la déformation. Néanmoins l'article (B.6.5.1) de BAEL stipule que si les conditions suivantes sont remplies, le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

$$\checkmark \frac{h}{l} \geq \frac{1}{22.5}$$

$$\checkmark \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{15 \times M_0}$$

$$\checkmark \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{3.5}{f_e}$$

h : Hauteur de la poutrelle

L : Longueur de la travée

$M_t$  : Moment en travée

$M_0$  : Moment isostatique de cette travée

A : Section des armatures choisies

On a :  $\frac{h}{L} = \frac{20}{490} = 0.040 < \frac{1}{22.5} = 0.044 \Rightarrow$  non vérifié donc on doit faire une vérification de la flèche.

La flèche totale est définie d'après le BAEL91 comme suit :

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

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

$$f_{adm} = \left(\frac{l}{500}\right) = \frac{490}{500} = 0.98cm$$

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

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

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

**• Evaluation des moments en travée :**

$q_{jser} = 0.65 \times G'$  : La charge permanente qui revient à la poutrelle au moment de la mise en œuvre des cloisons.

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

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

**Remarque :**

Les différents moments  $M_{jser}$ ,  $M_{gser}$  et  $M_{pser}$  sont calculés avec la méthode de Caquot pour les différents chargements.

**• Propriété de la section :**

**Position de l'axe neutre :**

$$y = 7.44cm .$$

**Position du centre de gravité de la section homogène :**

$$v = 7.02 cm$$

**Moment d'inertie de la section homogène  $I_0$  :**

$$I_0 = 20213.29cm^4 \dots\dots\dots (Moment d'inertie de la section totale (acier + béton) (cm^4))$$

$$A_s = 2.36cm^2$$

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 \cdot d} = \frac{2.36}{12 \times 18} = 0.011$$

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

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \times \lambda_i \dots\dots\dots \text{Déformation différée.}$$

• **Calcul des déformations  $E_i$  et  $E_v$  :**

$E_i = 11000 \times (f_{c28})^{1/3} \dots\dots\dots$  Module de déformation longitudinale instantanée du béton.

$E_i = 23164.20$  MPa.

$E_v = 1/3 \times E_i \dots\dots\dots$  Module de déformation longitudinale différée du béton.

$E_v = 10721.40$  MPa.

• **Contraintes :**

$\sigma_s$  : contrainte effective de l'acier sous l'effet de chargement considéré (MPa).

$$\sigma_{sj} = 15 \frac{M_{jser} \times (d - y)}{I}$$

$$\sigma_{sg} = 15 \frac{M_{gser} \times (d - y)}{I}$$

$$\sigma_{sp} = 15 \frac{M_{pser} \times (d - y)}{I}$$

• **Inerties fictives ( $I_f$ ) :**

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

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

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

• **Evaluation des flèches :**

$$f_{ji} = \frac{M_{jser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fj}} ; f_{gi} = \frac{M_{gser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fg}} ; f_{pi} = \frac{M_{pser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fp}} ; f_{gv} = \frac{M_{pser} \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{vg}}$$

$q_{jser} = 0.65 \times G = 0.65 \times 3.85 = 2.502 \text{KN} / m$

$q_{gser} = 0.65 \times G = 0.65 \times 5.33 = 3.464 \text{KN} / m$

$q_{pser} = 0.65 \times (G + Q) = 0.65 \times (5.33 + 1.5) = 4.440 \text{KN} / m$

$M_{jser} = 4.59 \text{KN} \cdot m$

$$M_{gser} = 7.14 \text{ KN.m}$$

$$M_{pser} = 9.77 \text{ KN.m}$$

$$y = 7.44 \text{ cm}$$

$$I_0 = 20213.29 \text{ cm}^4$$

$$I = 13092.53 \text{ m}^4$$

$$A_s = 2.36 \text{ cm}^2$$

$$\rho = 0.011$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times 0.65 \times 2.1}{(2 \times 0.65 + 3 \times 0.12) \times 0.011} = 3.73$$

$$\lambda_v = 0.4 \times 3.73 = 1.49$$

$$\sigma_{sj} = 15 \times \frac{4.59 \times 10^{-3} \times (0.18 - 0.0744)}{13092.53 \times 10^{-8}} = 55.53 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sg} = 15 \times \frac{7.14 \times 10^{-3} \times (0.18 - 0.0744)}{13092.53 \times 10^{-8}} = 86.38 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{sp} = 15 \times \frac{9.77 \times 10^{-3} \times (0.18 - 0.0744)}{13092.53 \times 10^{-8}} = 118.20 \text{ Mpa}$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.011 \times 55.53 + 2.1} = 0.19 > 0$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.011 \times 86.38 + 2.1} = 0.37 > 0$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.011 \times 118.20 + 2.1} = 0.49 > 0$$

$$I_{ij} = \frac{1.1 \times 20213.29}{1 + (3.73 \times 0.19)} = 13012.59 \text{ cm}^4$$

$$I_{ig} = \frac{1.1 \times 20213.29}{1 + (3.73 \times 0.37)} = 9341.88 \text{ cm}^4$$

$$I_{ip} = \frac{1.1 \times 20213.29}{1 + (3.73 \times 0.49)} = 7863.14 \text{ cm}^4$$

$$I_{vg} = \frac{1.1 \times 20213.29}{1 + (1.49 \times 0.37)} = 14332.89 \text{ cm}^4$$

$$f_{ji} = \frac{4.59 \times 10^{-3} \times 4.90^2}{10 \times 32164.20 \times 13012.59 \times 10^{-8}} = 0.0026 \text{ m}$$

Tableau III.17. Le calcul du ferrailage à l'ELU dans le plancher terrasse inaccessible :

	$M_t$ (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (m)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{choisit}$ (cm <sup>2</sup> )
<b>En travée</b>	13.14	0.043	0.055	0.176	2.21	1.41	<b>3HA10</b> <b>2.36</b>
<b>En appui intermédiaire</b>	20.73	0.37	0.61	0.15	1.85	0.21	<b>1HA12+1HA10</b> <b>1.92</b>
<b>En appui de rive</b>	1.86	0.033	0.073	0.174	0.43	0.21	<b>1HA10</b> <b>0.79</b>

Pour le ferrailage choisit ( $A_{st}=2.36 \text{ cm}^2$ ) au niveau des poutrelles terrasse inaccessible ne vérifie pas la flèche, alors on augmente la section des aciers

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{st} = 3HA14 = 4.62 \text{ cm}^2 \\ A = 1HA10 = 0.79 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

Tableau III.18. Le ferrailage des différentes poutrelles :

POUTRELLE		ARMATURES LONGITUDINALES		ARMATURES TRASVRSALES (cm <sup>2</sup> )
		Section calculée (cm <sup>2</sup> )	Section adoptée (cm <sup>2</sup> )	
Terrasse inaccessible	Appuis de rive	0.64	1HA10 = <b>0.79</b>	2HA6 = <b>0,57</b>
	Appuis intermédiaires	1,90	1HA12+1HA10 <b>1.92</b>	2HA6 <b>0,57</b>
	Travée	3.83	3HA14 = <b>4.62</b>	2HA6 = <b>0,57</b>
Plancher étage courant	Appuis de rive	0,50	1HA10= <b>0.79</b>	2HA6 = <b>0,57</b>
	Appuis intermédiaires	1,92	1HA12+1HA10 <b>1,92</b>	2HA6 <b>0,57</b>
	Travée	2.36	2HA12+1HA14 <b>3.80</b>	2HA6 <b>0,57</b>

Tableau III.19.Schémas de ferrailage des différentes poutrelles :

Type	Travée	Appui intermédiaire	Appui de rive
Plancher étage courant			
Plancher terrasse inaccessible			

❖ **Ferraillage de la dalle de compression :**

On utilise des ronds lisses de nuance  $f_e = 235\text{MPa}$

• **Armatures perpendiculaires aux poutrelles :**

$$A_{\perp} = \frac{4 \times b}{f_e} = \frac{4 \times 0.65}{235} = 1.1 \left( \frac{\text{cm}^2}{\text{ml}} \right) \quad \text{Selon le CBA93 (B.6.8.4.2.3)}$$

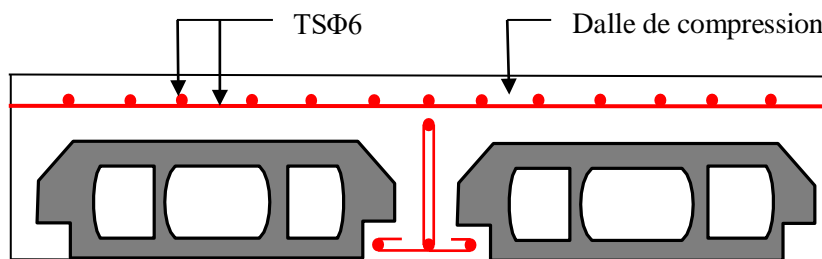
• **Armatures parallèles aux poutrelles :**

$$A_{\parallel} = A_{\perp} / 2 = 0.55 \text{cm}^2/\text{ml}$$

5TS6/ml=1.41cm<sup>2</sup> perpendiculaires aux poutrelles → St=20cm ≤ 20cm. .... condition vérifiée.

On choisit :

3TS6/ml=0.85cm<sup>2</sup> parallèles aux poutrelles → St=30cm < 30cm. .... condition vérifiée.



**FIG. III.5. Schéma de ferraillage de la dalle de compression.**

**III.2. Dalles pleines :**

**III.2.1. Introduction :**

Une dalle pleine est une plaque horizontale mince en béton armé dont l'épaisseur est relativement faible par rapport aux autres dimensions, cette plaque peut être reposée sur 02 ou plusieurs appuis comme elle peut être assimilée à une console, et elle peut porter dans une ou deux directions.

Dans le cas de notre projet, les balcons sont réalisés en dalles pleines d'épaisseur 12 cm et qu'ils sont définis en deux type :

1. Dalle sur deux appuis.

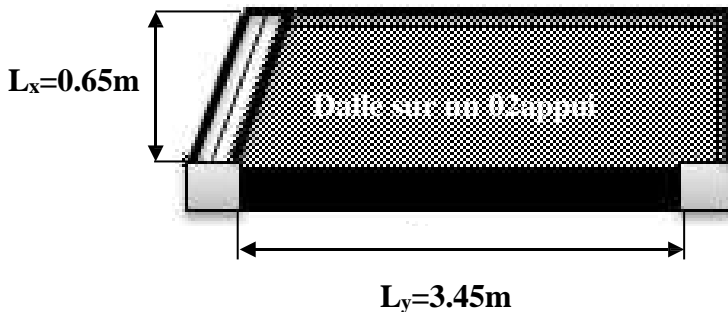
On appelle :

$L_x$  : la plus petite dimension du panneau.

$L_y$  : la plus grande dimension du panneau.

:  $L_x = 0.65$  m.

$L_y = 3.45$  m.



$$G = 4.48 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$Q = 3.5 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$P_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q = 11.3 \text{ KN.m}$$

$$L_x = 0.65 \text{ m}$$

$$L_y = 3.45 \text{ m}$$

$$\rho = 0.49 > 0.4$$

Donc la dalle travaille dans les deux sens.

• **Calcul des sollicitations :**

Le calcul se fait pour une bande de 1m.

$$M_x = \mu_x \times (P_u \times l_x^2)$$

$$M_y = \mu_y \times M_x$$

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0980 \\ \mu_y = 0.2500 \end{cases}$$

$$M_x = 0.467 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 0.11 \text{ KN.m}$$

- Calcul des moments réels :

En travées :

$$M_r^x = 0.85 M_x = 0.38 \text{ KN.m.}$$

$$M_r^y = 0.85 M_y = 0.09 \text{ KN.m.}$$

En appuis :

$$M_a^x = M_a^y = -0.5 M_x = -0.2335 \text{ KN.m.}$$

- Le ferrailage :

En travée :

Sens x-x :

$$\mu_{bu} = 0.018 \Rightarrow A_s = 0.74 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- Condition non fragilité :

$$\rho = 0.49 > 0.4$$

$$e = 12 \text{ cm}$$

$$A_x^{\min} = \frac{\rho_0}{2} \times (3 - \rho) \times b \times e$$

$$\rho_0 = 0.0008 \dots \dots \dots \text{pour FeE400}$$

$$A_x^{\min} = \frac{0.0008}{2} \times (3 - 0.49) \times 100 \times 12 = 1.2 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Soit : } A_s = A_{\min} = 3\text{HA8/ml} = 1,51 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

Sens y-y :

$$\mu = 0.0063 \Rightarrow A_s = 0.23 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

- Condition non fragilité :

$$\rho = 0.49 > 0.4$$

$$e = 12 \text{ cm}$$

$$A_y^{\min} = \rho_0 \times b \times e$$

$$\rho_0 = 0.0008 \dots \dots \dots \text{pour FeE400}$$

$$A_y^{\min} = 0.0008 \times 100 \times 12 = 0,96 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Soit : } A_s = A_{\min} = 3\text{HA8/ml} = 1,51 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

- **Calcul de l'espacement :** La fissuration est nuisible.

Sens x-x:  $S_t = (100/3) = 33\text{cm}$ .

Sens y-y:  $S_t = (100/3) = 33\text{cm}$ .

Les résultats de ferrailage sont récapitulés dans le tableau suivant :

**Tableau III.20. Résultats de ferrailage de dalle :**

En travée								
Sens	Mu (KN. m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (m)	A calculée (cm <sup>2</sup> )	A min (cm <sup>2</sup> )	A adoptée (cm <sup>2</sup> / ml)	St (cm)
X	0.467	0.018	0.0228	0.098	0.74	1.2	<b>1,51=3HA8</b>	33
Y	0.11	0.0063	0.0078	0.091	0.23	0.96	<b>1.51=3HA8</b>	33
En appui								
X et Y	1.50	0.0106	0,013	0,098	0,43	1.2	<b>1,51=3HA8</b>	33

- **Vérifications :**

A l'ELU :

- **Vérification à l'effort tranchant :**

$$\rho > 0.4$$

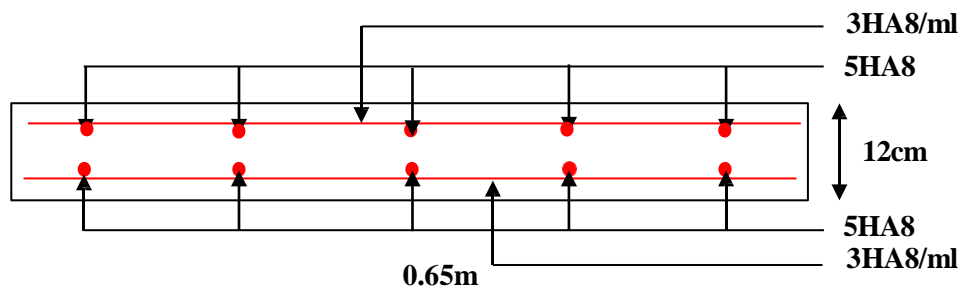
$$V_u^x = \frac{P_u \times L_x}{2} \times \frac{I_y^4}{I_x^4 + I_y^4}$$

$$V_{ux} = \frac{11.3 \times 0.65}{2} \times \frac{3.45^4}{3.45^4 + 0.65^4} = 20.57\text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{20 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12} = 0.17\text{MPa}$$

$$\bar{\tau} = \frac{0.17}{\gamma_b} f_{c28} = 3.72\text{MPa}$$

$$\tau_u = 0.17\text{MPa} \leq 3.72\text{MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$



**Schéma de ferrailage : Fig. III.6. Schéma de ferrailage de la dalle pleine.**

### III.3. les Escaliers :

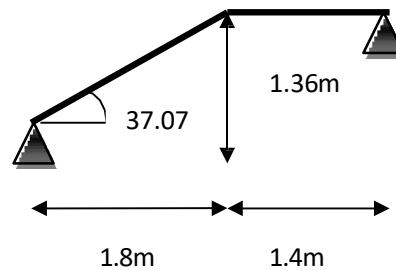
- **Définition :**

Un escalier est une succession de marches permettant le passage d'un niveau à un autre, il peut être en béton armé, en acier ou en bois.

Dans notre structure nous avons 2 types d'escalier

- **La charge permanente sur la volée d'escalier :**

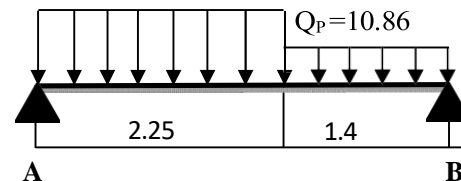
$$\left\{ \begin{array}{l} G=8.08 \text{ KN/m}^2. \\ Q=2.50 \text{ KN/m}^2. \end{array} \right.$$



- **La charge permanente sur le palier d'escalier :**

$$\left\{ \begin{array}{l} G=5.27 \text{ KN/m}^2. \\ Q=2.50 \text{ KN/m}^2. \end{array} \right.$$

$$Q_v = 14.65 \text{ KN/ml}$$



#### Calcul à l'ELU:

- **La charge qui revient sur la volée :**

$$q_v = 1.35G_v + 1.5Q_v = (1.35 \times 8.08) + (1.5 \times 2.5) = 14.65 \text{ KN/ml.}$$

- **La charge qui revient sur le palier :**

$$q_p = 1.35G_p + 1.5Q_p = (1.35 \times 5.27) + (1.5 \times 2.5) = 10.86 \text{ KN/ml.}$$

- **Schema statique:**

- **Calcul des sollicitations: Calcul des réactions:**

Après calcul de la RDM, on trouve:  $R_A = 25.72 \text{ KN.}$

$$R_B = 22.44 \text{ KN.}$$

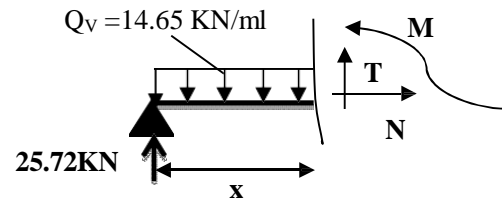
#### Calcul des moments :

- **1<sup>er</sup> tronçon :  $0 < x < 2.25 \text{ m}$   $M = 25.72x - 7.32x^2$**

$$T = 14.65x - 25.72$$

$$\text{Pour } x=0 \rightarrow \begin{cases} M=0 \text{ KN} \cdot \text{m} \\ T=-25.72 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{Pour } x=2.25 \rightarrow \begin{cases} M=20.78 \text{ KN} \cdot \text{m} \\ T=7.24 \text{ KN} \end{cases}$$



**Calcul  $M^{\max}$ :**

$$M^{\max} = M(x)$$

**Calcul de  $x$  :**

$$\frac{dM}{dx} = 0 \Rightarrow x$$

Donc  $M^{\max} = 22.57 \text{ KN} \cdot \text{m}$ .

• **Calcul des moments réels :**

$$M_a = -0.5 M^{\max} = -0.5 \times 22.57 = -11.28 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_t = 0.85 M^{\max} = 0.85 \times 22.57 = 19.18 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

• **Ferraillage :**

Les résultats de ferraillage sont présentés dans le tableau suivant :

**Tableau III.21. Tableau de ferraillage de la partie de l'escalier à trois volées en travée et aux appuis :**

En travée							
Mu(KN. m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z(m)	A calculée (cm <sup>2</sup> /ml)	A min (cm <sup>2</sup> )	A adoptée (cm <sup>2</sup> / ml)	St(cm)
19.18	0.0801	0.104	0.0124	4.42	1.56	<b>4.52=4HA12</b>	16.5
En appui							
11.28	0.047	0.060	0.126	2.55	1.56	<b>3.14=4HA10</b>	25

- **Vérification de l'effort tranchant :**

$$T = 25.72 \text{ KN}$$

$$\tau = \frac{T}{bd} = \frac{25.72 \times 10^3}{1 \times 0.13} = 0.197 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = 0.07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1.16 \text{ MPa} \Rightarrow \bar{\tau} > \tau \Rightarrow \text{Pas d'armatures transversales.}$$

- **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{6.79}{4} = 1.70 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Soit :  $A_r = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$  et  $St = 25 \text{ cm}$ .

- **Vérification des espacements :**

– Armatures principales :  $St = \min(3e, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} > 25 \text{ cm}$ .....Condition vérifiée.

– Armatures secondaires :  $St = \min(4e, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} > 25 \text{ cm}$ .....Condition vérifiée.

### Calcul à l'ELS :

Comme la fissuration est peu nuisible et  $A'$  est nulle, donc on vérifie que  $\sigma_{bc}$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

### L'charge qui revient sur la volée et sur le palier :

$$q_v = G_v + Q_v = 8.08 + 2.5 = 10.58 \text{ KN/ml}$$

$$q_p = G_p + Q_p = 5.27 + 2.5 = 7.77 \text{ KN/ml}$$

**Tableau III.22. Les résultats de calcul par la méthode de la RDM**

$R_A$ (KN)	$R_B$ (KN)	X (m)	$M_0$ (KN.m)	$M_{ser}$ (KN.m)	Y (cm)	I (cm <sup>2</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
<b>En travée</b>									
18.55	16.12	1.75	16.26	14.96	3.63	7797.2	<b>6.45</b>	15	vérifiée
<b>En appui</b>									
18.5 5	16.1 2	1.7 5	16.26	14.96	3.0 5	5608.7	<b>3.55</b>	15	vérifiée

- **Etat de déformation :**

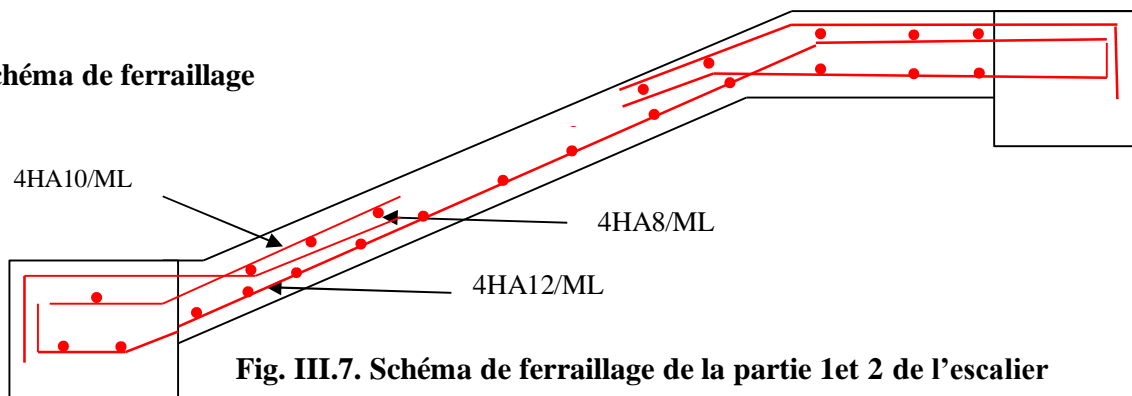
$$\frac{h_t}{l} = \frac{18}{4.9} = 0.036 < \frac{1}{16} = 0.0625.$$

La condition 1 n'est pas vérifiée, alors on doit vérifier la flèche

**Tableau III.23.** Evaluation de la flèche dans la partie 1 de l'escalier :

L (m)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	M <sub>jser</sub> (KN.m)	M <sub>gser</sub> (KN.m)	M <sub>pser</sub> (KN.m)	I (cm <sup>4</sup> )	I <sub>0</sub> (cm <sup>4</sup> )
3.65	4.52	5.30	10.29	13.82	7545.7	189551
Y (cm)	f <sub>ji</sub> (cm <sup>4</sup> )	f <sub>gi</sub> (cm <sup>4</sup> )	f <sub>pi</sub> (cm <sup>4</sup> )	f <sub>gv</sub> (cm <sup>4</sup> )	Δf (cm)	f <sub>adm</sub> (cm)
3.63	0.010	0.048	0.085	0.094	<b>0.012</b>	<b>0,73</b>

- **Schéma de ferrailage**



**Fig. III.7.** Schéma de ferrailage de la partie 1et 2 de l'escalier

## 2<sup>ème</sup> Partie

- **La charge permanente sur la volée d'escalier :**

$$\left\{ \begin{array}{l} G=8.08 \text{ KN/m}^2. \\ Q=2.50 \text{ KN/m}^2. \end{array} \right.$$

Ce type se calcule comme une console.

**Calcul a l'ELU :**

- **La charge qui revient sur la volée :**

$$q_v = 1.35G_v + 1.5Q_v$$

$$q_v = (1.35 \times 8.08) + (1.5 \times 2.5) = 14.65 \text{ KN/ml.}$$

Les résultats de ferrailage sont récapitulés dans le tableau suivant :

**Tableau III.24.** : Résultats de ferrailage de la 2<sup>ème</sup> partie :

M <sub>u</sub> (KN.m)	μ <sub>bu</sub>	α	Z (m)	A calculée (cm <sup>2</sup> /ml)	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A choisit (cm <sup>2</sup> /ml)	A répartition (cm <sup>2</sup> /ml)
14.36	0.059	0.077	0.125	3.27	1.56	5HA10/ml 3.93	4HA8/ml 2.01

- **Vérification de l'espacement :**

$$S_t \leq \min(2,5h, 25 \text{ cm})$$

$$S_t \leq \min(2.5 \times 15, 25 \text{ cm})$$

$$S_t \leq 25 \text{ cm}$$

On a choisi 5HT10, soit  $S_t = 100/5 = 20 \text{ cm}$ ..... Vérifiée.

- **Vérification de l'effort tranchant :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \quad \text{—}$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

**Calcul à l'ELS :**

$$P_s = (G+Q)$$

$$P_s = (8.08+2.5) = 10.58 \text{ KN/m}$$

$$M_s = [(10.58 \times 1.40^2)/2] = 10.36 \text{ KN. m.}$$

- **Vérification de σ<sub>bc</sub>:**

**Calcul de y :**

$$\frac{b}{2} y^2 + 15 A_s y - 15 A_s d = 0$$

$$\frac{100}{2} y^2 + (15 \times 3.93) y - (15 \times 3.93 \times 10) = 0$$

$$y = 3.36 \text{ cm}$$

**Calcul de I :**

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

$$I = 6742.6 \text{ cm}^4$$

- **Calcul de  $\sigma_{bc}$  :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y$$

$$\sigma_{bc} = \frac{10.36 \times 10^{-3}}{6742.6 \times 10^{-8}} \times 0.0336 = 5.18 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \quad \dots \text{ Pas de risque de fissuration du béton.}$$

la fissuration peut nuisible donc la vérification  $\sigma_{st}$  n'est pas nécessaire.

- **La flèche :**

$$1. \frac{h_t}{l} = \frac{0.12}{1.5} = 0.08 > \max \left[ \frac{3}{80}, \frac{1}{20} \right] = 0.05 \dots \text{ Condition vérifiée.}$$

$$2. \frac{A_s}{b \times d} = 0,00565 > \frac{2}{f_e} = 0,005 \dots \text{ Condition n'est pas vérifiée.}$$

- **Ferraillage :**

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{st}^x = 5\text{HA}10 = 3.93 \text{ cm}^2/\text{ml.} \\ A_{st}^y = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml.} \\ S_t = 20 \text{ cm} \end{array} \right.$$

- **Schéma de ferraillage :**

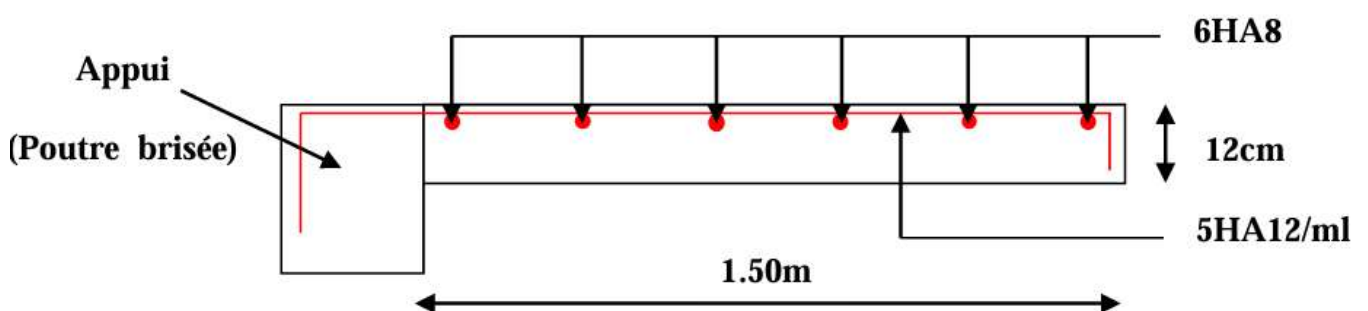


Fig. III.8. Schéma de ferraillage de la partie de l'escalier.

### III.3. Etude de l'acrotère :

L'acrotère est un élément non structural contournant le bâtiment au niveau du dernier plancher (plancher terrasse). Il est conçu pour la protection de la ligne de jonction entre lui-même et la forme de pente, contre l'infiltration des eaux pluviales, il sert aussi à l'accrochage du matériel des travaux d'entretiens des bâtiments.

L'acrotère est considéré comme une console, encastrée dans le plancher (plancher terrasse), soumise à son poids propre (G), une force latérale due à l'effort ( $F_p$ ) et une charge horizontale (Q) due à la main courante.

#### III.5.1 hypothèses de calcul :

- ✓ le calcul se fera pour une bande de 1 ml.
- ✓ la fissuration est considéré préjudiciable.
- ✓ l'acrotère sera calculé en flexion composée.

#### III.5.2 Evaluation des charges et surcharges :

$$S_{acr} = 60 \times 15 + 7 \times 10 + 3 \times 10 / 2$$

$$S_{acr} = 0,0985 \text{ m.}$$

$$G = 25 \times 0,0985 = 2,4625 \text{ KN/ml.}$$

La charge d'exploitation  $Q = 1,00 \text{ KN/ml}$

S : surface de la section droite de l'acrotère.

G : poids d'un mètre linéaire de l'acrotère

Les charges revenant à l'acrotère sont résumées dans le tableau suivant :

##### III.5.2.1. Charge verticale :

Tableau III.27 Charge permanente revenant à l'acrotère :

Hauteur (cm)	Epaisseur (cm)	Surface (m <sup>2</sup> )	Poids propre (KN/ml)	Enduit ciment (KN/ml)	G Total (KN/ml)	Q (KN/ml)
60	15	0,0985	2,4625	0,16	<b>2,6225</b>	<b>1,00</b>

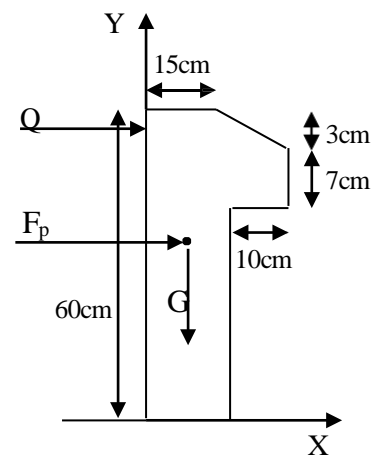


Fig. III.10. Coupe transversale de l'acrotère.

**III.5.2.2 : Charge horizontale (Charge sismique) :**

D'après le **RPA99**, l'acrotère est soumis à une force horizontale due au séisme :

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p \quad \text{RPA99 (article 6.2.3).}$$

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le **RPA99 (Tableau 4.1)**

$C_p$  : Facteur de force horizontale varie entre 0,3 et 0,8 **RPA99 (Tableau 6.1)**

$W_p$  : poids de l'élément considéré.

Dans notre cas : Le Groupe d'usage 2 et Zone IIa (Bejaia).

$$\text{Donc : } \begin{cases} A = 0,15. \\ C_p = 0,8. \\ W_p = 2.6225KN / ml. \end{cases}$$

$$\text{Donc : } F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 2.6225 \Rightarrow F_p = 1.2588KN$$

**III.5.3 : Calcul des sollicitations :**

**Calcul du centre de gravité :**

$$\begin{cases} X_G = \frac{\sum A_i \cdot X_i}{\sum A_i} \\ Y_G = \frac{\sum A_i \cdot Y_i}{\sum A_i} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} X_G = 0.213m \\ Y_G = 0.284m \end{cases}$$

L'acrotère est soumis à :

$$\begin{cases} N_G = 2.6225KN \\ M_Q = Q \times h \Rightarrow M_Q = 1 \times 0.6 \Rightarrow M_Q = 0.6KN.m \\ M_{F_p} = F_p \times Y_g \Rightarrow M_{F_p} = 1.1.2588 \times 0.284 \Rightarrow M_{F_p} = 0.3575KN.m \end{cases}$$

**Tableau III.28. Combinaisons d'action de l'acrotère.**

	<b>RPA 99</b>	<b>ELU</b>	<b>ELS</b>
<b>Sollicitations</b>	G + Q + E	1.35G + 1.5Q.	G + Q.
<b>N (KN)</b>	2.6225	3.54	2.6225
<b>M ( KN.m)</b>	0.9575	<b>0.90</b>	<b>0.6</b>

$$\frac{h}{6} = \frac{0.15}{6} = 0.025m$$

$e_0 > \frac{h}{6} \Rightarrow$  Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section et  $N_u$  est un effort de compression dans la section est partiellement comprimée.

Le calcul de fera par assimilation a la flexion simple soumise à un moment  $M_{ua} = N_u \times e$   
Les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifié vis-à-vis de l'état limite ultime de stabilité de forme (flambement).

On remplace l'excentricité réelle ( $e = \frac{Mu}{Nu}$ ) par une excentricité totale de calcul.

$$e = e_0 + e_a + e_2$$

Avec :

$e_0$  : Excentricité (dite de premier ordre) de la résultante des contraintes normales, avant l'application des excentricités additionnelles définis ci-après.

$e_a$  : Excentricités additionnelles traduisant les imperfections géométriques initiales.

$e_2$  : Excentricité due aux effets de deuxième ordre, liés à la déformation de la structure.

$$e_a = \max (2cm \cdot L/250)$$

L : portée de l'élément =60 cm

$$e_a = \max(2\text{cm} \cdot 60/250) = 2\text{ cm} \quad [2]$$

$$e_2 = \frac{3lf^2}{10^4 \cdot h} (2 + \alpha\phi) \dots\dots\dots (\text{Art A.4.3.5})$$

$\phi$  : Rapport de la déformation finale due au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée.

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q}$$

$$\Rightarrow e_2 = \frac{3 \times 1.2^3 \times 2}{10^4 \times 0.15} = 0.00576\text{m}$$

$$\text{D'où : } e = 0.365 + 0.02 + 0.00576 = 0.390\text{m}$$

Les sollicitations de calcul deviennent :

$$N_u = 3.54\text{ KN.}$$

$$M_u = N_u \times e = 3.54 \times 0.39 = 1.380\text{ KN.m}$$

### III.5.5 : Ferrailage de l'acrotère :

Calcul à l'ELU :

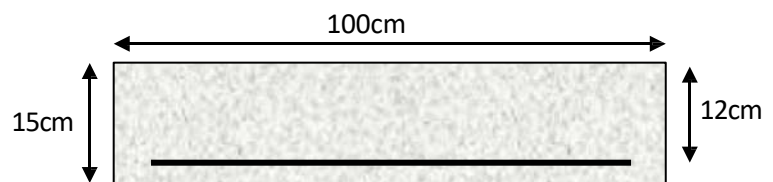


Fig. III.11. Section à ferriller.

On calcule les armatures à l'ELU, puis on effectuera la vérification des contraintes à l'ELS.

$\frac{h}{6} < e_0 \Rightarrow$  La section est partiellement comprimée, donc on se ramène à un calcul en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif  $M_F$  rapporté au centre de gravité des armatures tendues.

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}) \Rightarrow \alpha = 0.081; \quad Z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) \Rightarrow Z = 0.116m$$

$$A_1 = \frac{M_{uA}}{Z \times f_{st}} = \frac{1.5393 \times 10^{-3}}{0.116 \times 348} \Rightarrow A_1 = 0.38 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_c} = 0.38 \times 10^{-4} - \frac{3.54 \times 10^{-3}}{348} \Rightarrow A_s = 0.27 \text{ cm}^2$$

**Vérification à l'ELU :**

• **La condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_c} \Rightarrow A_{\min} = 0.23 \times 1 \times 0.12 \times \frac{2.1}{400} \Rightarrow A_{\min} = 1.44 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} > A_s \Rightarrow \text{On adopte: } A_s = 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2 / \text{ml.}$$

• **Vérification au cisaillement :**

L'acrotère est exposé aux intempéries (fissuration préjudiciable).

$$V_u = f_p + Q = 1.2588 + 1 = 2.2588 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = V_u / (b \times d) = 2.2588 \times 10^{-3} / (1 \times 0.08) = 0.0187 \text{ MPa.}$$

$$\overline{\tau_u} < \text{Min} (0.15 f_{c28} / \gamma_b ; 4 \text{ MPa}) \Rightarrow \tau_u < \text{min} (2.5 ; 4) \text{ MPa.} = 2.5 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0.0187 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 2.5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

• **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} \Rightarrow A_r = \frac{2.01}{4} \Rightarrow A_r = 0.5025 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_r = 4\text{T}6 = 1.13 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

• **Espacement :**

1. Armatures principale :  $S_t \leq 100/3 = 33,3 \text{ cm.}$  On adopte  $S_t = 30 \text{ cm.}$

2. Armatures de répartitions :  $S_t \leq 70/3 = 23.33 \text{ cm.}$  On adopte  $S_t = 20 \text{ cm.}$

• **Vérification de l'adhérence :**

$$\zeta_{se} = V_u / (0,9 \times d \times \Sigma \mu_i)$$

**RPA (Article. A.6.1, 3)**

$\Sigma \mu_i$ : la somme des périmètres des barres.

$$\Sigma \mu_i = n \times \pi \times \Phi \Rightarrow \Sigma \mu_i = 4 \times 3.14 \times 8 \Rightarrow \Sigma \mu_i = 10.043 \text{ cm}$$

$$\zeta_{es} = 2.2588 \times 10^{-3} / (0.9 \times 0.12 \times 0.10074) \Rightarrow \zeta_{es} = 0.207 \text{ MPa}$$

$$0.6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.83 \text{ MPa} \quad (\text{RPA Article. A.6.1, 21})$$

$\Psi_s$  est le coefficient de scellement.

$$\zeta_{es} < 2.83 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Pas de risque par rapport à l'adhérence.}$$

### Vérification à l'ELS :

$$d = 0.12 \text{ m}; \quad N_{ser} = 2.6225 \text{ KN}; \quad M_{ser} = Q \times h \Rightarrow M_{ser} = 0.6 \text{ KN.m}; \quad \eta = 1.6 \text{ pour les HR}$$

#### • Vérification des contraintes :

$$\bullet \quad \sigma_{bc} = N_{ser} \times y_{ser} / \mu_t; \quad \sigma_s = 15 \times N_{ser} \times (d - y_{ser}) / \mu_t;$$

#### Position de l'axe neutre :

$$c = d - e_1$$

$e_1$  : distance du centre de pression "c" à la fibre la plus comprimée de la section.

$$e_1 = M_{ser} / N_{ser} + (d - h/2) \Rightarrow e_1 = (0.6 / 2.6225) + (0.12 - 0.15/2) \Rightarrow e_1 = 0.273 \text{ m}$$

$$e_1 > d \Rightarrow \text{"c" à l'extérieur de section} \Rightarrow c = 0.12 - 0.273 \Rightarrow c = -0.153 \text{ m.}$$

$$c = -0.153 \text{ m}; \quad y_{ser} = y_c + c; \quad y_c^3 + p \times y_c + q = 0 \quad \dots \dots \dots (*)$$

$$q = -2 \times c^3 + 90 \times A \times \frac{(d - c)^2}{b}$$

$$p = -3 \times c^2 + 90 \times A \times (d - c) / b$$

$$P = -3 \times (-0.153)^2 + 90 \times 2.01 \times 10^{-4} \times \frac{0.12 + 0.153}{1} \Rightarrow P = -0.065 \text{ m}^2$$

$$q = -2 \times (-0.153)^3 + 90 \times 2.01 \times 10^{-4} \times \frac{(0.12 + 0.153)^2}{1} \Rightarrow q = 0.0085 \text{ m}^3$$

En remplaçant "q" et "p" dans (\*), sa résolution donne :  $y_c = -0.314 \Rightarrow y_{ser} = 0.1614 \text{ m.}$

$$\mu_t = \frac{b \times y^2}{2} - 15 \times A \times (d - y) \Rightarrow \mu_t = 0.0135 \text{ m}^3$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2.6225 \times 10^{-3}}{0.0135} \times 0.1614 \Rightarrow \sigma_{bc} = 0.0313 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{adm}}$$

- Schéma de ferrailage de l'acrotère.

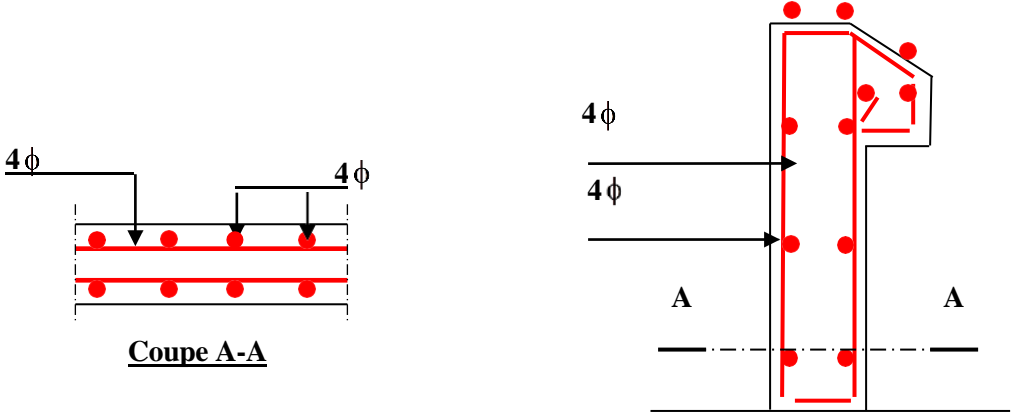


Fig. III.12. Schéma de ferrailage de l'acrotère (Terrasse inaccessible).

# *Chapitre IV*

## IV.1. Introduction :

L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente, est souvent très complexe.

Elle a pour but l'estimation des valeurs caractéristiques les plus défavorables de la réponse sismique et le dimensionnement des éléments de résistance, afin d'obtenir une sécurité jugée satisfaisante pour l'ensemble de l'ouvrage et d'assurer le confort des occupants.

C'est pour cela qu'on fait souvent appel à des modélisations par des logiciels à base d'élément finis qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser.

## IV.2. Méthodes de calcul

Le RPA99 propose deux méthodes de calcul des sollicitations :

1. La méthode statique équivalente.
2. La méthode dynamique (La méthode d'analyse modale spectrale et la méthode d'analyse par accélérogramme)

### IV.2.1. Méthode statique équivalente

- **Principe**

Selon RPA99 Art (4.2.1) les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les efforts sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

La structure peut être modélisée comme une console encadrée dans le sol et dont laquelle les différents étages sont représentés par des masses ponctuelles concentrées au centre de gravité des planchers et de même propriétés d'inertie.

- **Calcul de la force sismique totale :** RPA99 (Article 4.2.3)

La force sismique  $V$  ; appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans les deux directions horizontales et orthogonales selon la formule donnée par la méthode statique équivalente :

$$V_{st} = A \times D \times Q \times \frac{1}{R} \times W$$

- $A$  : Coefficient d'accélération de la zone. C'est un coefficient numérique dépendant de la zone sismique ainsi que du groupe d'usage.

Pour notre cas on a : groupe d'usage 2, zone II<sub>a</sub> ⇒  $A = 0,15$  selon le tableau 4.1 (RPA99/version 2003).

- $R$  : Coefficient de comportement global de la structure, il est fonction du système de contreventement. Il est donné dans le tableau 4.3 (RPA99/version2003).

Dans le cas de notre projet, on a opté pour un système de contreventement mixte portiques-voiles avec justification de l'interaction, donc :  $R= 5$ .

- $Q$  : Facteur de qualité.

La valeur de  $Q$  est déterminée par la formule 4.4 donnée au RPA :

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q$$

$P_q$  : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité  $q$  qui est satisfait ou non.

Les valeurs à retenir pour les deux sens (x et y) sont dans le tableau suivant :

“ Critère q ”	Observée	$P_q/xx$	Observée	$P_q/yy$
1- Conditions minimales sur les files de contreventement	OUI	0	OUI	0
2- Redondance en plan	Non	0	OUI	0
3- Régularité en plan	Non	0,05	Non	0,05
4- Régularité en élévation	Non	0,05	Non	0,05
5- Contrôle de qualité des matériaux	Oui	0	Oui	0
6- Contrôles de qualité d'exécution	Oui	0	Oui	0

**Tab IV.1 : Valeurs des pénalités  $P_q$**

$$Q_x = Q_y = 1,10$$

$W$  : Poids total de la structure.

La valeur de  $W$  comprend la totalité des charges permanentes pour les bâtiments d'habitation.

Il est égal à la somme des poids  $W_i$  ; calculés à chaque niveau (i) :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \text{ avec } W_i = W_{Gi} + \beta \times W_{Qi} \text{ RPA99 (Formule 4.5)}$$

$W_{Gi}$  : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires à la structure.

$W_{Qi}$  : Charges d'exploitation.

- $\beta$  : Coefficient de pondération, Il est en fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation, il est donné par le tableau (4-5) du RPA 99.

$\beta = 0,2 \rightarrow$  usage d'habitation, bureau ;  $\beta = 0,6 \rightarrow$  usage de commerce  
Le poids total de la structure a été calculé en utilisant le logiciel ROBOT la valeur trouvée est :  $W = 21286.5014 \text{KN}$ .

- D : Facteur d'amplification dynamique. Il est donné par l'expression suivante :

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5\eta \left( \frac{T_2}{3.0} \right)^{2/3} \left( \frac{3.0}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3.0 \text{ s} \end{cases} \quad \text{RPA99 (Formule 4-2)}$$

$\eta$  : Facteur de correction de l'amortissement, donné par la formule  $\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0.7$

$\xi$  : Pourcentage d'amortissement critique (Tableau 4.2 RPA99/version 2003).

$\xi = 8.5\%$

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+8.5}} = 0.816 \text{ f } 0,7$$

$T_1$  et  $T_2$  : période caractéristique relative au sol.

Le sol d'implantation de notre structure est classé : site S3.

Ce qui nous donne les périodes caractéristiques :  $\begin{cases} T_1 = 0.15s \\ T_2 = 0.5s \end{cases}$  tableau 4.7 (RPA99).

T : période fondamentale de la structure.

Pour une structure contreventée partiellement par des voiles en béton armé, la période fondament

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5\eta \left( \frac{T_2}{3.0} \right)^{2/3} \left( \frac{3.0}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3.0 \text{ s} \end{cases} \quad \text{RPA99 (Formule 4-2)}$$

$h_N$ : Hauteur mesurée à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau 19.3m.

$C_T$  : Coefficient fonction du système de contreventement, du type de remplissage donnée par

le tableau 4.6 du RPA99 version 2003.

Le contreventement étant assuré partiellement par des voiles en béton armé,  $C_T=0,05$ .

$$T = 0,05 \times 19,38^{3/4} = 0,462 \text{ s}$$

$L_x=26.45 \text{ m}$  ; étant la dimension projetée du bâtiment selon le sens x.

$L_y=16.70 \text{ m}$  ; étant la dimension projetée du bâtiment selon le sens y.

$$T_x = \frac{0,09 \times 19,38}{\sqrt{26,45}} = 0,339 \text{ s}$$

$$T_y = \frac{0,09 \times 19,38}{\sqrt{16,70}} = 0,427 \text{ s}$$

$$T_x = \text{Min}(T; T_x) = 0,339 \text{ s}$$

$$T_y = \text{Min}(T; T_y) = 0,429 \text{ s}$$

$$\begin{cases} D_x = 2,5 \times 0,81 \times \left( \frac{0,5}{0,64} \right)^{2/3} = 1,72 \\ D_y = 2,5 \times 0,81 \times \left( \frac{0,5}{0,58} \right)^{2/3} = 1,83 \end{cases}$$

$$0 \leq T \leq T_2$$

$$\Rightarrow D_x = 2,5 \times 0,816 = 2,04$$

$$\Rightarrow D_y = 2,5 \times 0,816 = 2,04$$

Le RPA préconise de majorer la période fondamentale statique de 30% (art 4.2.4)

$$\begin{cases} T_{Sx} = 1,3 \times 0,339 = 0,441 \text{ s} \\ T_{Sy} = 1,3 \times 0,429 = 0,558 \text{ s} \end{cases}$$

La force sismique totale à la base de la structure est :

$$V_{st} = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

$$V_{stx} = \frac{0,15 \times 1,72 \times 1,2}{5} \times 28059,51 = 1737,44 \text{ KN}$$

$$V_{sty} = \frac{0,15 \times 1,83 \times 1,2}{5} \times 28059,51 = 1848,56 \text{ KN}$$

## IV.2.2. Les méthodes dynamiques

- **Méthode d'analyse modale spectrale**

Cette méthode peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas applicable. Puisque notre structure est irrégulière la méthode dynamique s'impose.

- **Principe**

Il est recherché par cette méthode pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul suivant :

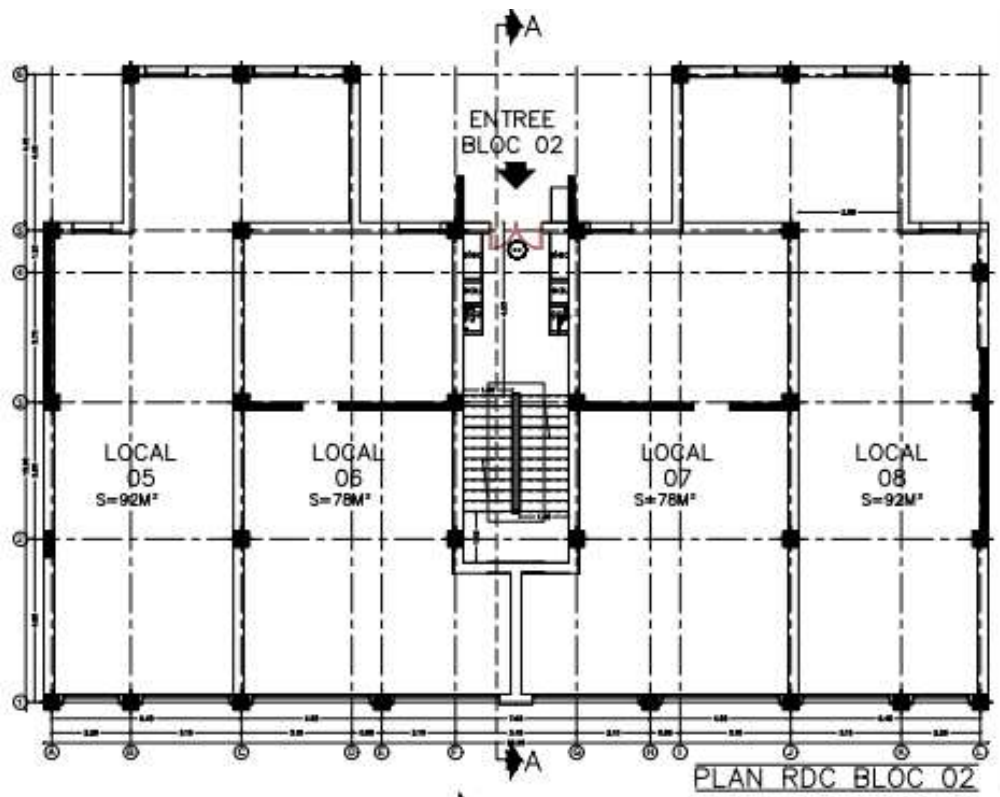
$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 \times A \times \left( 1 + \frac{T}{T_1} \left( 2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25 A) \times \left( \frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \quad \dots\dots RPA99 \text{ (Formule 4-13)} \\ 2.5 \times \eta \times (1.25 A) \times \left( \frac{Q}{R} \right) \times \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5 \times \eta \times (1.25 A) \times \left( \frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \times \left( \frac{3}{T} \right)^{5/3} \times \left( \frac{Q}{R} \right) & T > 3.0 \text{ s} \end{cases}$$

Avec :

- A : Coefficient d'accélération de zone.
- $\eta$  : Facteur de correction d'amortissement.
- R : Coefficient de comportement de la structure.
- T1, T2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie du site.
- Q : Facteur de qualité.

Notre structure sera modélisée grâce au logiciel ROBOT version 13. Ce dernier est un logiciel de calcul et de conception des structures d'ingénierie particulièrement adapté aux bâtiments et ouvrage de génie civil. Il permet en un même environnement la saisie graphique des ouvrages avec une bibliothèque d'éléments autorisant l'approche du comportement de ce type de structure. Il offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception et de vérification des structures en béton armé et charpente métallique.

IV.3. Disposition des voiles :



Fig

IV.1 : Disposition des voiles.

Les schémas des 03 Modes :

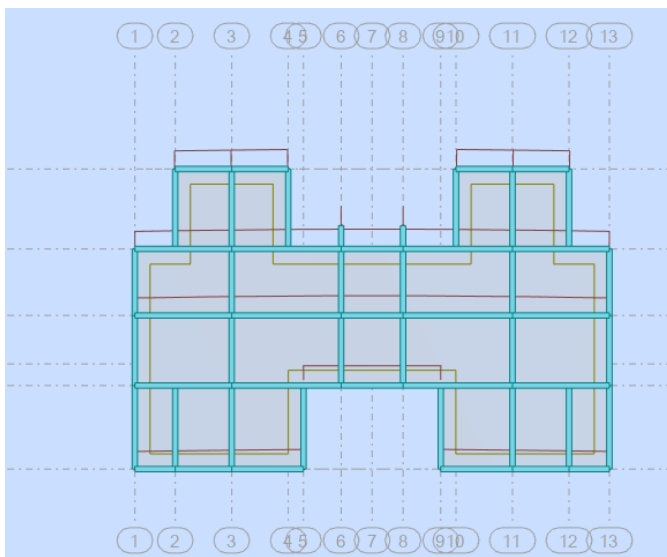


Fig IV.2 : Mode 01 translation selon l'axe  $y$  ( $T=0,87s$ ).

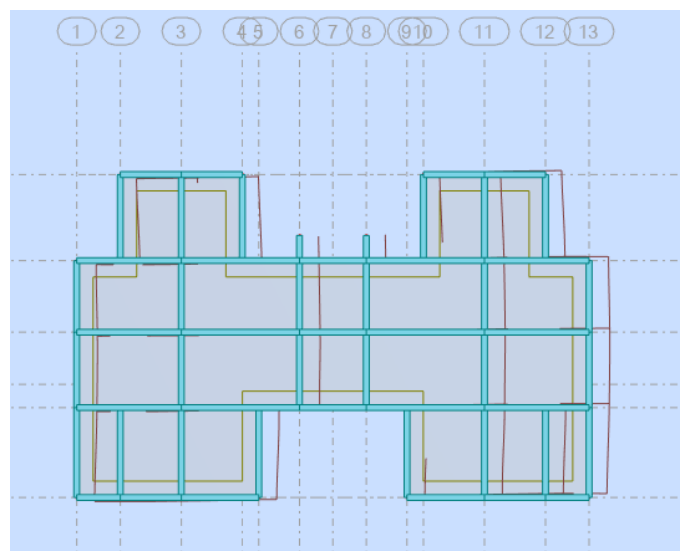
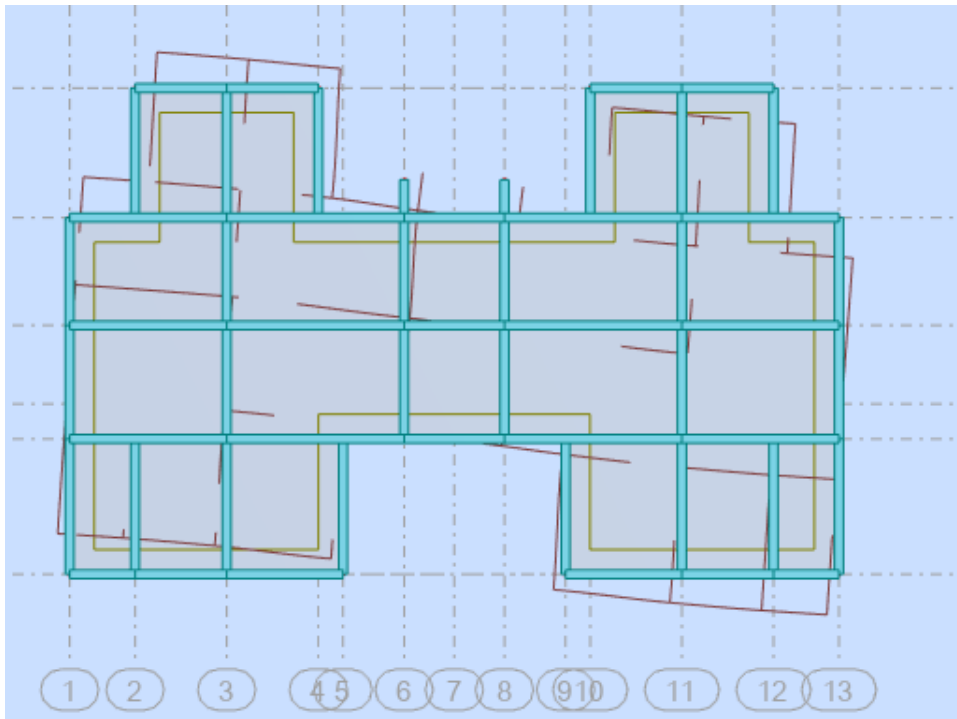


Fig IV.3 : Mode 02 translation selon l'axe  $x$  ( $T=0,73s$ ).



**Fig IV.4 :** Mode03 : Rotation autour de l'axe z-z'  
(T=0,69s).

D'après les résultats obtenus on remarque que la période est vérifiée.

#### IV.4. Vérification de l'interaction voiles portiques :

Les charges horizontales et verticales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux.

Selon le RPA (art 3.4.4.a), l'interaction est vérifiée si les deux conditions suivantes sont satisfaites :

- Les portiques doivent reprendre au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.
- Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% de l'effort vertical.

##### a) Sous charges verticales

$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 80\% \quad \text{Pourcentage des charges verticales reprises par les portiques}$$

$$\frac{\sum F_{voiles}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 20\% \quad \text{Pourcentage des charges verticales reprises par les voiles}$$

Niveau	Charge reprise(KN)		Pourcentage repris(%)	
	portiques	Voiles	portiques	Voiles
RDC	25203,3	5641,95	81,71	18,29
1 <sup>er</sup> étage	22777,01	4148,81	84,59	15,41
2 <sup>er</sup> étage	19251,32	3778,98	83,59	16,41
3 <sup>er</sup> étage	16168,69	3720,05	81,29	18,71
4 <sup>er</sup> étage	13385,41	3215,27	80,63	19,36
5 <sup>er</sup> étage	10638,38	2827,46	79,01	20,99

**Tab IV.2 :** Vérification de l'interaction sous charges verticales.

▪ **Analyse des résultats :**

On remarque que l'interaction portique-voiles sous charges verticales est vérifiée dans tous les étages sauf quatre derniers niveaux.

**Sous charges horizontales**

$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 25\% \quad \text{Pourcentage des charges horizontales reprises par les portiques.}$$

$$\frac{\sum F_{voiles}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 75\% \quad \text{Pourcentage des charges horizontales reprises par les voiles}$$

Cas /Et age	FX [kN]	FY [kN]	MZ [kNm]	FX sur les poteaux [kN]	FX sur les voiles [kN]	FY sur les poteaux [kN]	FY sur les voiles [kN]	PORTIQUE (%)	VOILE (%)
1	1247.35	27.54	2447.08	443.78	803.57	5.23	22.31	60.82	39.18
2	1176.91	27.13	2185.14	396.25	780.66	4.36	22.77	60.12	39.87
3	1051.14	25.83	1947.12	374.47	676.67	5.26	20.57	60.83	39.16
4	860.72	22.97	1591.59	324.94	535.79	5.82	17.15	61.63	38.36
5	611.44	17.84	1129.65	250.14	361.30	5.85	12.00	62.80	37.14
6	314.80	10.03	575.87	157.49	157.32	5.32	4.71	66.67	33.32

Cas/Etage	G (x,y,z) [m]	FX [kN]	FY [kN]	MZ [kNm]	FX sur les poteaux [kN]	FX sur les voiles [kN]	FY sur les poteaux [kN]	FY sur les voiles [kN]
7/ 1	13.32 7.70 3.39	1247.35	27.54	2447.08	443.78	803.57	5.23	22.31
7/ 2	13.31 8.04 6.75	1176.91	27.13	2185.14	396.25	780.66	4.36	22.77
7/ 3	13.31 8.04 9.81	1051.14	25.83	1947.12	374.47	676.67	5.26	20.57
7/ 4	13.31 8.04 12.8	860.72	22.97	1591.59	324.94	535.79	5.82	17.15
7/ 5	13.33 8.03 15.9	611.44	17.84	1129.65	250.14	361.30	5.85	12.00
7/ 6	13.31 8.01 19.0	314.80	10.03	575.87	157.49	157.32	5.32	4.71

Cas/Etage	FX [kN]	FY [kN]	MZ [kNm]	FX sur les poteaux [kN]	FX sur les voiles [kN]	FY sur les poteaux [kN]	FY sur les voiles [kN]
8/ 1	27.54	898.12	683.93	15.62	11.92	261.18	636.94
8/ 2	26.24	841.48	654.67	14.92	11.32	275.09	566.39
8/ 3	23.93	746.00	600.33	14.26	9.67	292.88	453.11
8/ 4	20.29	621.08	511.43	12.83	7.45	287.55	333.53
8/ 5	15.01	464.82	387.13	10.50	4.51	258.15	206.68
8/ 6	8.01	258.96	208.70	6.48	1.53	207.88	51.09

Cas/Etage	G (x,y,z) [m]	FX [kN]	FY [kN]	MZ [kNm]	FX sur les poteaux [kN]	FX sur les voiles [kN]	FY sur les poteaux [kN]	FY sur les voiles [kN]
8/ 1	13.32 7.70 3.39	27.54	898.12	683.93	15.62	11.92	261.18	636.94
8/ 2	13.31 8.04 6.75	26.24	841.48	654.67	14.92	11.32	275.09	566.39
8/ 3	13.31 8.04 9.81	23.93	746.00	600.33	14.26	9.67	292.88	453.11
8/ 4	13.31 8.04 12.8	20.29	621.08	511.43	12.83	7.45	287.55	333.53
8/ 5	13.33 8.03 15.9	15.01	464.82	387.13	10.50	4.51	258.15	206.68
8/ 6	13.31 8.01 19.0	8.01	258.96	208.70	6.48	1.53	207.88	51.09

Tab IV.3 :Vérification de l'interaction sous charges horizontales

Sens	V (KN)	80%*V (KN)	E (KN)	Vérification
X	1 588.55	1 270.84	1 247.35	Condition vérifiée
Y	1 406.14	1 124.91	898.12	Condition vérifiée

- **Analyse des résultats :** On remarque que l'interaction portique-voiles sous charges horizontales est vérifiée dans tous les étages.

❖ Le RPA (art 4.3.4, a) exige que le nombre de mode de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation soit comme suit :

La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure :

Cas/Mode	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Tot.mas.UX [kg]	Tot.mas.UY [kg]
6/ 1	0.75	0.01	59.88	0.01	59.88	2128650.14	2128650.14

6/2	0.73	1.26	59.89	1.24	0	2128650.14	2128650.14
6/3	0.46	32.19	59.89	30.93	0.01	2128650.14	2128650.14
6/4	0.42	68.48	59.92	36.3	0.03	2128650.14	2128650.14
6/5	0.35	68.51	70.59	0.02	10.67	2128650.14	2128650.14
6/6	0.29	68.52	70.87	0.01	0.28	2128650.14	2128650.14
6/7	0.27	68.64	76.57	0.12	5.7	2128650.14	2128650.14
6/8	0.27	68.71	79.82	0.07	3.25	2128650.14	2128650.14
6/9	0.27	68.71	82.1	0	2.28	2128650.14	2128650.14
6/10	0.26	68.87	82.13	0.16	0.02	2128650.14	2128650.14

**Tab IV.4** : Période de vibration et taux de participation massique.

❖ **Vérification de la période**

Le RPA (art 4.2.4) recommande que la période dynamique soit inférieure à celle calculé par la formule empirique majoré de 30% ;

$$\begin{cases} T_{dx} = 0,75s \\ T_{dy} = 0,73s \end{cases}$$

$$\leq \begin{cases} T_{Sx} = 1,3 \times 0,665 = 0,87s. \\ T_{Sy} = 1,3 \times 0,605 = 0,786s. \end{cases}$$

**Calcul du moment stabilisant :**

Poids de la structure	Coordonnées du centre de gravité		Moment stabilisant	
	W (KN)	Xg (m)	Yg (m)	M <sub>stab-x</sub> (KN)
<b>20 882.06</b>	13.36	7.82	278984.3216	163297.7092

**Tableau récapitulatif :**

Mren-x [KN.m]	Mstab-x [KN.m]	Mstab > 1,50 * Mren
17 759.97	278 984.32	Condition vérifiée
Mren-y [KN.m]	Mstab-y [KN.m]	Mstab > 1,50 * Mren
12 929.46	163 297.71	Condition vérifiée

❖ **Vérification de l'effort normal réduit :**

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble due au séisme. Le RPA99/2003 (7.4.3.1) exige de vérifier l'effort normal de compression de calcul

après les différentes combinaisons ; qui est limité par la condition suivante : 
$$v = \frac{N_d}{B \times f_{c28}} \leq 0.3$$

Où B est l'aire de la section transversale du poteau considéré .Les résultats de calcul sont résumés dans le Tab IV.6

Niveau	Type de poteau	B (cm <sup>2</sup> )	N <sub>d</sub> (KN)	v	Observation
RDC	50x50	2500	1091,83	0.215	vérifiée
1 <sup>er</sup> , 2 <sup>ème</sup> , 3 <sup>ème</sup> étage	45x45	2025	9034.50	0.193	vérifiée
4 <sup>ème</sup> , 5 <sup>ème</sup> étage	40x40	1600	703.67	0.172	vérifiée

**Tab IV.5 :** Vérification de l'effort normal réduit :

On remarque que l'effort ne dépasse pas la valeur de 0.3. Donc les sections des poteaux choisies sont suffisantes.

❖ **Vérification de la résultante des forces sismiques :**

Selon l'article (4.3.6) de l'RPA99/2003, la résultante des forces sismiques à la base  $V_{dyn}$  obtenue par la combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente  $V_{st}$ .

	V <sub>dyn</sub>	V <sub>base</sub>	0.8*V <sub>base</sub>	Observation
	(KN)	(KN)	(KN)	
Sens x	1370,23	1499,47	1199,57	CV
Sens y	1422,88	1598,06	1278,44	CV

**Tab IV.6 :** Vérification de l'effort tranchant à la base

$V_{dyn}$ : Effort tranchant de calcul retiré à partir des résultats donnés par ROBOT.

**IV.1. Vérification vis-à-vis des déplacements :**

Le déplacement horizontal à chaque niveau  $K$  de la structure est calculé par :

$$\delta_k = R \times \delta_{ek} \quad \text{RPA99/version2003 (Article 4.4.3)}$$

$\delta_{ek}$  : Déplacement dû aux forces  $F_i$  (y compris l'effet de torsion).

$R$  : Coefficient de comportement ( $R=5$ ).

Le déplacement relatif au niveau  $K$  par rapport au niveau  $K-1$  est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} \quad \text{Art (5.10) DTR BC-2.48.}$$

Etage	Hauteur (m)	$\Delta k-x$ (cm)	$\Delta k-y$ (cm)	$\Delta k < 1\% * \text{Hauteur}$
<b>Etage 1</b>	<b>4.08</b>	<b>0.5</b>	<b>0.7</b>	<b>Condition vérifiée</b>
<b>Etage 2</b>	<b>3.06</b>	<b>0.5</b>	<b>0.9</b>	<b>Condition vérifiée</b>
<b>Etage 3</b>	<b>3.06</b>	<b>0.5</b>	<b>1</b>	<b>Condition vérifiée</b>
<b>Etage 4</b>	<b>3.06</b>	<b>0.4</b>	<b>1</b>	<b>Condition vérifiée</b>
<b>Etage 5</b>	<b>3.06</b>	<b>0.3</b>	<b>0.9</b>	<b>Condition vérifiée</b>
<b>Etage 6</b>	<b>3.06</b>	<b>0.3</b>	<b>0.7</b>	<b>Condition vérifiée</b>

**Tab.IV.7 :** Vérification des déplacements pour le sens x-x.

Etage	Hauteur (m)	P (KN)	$\Delta k-x$ (cm)	$\Delta k-y$ (cm)	V-x (KN)	V-y (KN)	$\Theta_x$	$\Theta_y$	$\Theta < 0,10$
<b>Etage 1</b>	4.08	9306.32	0.50	0.70	1 247.35	898.12	0.0091	0.0178	Condition vérifiée
<b>Etage 2</b>	3.06	7103.21	0.50	0.90	1 176.91	841.48	0.0099	0.0248	Condition vérifiée
<b>Etage 3</b>	3.06	5614.36	0.50	1.00	1 051.14	746.00	0.0087	0.0246	Condition vérifiée
<b>Etage 4</b>	3.06	4125.51	0.40	1.00	860.72	621.08	0.0063	0.0217	Condition vérifiée
<b>Etage 5</b>	3.06	2636.66	0.30	0.90	611.44	464.82	0.0042	0.0167	Condition vérifiée
<b>Etage 6</b>	3.06	1163.85	0.30	0.70	314.80	258.96	0.0036	0.0103	Condition vérifiée

**Tab IV.8 :** Vérification des déplacements pour le sens y-y.

On voit bien à travers ces deux tableaux que les déplacements relatifs des niveaux sont inférieurs au centième de la hauteur d'étage.

**IV.2. Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ (RPA99/version 2003(Art 5.9)) :**

L'effet P-Δ (effet de second ordre) est l'effet dû aux charges verticales après déplacement. Il peut être négligé si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{p_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0,1 ; \text{ Tel que :}$$

Les déplacements inter-étages sont données sur le tableau suivant :

$p_k$  : Poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au dessus du

$V_k$  : Effort tranchant d'étage de niveau « k ».

$\Delta_k$  : Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».

$h_k$  : Hauteur de l'étage « k ».

- Si  $0,1 < \theta_k < 0,2$ , l'effet P-Δ peut être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculée au moyens d'une analyse élastique du premier ordre par le facteur
- Si  $\theta_k > 0,2$  la structure est partiellement instable elle doit être redimensionnée.

Etage	Hauteur (m)	P (KN)	Δk-x (cm)	Δk-y (cm)	V-x (KN)	V-y (KN)	Θx	Θy	Θ < 0,10
<b>Etage 1</b>	4.08	9306.32	0.50	0.70	1 247.35	898.12	0.0091	0.0178	Condition vérifiée
<b>Etage 2</b>	3.06	7103.21	0.50	0.90	1 176.91	841.48	0.0099	0.0248	Condition vérifiée
<b>Etage 3</b>	3.06	5614.36	0.50	1.00	1 051.14	746.00	0.0087	0.0246	Condition vérifiée
<b>Etage 4</b>	3.06	4125.51	0.40	1.00	860.72	621.08	0.0063	0.0217	Condition vérifiée
<b>Etage 5</b>	3.06	2636.66	0.30	0.90	611.44	464.82	0.0042	0.0167	Condition vérifiée
<b>Etage 6</b>	3.06	1163.85	0.30	0.70	314.80	258.96	0.0036	0.0103	Condition vérifiée

**Tab IV.9 :** Vérification à L'effet P-Δ.

D'après les résultats obtenus dans ce tableau, les effets P-Δ peuvent être négligés.

# *Chapitre V*

## V.1. Etude des poutres :

### V.1.1 Introduction :

Les poutres sont sollicitées en flexion simple, sous un moment fléchissant et un effort tranchant. Le moment fléchissant permet la détermination des dimensions des armatures longitudinales. L'effort tranchant permet de déterminer les armatures transversales.

On distingue deux types de poutres, les poutres principales qui constituent des appuis aux poutrelles, les poutres secondaires qui assurent le chaînage.

Après détermination des sollicitations ( $M$ ,  $N$ ,  $T$ ) on procède au ferrailage en respectant les prescriptions données par le **RPA99 Version 2003** et celles données par le **BAEL91**.

Les poutres sont étudiées en tenant compte des efforts données par le logiciel ROBOT, combinés par les combinaisons les plus défavorables données par le **RPA99 Version 2003** suivantes :

- 1).  $1.35G+1.5Q$
- 2).  $G+Q$
- 3).  $G+Q+1.2E$
- 4).  $G+Q\pm E$
- 5).  $0.8G\pm E$

### V.1.2.2. Ferrailage :

#### a). Armatures longitudinales : RPA 99/2003 (art 7.5.2.1)

Le pourcentage total minimal des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section.

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

- 4% en zone courante,
- 6% en zone de recouvrement.

La longueur minimale de recouvrement est de  $40\Phi$  en zone IIa.

Avec :  $\Phi_{\max}$  : le diamètre maximal d'armature dans la poutre.

- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué conformément à la **figure V.1**, avec des crochets à  $90^\circ$ . Cette même figure comporte les autres dispositions constructives et quantités minimales d'armatures.

- Les cadres du nœud disposés comme armatures transversales des poteaux, sont constitués de 2U superposés formant un carré ou un rectangle (là où les circonstances s’y prêtent, des cadres traditionnels peuvent également être utilisés).
- Les directions de recouvrement de ces U doivent être alternées. Néanmoins, il faudra veiller à ce qu’au moins un coté fermé des U d’un cadre soit disposé de sorte à s’opposer à la poussée au vide des crochets droits des armatures longitudinales des poutres.
- On doit avoir un espacement maximum de 10 cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœuds.

**b). Armatures transversales : RPA 99/2003 (art 7.5.2.2)**

La quantité d’armatures transversales minimale est donnée par :

$$A_t = 0.003 \times S_t \times b$$

$S_t$  : espacement maximum entre les armatures transversales donné comme suit :

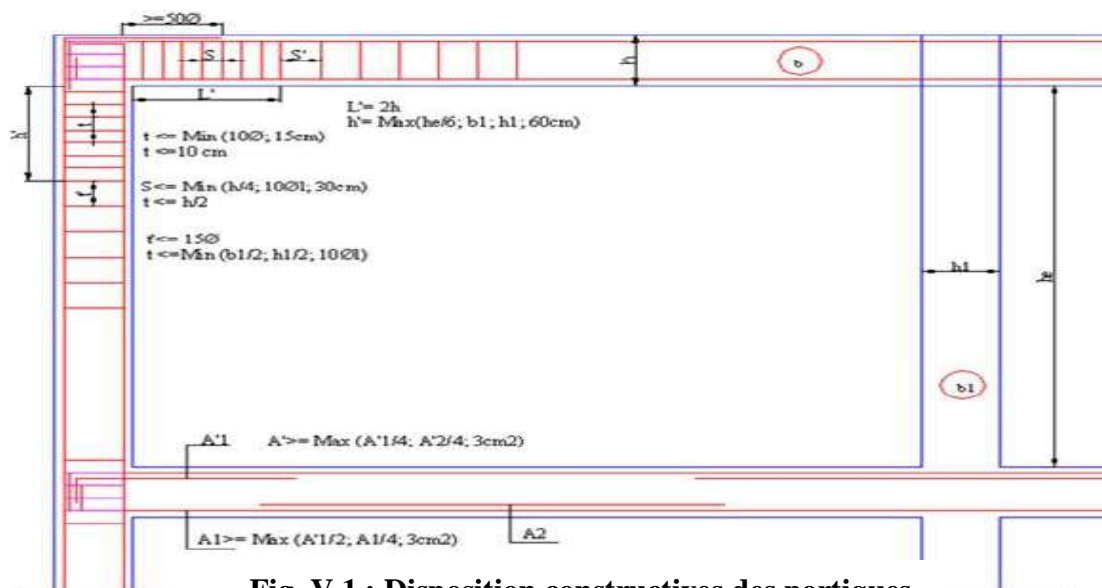
- $S_t \leq \min (h/4; 12\Phi_1)$  en zone nodale,
- $S_t \leq h/2$  en dehors de la zone nodale.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l’appui ou de l’encastrement.

La valeur du diamètre  $\phi_l$  des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé, et dans le cas d’une section en travée avec armatures comprimées. C’est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu d’appui ou de l’encastrement

**V.1.3. Dispositions constructives des portiques : RPA 99 (Figure 7.5)**



**Fig. V.1 : Disposition constructives des portiques.**

**V.1.4. Recommandation de BAEL :**

La section minimale des aciers longitudinaux est de :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \quad (\text{Condition de non fragilité}) \quad \text{BAEL91 (Art F.IV.2)}$$

**V. 1.5. Calcul du ferrailage :**

**A). Méthode de calcul des armatures à l'ÉLU (flexion simple) :**

Le ferrailage est calculé à partir des sollicitations déduites du logiciel ROBOT

**Calcul du moment réduit ultime**

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \begin{cases} 14.2 \text{ MPa} & \text{situation courante } (\gamma_b = 1.5) \\ 18.48 \text{ MPa} & \text{situation accidentelle } (\gamma_b = 1.15) \end{cases}$$

→ Si  $\mu_{bu} \leq \mu_l = 0.3916$  alors :

$$A_s' = 0 \quad \text{et} \quad A_s = \frac{M_u}{z \times \frac{f_e}{\gamma_s}}$$

$$\text{avec: } \gamma_s = \begin{cases} 1.15 & \text{pour les situations courantes.} \\ 1 & \text{pour les situations accidentelles.} \end{cases}$$

$$\alpha = 1.25 \left( 1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} \right) \rightarrow z = d(1 - 0.4\alpha)$$

→ Si  $\mu_{bu} > \mu_l = 0.3916$  alors

$$A_s' = \frac{M_u - M_l}{(d - d') \times \frac{f_e}{\gamma_s}} \quad \text{et} \quad A_s = \frac{M_l}{z \times \frac{f_e}{\gamma_s}} + A_s'$$

$$\text{Avec: } M_l = \mu_l \times b \times d^2 \times f_{bu}$$

**B).Exemple de calcul :**

Prenons comme exemple de calcul de ferrailage la poutre principale (45×45) la plus sollicitée

$$\text{avec les sollicitations suivantes: } \begin{cases} M_t = 133.96 \text{ KN.m .....(ELU)} \\ M_a = 99.1 \text{ KN.m ....(G+Q+1.2E_x)} \end{cases}$$

Armatures en travée :

$$\mu_{bu} = \frac{M_A}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{106,12 \times 10^6}{400 \times 420^2 \times 14.20} = 0.106$$

$$\mu_{bu} = 0.106 < \mu_l = 0.392 \rightarrow pivotA \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.140$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 396mm$$

$$A_{st} = \frac{M_A}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{106,12 \times 10^6}{347.92 \times 348} = 7.71cm^2$$

Armatures en appui :

$$\mu_{bu} = \frac{M_A}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{99.1 \times 10^6}{300 \times 380^2 \times 18.48} = 0.123$$

$$\mu_{bu} = 0.123 < \mu_l = 0.392 \rightarrow pivotA \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.164$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 355.07mm$$

$$A_{st} = \frac{M_A}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{99.1 \times 10^6}{355.07 \times 400} = 6.97cm^2$$

Tableau V.1. Ferrailage des poutres principales et secondaires :

Niveau	Type de poutre	section	localis	M (KN.m)	V (KN)	A calcul (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adopté</sub> (cm <sup>2</sup> )	N <sup>bre</sup> de barres
RDC	Poutre principale	45×45	Appuis	133.96	<b>153.58</b>	10.23	9	<b>10.65</b>	<b>3T16+3T14</b>
			Travée	99.1		6.9		<b>8.01</b>	<b>3T14+3T12</b>
	Poutre secondaire	30×40	Appuis	97.01	<b>111.2</b>	6.8	6	<b>6.88</b>	<b>3T14+2T12</b>
			Travée	114.07		8.84		<b>9.24</b>	<b>6T14</b>
1,2,3 et 4 <sup>ème</sup> étage	Poutre principale	45×45	Appuis	86.46	<b>118.83</b>	7.02	9	<b>8.01</b>	<b>3T14+ 3T12</b>
			Travée	85.76		6.96		<b>8.01</b>	<b>3T14+ 3T12</b>
	Poutre secondaire	30×40	Appuis	97.01	<b>86.06</b>	6.8	6	<b>6.88</b>	<b>3T14+2T12</b>
			Travée	114.07		8.84		<b>9.24</b>	<b>6T14</b>
5 <sup>ème</sup> étage	Poutre principale	45×45	Appuis	133.96	<b>116.62</b>	10.23	9	<b>10.65</b>	<b>3T16+3T14</b>
			Travée	114.07		8.84		<b>9.24</b>	<b>6T14</b>
	Poutre secondaire	30×40	Appuis	97.01	<b>85.04</b>	6.8	6	<b>6.88</b>	<b>3T14+2T12</b>
			Travée	114.07		8.84		<b>9.24</b>	<b>6T14</b>

**V.1.6. Vérification des armatures selon le RPA 99 :**

- **Pourcentage maximum des armatures longitudinales :**

**En zone courante :**  $A_{\max} = 4\%b \times h = 0.04 \times 45 \times 45 = 81 \text{ cm}^2 > A_{\text{adopté}}$

**En zone de recouvrement:**  $A_{\max} = 6\%b \cdot h = 0.06 \times 30 \times 40 = 72 \text{ cm}^2 > A_{\text{adopté}}$

- **Les longueurs de recouvrement :**

$L_r > 40 \times \phi$  en zone II  $L_r > 45$

$\phi = 14\text{mm}$      $L_r > 45 \times 16 = 72\text{cm}$     on adopte  $L_r = 72\text{cm}$

$\phi = 14\text{mm}$      $L_r > 45 \times 14 = 63\text{cm}$     on adopte  $L_r = 63\text{cm}$

$\phi = 12\text{mm}$      $L_r > 45 \times 12 = 54\text{cm}$     on adopte  $L_r = 54\text{cm}$

**V.1.7. Les armatures transversales :****a). Calcul de  $\Phi_t$  :**

Le diamètre des armatures transversales pour les poutres principales et secondaires est donnée par :

$$\phi \leq \min\left(\phi_1; \frac{h}{35}; \frac{b}{10}\right)$$

$$\phi \leq \min\left(1.2; \frac{45}{35}; \frac{40}{10}\right)$$

$$\phi_t \leq \min(1,2; 1.28; 4\text{cm})$$

$$\phi_t \leq 1,2\text{cm} \Rightarrow \text{Soit } \phi_t = 10\text{mm}$$

Donc on opte pour  $A_t = 4T10 = 3.14\text{cm}^2$

Soit : 1 cadre + 1 étrier de T10 pour toutes les poutres

**b). Calcul des espacements des armatures transversales :****1.  $S_t \leq \min(S_{t1}, S_{t2}, S_{t3})$  avec:**

$$1). S_{t1} = \min(0.9 \times d; 40\text{cm}) = 38.7\text{cm}_{t1} = \min(0.9 \times d; 40\text{cm}) = 38.7\text{cm}$$

$$2). S_{t2} \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} \Rightarrow S_{t2} \leq 78.5\text{cm}$$

$$3). S_{t3} \leq \frac{0.8 \times f_e \times A_t}{b_0 \times (\tau_u - 0.3 \times f_{t28})} \leq 86.68\text{cm}$$

**2. Selon RPA99 Art (7.5.2.2) :**

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12 \times \phi_l\right)$$

✓ **Zone nodale :**

$$S_t \leq \min(11.25; 14.4) = 11.25 \text{ cm}$$

Soit :  $S_t = 10 \text{ cm}$

✓ **Zone courante :**  $S_t \leq h/2 = 45/2 = 22.5 \text{ cm}$ .

Soit  $S_t = 15 \text{ cm}$

**c). Vérification des sections d'armatures transversales :**

$$A_t^{\min} = 0,003 \cdot S_t \cdot h = 0,003 \cdot 15 \cdot 45 = 2,025 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 3.14 > A_{\min} = 2.02 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

**V.1.8. Vérification à l'ELU :**

**a). Condition de non fragilité :**

**BAEL91 (Art F.IV.2)**

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} = 1.63 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

**b). Contrainte tangentielle maximale :**

**Vérification de l'effort tranchant :**

Il faut vérifier que :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

$$\text{Tel que : } \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \dots\dots\dots \text{BAEL91 (Art H.III.2)}$$

Fissuration peu nuisible  $\Rightarrow \bar{\tau}_u = \min(0,133 \times f_{c28}; 5 \text{ MPa}) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$ .

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

**Tableau V.2 : Vérification des contraintes tangentielles :**

Poutres	Vu (KN)	$\tau_{bu}$ (MPa)	$\tau$ (MPa)	Observation
principales	153.58	<b>0.84</b>	<b>3.33</b>	Vérifiée
secondaires	111.2	<b>1.029</b>	<b>3.33</b>	Vérifiée

Donc Pas de risque de cisaillement et cela pour tout type de poutre.

**c). Vérification des armatures longitudinales au cisaillement**

✓ **Appuis de rives**  $A_t > \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e} \dots\dots\dots (1) . \quad \text{BAEL91 (Art H.IV.2)}$

✓ **Appuis intermédiaires**  $A_t \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times (V_u - \frac{M_a}{0.9 \times d}) \dots\dots\dots (2) \quad \gamma_s = 1.15, f_e = 400 \text{ MPa}$

Les vérifications sont résumées dans le tableau ci-après :

Tableau V.3.Vérification des armatures longitudinales au cisaillement :

Poutres	A <sub>l</sub> (cm <sup>2</sup> )	V <sub>u</sub> (KN)	M <sub>a</sub> (KN.m)	A <sub>1</sub> <sup>rive</sup> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>1</sub> <sup>int</sup> (cm <sup>2</sup> )	Observation
Principales	10.65	153.58	133.96	8.34	-2.34	Vérifiée
Secondaires	9.24	111.2	114.07	4.08	-4.92	Vérifiée

V.9. Vérification à l'ELS :

a). Etat limite de compression du béton :

$$\frac{b}{2}y^2 + 15A_s y - 15dA_s = 0; \quad \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y; \quad \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15MPa \quad \text{BAEL91 (Art E.III.1)}$$

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A_s' \times (y - d')^2]$$

Les vérifications sont résumées dans le tableau ci-après :

Tableau V.4 .Vérification de l'état limite de compression du béton :

Poutres	Localisation	M <sub>ser</sub> (KN.m)	I (cm <sup>4</sup> )	Y (cm)	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ̄ <sub>bc</sub> (MPa)	Observation
Poutres principales	Appuis	84.85	118767.61	11.78	8.41	15	vérifiée
	Travées	38.87	119145.44	12.54	4.09	15	vérifiée
Poutres secondaires	Appuis	77.6	149452.98	13.3	6.9	15	vérifiée
	Travées	42.71	118767.61	11.78	4.23	15	vérifiée

b). Etat limite de déformation (évaluation de la flèche)

D'après le BAEL91 et le CBA93 la vérification à la flèche est inutile si :

$$1. \frac{h_t}{l} > \frac{1}{16}; \quad 2. \frac{h_t}{l} > \frac{M_t}{10 \times M_0}; \quad 3. \frac{A_s}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots \dots \dots \text{BAEL91 (Art B.6.5)}$$

Tableau V.5.Vérification de la flèche pour les poutres :

	h <sub>t</sub> cm	b cm	L (cm)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	$\frac{h_t}{l}$	$\frac{M_t}{10 \times M_0}$	$\frac{A_s}{b_0 \times d}$	$\frac{4.2}{f_e}$	$\frac{h_t}{l} > \frac{1}{16}$	$\frac{h_t}{l} > \frac{M_t}{10M_0}$	$\frac{A_s}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$
PP	45	45	580	18.13	0.077	0.033	0.0099	0.0105	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée
PS	40	30	435	11.34	0.092	0.033	0.0103	0.0105	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

Donc : La vérification de la flèche n'est pas nécessaire car toutes les conditions sont vérifiées.

**V.1.10. Schéma de ferrailage des Poutres :**

Le ferrailage des poutres est donné dans le tableau ci-dessous

Etage courant	Poutre Principale(45*45)	<p style="text-align: center;">Coupe2-2</p>	<p style="text-align: center;">Coupe1-1</p>
	Poutre Secondaire(30*40)	<p style="text-align: center;">Coupe2-2</p>	<p style="text-align: center;">Coupe1-1</p>

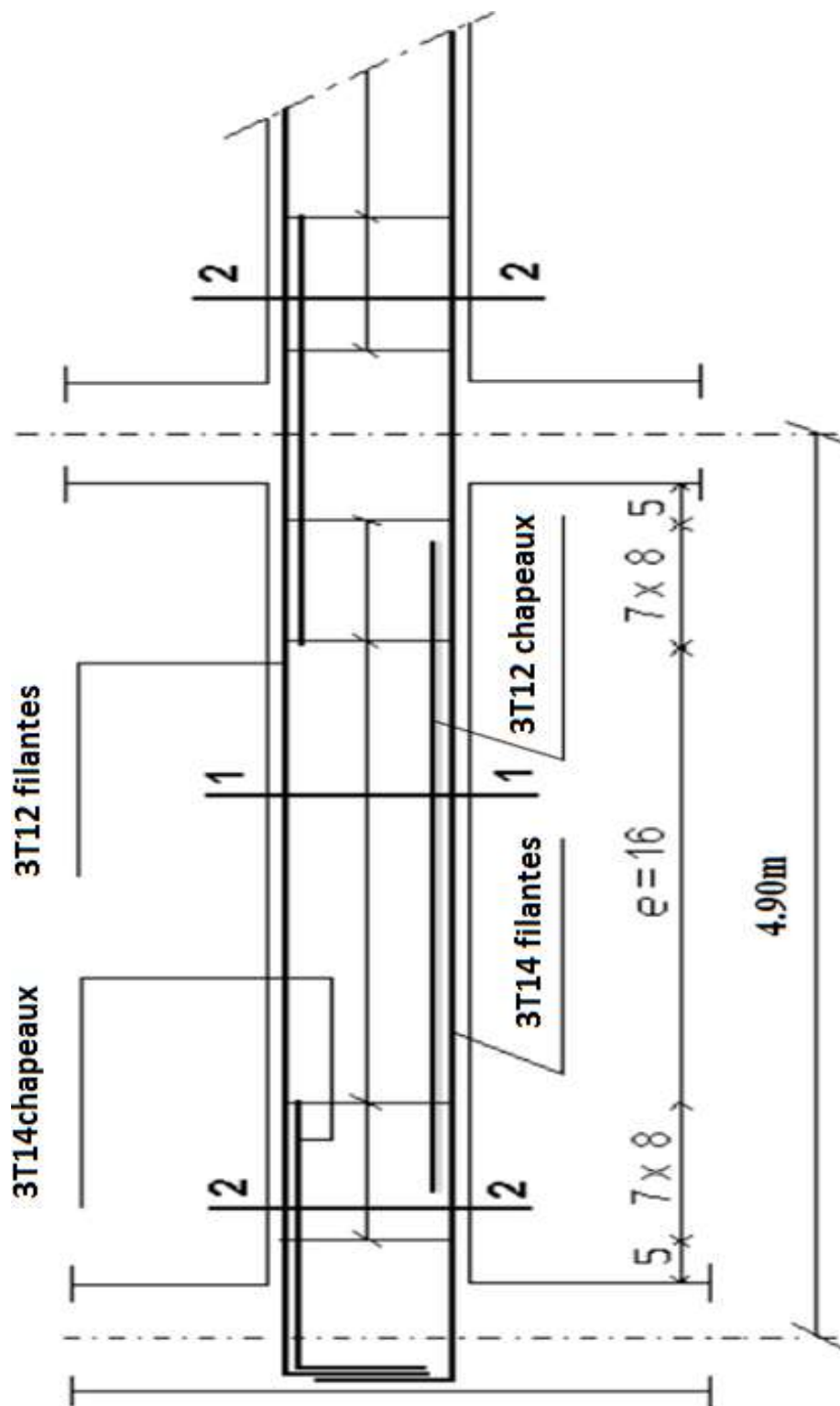


Fig. V.2: ferrailage des poutres principales et secondaires de RDC

## V.2. Etude des poteaux :

### V.2.1 Introduction :

Les poteaux sont des éléments verticaux qui ont le rôle de transmettre les charges apportées par les poutres aux fondations.

Le ferrailage des poteaux est calculé en flexion composée en fonction de l'effort normal (N) et du moment fléchissant (M) donnés par les combinaisons les plus défavorables, parmi celles introduites dans le fichier de données du ROBOT :

1).  $1.35G+1.5Q$

2).  $G+Q$

3).  $G+Q+1.2E$

4).  $G+Q\pm E$

5).  $0.8G\pm E$

Il s'agit de ferrailer les poteaux là où il y a changement de section, selon les sollicitations suivantes :

- l'effort normal maximal et le moment correspondant.
- l'effort normal minimal et le moment correspondant.
- le moment maximum et l'effort normal correspondant.

### V.2.2. Recommandations du RPA99 (version 2003) :

#### a). Armatures longitudinales :

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.

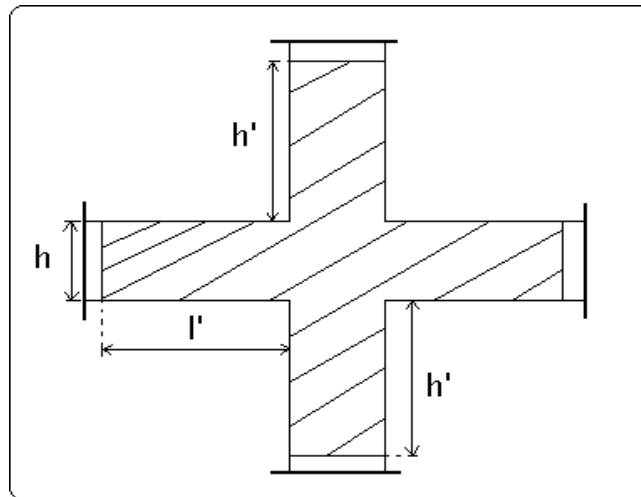
- $A_{min} = 0.8\%$  de la section de béton (en zone IIa).
- $A_{max} = 4\%$  de la section de béton (en zone courante).
- $A_{max} = 6\%$  de la section de béton (en zone de recouvrement).
- $\Phi_{min} = 12mm$  (diamètre minimal utilisé pour les barres longitudinales).
- La longueur minimale de recouvrement ( $L_{min}$ ) est de  $40\Phi$  en zone IIa.
- La distance ou espacement ( $S_t$ ) entre deux barres verticales dans une face de poteau ne doit pas dépasser 25cm (zone IIa).

les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, en dehors des zones nodales (zone critique).

La zone nodale est définie par  $l'$  et  $h'$  :

$$l' = 2h$$

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60 \text{ cm}\right)$$



Les valeurs numériques des armatures longitudinales relatives aux prescriptions du RPA99 sont illustrées dans le tableau ci-dessous :

**Tableau V.6. Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux :**

Niveau	section du poteau (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>max</sub> (cm <sup>2</sup> ) Zone courante	A <sub>max</sub> (cm <sup>2</sup> ) zone de recouvrement
RDC et 1 <sup>ème</sup> étage	50×50	20	100	150
2 et 3 <sup>ème</sup> étage	45×45	16.2	81	121.5
4 et 5 <sup>ème</sup> étage	40×40	12.8	64	96

**b). Armatures transversales :**

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e} \dots \dots \dots (I).$$

- **V<sub>u</sub>** : est l'effort tranchant de calcul.
- **h<sub>1</sub>** : hauteur totale de la section brute.
- **f<sub>e</sub>** : contrainte limite élastique de l'acier d'armatures transversales.
- **ρ<sub>a</sub>** : est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant ; il est pris égale à :

$$\left\{ \begin{array}{l} 2.5 \text{ Si } \lambda_g \geq 5 \text{ (} \lambda_g \text{ : l'élancement géométrique),} \\ 3.75 \text{ Si } \lambda_g < 5. \end{array} \right.$$

avec :  $\lambda_g = l_f/a$  ou  $\lambda_g = l_f/b$  ( a et b sont les dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée), et  $l_f$  longueur de flambement du poteau.

–  $t$  : est l'espacement des armatures transversales dont la valeur est déterminée dans la formule (I) ; Par ailleurs la valeur maximum de cet espacement est fixée comme suit :

- ✓ dans la zone nodale :  $t \leq \text{Min} (10\Phi_L^{\text{min}}, 15\text{cm})$  (en zones II).
- ✓ dans la zone courante :  $t \leq 15\Phi_L^{\text{min}}$  (en zones II).

La quantité d'armatures transversales minimale  $A_t/t.b_1$ , en % est donnée comme suit :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Si } \lambda_g \geq 5 : 0.3\% \\ \text{Si } \lambda_g \leq 3 : 0.8\% \\ \text{Si } 3 < \lambda_g \leq 5 : \text{interpoler entre les valeurs précédentes.} \end{array} \right.$$

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de  $10\Phi_t$  (au minimum).

### V.2.3 Sollicitations de calcul :

Les sollicitations de calcul selon les combinaisons les plus défavorables sont extraites directement du logiciel ROBOT, les résultats sont résumés dans les tableaux ci-après :

**Tableau V.7.Sollicitations dans les poteaux :**

Niveau	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$	
	N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)
RDC	-3249.81	-4101.50	-1452.88	-2372.66	-1650.45	1240.51
1,2 et 3 <sup>ème</sup> étage	-2571.56	1550.94	-1138.83	-1877.36	-7765.75	2924.02
4 et 5 <sup>ème</sup> étage	-994.62	605.30	-1391.05	-7271.42	-2515.73	116.63

### V.2.4 Calcul du ferrailage :

Le calcul du ferrailage se fera pour un seul poteau comme exemple de calcul et les autres seront résumés dans des tableaux.

**Exemple de calcul :**

Soit à calculer le poteau le plus sollicité du RDC, avec les sollicitations suivantes :

- $N_{max} = -3249.81 \text{ KN} \rightarrow M_{cor} = -4101.50 \text{ KN.m (ELU)}$
- $M_{max} = -1452.88 \text{ KN.m} \rightarrow N_{cor} = -2372.66 \text{ KN (G+Q+Ey)}$
- $N_{min} = -1650.45 \text{ KN} \rightarrow M_{cor} = 1240.51 \text{ KN.m (0.8G+Ey)}$

**A). Calcul sous  $N_{max}$  et  $M_{cor}$  :**

$d = 0.45\text{m}; d' = 0.05\text{m}.$

$N = 3249.81 \text{ KN (de compression) .....(ELU)}$

$M = 4101.50 \text{ KN.m} \rightarrow e_G = M/N = 0.23\text{m}$

$e_G < h/2 = 0.50/2 = 0.25\text{m} \rightarrow$  le centre de pression est à l'intérieur de la section entre les armatures AA').

Il faut vérifier la condition suivante :

$$N(d-d_0) - M_A \geq (0.337h - 0.81d_0) b \cdot h \cdot f_{bu} \dots\dots\dots(I)$$

$$M_{UA} = M + N \times (d-h/2) = 4101.5 + 3249.81 \times (0.45 - 0.50/2) = 975.12 \text{ KN.m.}$$

$$(0.337 \times 0.50 - 0.81 \times 0.05) \times 0.50 \times 0.50 \times 14.2 = 0.82 > [3249.81 \times (0.45 - 0.05) - 975.12] \times 10^{-3} = 0.566$$

$\Rightarrow (I)$  n'est pas vérifiée.

Donc la section est partiellement comprimée. La méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion si

$$\mu_{bu} = \frac{M_{UA}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{592.613 \times 10^{-3}}{0.60 \times 0.55^2 \times 14.2} = 0.229$$

$$\mu_{bu} = 0.229 < \mu_l = 0.391 \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu_{bu} > 0.186 \Rightarrow \text{Pivot B} \Rightarrow \epsilon_{st} = \frac{3.5}{1000} \left( \frac{1 - \alpha}{\alpha} \right)$$

$$\alpha = 1.25 \left( 1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} \right) = 0.329 \Rightarrow \epsilon_{st} = 7.14 \times 10^{-3} > \epsilon_l = 1.74 \times 10^{-3} \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa.}$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.477 \text{ m.}$$

$$\Rightarrow A_1 = \frac{M_{UA}}{z \times f_{st}} = \frac{592.613 \times 10^{-3}}{0.477 \times 348} = 35.65 \text{ cm}^2.$$

$$A_s = A_1 - \frac{N}{f_{st}} = 35.65 - \frac{2319.165 \times 10^{-3}}{348} = -33.99 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_s = 0 \text{ cm}^2.$$

**B).Calcul sous  $M_{max}$  et  $N_{cor}$  :**

$$M = 1452.88KN.m , N = 2372.66KN \rightarrow e_G = 0.21m < (h/2) = 0.25m.$$

Donc le centre de pression se trouve entre la section des armatures.

$$M_{UA} = M + N \times (d-h/2) = 1452.88 + 2372.66 \times (0.45 - 0.50/2) = 927.12 KN.m.$$

$$(0.337 \times 0.50 - 0.81 \times 0.05) \times 0.50 \times 0.50 \times 14.2 = 0.82 > [2372.66 \times (0.50 - 0.05) - 927.12] \times 10^{-3} = 0.277$$

$\Rightarrow (I)$  n'est pas vérifiée.

Donc la section est partiellement comprimée. La méthode de calcul se fait par assimilation à la

flexion simple :

$$M_{UA} = 927.12KN.m \rightarrow \mu_{bu} = 0.214 < \mu_l = 0.391 \rightarrow A' = 0cm^2. \alpha = 0.2532 \rightarrow$$

$$z = 0.403 \rightarrow A_l = 26.32cm^2 \rightarrow A_s = 0cm^2.$$

**C).Calcul sous  $N_{min}$  et  $M_{cor}$  :**

$$N = 1650.45KN \rightarrow M = 1240.51KN.m \rightarrow e_G = 0.191 m < (h/2) = 0.25 m.$$

Donc le centre de pression est à l'intérieur de la section entre les armatures.

$$M_{UA} = M + N \times (d-h/2) = 1240.51 + 1650.45 \times (0.45 - 0.50/2) = 570.6 KN.m.$$

$$(0.337 \times 0.50 - 0.81 \times 0.05) \times 0.50 \times 0.50 \times 14.2 = 0.82 > [1650.45 \times (0.45 - 0.05) - 570.6] \times 10^{-3} = 0.157$$

$\Rightarrow (I)$  n'est pas vérifiée.

$$M_{UA} = 570.6 KN.m \rightarrow \mu_{bu} = 0.0657 < \mu_l = 0.391 \rightarrow A' = 0cm^2.$$

$$\alpha = 0.079 \rightarrow z = 0.567m \rightarrow A_l = 9.14cm^2 \rightarrow A_s = 0 cm^2.$$

Le tableau résume le calcul des armatures pour les différents poteaux des différents niveaux.

**Tableau V.8.Ferraillage des poteaux :**

Niveau	sections	A (cm <sup>2</sup> )	A <sub>RPA</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adap</sub> (cm <sup>2</sup> )	barres
RDC	50×50	3.37	20	21.54	14HA14
1, 2 et 3 <sup>ème</sup> étage	45×45	4.52	16.20	18.08	16HA12
4 et 5 <sup>ème</sup> étage	40×40	12.8	12.8	14.2	4HA16+4HA14

**V.2.5. Armatures transversales :**

Le tableau ci-après résume les résultats de calcul des armatures transversales pour les différents poteaux des différents niveaux.

**Tableau V.9 : Calcul des armatures transversales :**

Sections (cm <sup>2</sup> )	$\Phi_l^{min}$ cm	Vd (KN)	l <sub>r</sub> cm	t zone nodale	t zone courante	A <sub>t</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>t</sub> <sup>adop</sup> (cm <sup>2</sup> )	barres
50×50	1.4	504	48	10	15	0.48	2.25	3.02	6HA8
45×45	1.2	430.92	48	10	15	0.36	2.02	3.02	6HA8
40×40	1.4	260.29	48	10	15	0.28	1.89	3.02	6HA8

**V.2.6 .Vérifications :**

**a). Vérification au flambement :**

Selon le **BAEL99 (Art 4.4.1)**, les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifiés vis à vis de l'état limite ultime de stabilité de forme.

L'effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial maximal que peut supporter un poteau sans subir des instabilités par flambement.

On doit vérifier que :

- A<sub>s</sub> : est la section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul .
- B<sub>r</sub> : est la section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle un centième d'épaisseur sur toute sa périphérie ;
- $\gamma_b = 1.5, \gamma_s = 1.15$
- $\alpha$  :est un coefficient fonction de l'élançement mécanique  $\lambda$  qui prend les valeurs :

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

$$\alpha = 0.6 \left( \frac{\lambda}{50} \right)^2 \dots\dots\dots \text{pour } 50 < \lambda \leq 70.$$

Si plus de la moitié des charges est appliquée avant 90 jours, alors on remplace  $\alpha$  par  $\alpha / 1.10$ .

l'élançement mécanique est donné par :

$$\left[ \begin{array}{ll} \lambda = 3.46 \times l_f / b & \text{pour les sections rectangulaires.} \\ \lambda = 4 \times l_f / f & \text{pour les sections circulaires.} \end{array} \right.$$

L<sub>f</sub> = l<sub>0</sub> longueur de flambement.

La vérification se fait pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau, et comme exemple de calcul on prendra le même exemple qu'on a pris pour le calcul du ferrailage.

$$N_d = 3249.81 \text{ KN}$$

$$l_f = 286 \text{ cm} \rightarrow \lambda = 16.50 < 50 \rightarrow \alpha = 0.809/1.10 = 0.736$$

$$B_r = (0.60 - 0.02) \times (0.60 - 0.02) = 0.3364 \text{ m}^2.$$

$$N_d = 2.319 \text{ MN} < N_u = 12.34 \text{ MN} \rightarrow \text{pas de risque de flambement.}$$

**Tableau V.10. Vérification du flambement pour les poteaux :**

Niveau	Section (cm <sup>2</sup> )	l <sub>0</sub> (cm)	l <sub>f</sub> (cm)	λ	α	As (cm <sup>2</sup> )	Br (m <sup>2</sup> )	Nu (MN)	Nd (MN)	Obs.
RDC	50×50	286	286	19.79	0.726	20.36	0.2304	7.10	3.24	Vérifiée
1, 2 et 3 <sup>ème</sup> étage	45×45	286	286	21.99	0.716	17.09	0.1849	5.95	2.57	Vérifiée
4 et 5 <sup>ème</sup> étage	40×40	286	286	16.8	0.706	14.16	0.1444	4.94	0.99	vérifiée

**b). Vérification des contraintes :**

Comme la fissuration est peu nuisible, donc la vérification se fait pour la contrainte de compression dans le béton seulement, cette vérification sera faite pour le poteau le plus sollicité à chaque

$$\sigma_{bc1,2} \leq \sigma_{bc}$$

$$\sigma_{bc1} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_G^{ser} \times V}{I_{yy'}} \dots \dots \dots \text{béton fibre sup erieure}$$

$$\sigma_{bc2} = \frac{N_{ser}}{S} - \frac{M_G^{ser} \times V'}{I_{yy'}} \dots \dots \dots \text{béton fibre inf erieure}$$

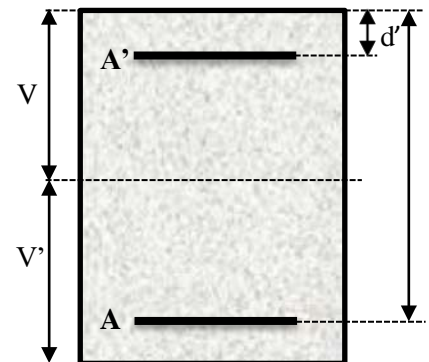
$$S = b \times h + 15(A + A') \text{ (section homogène).}$$

$$M_G^{ser} = M^{ser} - N^{ser} \left( \frac{h}{2} - V \right)$$

$$V = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15(A' \times d' + A \times d)}{S}$$

$$I_{yy'} = \frac{b}{3}(V^3 + V'^3) + 15A'(V - d')^2 + 15A(d - V')^2$$

$$\sigma_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$



Tous les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

**Tableau V.11. Vérification des contraintes dans le béton pour les poteaux :**

Niveau	RDC et 1 <sup>ème</sup> étage	2 et 3 <sup>ème</sup> étage	4 et 5 <sup>ème</sup> étage
Section (cm <sup>2</sup> )	50×50	45×45	40×40

<b>d (cm)</b>	45	40	35
<b>A (cm<sup>2</sup>)</b>	20.36	17.09	14.16
<b>V (cm)</b>	27.17	24.46	21.75
<b>V'(cm)</b>	22.83	20.54	18.25
<b>I<sub>yy</sub>' (m<sup>4</sup>)</b>	0.0063	0.0041	0.0026
<b>N<sup>ser</sup> (MN)</b>	0.69833	0.3235	0.2468
<b>M<sup>ser</sup> (MN.m)</b>	0.01427	0.011798	0.01181
<b>M<sub>G</sub><sup>ser</sup> (MN.m)</b>	0.01427	0.011798	0.01181
<b>σ<sub>bc1</sub> (MPa)</b>	<b>3.32</b>	<b>3.12</b>	<b>2.87</b>
<b>σ<sub>bc2</sub> (MPa)</b>	<b>2.27</b>	<b>0.96</b>	<b>-1.452</b>
<b>σ̄<sub>bc</sub> (MPa)</b>	<b>15</b>	<b>15</b>	<b>15</b>
<b>Obs</b>	<b>vérifiée</b>	<b>vérifiée</b>	<b>Vérifiée</b>

**c).Vérification aux sollicitations tangentes :**

D'après le RPA99 version 2003 **article 7.4.3.2**, la contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton τ<sub>bu</sub> sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$\bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28}$$

avec :

$$\rho_d = \begin{cases} 0.075 & \text{Si } \lambda_g \geq 5. \\ 0.040 & \text{Si } \lambda_g < 5. \end{cases} ; \tau_{bu} = \frac{V_d}{b \times d}$$

Les résultats de calcul sont représentés dans le tableau suivant :

**Tableau V.12.Vérification aux sollicitations tangentes pour les poteaux :**

Niveau	Sections (cm <sup>2</sup> )	l <sub>f</sub> (cm)	λ	ρ <sub>d</sub>	d (cm)	V <sub>d</sub> (KN)	τ <sub>bu</sub> (MPa)	σ̄ <sub>bc</sub> (MPa)	Obs.
<b>RDC et 1<sup>er</sup> étage</b>	<b>50×50</b>	214.2	3.89	0.04	45	504	<b>0.438</b>	<b>1</b>	<b>vérifiée</b>
<b>2 et 3<sup>ème</sup> étage</b>	<b>45×45</b>	214.2	4.28	0.04	40	430.92	<b>0.394</b>	<b>1</b>	<b>vérifiée</b>
<b>4 et 5<sup>ème</sup> étage</b>	<b>40×40</b>	214.2	4.76	0.04	35	260.29	<b>0.404</b>	<b>1</b>	<b>vérifiée</b>

- Schémas de ferrailage :

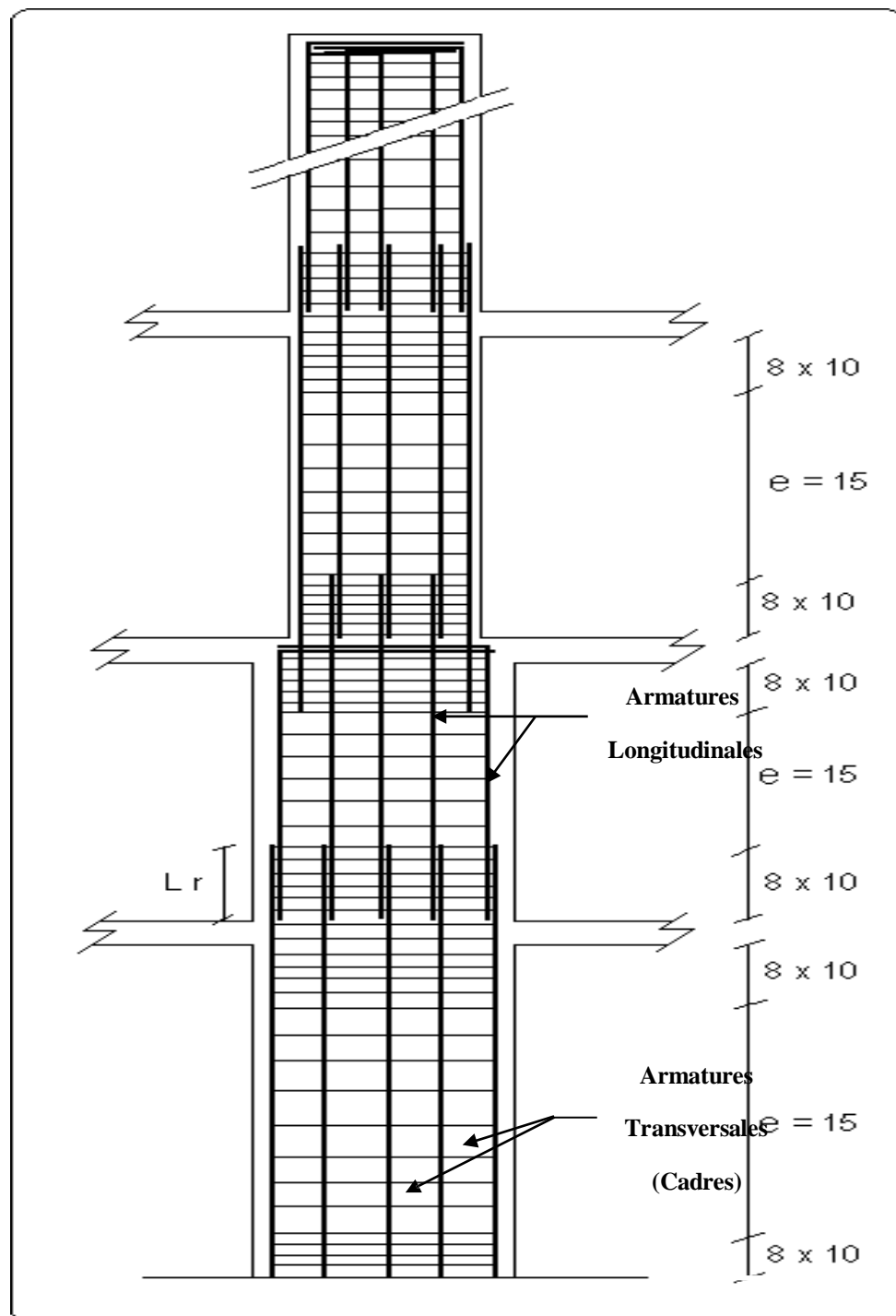
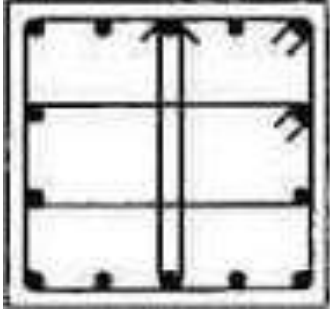
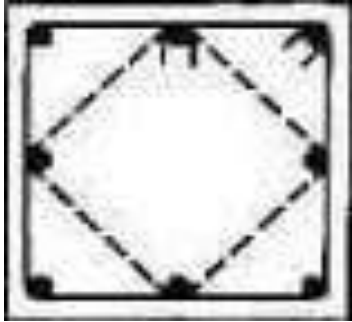
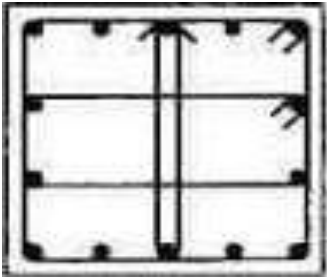


Fig. V. 3 : Réduction des sections de poteaux.

Tableau V.13.Schéma de ferrailage des poteaux dans chaque niveau :

<b>RDC</b>	<b>4 et 5<sup>ème</sup> étage</b>
<p style="text-align: center;"><b>5HA14/Face</b></p>  <p style="text-align: center;">3Cadres HA10</p>	<p style="text-align: center;"><b>1HA14/Face</b> <span style="float: right;"><b>2HA16/Face</b></span></p>  <p style="text-align: center;">2Cadres HA10</p>
<b>Poteau (50×50)</b>	<b>Poteau (40×40)</b>
	<b>1, 2 et 3<sup>ème</sup> étage</b>
	<p style="text-align: center;"><b>5HA12/Face</b></p>  <p style="text-align: center;">3Cadres HA10</p>
	<b>Poteau (45×45)</b>

### V.3. Étude des voiles :

#### V.3.1. Introduction :

Le RPA99 version 2003 (3.4.A.1.a) exige de mettre des voiles de contreventement pour chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14 m de hauteur dans la zone IIa.

Les voiles sont considérés comme des consoles encastrées à leur base, leurs modes de rupture sont:

- ✓ Rupture par flexion.
- ✓ Rupture en flexion par effort tranchant.
- ✓ Rupture par écrasement ou traction du béton.

D'où, les voiles seront calculés en flexion composée avec effort tranchant, avec les sollicitations issues des combinaisons suivantes :

- 1).  $1.35G + 1.5Q$
- 2).  $G + Q \pm E$
- 3).  $0.8G \pm E$

#### V.3.1. Recommandation du RPA 99/version2003

##### a) Les armatures verticales

Elles sont destinées à reprendre les effets de flexion, elles sont disposées en deux nappes parallèles aux faces des voiles. Ces armatures doivent respecter les prescriptions suivantes :

➤  $A_{\min} = 0.2\% \times L_t \times e$

$L_t$  : longueur de la zone tendue.

$e$  : épaisseur du voile

➤ Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

➤ A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur  $\frac{l}{10}$  de la

longueur du voile. Cet espace d'extrémité doit être au plus égal à 15cm. Les barres du dernier niveau doivent être munies des crochets à la partie supérieure

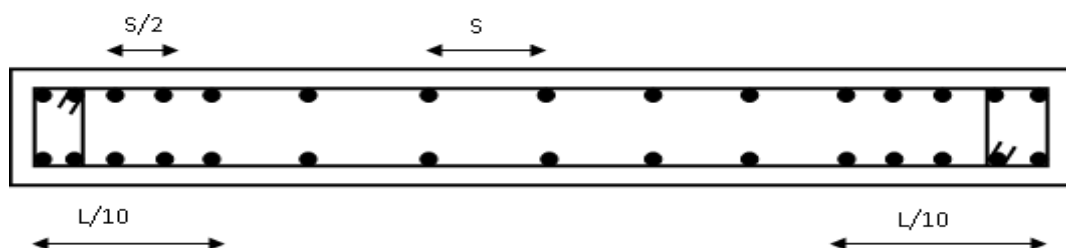


Figure.V.4 Disposition des armatures dans les voiles.

**b) Les armatures horizontales**

Elles sont destinées à reprendre les efforts tranchants, disposées en deux nappes vers l'extrémité des armatures verticales pour empêcher le flambement et elles doivent être munies de crochets à 135° avec une longueur  $10 \times \phi$

**c) Les armatures transversales**

Elles sont destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement, elles sont en nombre de quatre épingle par  $1m^2$  au moins.

**d) Les armatures de coutures**

Le long des joints de reprises de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A_{vj} = 1,1 \times \frac{V}{f_e}; \text{ avec } : V = 1,4V_u$$

**b) Les règles communes (armatures verticales et horizontales)**

- Le pourcentage minimal d'armatures est de :
- ✓  $A_{min} = 0.15\% \times b \times h$  Dans la zone extrême de voile.
- ✓  $A_{min} = 0.10\% \times b \times h$  Dans la zone courante de voile.
- Le diamètre des barres (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser  $\frac{1}{10}$  de l'épaisseur du voile
- L'espacement  $S_t = \min(1.5 \times a; 30cm)$  avec  $a$  : épaisseur du voile.
- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingle par  $m^2$ .
- Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :
  - 40 $\phi$  : Pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts et Possible
  - 20 $\phi$  : Pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les Combinaisons possibles de charges

**V.3.1. Calcul des sollicitations dans les différents types de voiles :**

Les sollicitations dans les voiles sont extraites du logiciel ROBOT, Les résultats obtenus sont résumés dans les tableaux ci-dessous :

**Tableau. V.14 :** Sollicitations max de calcul dans les voiles  $V_{xx}=1.3m$  dans tous les niveaux

		<b><i>Nmax</i> → <i>Mcor</i></b>	<b><i>Mmax</i> → <i>Ncor</i></b>	<b><i>Nmin</i> → <i>Mcor</i></b>	
--	--	----------------------------------	----------------------------------	----------------------------------	--

Niveau	Voile	N(KN)	M(K.m)	M(KN.m)	N(KN)	N (KN)	M (KN.m)	V <sub>d</sub> (KN)
RDC	V <sub>x1</sub>	966.75	68.89	275.40	852.75	80.036	216.17	147.484
1,2 et 3 <sup>ème</sup> étage	V <sub>x1</sub>	796.84	15.97	111.69	493.33	307.44	113.73	77.22
4 <sup>ème</sup> et 5 <sup>ème</sup> étage	V <sub>x1</sub>	593.09	18.21	140.04	320.46	189.38	136.54	92.14

Sens y-y' :Sollicitations max de calcul dans les voile V<sub>y1</sub>.et V<sub>y2</sub>.

Tableau V.15 :Sollicitations max de calcul dans le voile V<sub>yy</sub> =2.9m dans tous les niveaux

Niveau	Voil e	Nmax→Mcor		Mmax→Ncor		Nmin→Mcor		V <sub>d</sub> (K)
		N(KN)	M (KN.m)	M (KN.m)	N(KN)	N (KN)	M (KN.m)	
RDC	V <sub>y1</sub>	1083.74	38.74	1017.04	890.91	465.16	969.73	504.90
1,2et3 étage	V <sub>y1</sub>	922.38	69.14	676.14	776.88	380.73	588.06	430.92
4 et 5 étage	V <sub>y1</sub>	683.19	124.61	513.75	408.67	272.24	479.61	260.29

V.3.2. Ferrailage des voiles

Les voiles travaillent à la flexion composée ils seront donc ferrailés sous effort normal « N » et le moment fléchissant « M ». Ces efforts sont tirer directement du ROBOT avec les sollicitations issues des combinaisons précédentes .et on prend les plus défavorables :

- 1) Moment maximal avec son effort normal correspondant :  $M_{max} \rightarrow N_{correspondant}$
- 2) Effort normal maximal avec son moment correspondant :  $N_{max} \rightarrow M_{correspondant}$
- 3) Effort normal minimal avec son moment correspondant  $N_{min} \rightarrow M_{correspondant}$

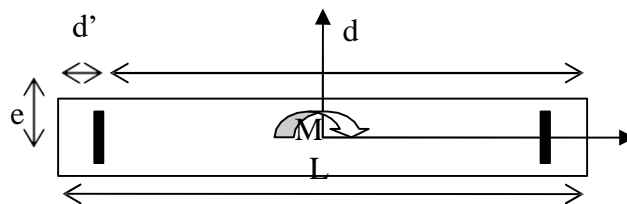


Figure V.5. Schéma d'un voile plein

On va exposer un seul exemple de calcul Vx1 RDC et les autres seront résumés dans un tableau.

**A). Calcul sous  $N_{max}$  et  $M_{cor}$ :**

**a). Armatures verticales :**

Le calcul des armatures verticales se fait à la flexion composée sous les sollicitations les plus défavorables (M, N) pour une section ( $e \times l$ ). La section trouvée (A) sera répartie sur toute la zone tendue de la section en respectant les recommandations du RPA99.

$L = 1.3 \text{ m}$ ,  $d = 1.25 \text{ m}$ ,  $e = 0.20 \text{ m}$ .

$N_{max} = -966.75 \text{ KN}$  (compression),  $M_{cor} = 68.89 \text{ KN.m}$ . (Combinaison  $1.35G + 1.5Q$ ).

Il faut vérifier la condition suivante :

$$(a) \leq (b) \dots\dots\dots (I).$$

$$(a) = (0.337 \times h - 0.81 \times d') \times b \times h \times f_{bu}$$

$$(b) = N_u \times (d - d') - M_{UA}$$

$$M_{UA} = M + N \times (d - h/2) = 68.89 - 966.75 \times (1.25 - 1.3/2) = -511.16 \text{ KN.m.}$$

$$(0.337 \times 1.3 - 0.81 \times 0.05) \times 0.2 \times 1.3 \times 14.20 = 1.46 \left[ -966.75 \times (1.25 - 0.05) - (-511.16) \right] \times 10^{-3} = -0.648$$

$\Rightarrow (I)$  n'est pas vérifiée.

Donc la section est partiellement comprimée. La méthode de calcul se fait par assimilation la Flexion simple.

**Calcul de la longueur de la partie tendue  $L_t$  :**

$$\mu_{bu} = \frac{M_{UA}}{e \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{2918.36 \times 10^{-3}}{0.15 \times 2.45^2 \times 18.48} = 0.175$$

$$\mu_{bu} = 0.175 < \mu_l = 0.391 \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu_{bu} < 0.186 \Rightarrow \text{Pivot } A \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400 \text{ MPa.}$$

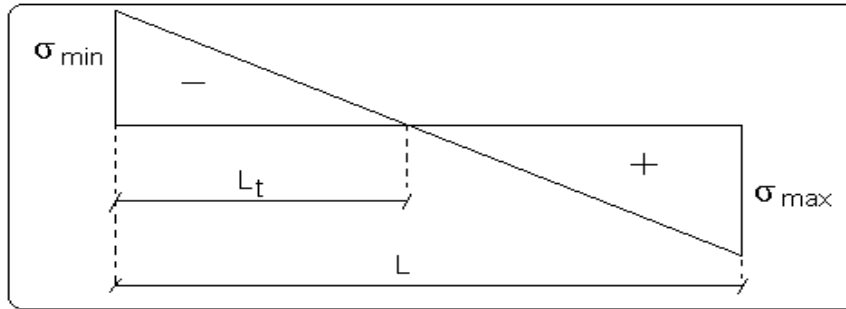
$$\alpha = 1.25 \left( 1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} \right) = 0.242$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 2.21 \text{ m.}$$

$$\Rightarrow A_1 = \frac{M_{UA}}{z \times f_{st}} = \frac{2918.36 \times 10^{-3}}{2.21 \times 400} = 32.98 \text{ cm}^2.$$

$$A_s = A_1 - \frac{N}{f_e} = 32.98 - \frac{1339.00 \times 10^{-3}}{400} = -0.495 \text{ cm}^2$$

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



$$L_t = \frac{\sigma_{\min} \times L}{\sigma_{\min} + \sigma_{\max}}$$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M}{I} V = \frac{1339.00 \times 10^{-3}}{0.15 \times 2.50} + \frac{1311.56 \times 10^{-3}}{0.1953125} \times 1.25 = 11.95 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M}{I} V = \frac{1339.00 \times 10^{-3}}{0.15 \times 2.50} - \frac{1311.56 \times 10^{-3}}{0.1953125} \times 1.25 = -4.81 \text{ MPa.}$$

$$L_t = \frac{4.81 \times 2.50}{4.81 + 11.95} = 0.72 \text{ m.}$$

b). Armatures

horizontales :

Leur section est calculée selon la formule suivante :  $V_{\max} = 505.706$

$$\frac{A_h}{e \times S_h} \geq \frac{\tau_u}{0.8 \times f_e}$$

$$\tau_u = \frac{1.4 \times V_d}{e \times d} = \frac{1.4 \times 505.7 \times 10^{-3}}{0.15 \times 2.45} = 1.92 \text{ MPa.}$$

$$\text{Soit } S_h = 20 \text{ cm} \Rightarrow A_h = 1.8 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Soit } S_h = 20 \text{ cm} \Rightarrow A_h = 1.26 \text{ cm}^2.$$

B). Calcul sous  $M_{\max}$  et  $N_{\text{cor}}$  :

$$M_{\max} = 275.40 \text{ KN.m} \rightarrow N_{\text{cor}} = 852.75 \text{ KN}$$

a). Armatures verticales :

$$e_{Gv} = 0.32 \text{ m} < (h/2) = 0.65 \text{ m.}$$

Donc le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section → section partiellement comprimée.

$$M_{UA} = M + N \times (d - h/2) = 275.40 + 852.75 \times (1.25 - 0.65) = 787.05 \text{ KN.m.}$$

$$M_{UA} = 787.05 \text{ KN.m} \rightarrow \mu_{bu} = 0.177 < \mu_l = 0.391 \rightarrow A' = 0 \text{ cm}^2.$$

$$\alpha = 0.245 \rightarrow z = 1.127 \text{ m} \rightarrow A_l = 20.06 \text{ cm}^2 \rightarrow A_s = -4.44 \text{ cm}^2 \rightarrow A_s = 0$$

C). Calcul sous  $N_{\min}$  et  $M_{\text{cor}}$  :

$$N_{\min} = 80.036 \text{ KN (compression)} \rightarrow M_{\text{cor}} = 216.17 \text{ KN.m. (Combinaison } 0.8G + E_x).$$

**a). Armatures verticales :**

$$e_G = 2.70 \text{ m} > (h/2) = 0.65 \text{ m}.$$

Donc le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section → section partiellement comprimée

$$M_{UA} = M + N \times (d - h/2) = 216.17 + 80.036 \times (1.25 - 0.65) = 264.19 \text{ KN.m}.$$

$$M_{UA} = 264.19 \text{ KN.m} \rightarrow \mu_{bu} = 0.045 < \mu_l = 0.391 \rightarrow A' = 0 \text{ cm}^2.$$

$$\alpha = 0.057 \rightarrow z = 1.22 \text{ m} \rightarrow A_l = 14.62 \text{ cm}^2 \rightarrow A_s = 2.99 \text{ cm}^2.$$

**Calcul de la longueur de la partie tendue  $L_t$  :**

$$\sigma_{\max} = 10.34 \text{ MPa}; \sigma_{\min} = -9.16 \text{ MPa}$$

$$L_t = 0.6 \text{ m}.$$

donc on opte pour la section d'armature la plus défavorable pour le ferrailage de voile  $V_{x1}$  (RDC)

$$A_{V(ZT)} = 15.36 \text{ cm}^2.$$

$$\text{soit : } A_H \geq 1.83 \text{ cm}^2$$

**• Vérifications:**

$$A_{\min(ZT)} = 0.2\% \times e \times L_t = 0.2\% \times 20 \times 74 = 2.96 \text{ cm}^2. \text{ (} A_{\min} \text{ en zone tendue par le RPA).}$$

$$A_{\min(BAEL)} = 0.23 \times d \times e \times f_{t28} / f_c = 0.23 \times 125 \times 20 \times 2.1 / 400 = 3.01 \text{ cm}^2. \text{ (} A_{\min} \text{ dans le voile par le BAEL).}$$

$$A_{\min(ZC)} = 0.1\% \times e \times (L - 2 L_t) = 0.1\% \times 20 \times (130 - 2 \times 76) = 0.036 \text{ cm}^2. \text{ (} A_{\min} \text{ en zone comprimée par le RPA).}$$

$$A_{\min(ZG)} = 0.15\% \times e \times L = 0.15\% \times 20 \times 130 = 3.9 \text{ cm}^2. \text{ (} A_{\min} \text{ en zone globale du voile par le RPA).}$$

Donc on ferraille avec :

$$\text{En zone tendue : } A_{V(ZT)} = 15.36 \text{ cm}^2.$$

$$\text{On opte pour : } 10\text{HA}14 = 15.39 \text{ cm}^2$$

Les résultats de ferrillages seront récapitulés dans les tableaux ci-dessous :

$A^{cal} / \text{face}$  : Section d'armature verticale pour une seule face de voile.

$A^{adap} / \text{face}$  : Section d'armature verticale adaptée par face.

$A_{v\min}^v$  : Section d'armature verticale minimale dans le voile complet.

Nbre/face : nombre de barres adaptées par face.

Nbre/plan : nombre de barres adaptées pour 1 mètre linéaire.

$S_t$  : Espacement.

$A_H^{\min}$  : Section d'armature horizontale minimale dans le voile complet.

$A_H^{cal}$  : Section d'armature horizontale pour 1 mètre linéaire.

$A^{adap} / \text{ml}$ : Section d'armature horizontale adaptée pour 1 mètre linéaire.

Tableau V.16 : Sollicitations de calcul dans le voile  $V_{x1}$  dans tous les niveaux

Niveau	RDC	1 et 2 et 3 étage	4 et 5 étage
Section (m <sup>2</sup> )	0.20× 1.3	0.15× 1.3	0.15× 1.3
M(KN)	68.59	15.97	18.21
N(KN)	-966.75	796.84	593.09
V (KN)	147.48	92.14	77.22
$\tau$ (MPa)	0.879	0.733	0.614
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5
$A_v^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	15.36	11.12	9.59
$A_v^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	6	6	6
$A_v^{adop}$ (cm <sup>2</sup> )	<b>15.39</b>	<b>11.31</b>	<b>11.31</b>
$N^{bre}$ /par face	<b>10HA14</b>	<b>10HA12</b>	<b>10HA12</b>
$S_t$ (cm)	15	15	15
$A_h^{cal}$ (cm <sup>2</sup> ) / Espacement	1.26	0.81	0.66
$A_h^{min}$ (cm <sup>2</sup> ) / Espacement	0.6	0.45	0.45
$A_h^{adop}$ (cm <sup>2</sup> ) / Espacement	<b>1.57</b>	<b>1.01</b>	<b>1.01</b>
$N^{bre}$ /Espacement	<b>2HA10</b>	<b>2HA8</b>	<b>2HA8</b>
$S_t$ (cm)	20	20	20

Niveau	RDC	1 et 2 et 3 étage	4 et 5 étage
Section (m <sup>2</sup> )	0.20× 2.9	0.15× 2.9	0.15× 2.9
M(KN)	1017.04	676.14	124.61
N(KN)	890.91	776.88	683.19
V (KN)	504.90	430.92	260.29
$\tau$ (MPa)	1.35	1.54	0.92
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5

$A_v^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	20.24	18.06	11.38
$A_v^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	8.7	6.52	6.52
$A_v^{adop}$ (cm <sup>2</sup> )	<b>23.09</b>	<b>19.83</b>	<b>14.20</b>
$N^{bre}$ /par face	<b>15HA14</b>	<b>7HA14+8HA12</b>	<b>7HA12+8HA10</b>
$S_t$ (cm)	20	20	20
$A_h^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )/ Espacement	1.93	1.65	0.99
$A_h^{min}$ (cm <sup>2</sup> )/ Espacement	0.6	0.45	0.45
$A_h^{adop}$ (cm <sup>2</sup> )/Espacement	<b>2.26</b>	<b>2.26</b>	<b>1.57</b>
$N^{bre}$ /Espacement	<b>2HA12</b>	<b>2HA12</b>	<b>2HA10</b>
$S_t$ (cm)	25	25	25

Tableau V.17 :Sollicitations de calcul dans le voile  $V_{y1}$  dans tous les niveaux

Exemple de ferrailage.Voile  $V_{x1}$  RDC

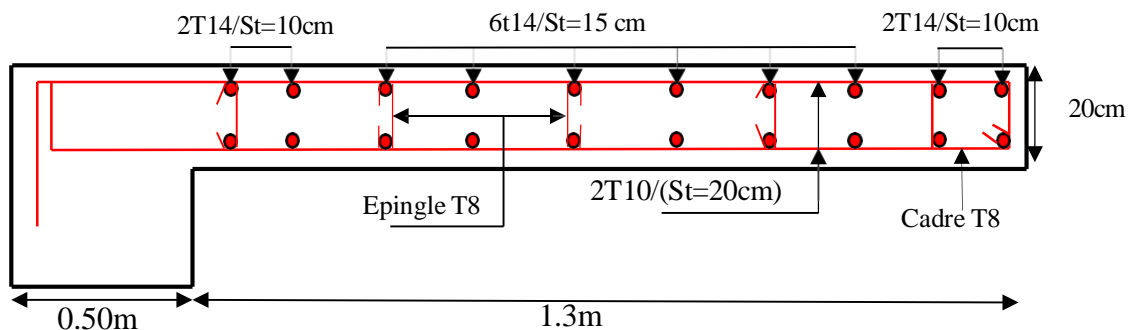


Figure V.6 : Ferrailage du voile  $V_{x1}$  RDC

**Conclusion**

Le ferrailage des éléments structuraux doit impérativement répondre aux exigences du RPA qui prend en considération la totalité de la charge d'exploitation ainsi que la charge sismique.

Outre la résistance, l'économie est un facteur très important qu'on peut concrétiser en jouant sur le choix de la section du béton et de l'acier dans les éléments résistants de l'ouvrage, tout en respectant les sections minimales requises par le règlement en vigueur. Il est noté que le ferrailage minimum du RPA est souvent plus important que celui obtenu par le calcul. On en déduit que le RPA favorise la sécurité avant l'économie.

Les poteaux ont été calculés et ferrailés. Le ferrailage adopté est le maximum donné par le RPA. Il est noté que le ferrailage minimum RPA est souvent plus important que celui calculé par le BAEL.

Les poutres sont ferrillées en utilisant les sollicitations obtenues par le logiciel ROBOT.

Les voiles de contreventement ont été calculées à la flexion composée avec les sollicitations données par le ROBOT.

Les ferrailages adoptés respectent les recommandations de *RPA* et le *BEAL*.

# Chapitr VI

**VI .1.Les déférents types de fondations**

Le D.T.U 13-12 définit les déférents types de fondations en fonction du rapport D/B donné

Comme suit :

- $D/B \leq 6$  : fondation superficielle (isole ; filant ou radier générale).
- $6 < D/B < 10$  : fondation semi profond (puits).
- $D/B \geq 10$  : fondation profonde (pieu ...)

Pour notre projet on adaptera des semelles superficielles ( $D=2 \dots \dots \dots m \leq B \times 6$ )

Tel que : D : profondeur d'ancrage ; B : la largeur de la fondation

**VI .2.Choix du type des fondations**

Le choix du type des fondations dépend essentiellement, des facteurs suivants :

- La nature du sol (capacité portante du sol).
- Les Charges transmises au sol (nature de l'ouvrage à fonder)
- La distance entre axes des poteaux.
- La mise en œuvre des fondations (terrain sec, présence de l'eau)

**VI .2.1.Les résultats géotechniques**

Les essais in situ et les analyses de laboratoire effectués dans le cadre de l'étude de sol « Promotion immobilier à Bejaia » on permet de conclure les résultats suivants :

- Les contraintes admissibles du sol..... $\sigma_{sol} = 1.40bar$

**VI .3..Vérification vis-à-vis les fondations superficielles**

**VI .3.1.Semelles isolées :**

D'après le **RPA99/version 2003(article10.1.4.1)** les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons suivant :

La vérification à faire est :  $\frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow S = A \times B \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$

Pour cette vérification on prend la semelle la plus sollicitée :

**N=1161.40 KN** (effort normal du poteau le plus sollicite donne par logiciel (ROBOT)).

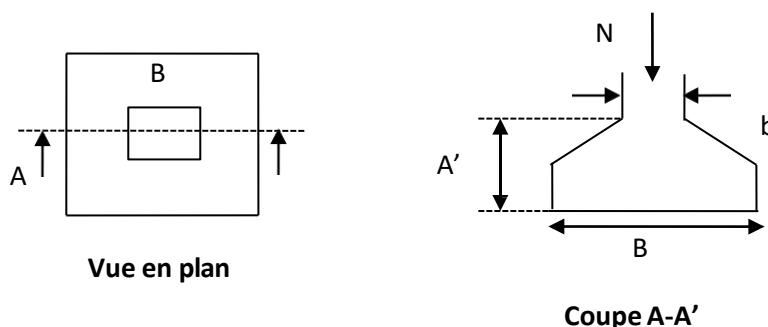


Figure 1.semelle isolée

-Le poteau le plus sollicité a une section carrée  $S = (B \times B) \Rightarrow S = B^2$

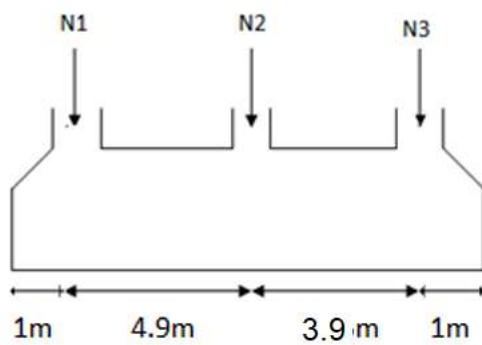
$$\Rightarrow \frac{N}{B} < \sigma \Rightarrow B > \sqrt{\frac{N}{\sigma}} = \sqrt{\frac{1161.40}{140}} = 2.88m$$

$B > 2.88 \dots \text{on} \dots \text{opte} \dots B = 2.5m$  et on a  $L_{\min} = 2.3m$

On remarque qu'il Ya chevauchement entre les semelles, en tenant compte des entre axe des poteaux dans les deux sens, donc le choix des semelles isolées dans notre cas ne convient pas

**VI .3.2.Semelles filantes**

Choisissons une semelle filante, de largeur B et de longueur L situé sous un portique formé de 3 poteaux



**Figure 2.** Semelle filante

On  $L = 4.9 + 3.9 + 1 + 1 = 10.4$  m

**Dimensionnement (coffrage)**

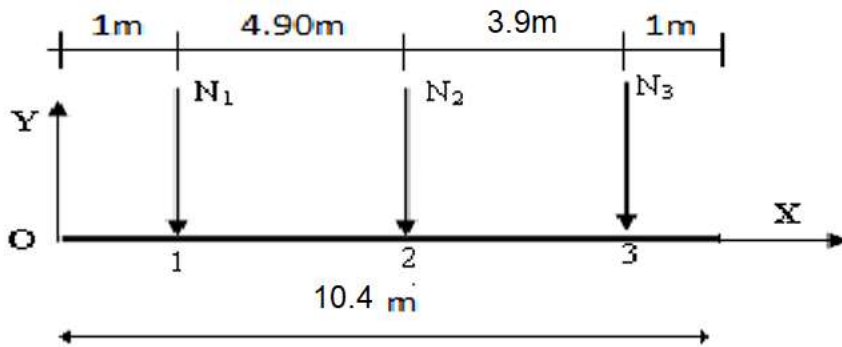
**Exemple de calcul :** la semelle intermédiaire (semelle filante axe 5).

**Tableau.VI.1.** Les efforts agissant sur la semelle (ELS).

	N <sub>1</sub>	N <sub>2</sub>	N <sub>3</sub>
<b>N<sub>i</sub> (KN)</b>	910.07	1161.4	749.23
<b>M<sub>i</sub> (KN.m)</b>	12.34	25.38	8.45
<b>d (m)</b>	1.00	5.9	10.73

Moment Total  $M_{st} = 46.17 \text{KN.m}$

Leffort normal  $N_{st} = 2820.70 \text{KN}$



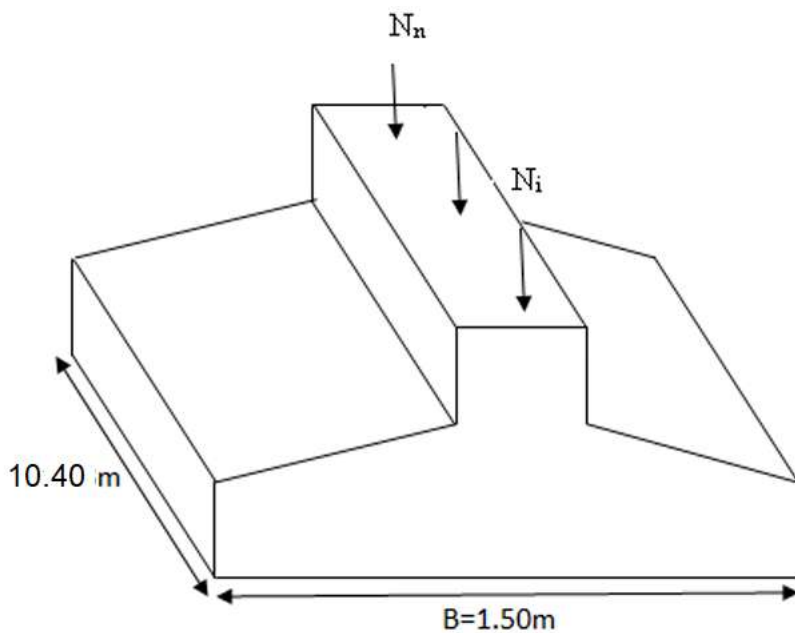
**Figure.VI.3.** Calcul de l'abscisse de la résultante de l'effort normal

Excentricité de l'effort normal résultant par rapport au centre de gravité de la semelle

Abscisse d'application de  $N_{\Sigma}$  :  $N_{\Sigma} \times X_0 = \sum_{i=1}^6 N_i \times d_i \Rightarrow X_0 = \frac{\sum_{i=1}^6 N_i \times d_i}{N_{\Sigma}} = 6.60\text{m}$

Excentricité de l'effort normal résultant par rapport au centre de gravité de la semelle :

$e_0 = X_0 - X_G = 6.60 - 4.9 = 1.7\text{m} < L/6 = 1.95\text{m}$ .



**Figure.VI.4.** Semelle filante

Moment fléchissant résultant sollicitant le centre de gravité de la semelle :

$$M_{SG} = M_{st} - N_{st} \times e_0 = -5031.09KN.m$$

Excentricité :  $e = \frac{M_{SG}}{N_{st}} = -1.78m$

Contrainte sollicitant le sol

$$B \geq \frac{N_s \times L + 3 \times N_s \times e}{L^2 \times \sigma_s}$$

B=1.45m donc on prend : B = 1.50 m

**A- Calcul de la hauteur totale de la semelle (ht)**

La hauteur totale de la semelle (ht) est :

soit:  $d \geq \frac{B-b}{4} \Rightarrow h_t \geq \frac{B-b}{4} + c \Rightarrow d \geq 22.5cm$  et  $h_t \geq 27.5cm$

$b = 50cm$   $d = 30cm$  soit :  $h_t = 35cm$

Hauteur du glacis Semelle filante  $\left( \begin{matrix} h_l \geq 15cm \\ h_l \geq 6\phi + 6 = 12cm \end{matrix} \right)$  on prend  $h_l = 20cm$

$b_0 = 0.50 + 2 \times 0.05 = 0.60m$

$$G_{semelle} = (B \times h_l + (\frac{B-b_0}{2} \times (h_t - h_l))) \times L \times \gamma_b = 160.23KN$$

$$G_{terre} = B \times L \times H \times \gamma_h = 121.52KN$$

$$N_{totale} = 2820.70KN$$

**B- Vérification de poinçonnement**

$$q_{ref} = \frac{\sigma^{max} + \sigma^{min}}{4} = \frac{N_{st}}{B \times L} + \frac{3 \times N_{st} \times e}{B \times L^2} = 178.MPa > \bar{\sigma}_{sol} = 160KPa$$

La conditio n est vérifiée. Pas de risque de poinçonnement.

**VI.4.Poutre libage**

**Définition**

C'est une poutre disposée le long de la semelle. Elle est nécessaire pour reprendre les efforts ramenés par les poteaux et les répartir sur toute la semelle.

La poutre libage est généralement noyée dans la semelle.

**Dimensionnement**

$$b_0 = 0.50 + 2 \times 0.05 = 0.60\text{m}$$

La hauteur (h) de la poutre de rigidité est déterminée à partir de la formule suivante :

$$h \geq \frac{L}{7} \quad \text{Avec } L: \text{ la plus grande distance entre axe de deux poteaux dans la semelle.}$$

$$L = 4.90 \text{ m} \quad \Rightarrow h \geq 70\text{cm} \quad \Rightarrow h = 70\text{cm}$$

$$h_t = 35\text{cm} < h = 70\text{cm} \quad \text{et} \quad b_0 = 60\text{cm}$$

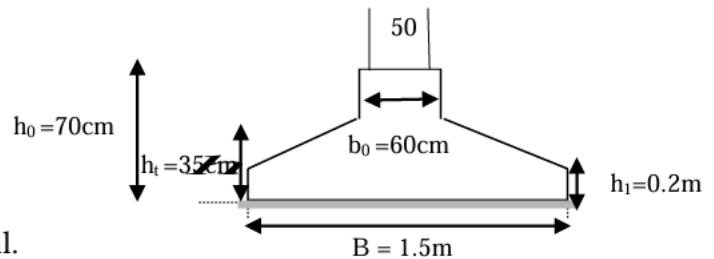


Figure.VI.7. Coffrage d'une semelle filante

**ELS**

Efforts sollicitant au la semelle filante axe 5 pour ml.

$$P_s = q_{ref} \times B = 267.49\text{KN}$$

**a- Ferrailage transversal de la semelle**

$$d = 30\text{cm}, \quad b = 50 \text{ cm}, \quad \sigma_s = 201.63\text{MPa}$$

$$A_s = P_s \times \frac{B - b}{8 \times d \times \sigma_{st}}$$

$$A_s = 267.49 \times 10^{-3} \times \frac{1.50 - 0.5}{8 \times 0.30 \times 201.63} = 5.53\text{cm}^2$$

$$\text{Soit: } 6\text{HA}12 = 6.79\text{cm}^2 \quad \text{espacement : } S_t = 100 / 6 = 16.66 \text{ cm} \quad \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$$

**b- Armature de répartition**

$$A_t = \frac{A_s}{3} = 2.26\text{cm}^2 \quad \text{Soit: } 5\text{HA}10 = 3.93 \text{ cm}^2 \quad S_t = 20\text{cm}$$

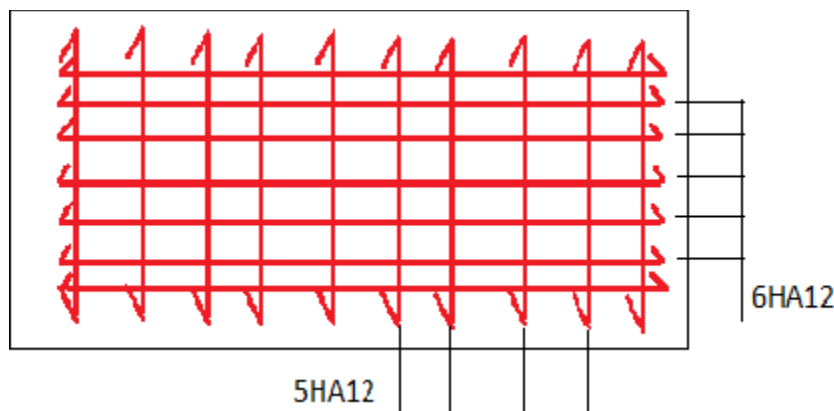


Figure.VI.5.Schéma de Ferrailage de Semelle filante

**VI.5.Etude de longrine**

**Définition**

Les longrines sont des poutres de chaînage, de section rectangulaire, situées au niveau de l'infrastructure reliant les semelles.

**Rôle des longrines**

Elles ont pour rôle de :

- porter les murs de façades ;
- limiter les dallages ;
- solidariser les points d'appui d'un même bloc en s'opposant à leurs déplacements relatifs dans le plan horizontal.

**Dimensions minimales de la section transversale des longrines**

$$b \times h = \begin{cases} 25 \times 30 : \text{sites de catégorie S2 et S3.} & \dots\dots\dots \text{RPA99/2003(Art IV.2.3).} \\ 30 \times 30 : \text{sites de ctégorie S4.} & \end{cases}$$

La hauteur *h* des longrines est définie par la formule suivante :

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10} \dots\dots\dots [1](\text{Art IV.2.3}).$$

*L<sub>max</sub>* : longueur maximale entre axes des longrines ; *L<sub>max</sub>* = 5.80 m

$$\frac{580}{15} \leq h \leq \frac{580}{10} \quad \rightarrow \quad 38.66 \text{ cm} \leq h \leq 58 \text{ cm}$$

Les dimensions adoptées pour les longrines sont : (*b* × *h*) = (30 × 40)cm<sup>2</sup>

**Calcul des longrines**

Les longrines doivent être calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force égale à :

$$F \geq \frac{N}{\alpha}$$

*N* : c'est la valeur maximale des charges verticales de gravité apportées par les points d'appuis solidarisés (poteaux) :

*α* : Coefficient fonction de la zone sismique et de catégorie du site considéré :

$$\left( \begin{array}{l} \text{Site } S2 \rightarrow \alpha = 15 \\ \text{Zone } IIa \end{array} \right.$$

**Calcul des armatures**

Le calcul des armatures en traction simple sera conduit selon les règles [B.A.E.L91] :

**Les armatures longitudinales(AI) BAEL (Art. A.4. 5. 33)**

$$A_j \geq (A_{ELU}; A_{ELS}) \quad \text{avec : } A_{ELU} : \text{Section d'armatures calculée à ELU} \dots A_{ELU} = \frac{F_{ELU}}{\sigma_{sol}}$$

*σ<sub>x</sub>* : Contrainte limite ultime de l'acier.

$$A_{ELS} : \text{Section d'armatures calculée à ELS} \dots A_{ELS} = \frac{F_{ELS}}{\sigma_{sol}}$$

$$F_{ELS} = \frac{N_s \max}{\alpha} \quad \text{avec: } N_s^{\max} : \text{Effort normal dans le poteau le plus sollicité à ELS}$$

$$\bar{\sigma}_s = \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta \times f_y} \right\} \Rightarrow \quad \bar{\sigma}_s = 202 \text{ MP}_a$$

Avec :  $\sigma_s$  : contrainte limite de service de l'acier.

**Condition de non-fragilité**

$$A_{\min} = \frac{b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{30 \times 43 \times 2.1}{400} = 6.77 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{BAEL (Art. A.4.2.1)}$$

**Minimum d'armature exigé par le RPA**

$$A_{\min} = 0.6\% \times b \times h = 0.006 \times 30 \times 45 = 7.2 \text{ cm}^2$$

Les résultats sont résumés dans le tableau VI.8.

**Tableau.VI.2.** Ferrailage longitudinale des longrines

$A_{\min}$ BAEL $\text{cm}^2$	$A_{\min}$ RPA $\text{cm}^2$	$A_{\text{adopté}} \text{cm}^2$
5.98	7.2	2HA14+4HA12=7.60

**Les armatures transversales**

$$\phi_t \leq \left[ \frac{h}{35}; \phi_{t\min}; \frac{b}{10} \right] \quad \text{donc : } \phi_t \leq \min \left[ \frac{45}{35}; 1.2; \frac{30}{10} \right] = \min [1.28; 1.2; 3] = 1.2 \text{ cm}$$

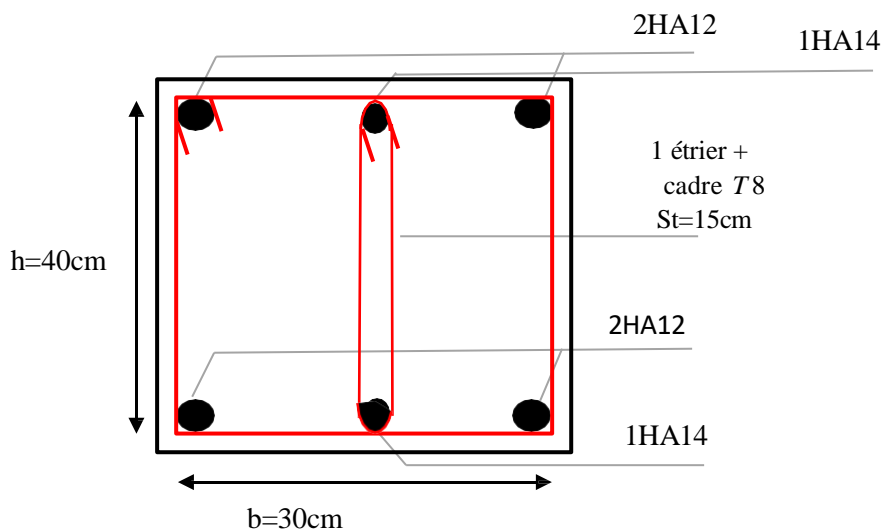
$$\phi_t \leq 1.2 \text{ cm} \quad \text{on prend } \phi_t = 8 \text{ mm}$$

Soit: un cadre de T8 + un étrier Donc : on opte  $4T8 = 2.01 \text{ cm}^2$

**Espacement selon RPA (Art 10.1.1.b)**

$$S_t \leq \min [20 \text{ cm}; 15\phi_{t\min}] \Rightarrow S_t \leq \min [20 \text{ cm}; 15 \times 1.2] \Rightarrow S_t \leq 18 \text{ cm}$$

Soit:  $S_t = 15 \text{ cm}$



**Figure.VI.6.** Schéma de ferrailage de longrine

### Conclusion générale :

Ce projet de fin d'étude nous a permis de concrétiser l'apprentissage théorique de notre formation d'ingénieur et surtout d'apprendre les différentes techniques de calcul, les concepts et les règlements régissant le domaine du génie civil d'une part, et d'autre part d'acquérir des connaissances sur l'utilisation des logiciels.

Par ailleurs, cette étude nous a conduit à dégager un certain nombre de conclusions dont les plus importantes sont :

- La modélisation doit, autant que possible englober tous les éléments de la structure, ce qui permet d'avoir un comportement proche de réalité.
- La disposition des voiles est très importante pour avoir un bon comportement dynamique de la structure et ça en tenant en compte de l'interaction.
- La modélisation des escaliers dans la superstructure influe directement sur la nature des modes de vibrations, elles peuvent engendrer des modes de torsion non négligeable.
- L'intensité des forces sismiques agissant sur un bâtiment lors d'un tremblement de terre est conditionnée non seulement par les caractéristiques du mouvement sismique, mais aussi par la rigidité de la structure sollicitée.
- Le choix de type de fondation s'est avéré important tout en respectant les mesures de prévention imposées pour la stabilité de la structure. Quoique nous avons un sol qui a une contrainte de 1.4 bar. On a remarqué que les semelles isolées ne peuvent être utilisées vu l'importance du poids de la structure et la faible surface de projet, et cela nous a conduit à opter pour les semelles filantes qui peuvent assurer la stabilité de notre structure.
- Il est important de souligner la nécessité de garantir une meilleure qualité des matériaux avec la mise en place de procédures de contrôle adéquates, car il est clair que sans une mise en œuvre de qualité de la part de l'entrepreneur, la construction peut s'effondrer suite à l'utilisation des matériaux de qualité médiocre et/ou de qualité d'exécution dérisoire. Raison pour laquelle une démarche de conception parasismique dans la construction doit être mise en place, elle doit se baser sur trois points :
  - Respect de règlement parasismique.
  - Conception architecturale parasismique.
  - Mise en œuvre soignée de la construction.

# BIBLIOGRAPHIE

## Règlements :

- ✓ RPA99/Version 2003 : règles parasismiques algériennes
- ✓ BAEL99 : béton armé aux états limites
- ✓ CBA93 : règle de conception et de calcul des structures en béton armé
- ✓ DTRB.C.2.2 : charge permanentes et charges d'exploitation

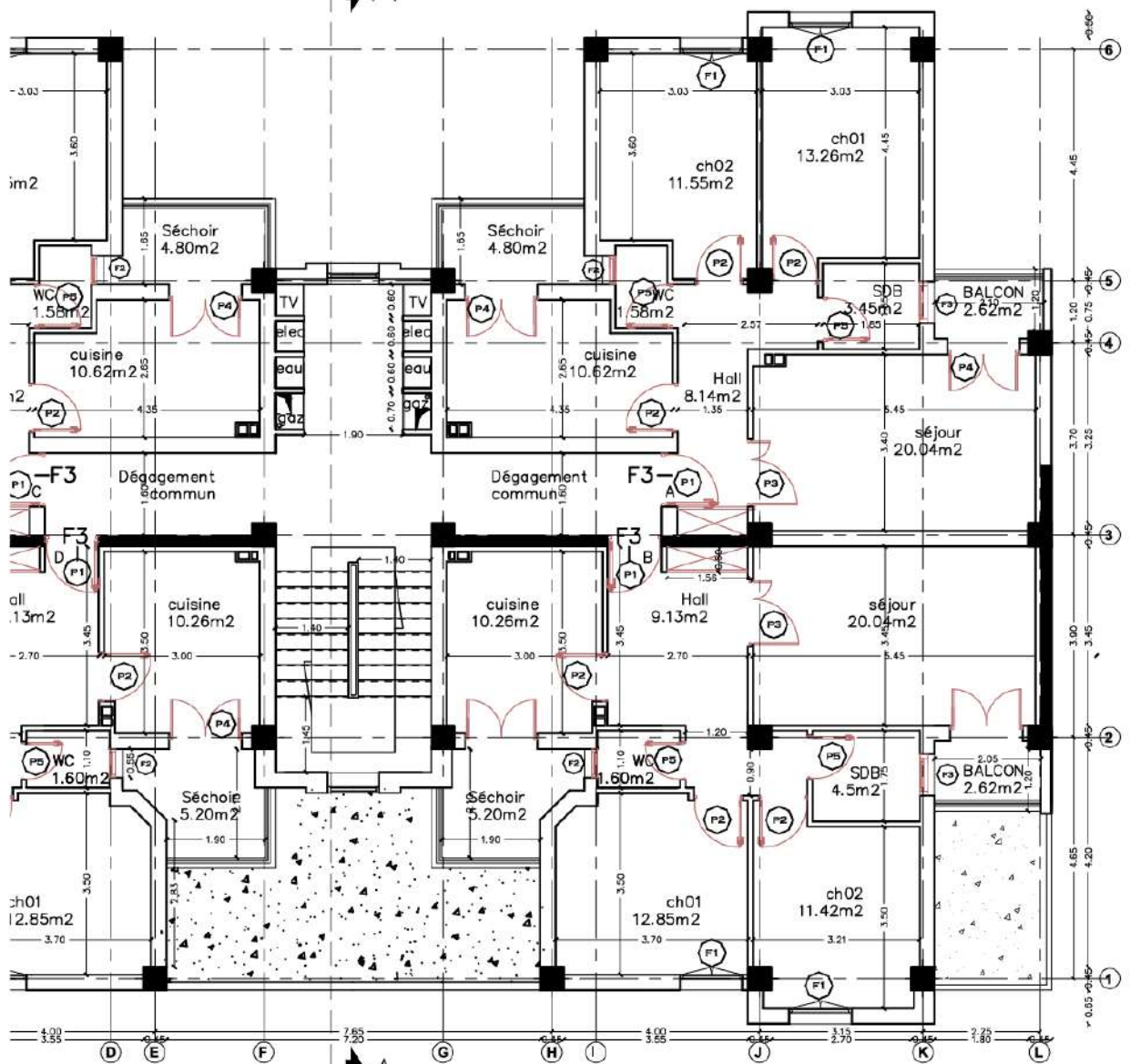
## Cours :

- ✓ Résistance des matériaux
- ✓ Béton armé
- ✓ Dynamique des structures
- ✓ Cours du bâtiment

## Thèses :

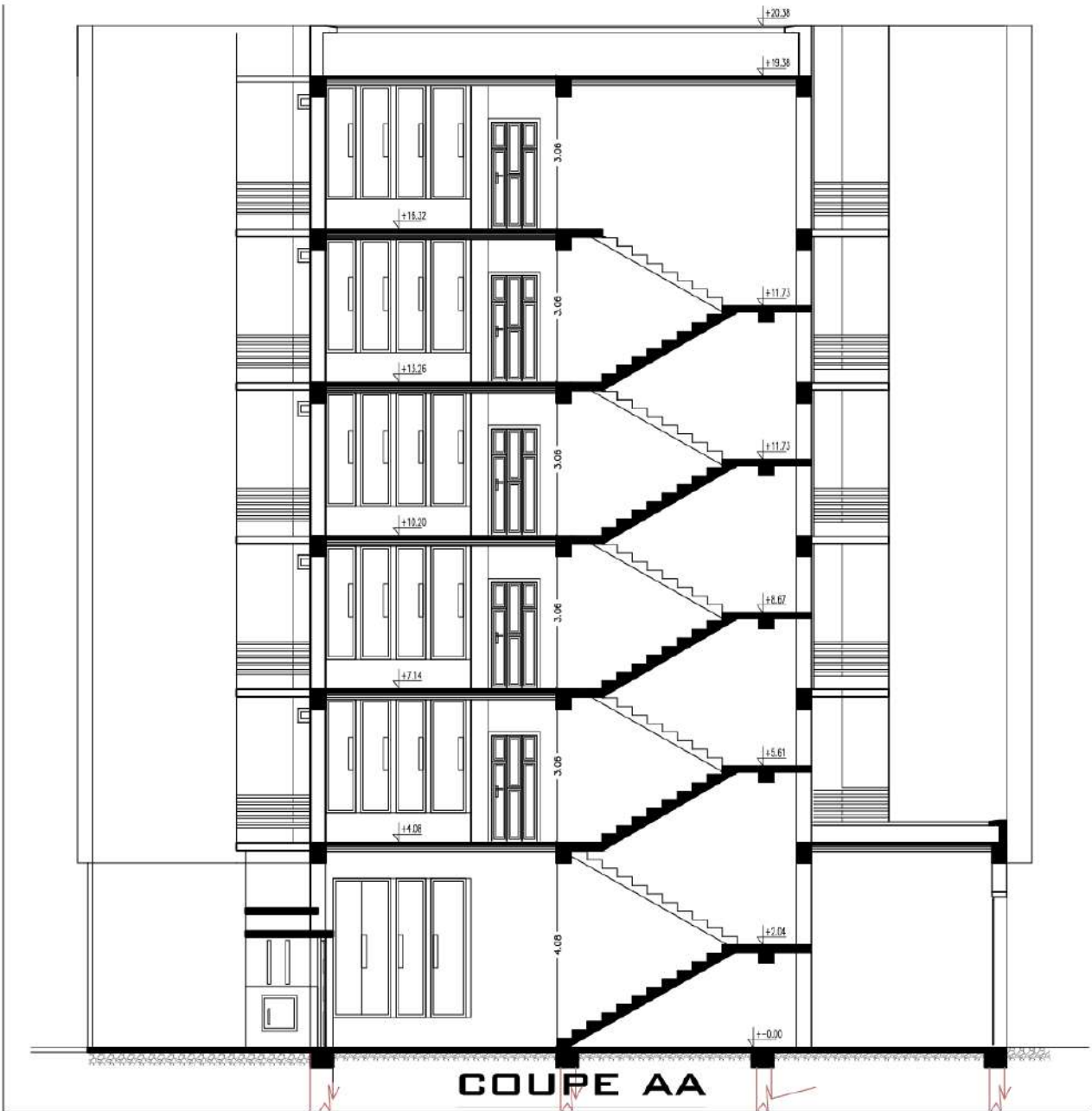
- ✓ Mémoires de fin d'étude

# Plan de la Structure



PLAN ETAGES COURANT BLOC 03





*Fin*