

Université Mohamed khider – Biskra  
Faculté des Sciences et de la Technologie  
Département de Génie Civil et d'Hydraulique  
Référence :...../ 2020

جامعة محمد خيضر - بسكرة  
كلية العلوم والتكنولوجيا  
قسم الهندسة المدنية والري  
المرجع:...../ 2020



## Mémoire de Master

Spécialité: *Génie civil*

Option: *Structures*

*Thème:*

**Étude d'un bâtiment à usage d'habitations  
R+10 implanté à Sétif, à structure de  
contreventement mixte en béton armé**

*Étudiante:*

**AIDA ABABSA**

*Encadreur:*

**Mme. Bouacida Linda**

*Promotion: 2020*

## *Remerciements*

*Avant TOUT, je tiens à remercier DIEU le tout PUIssant  
POUR nous avoir donné la force et la patience POUR mener à  
terme ce travail.*

*Je remercie mon encadrant de mémoire  
madame BOUACIDA LINDA pour le SUIVI.*

*Je remercie également TOUS mes enseignants DURANT  
TOUTES mes années d'étUDES.*

*Je remercie aUSSi TOUS mes amies et mes camarades QUI  
m'ont BEAUCOUP SOUTenU conseillé et aidé.*

*AIDA*

## *Dédicace*

*Je dédie ce modeste travail à :*

*Ma très chère mère et mon très cher père qui m'ont  
Toujours soutenus durant toutes les périodes de vie,  
que Dieu le tout puissant les protèges et les gardes.*

*A Mes frères et toute ma famille Enfin je ne  
pouvais terminer sans citer mes amis et tous mes  
camarades de la promotion 2020*

## Résumé :

Le projet présent est une étude détaillée d'un bâtiment à usage d'habitation,(R+10) implanté à wilaya de Sétif.

Cette étude a été menée en utilisant les règlements de conception et de calcul des ouvrages en béton armé : le RPA99 version 2003 et le B.A.E.L91 modifié 99.

Ce rapport présente les résultats obtenus, il commence par une description générale du projet avec une présentation de caractéristiques des matériaux, ensuite le pré dimensionnement de la structure, la descente des charges et le calcul des éléments principaux et secondaires (poutrelles, escaliers, acrotère, balcon, et planchers). Ensuite, on décrit l'étude dynamique de la structure réalisée à l'aide du logiciel Robot.

En outre, on présente les résultats des vérifications et ferrailages des éléments porteurs principaux : poutre, poteaux et voiles. L'étude est complétée par une conception et dimensionnement des éléments de l'infrastructure : un radier général nervuré.

On termine par une conclusion générale et une liste des références bibliographiques utilisées dans ce mémoire.

## : الملخص

بصدد اعداد مذكرة التخرج، قمنا بدراسة مفصلة لبناية موجهة الى الاستعمال المتعدد، متكونة من عشرة طوابق +طابق أرضي والتي ستنشأ في مدينة سطيف المصنفة ضمن المناطق متوسطة الزلازل حسب النظام الجزائري RPA المذكورة تحتوي على وصف عام للمشروع مع التعريف بخصائص المواد المستعملة، بعدها سنقوم بحساب أولي لأبعاد : عناصر البناية ثم تأتي عملية تحديد الحمولات المطبقة على البناية، كما سنقوم بحساب العناصر الأساسية والثانوية للبناية. سنستعمل برنامج روبات للقيام بالدراسة الزلزالية للبناية بهدف تحديد الاجهادات المختلفة للبناية. في الاخير سننهي المذكرة بخاتمة عامة لهذا العمل.

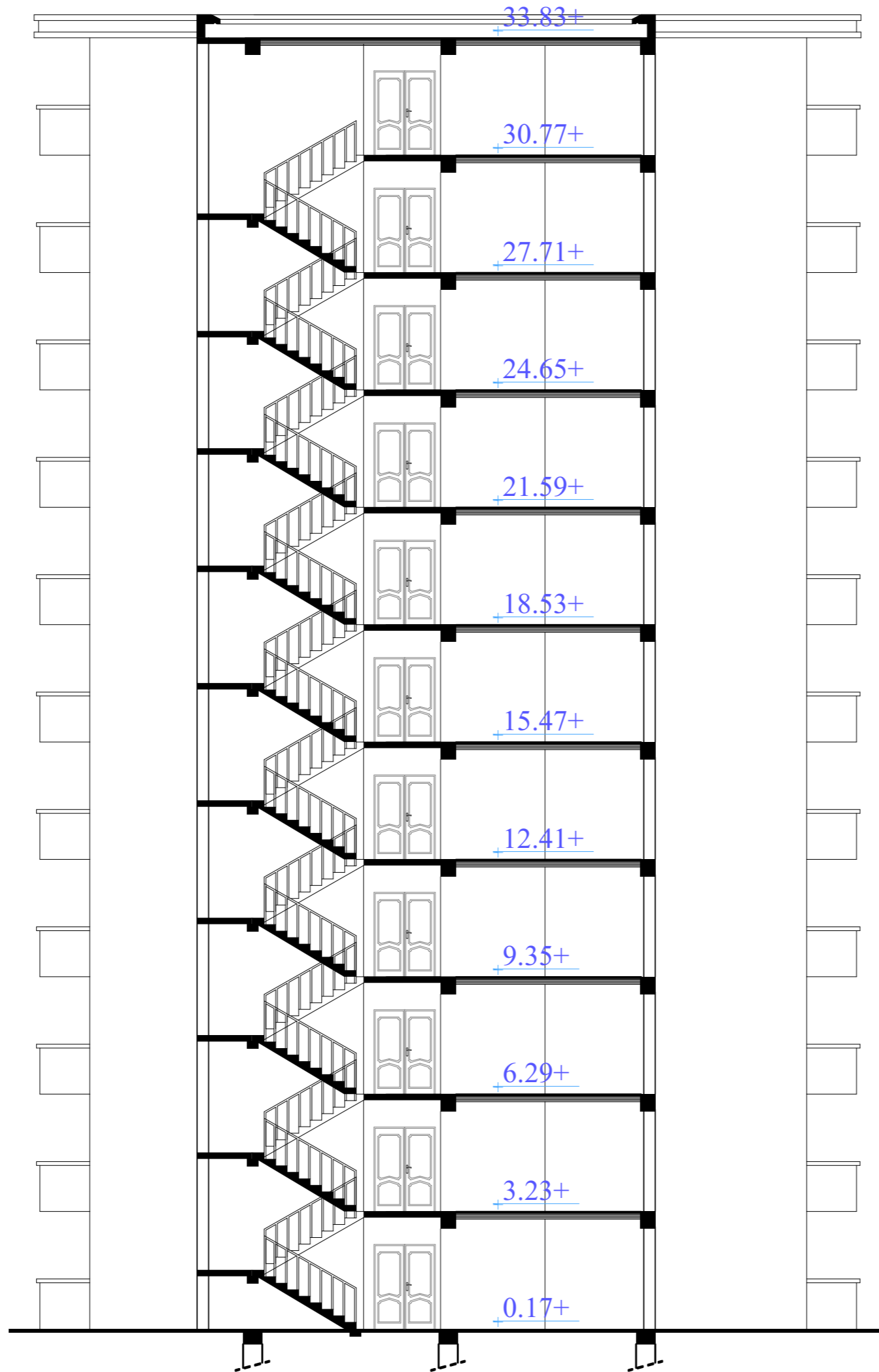




**PLAN ETAGE COURANT**



**FACADE PRINCIPALE**



**COUPE A-A**



## Liste des figures :

<b>Figure I.1.</b> Diagramme de déformation-contrainte du béton.....	<b>3</b>
<b>Figure I.2</b> diagramme déformation-contrainte d'acier.....	<b>4</b>
<b>FigureII.1.</b> les poutres principales .....	<b>6</b>
<b>Figure II. 2.</b> les poutres secondaires.....	<b>6</b>
<b>Figure II. 3.</b> Les poteaux.....	<b>7</b>
<b>Figure II.4.</b> Coupe de voile en élévation.....	<b>8</b>
<b>FigureII.5.</b> schéma statique de l'acrotère.....	<b>8</b>
<b>Figure II.6.</b> Schéma des poutrelles.....	<b>10</b>
<b>Figure II.7.</b> Schéma statique d'escalier.....	<b>10</b>
<b>Figure II.8.</b> Plancher terrasse.....	<b>12</b>
<b>Figure II.9.</b> Plancher étage courant.....	<b>13</b>
<b>FigureII.10.</b> palliasse.....	<b>14</b>
<b>FigureII.11.</b> palier.....	<b>14</b>
<b>FigureII.12.</b> mur.....	<b>15</b>
<b>Figure.III.1.</b> schéma statique de l'acrotère.....	<b>27</b>
<b>Figure.III.2.</b> schéma statique de M,N,T.....	<b>28</b>
<b>Figure.III.3</b> section ferrailleur.....	<b>29</b>
<b>Figure.III.4.</b> schéma statique de M,N,T.....	<b>31</b>
<b>Figure III.5.</b> Schéma statique des poutrelles.....	<b>32</b>
<b>Fig. III.6.</b> Diagramme des moments fléchissant, M [KN.m] à ELU de plancher étage Type1.....	<b>36</b>
<b>Fig.III.7.</b> Diagramme des efforts tranchants [ T(KN)]à ELU de plancher étage Type1.....	<b>36</b>
<b>Fig. III.8.</b> Diagramme des moments fléchissant, M [KN.m] à ELS de plancher étage Type1.....	<b>37</b>
<b>Fig.III.9.</b> Diagramme des efforts tranchants [ T(KN)]à ELS de plancher étage Type1.....	<b>37</b>
<b>Fig. III.10.</b> Diagramme des moments fléchissant, M [KN.m] à ELU de plancher Terrasse Type1.....	<b>40</b>
<b>Fig. III.11</b> .Diagramme des efforts tranchants [ T(KN)]à ELU de plancher Terrasse Type1.....	<b>40</b>

<b>Fig. III.12</b> Diagramme des moments fléchissant, M [KN.m] à ELS plancher TerrasseType1.....	<b>41</b>
<b>Fig.III.13.</b> Diagramme des efforts tranchants[ T(KN)]à ELS plancher TerrasseType1.....	<b>41</b>
<b>Fig. III.14.</b> Poutre repose sur 2 d' appuis .....	<b>41</b>
<b>Fig.III.15.</b> Diagrammes des moments et l'effort tranchant de étage courant type 02 au ELU etELS.....	<b>42</b>
<b>Fig. III.16.</b> Poutre repose sur 2 d' appuis .....	<b>43</b>
<b>Fig.III.17.</b> Diagrammes des moments et l'effort tranchant de plancher Terrasse type 02 au ELU et ELS.....	<b>44</b>
<b>Fig. III.18.</b> Poutre repose sur 5appuis.....	<b>44</b>
<b>Fig.III.19.</b> Diagramme des moments fléchissant, M [KN.m] à ELUde plancher étageType3.....	<b>46</b>
<b>Fig.III.20.</b> Diagramme des efforts tranchants[ T(KN)]à ELUde plancher étageType3.....	<b>46</b>
<b>Fig.III.21.</b> Diagramme des efforts tranchants[ T(KN)]à ELSplancher étageType3.....	<b>46</b>
<b>Fig.III.22.</b> Diagramme des efforts tranchants[ T(KN)]à ELSplancher étageType3.....	<b>47</b>
<b>Fig. III.23.</b> Poutre repose sur 5appuis.....	<b>47</b>
<b>Fig. III.24.</b> Diagramme des moment fléchissant, M [KN.m]à Elu plancher TerrasseType3.....	<b>48</b>
<b>Fig.III.25.</b> Diagramme des efforts tranchants[ T(KN)]à ELUplancher TerrasseType3.....	<b>48</b>
<b>Fig.III.26.</b> Diagramme des efforts tranchants[ T(KN)]à ELSplancher TerrasseType3.....	<b>49</b>
<b>Fig.III.27.</b> Diagramme des efforts tranchants[ T(KN)]à ELS plancher TerrasseType1.....	<b>49</b>
<b>Fig.III.28.</b> Dimensions des poutrelles.....	<b>50</b>
<b>Fig.III.29.</b> Ferraillage des planchers.....	<b>54</b>
<b>Fig.III.30 .</b> schéma statique de balcon.....	<b>55</b>
<b>Fig.III.31.</b> section ferrailer.....	<b>56</b>
<b>Fig.III.32.</b> présentation du ferraillage de la console.....	<b>59</b>

<b>Fig.III.33. Schéma statique d'escalier.....</b>	<b>60</b>
<b>Fig.III.34.Les charges sur l'escalier.....</b>	<b>61</b>
<b>Fig III.35. Section à ferrailer. ....</b>	<b>63</b>
<b>Fig.III.36.présentation du ferrailage d'escalier .....</b>	<b>68</b>
<b>Fig.III.37.Schéma de poutre palière.....</b>	<b>69</b>
<b>Fig.III.38. Diagramme du moment.....</b>	<b>70</b>
<b>FigIII.39.Schéma de ferrailage de la poutre palière.....</b>	<b>72</b>
<b>Fig. IV.1.Action du vent .....</b>	<b>74</b>
<b>Fig. IV.2.les coefficients de pression externe (selon le sens Y).....</b>	<b>77</b>
<b>Fig.IV.3.les coefficients de pression externe (selon le sens X).....</b>	<b>78</b>
<b>Fig.IV.4.premier variante des voiles .....</b>	<b>88</b>
<b>Fig.IV.5.Premier mode de vibration. Vue 3D et vue en plan (Premier variante)....</b>	<b>90</b>
<b>Fig.IV.6. Deuxième mode de vibration. Vue 3D et vue en plan (Premier variante).....</b>	<b>90</b>
<b>Fig.IV.7.Troisième mode de vibration. Vue 3D et vue en plan (Premier variante).....</b>	<b>90</b>
<b>Fig .V.1.Ferrailage des poutresprincipales.....</b>	<b>113</b>
<b>Fig .V.1.Ferrailage des poutres principales.....</b>	<b>114</b>
<b>Fig.V.3.section de poteau.....</b>	<b>121</b>
<b>Fig. V.4.Ferrailage du poteau .....</b>	<b>125</b>
<b>Fig. V.5 ferrailage des voiles.....</b>	<b>133</b>
<b>Fig.VI.1.schéma isostatique et sollicitations de les débords.....</b>	<b>143</b>
<b>Fig.VI.2.sollicitation des nerverais sens X-X (ELU).....</b>	<b>145</b>
<b>Fig.VI.3.sollicitation des nerverais sens X-X (ELS). ....</b>	<b>145</b>
<b>Fig.VI.4. sollicitation des nerverais sens Y-Y (ELU). ....</b>	<b>146</b>
<b>Fig.VI.5.sollicitation des nerverais sens Y-Y (ELS). ....</b>	<b>146</b>
<b>Fig.VI.6.Schéma ferrailage du radier sensX.....</b>	<b>149</b>
<b>Fig.VI.7.Schéma ferrailage du radier sens Y.....</b>	<b>149</b>
<b>Fig.VI.8.ferrailage de nervure dans le sens XX et YY .....</b>	<b>150</b>

## Liste des tableaux :

Tableau. II.1. Dimensions des éléments.....	11
Tableau. II.2. Charge d'Acrotère.....	12
Tableau. II.3. Charge de Plancher terrasse.....	12
Tableau. II.4. Charge de Plancher étage courant.....	13
Tableau. II.5. Charge permanente et Surcharge de Balcon terrasse.....	13
Tableau. II.6. Charge permanente et Surcharge de Balcon étage courant.....	14
Tableau. II.7. Charge de Paillasse.....	14
Tableau. II.8. Charge de palier.....	15
Tableau. II.19. Charge permanente du mur double cloison.....	15
Tableau. II.10. Dimensions des éléments.....	16
Tableau. III.1. Calcul la charge "P" à L'ELU et L'ELS.....	32
Tableau III.2. les moments sur appuis de type 1 étage courant.....	35
Tableau. III.3. les moments sur travée de type 1 étage courant.....	35
Tableau. III.4. Les effort tranchants type 1 étage courant.....	36
Tableau. III.5. les moments sur appuis de type 1 plancher terrasse.....	35
Tableau. III.6. les moments sur travée de type 1 plancher terrasse.....	39
Tableau. III.7. Les effort tranchants type 1 plancher terrasse .....	40
Tableau III.8. Les moments sur appuis de type 2 étage courant.....	41
Tableau. III.9. Moments sur travée de type 2 étage courant.....	42
Tableau. III.10. Les efforts tranchants type 2 étage courant.....	42
Tableau. III. 11. Les moments sur appuis de type 2 plancher terrasse .....	43
Tableau. III.12. Moments sur travée de type 2 plancher terrasse.....	43
Tableau. III.13. Les effort tranchants type 2 plancher terrasse .....	44
Tableau. III.14. les moments sur appuis de type 3 étage courant.....	45
Tableau. III.15. les moments sur travée de type 1 étage courant.....	45
Tableau. III.16. les efforts tranchants de type 1 étage courant.....	45
Tableau. III.17. les moments sur appuis de type 3 étage courant.....	47
Tableau. III.18. les moments sur travée de type 1 étage courant.....	47
Tableau. III.19. Les effort tranchants type 1 étage courant .....	47
Tableau. III.20. sollicitations de calcul du balcon.....	55
Tableau. III.21. les combinaisons de calcul du balcon .....	56
Tableau. III.22. combinaison des charges d'escalier.....	60

<b>Tableau.III.23.</b> Moments et Effort Tranchants.....	<b>63</b>
<b>Tableau.III.24.</b> Caractéristiques géométriques et mécaniques.....	<b>63</b>
<b>Tableau.III.25.</b> calcul de la section des armatures.....	<b>63</b>
<b>Tableau.III.26.</b> vérification de la contrainte.....	<b>64</b>
<b>Tableau.III.27 .</b> Armatures de Longitudinales.....	<b>64</b>
<b>Tableau.III.28 .</b> Armatures de répartitions.....	<b>64</b>
<b>Tableau.III.29.</b> Moments et Effort Tranchants.....	<b>69</b>
<b>Tableau.III.30.</b> armatures longitudinales.....	<b>70</b>
<b>Tableau.III.31.</b> Vérification de la contrainte.....	<b>70</b>
<b>Tableau.III.32.</b> Armatures Longitudinale choisi.....	<b>71</b>
<b>Tableau.III.33.</b> conclusion de calcul du ferrailage.....	<b>72</b>
<b>Tableau. IV.1.</b> Détermination de la pression dynamique $q_{dyn}$ .....	<b>76</b>
<b>Tableau. IV.2 .</b> les coefficients de pression externe (selon le sens Y).....	<b>77</b>
<b>Tableau. IV.3.</b> les coefficients de pression externe (selon le sens X).....	<b>78</b>
<b>Tableau. IV.4.</b> les coefficients de pression externe de la toiture.....	<b>79</b>
<b>Tableau .IV.5.</b> Détermination du coefficient de pression de vent $C_p$ .....	<b>80</b>
<b>Tableau .IV.6.</b> la pression due au vent longitudinal.....	<b>81</b>
<b>Tableau .IV.7.</b> la pression due au vent transversal.....	<b>81</b>
<b>Tableau .IV.8.</b> Les forces longitudinal.....	<b>83</b>
<b>Tableau .IV.9.</b> Les forces transversal.....	<b>84</b>
<b>Tableau .IV.10.</b> valeurs des pénalités .....	<b>87</b>
<b>Tableau .IV.11.</b> Périodes et factures da participation massique.....	<b>89</b>
<b>Tableau IV.12.</b> l'efforts réduits sur les poteaux et les voiles.....	<b>91</b>
<b>Tableau. IV.13.</b> coefficient d'accélération de zone A.....	<b>92</b>
<b>Tableau. IV.14.</b> Valeurs de $\xi$ (%).....	<b>92</b>
<b>Tableau. IV.15.</b> résultats des forces sismiques. ....	<b>94.</b>
<b>Tableau. IV.16.</b> Les Déplacements Du aux Force Sismiques Au sensLongitudinal.....	<b>98</b>
<b>Tableau. IV.17.</b> Les Déplacements Du aux Force Sismiques au sens Transversal .....	<b>98</b>
<b>Tableau. IV.18.</b> Vérification a L'effet (P- $\Delta$ ) < Sens Longitudinal >.....	<b>99</b>
<b>Tableau. IV.19.</b> Vérification a L'effet (P- $\Delta$ ) <Sens Transversal>.....	<b>100</b>

<b>Tableau. IV.20.</b> Le moment de RENVERCEMENT provoqué par effort sismique sens XX.....	<b>101</b>
<b>Tableau. IV.21.</b> Le moment de RENVERCEMENT provoqué par effort sismique sens YY.....	<b>102</b>
<b>Tableau. IV.22.</b> Caractéristiques Massique de la Structure.....	<b>103</b>
<b>Tableau. V.1.</b> Coefficient de sécurité et Caractéristiques mécaniques.....	<b>105</b>
<b>Tableau. V.2 .</b> Tableau Récapitulatif Poutre principal.....	<b>108</b>
<b>Tableau. V.3.</b> Tableau Récapitulatif poutre secondaire.....	<b>111</b>
<b>Tableau. V.4.</b> Les résultats des ferrailages des poutres.....	<b>113</b>
<b>Tableau. V.5.</b> Les choisit des sections.....	<b>120</b>
<b>Tableau. V.6.</b> Armatures Des Poteaux.....	<b>124</b>
<b>Tableau. V.7.</b> Tableau Récapitulatif Armatures Des Poteaux.....	<b>134</b>
<b>Tableau .VI.1.</b> ferrailage du radier à ELU .....	<b>142</b>
<b>Tableau .VI.2.</b> ferrailage du radier à ELS.....	<b>143</b>
<b>Tableau .VI.3.</b> ferrailage du nervure à ELU .....	<b>147</b>
<b>Tableau .VI.4.</b> ferrailage du nervure à ELS.....	<b>147</b>

## Sommaire :

Introduction générale.....	I
Liste des figures.....	II
Liste des tableaux .....	III

### Chapitre I : présentation de l'ouvrage

I.1.présentation de l'ouvrage.....	1
I.2.les caractéristiques géométriques du bâtiment.....	1
I.3. les caractéristiques des matériaux.....	2
I.4.Les hypothèses de calcul.....	5

### Chapitre II : pré-dimensionnement et descente des charges

II.2.les poutres .....	6
II.3.les poteaux .....	7
II.4.les voiles .....	7
II.5. Acrotère.....	8
II.6 .les planchers.....	9
II.7. Balcons .....	10
II.8.Les escaliers.....	11
II.9.Evaluation et descente des charges.....	12

### Chapitre III : calcul des éléments secondaire

III.1. Acrotère.....	27
III.2.calcul Les plancher .....	32
III .3.Balcons.....	55
III.4. Les escaliers.....	60

### Chapitre IV : Etude dynamique

IV.2. Etude de vent... ..	74
IV.2. Etude sismique .....	85

## **Chapitre V : Etude des éléments structuraux**

V.1.Etude des poutres .....	106
V.2.Etude des poteaux .....	115
V.3.Etude des voiles .....	125

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

VI.1.Etude de fondation.....	135
------------------------------	-----

### **Conclusion**

### **Bibliographie**

### **Annexe**



# Introduction General

L'objectif principal de notre mémoire de fin d'étude est d'appliquer les connaissances théoriques acquises pendant notre cursus universitaire. L'étude consiste à élaborer une structure dont l'ossature remplit convenablement son rôle de portance et de contreventement avec un compromis entre coût et sécurité.

Nous allons étudier notre bâtiment, à travers six chapitres d'après les étapes suivantes :

- présentation de projet.
- Le pré dimensionnement et la descente des charges.
- calcul des éléments secondaires
- L'étude dynamique et l'étude du vent.
- Le ferrailage des éléments structuraux.
- Calcul de l'infrastructure.

Il faut souligner que la modélisation de la structure et le calcul dynamique, sont effectuées respectivement à l'aide de logiciel **Robot** en respectant quelques règlements, à savoir, le RPA 99 version (2003), les DTR algériens (BC2-2/NV99...).

Enfin, on va vérifier si ce que la structure résiste aux différentes actions et sollicitations appliqués sur elle ou non ?

## **Chapitre I :**

### **Présentation de l'ouvrage**

**I. Introduction :**

La stabilité de l'ouvrage est en fonction de la résistance des différents éléments structuraux (poteaux, poutres, voiles...) aux différentes sollicitations (compression, flexion...) dont la résistance de ces éléments est en fonction du types des matériaux utilisés et de leurs dimensions et caractéristiques.

Donc pour le calcul des éléments constituant un ouvrage, on se base sur des règlements et des méthodes connues (BAEL91, RPA99 modifié en 2003) qui s'appuie sur la connaissance des matériaux (béton et acier) et le dimensionnement et ferrailage des éléments résistants de la structure.

**I.1 présentation de l'ouvrage :**

Notre projet consiste a étudier un bâtiment à usage d'habitation, il est compose d'un REZ-de chaussée et de 10 étages, le bâtiment est implanté à **Sétif**, elle classée selon l'RPA 99 version 2003 comme une zone de moyenne sismicité\_(IIa).

**I.2 les caractéristiques géométriques du bâtiment :****A- En plan :**

- ✓ Largeur en plan Ly-----18.7 m
- ✓ Longueur en plan Lx-----29.95 m

**B- En élévation :**

- ✓ Hauteur du RDC----- 3.06 m
- ✓ Hauteur étage courant ----- 3.06 m
- ✓ Hauteur totale----- 33.83 m

**I.3 les caractéristiques des matériaux :**

Le béton armé est le matériau principal utilisé pour la réalisation de la structure de notre ouvrage. Il est obtenu en robant dans le béton des aciers disposés de manière à équilibrer les efforts aux quels le béton résiste mal.

$$\text{Béton Armé} = \text{Béton} + \text{Aciers}$$

**I.3.1 : Béton :****A) Définition :**

Le béton est constitué par un mélange de proportions convenables de granula (sable, gravier) avec du ciment et de l'eau et éventuellement des adjuvants.

**B). Résistance Caractéristique :**

• **En Compression (fcj) : BAEL91 (art A.2.1, 11)**

La résistance à la compression du béton **fcj** à *j* jours d'âge est déterminée à partir d'essais sur des éprouvettes 16cm x 32cm .On utilise le plus souvent la valeur à 28 jours de maturité : *fc28*

$$\left. \begin{aligned} fc28 \leq 40\text{Mpa} &\Rightarrow fcj = \frac{j}{4.76+0.83j} \times fc28 \\ fc28 > 40\text{Mpa} &\Rightarrow fcj = \frac{j}{1.40+0.95j} \times fc28 \end{aligned} \right\} \text{ Pour } J < 28 \text{ jour}$$

Pour 28 jours < *j* < 60 jours..... *fcj* = *fc28*

Pour *j* ≥ 60 jours ..... *fcj* = 1,1 *fc28* (à condition que le béton ne soit pas traité thermiquement).

**fcj** : La résistance à la compression à *j* jour.

**fc28** : La résistance à la compression à 28jour ; On appelle aussi la résistance Caractéristique du béton. *fc28* = 25 MPa.

• **En Traction (ftj) :** La résistance caractéristique à la traction du béton à (*j*) jours est conventionnellement définie par la relation :

**ftj = 0,6 + 0,06.fcj** **BAEL91 (art A.2.1, 12)**

Pour *j*=28 jours et *fc28*. =25Mpa  $\implies$  *ft28* =2,1Mpa.

**C ). Déformation du béton :**

**C.1. Déformation Longitudinale du béton : BAEL91 (art A.2.1.2)**

**Eij:** Le module de déformation longitudinale instantanée du béton

*Eij* = 11000  $\sqrt[3]{fcj}$  (MPa) ; *Ei28* = 11000  $\sqrt[3]{fc28}$  = 32164,20 MPa.

**Evj:** Le module de déformation différée à « *j* » jours, qui permet de calculer la déformation finale du béton **BAEL91 (art A.2.1, 2.2).**

*Evj* = 3700  $\sqrt[3]{fcj}$  (MPa) ; *Ev28* = 3700  $\sqrt[3]{fc28}$  = 10818,86 Mpa

**C.2. Module de déformation transversale :** Sa valeur est donnée par la formule suivante :

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

Avec :  $E$  : module de Young  $\nu$  : Coefficient de poisson

**C.3. Coefficient de poisson : BAEL91 (Art A.2.1, 3)**

Il est défini par la relation :

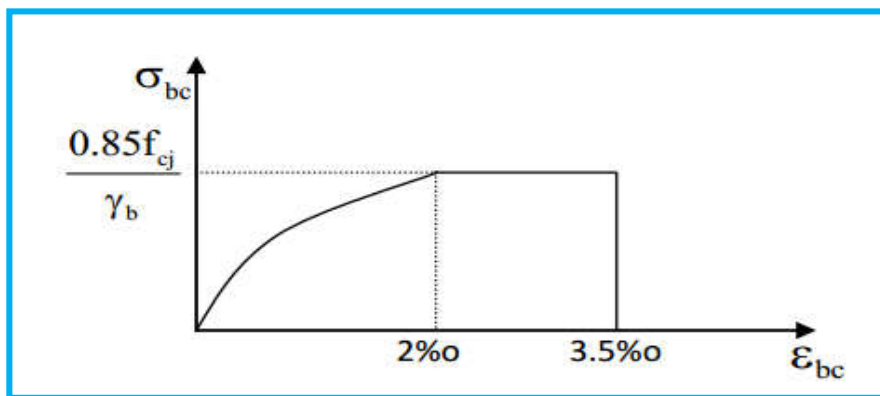
$$\nu = \frac{\text{déformation longitudinale}}{\text{déformation transversale}}$$

$\nu = 0$  : pour calcul des sollicitations E.L.U

$\nu = 0.2$  : pour calcul des déformations E.L.S

**D). Diagramme Déformation –contrainte Du Béton :**

**a). Diagramme parabole rectangulaire : BAEL91 (A.4.3.4page33)**



**Fig. I.1. Diagramme de déformation-contrainte du béton**

**b) Contraintes limite du béton en compression :**

**Etat limite d'ultime :**

La sollicitation de calcul à considérer résultant des combinaisons d'action dont on retient les plus défavorables. La contrainte limite du béton en compression est

$$\sigma_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow \sigma_{bc} = 14.20 \text{ Mpa}$$

**Etat limite de service :**

La contrainte de compression de béton à l' E .L .S est limitée par  $\sigma_{bc}$  avec

$$\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} \Rightarrow \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

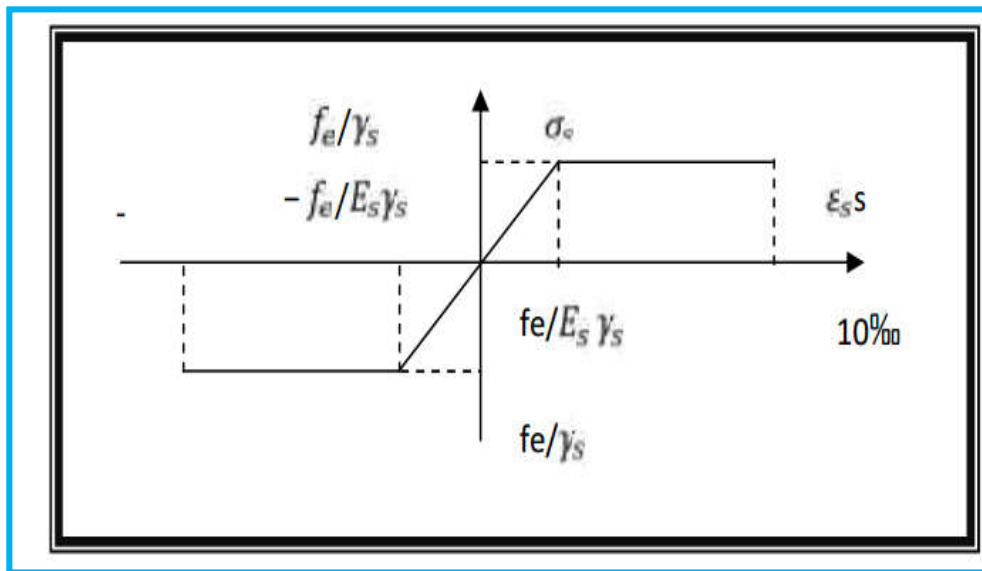
**I.3.2 : L'acier :** Les aciers que nous avons utilisés dans notre projet sont:

- ✓ Les barres à haute adhérence (HA) de nuance FeE 400.
- ✓ Les ronds lisses, de nuance FeE 235.
- ✓ Treillis soudés en fils lisse TL520

**I.2.2. Contrainte limite**

**E.L.U :**

Le diagramme ( $\sigma_s ; \epsilon$ ) adopté par les règles BAEL91 (A.4page11)



**Fig I.2 diagramme déformation-contrainte d'acier**

Avec :

$$\sigma_s = f_e / \gamma_s \qquad \epsilon_{es} = \sigma_s / E_s \qquad E_s = 2.1 \times 10^5 \text{ MPa}$$

$f_e$  : La limite d'élasticité des aciers utilisés.

$\gamma_s$  : Coefficient de sécurité.

$\gamma_s$  : 1 cas de situations accidentelles.

$\gamma_s$  : 1.15 cas de situations durable .

**E.L.S : BAEL91 (ART. A.4.5,3)**

La valeur de  $\sigma_s$  est donnée en fonction de la fissuration :

**Cas 1 :** fissuration peu préjudiciable (FPP-intérieur) :

$$\sigma_s = f_e \text{ [MPa]}$$

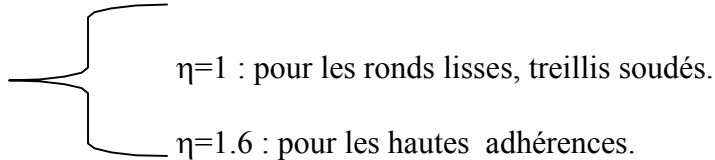
**Cas 2** : fissuration préjudiciable (FP-extérieur) :

$$\sigma_s = \min (2/3 \times f_e, \max (240, 110(\eta \times f_{tj})^{1/2}) \text{ [MPa]})$$

**Cas 3** : fissuration très préjudiciable (FP-milieux agressifs):

$$\sigma_s = \min (0.5 f_e ; 90(\eta \times f_{tj})^{1/2}) \text{ [MPa]}.$$

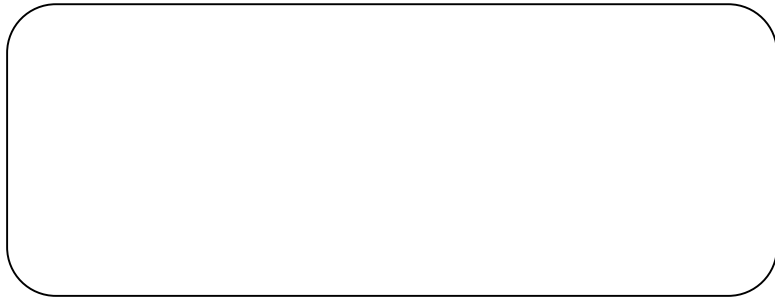
$\eta$  : Coefficient de fissuration avec:



#### I.4 Hypothèses de calcul :

Dans notre étude les hypothèses de calcul adoptées sont :

- La résistance à la compression du béton à 28 jours :  $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$ .
- La résistance à la traction du béton :  $f_{t28} = 2.1 \text{ Mpa}$ .
- Module d'élasticité longitudinal différé :  $E_{vj} = 10818.865 \text{ Mpa}$ .
- Module d'élasticité longitudinal instantané :  $E_{ij} = 32164,195 \text{ Mpa}$ .
- Limite élastique de l'acier :  $f_e = 400 \text{ MPa}$





" "

" "

#\$%&

'!)\$\$(

" "

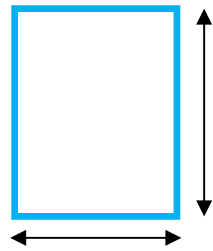
" ! \*"

\_\_\_\_\_ + )# \*\$

— " —  
# !

\$# %!

" \$ # %!



, - .

, & ' (# %

) \$ % #



\*

) \$ & ! ' + ! %

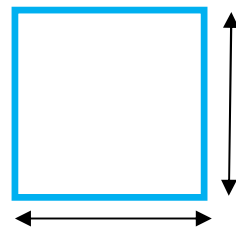
\$&! " ! % , % # \$ & ' # .

) , - ! "

\_\_\_\_\_ " "# "\$ \$

— —  
/  
& 0 0 \* !

+



, ( .

\_\_\_\_\_

— " —  
# !

\$# !



( .

/ " "

!

, &%# . ) , (. " \* ) \$ &!! %

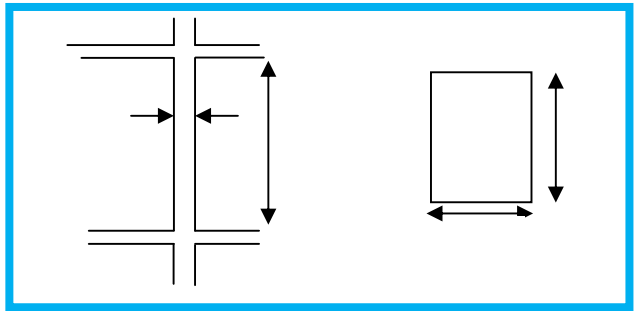
\$ &!!'%' , '# \$ & ! #" % . ), ( "

# \$\$ \* 1

" - - / 1 (. 2 β. ' " " " " 2

\* 2 4 ) 31 .! 2 .. " "# \$\$ 5 & '!!(

0 " - " -6 { & 3# & 3! }



/ " ( " \*

4 \* ) )5 ) 6

# \$ % & # ( ) \$ \* # + , - , 7 8 0 4 ) 9 9

& 3# #! 3# & & :3! #! 3( :3! ' !# & :% : % ! 3# ! 9 % &

""(" & #\$\$\$%& '!!( 1 0"0" 3

\*

+ 0

\*

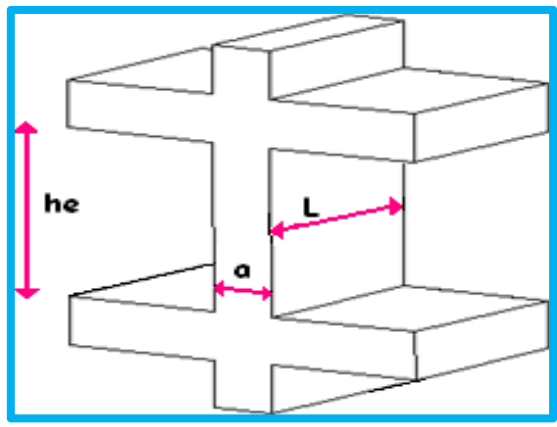
+ /

16;

\*

\*

<



/ " ""- & & "

804 3!!!'

= >

#

"

\*

\* )

? :3! \$ 3(( → ? :3! \$ 3( :3! \$ ' !#

4\*

) \$ 3!

\*

" ("

" (" " 7

+ 8

&

6

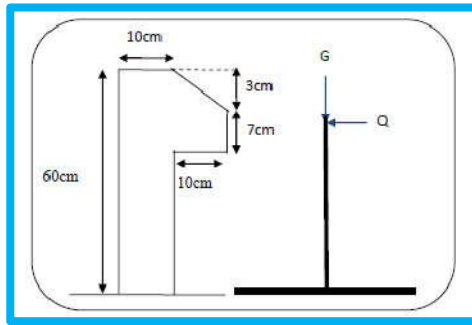
\*

6 )

@ 6

A

6



/ " ". "+

7

7/ \$ &! ! ( B C &! !' ! ! :3D B! !E ! ! \$! !(-# F



A )

A \$ ! !(-# 3#!! \$ E 3# G

A3 )

A3 \$ &! ! ! ( 3!!! \$ 3 HG:

A \$ A B A3 \$ E 3#G:B 3 \$ -' 3#

9 , 6 ("'. :%

\* + 2  
/ 8 | J 3 3

; <; K

L

6

!! G:

, \$ G: &0

< , !! :%

" ( " " "



= 2

\*

)# % \$ 1 )" "6> -'(3"

? 7 )# \* \$ 1 )" "6> -'-3"

\*

:

6:33 #

)

& \$ # !

—  $\frac{33\#}{33\#}$   $\frac{\# !}{33\#}$  33( 3' 7 \$ 3% & B!%

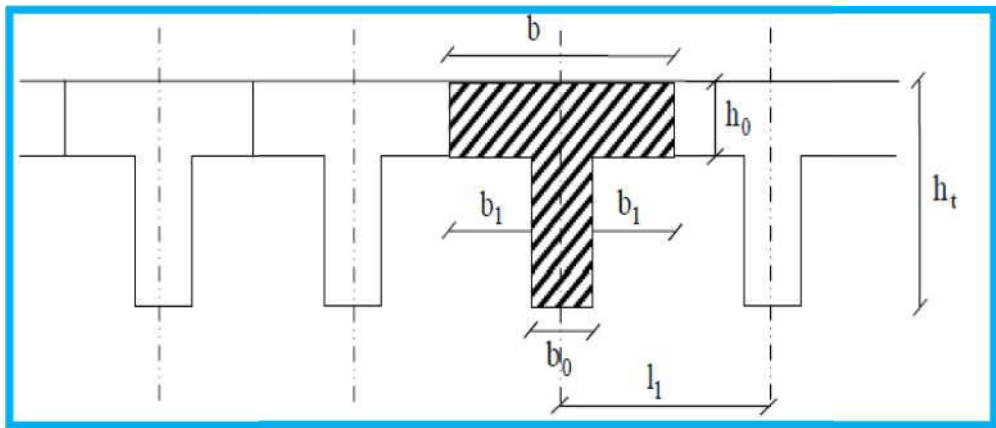
\$

!

\* @ @  
 !' !#  
 ! 9 ! 9 3' 3!E 3  
 3  
 !' 3 !# 3 (' !# !  
 ! ) 0\*

$$\frac{!}{3} \quad \frac{!}{! 3} \quad \frac{\# ! \# \#}{! 3} \quad 3 \boxtimes$$

) \* \*  
 ) \*  
 \$ 3 B ! \$ 3 , 3 E # B ! \$ ( #



$$\frac{!}{!} + 7$$

" (\* ( " )  
 " M )

$$\frac{2}{2} \quad \frac{2}{2}$$

: # : 3! B E ) \$ ' ! - ( ( ' # .  
 ) 3

" ( " - "

" M

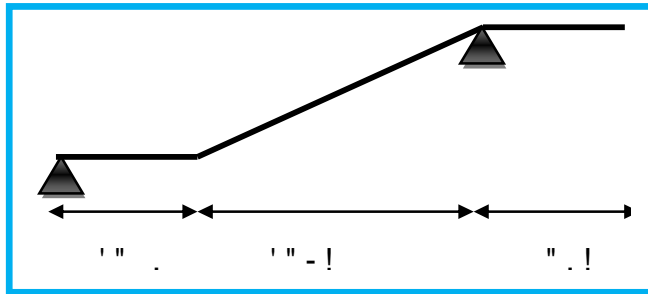
6

&

N

\*

\*



/ " "0 + ©

0

&

& 5

?

) \* 4 : \* A ! ' A

5

) 5 \$ ' ! (

) 0 % O ' 3 \$ > \$ ' !

5

O) O 3 ! \$ > \$ E

G

1

)  $\frac{1}{0}$  \$ >  $\frac{1}{34}$  \$ 9

1

)

\$ & , ' ! , & 19 \$ 3 % !

$\frac{\quad}{:3}$   $\frac{\#'}{3\%}$  ' 3 #

$\frac{\quad}{' 9!}$  % ( 3 % ( 3

1 P

)

$\frac{\&}{!}$   $\frac{\quad}{3!}$  & # % 36

\$ (

!

"\_"

P	7 &
	'! -
0 C	-!2-
0 C 0 7 D	(. 2 (.
0	.!2..
R	'!

C " " "

""

"" B

P\*

&A Q \*

R

&

"" '&

) @

7 \*

/8 I J 3 3

&A

6

)

"" "" " "

7

P	J &S <sup>3</sup>	J Q &S <sup>3</sup> :
# 7	-'	

C " " " "

.....

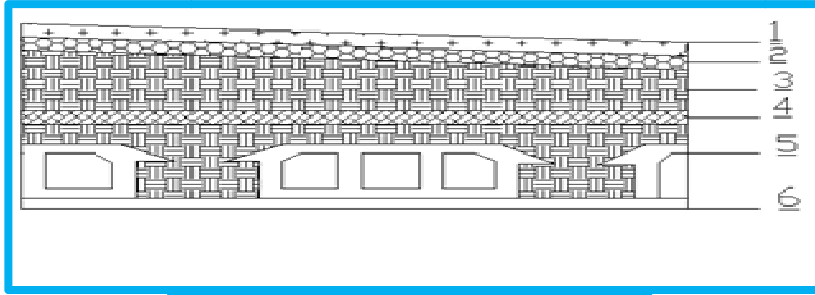
#"

)

U

) L

/8 I J 3 3

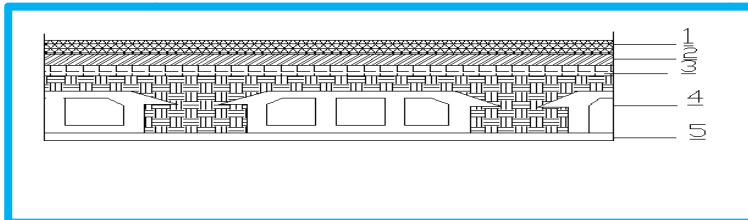


/ " 6 "

GT		&	0 & S :	J & : <sup>3</sup>
	A *	! ! #	E	! - #
'	P	! ! 3	(	! 3
(	M	! ! %	%	! (
-	I	! !	3 3	3 3
.	0 6	! 3 %	1	' !
	P N	! !	!	! !
J A				". (
J Q				

C "( "

)"  
 1) = D  
 ) L / 8 I J 3 3



/ "\$



GT		&	0 & S'G: J	& S'G:
	8 * < & J	! ! 3	3 3	! % %
'	V	! ! 3	3 !	! % !
(		! ! 3	-	! ' (
-	0	3 %	1	' !
.	P N	! !	!	! !
	J	! !	!	! 9
	J		9	." (1 F: % G 3
	7		<	". 1 F: % G 3

C " " - "

"" "" ) ("

" )

:E		&	U & H'G	J & H'G:
	A *	! ! %	3 !	! " 6
'	K	! ! '	3 3	! "
(	M	! ! %	%	! "
-	P	! ! 3	(	! " '
.	0	! 3	3 #	(
	P N	! ! 3	!	! " '
	J A			% 9% H' G 3
	7		Q	1 F: % 3

C " " . " + )

" )

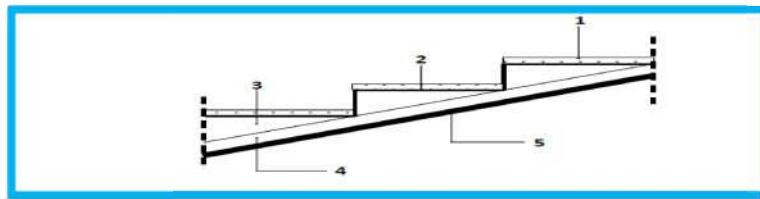
GT		&	U & H'G:	J & H'G:
	8 * &	! ! 3	3 3	! % %
3	V	! ! 3	3 !	! % !
'	0	! 3	3 #	'

%	P	! ! 3	-	! '(
#		! ! 3	-	! '(
9				- ". 1 F : % 3
+		2	<	(" . 1 F : %

C " " " + )

" " " " " " )

" " "

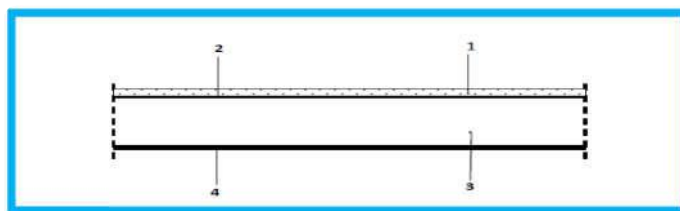


/ " " ! "

: E		1 3	H 1 F : ( %	1 F : %
	8 * < &	! ! 3	3 3	! %
3	V	! ! 3	3 !	! %
'		! E : 3 \$	3 3 #	- E
%	0	$\frac{5}{6789}$ ! -	3 #	% #
#	P N	! ! 3	!	! 3
9				0 " - 1 F : % G 3
+		2		' " . 1 F : % G 3

" " "

C " " 0 "



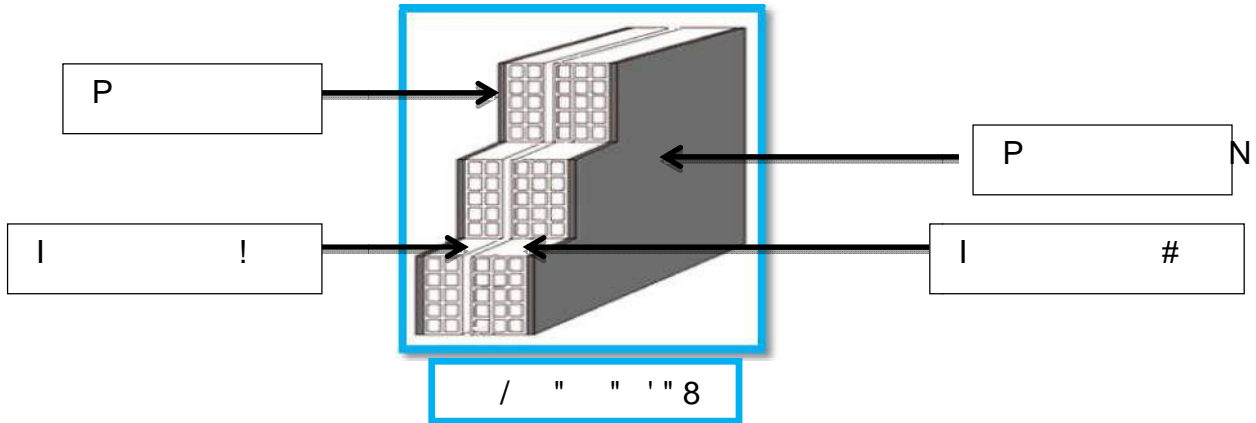
/ " " "

: E		1 3	H 1 F : ( %	1 F : % G
	8 * < &	! ! 3	3 3	! % %
'	V	! ! 3	3 !	! % !
(	0	! (	3 #	%
-	P N	! ! 3	!	! 3 !

	9	."!4 F:% G 3
+ 2	<	'". 1 F:% G 3

C " "6"

""'8." 2



:E		J 3 1	H 1 F:%	9 1 F:% G 3
	P	! ! 3	-	! '(
'	I	! !	1	! 9
(	I	! #	1	'
-	P	! ! 3	!	! 3
9			'" 01 F:% 3	

C " "\$"

"" "" "

	9 1 F:%	< 1 F:%
* 7	-'	
	( #	
	#'	#
I	% 9 %	

	% # (	' #!
*	# !%	3 #!
*	E %	3 #!
" 8 2	3 E (	1

C " " ! " "

''''''0 1 "C" ")" (3  
P L N 6 W \*  
0 \* < JL N 6  
L )  
0 ) Q  
0 ) Q  
0 ) ! 9 Q  
0 ) ! - Q  
P ! X Y 6! # Q & \*  
\*

## **Chapitre III :**

### **Etude des éléments Secondaire**

**III.1.Introduction:**

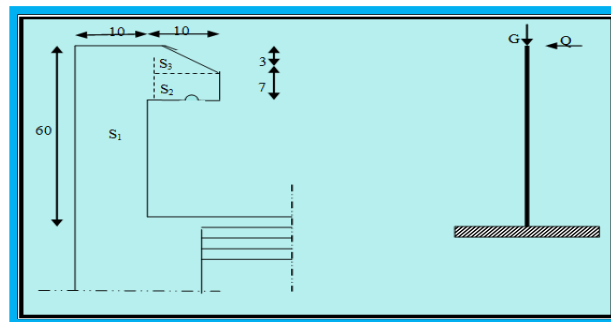
L'ensemble des éléments secondaires est constitué par des éléments qui n'ont pas une fonction porteuse ou de contreventement qu'on peut énumérer comme suit :

- Acrotère
- Escaliers
- Planchers
- Balcons

**III.2.l'acrotère :**

**III.2.1.Définition :**

L'acrotère est un mur périphérique que on réaliser en béton armé pour contourner le bâtiment ou niveau de terrasse, sollicitée en flexion composée sous l'action verticale de son poids propre et l'action horizontale due à la main courante la section la plus dangereuse est au niveau de l'encastrement.



**Fig.III.1. schéma statique de l'acrotère**

**Surface:**  $S_1 + S_2 + S_3 = (0,1.0,6+0,07.0,1+0,1.0,03.0,5)$

$S_T = 0.0685 \text{ m}$

**Charge :**

G1 : poids de L'acrotère par mètre linéaire

G2 : poids de mortier de crépissage par mètre linéaire

$G_1 = 0.0685 \times 2500 \times 1 = 171.25 \text{ da N/ml}$

$G_2 = 1 \times (0.01 \times 0.6) \cdot 2000 = 12 \text{ da N/ml}$

Le poids propre  $G = G_1 + G_2 = 171.25 + 12 = 183.25 \text{ da N/ml}$

**Surcharge :**

D'après D.T.R.BC.2.2

**Q :** force horizontale sollicite l'acrotère due à la main courante est 1000 N/m

$Q \times 1m = 1000 \text{ N}$

D'après RPA 99/ V2003 (art 6.2.3)

Les éléments non structuraux doivent être calculés sous l'action des forces horizontales suivant la formule :

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p$$

A : coefficient d'accélération de zone.

$C_p$  : facteur de force horizontale.

Groupe2 , zone II a donc :

$A = 0.15$  selon le tableau 4.1

$C_p = 0.80$  élément en console tableau 6.1, donc :

$F_p = 4 \times 0.15 \times 0.80 \times 1832.5 \Rightarrow F_p = 879.6 \text{ N/ml.}$

$F = \max (Q, F_p) \Rightarrow F = Q = 1000 \text{ N/ml.}$

$G = 183.25 \text{ da N/ml} \quad Q = 100 \text{ da N/ml}$

$M_Q = 1000 \times 0.6 = 600 \text{ N.m}$  D'une force tranche  $T_\mu = Q = 1000 \text{ N}$

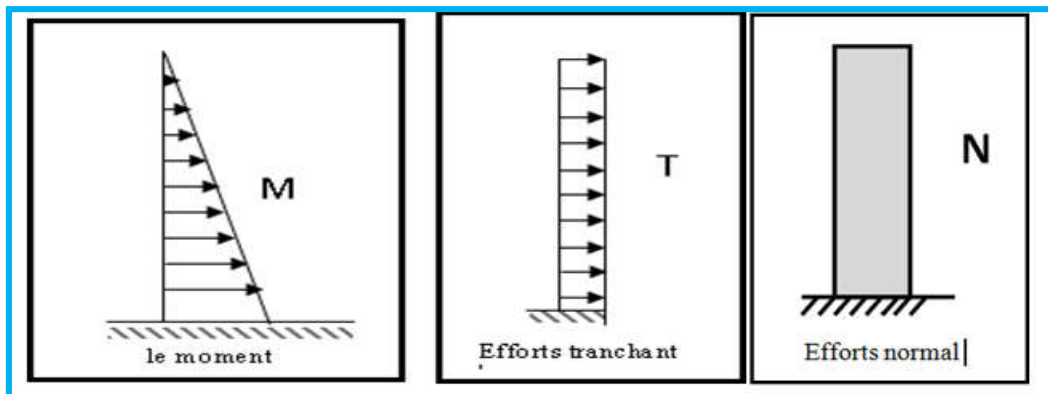


Fig.III.2. schéma statique de M ,N,T

**III.2.2. Sollicitation :**

La section la plus dangereuse se trouve au niveau d'encastrement (à la base).

$M = q \times h = 100 \times 0.6 = 60 \text{ kg.m}$

$N_u = g = 183.25 \text{ kg.}$

$T = q = 100 \text{ kg.}$

**III.2.3. Combinaison d'action :**

**E.L.U :**

$N_u = 1 \times N_g = 1832.5 \text{ N/ml} ;$

On ne le majore pas puisque le poids du béton travaille dans le sens favorable.

$M_u = 1.5 M = 1.5 \times 600 = 900 \text{ N.m}$

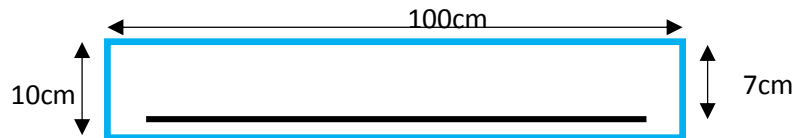
$$T_u = 1.5 T = 1.5 \times 1000 = 1500 \text{ N/ml}$$

**E.L.S :**

$$N^{ser} = N_g = 1832.5 \text{ N/ml}$$

$$M^{ser} = M = 600 \text{ N.m}$$

**III.2.4 Calcul du ferrailage :**



**Fig.III.3. Section à ferrailer**

La section de calcul est rectangulaire de largeur  $b = 100 \text{ cm}$  et de hauteur  $h = 10 \text{ cm}$  (épaisseur) On adopte un enrobage d'armatures de type exposé aux intempéries ( $c=3\text{cm}$ )

**III.2.4.1. Armatures longitudinales :**

**E.L.U :**

**a. Détermination de l'excentricité du centre de pression :**

$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{900}{1832.5} = 0.491 \text{ m}$$

$$\frac{h}{2} - c = \frac{0.10}{2} - 0.03 = 0.02 \text{ m} \quad \Rightarrow e_G = 0.491 \text{ m} > \frac{h}{2} - c = 0.02 \text{ m}$$

Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section.

Donc la section est partiellement comprimée, et par conséquent elle sera calculée en flexion simple soumise à un moment  $M_1$  égale au moment par rapport aux armatures tendues.

**b. Détermination de la section des armatures à la flexion simple :**

$$M_1 = M_u + N_u \left[ \left( \frac{h}{2} - c \right) \right] = 900 + 1832.5 \left( \frac{0.1}{2} - 0.03 \right) = 936.65 \text{ N.m}$$

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{936.65}{14.2 \times 100 \times (7)^2} = 0.01346 < \mu_l = 0.392$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaire ( $A' = 0$ ).

$$\alpha = 1.25 \left[ 1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right] = 0.017$$



$$\beta = (1 - 0.4\alpha) = 0.993$$

$$A_1^u = \frac{936.65}{348 \times 0.993 \times 7} = 0.387 \text{ cm}^2$$

**c. Détermination de la section des armatures à la flexion composée :**

N est un effort de compression  $\Rightarrow A = A_1 - \frac{N}{100\bar{\sigma}_s}$  ,  $A' = A'_1 = 0$

$$A = 0.387 - \frac{1832.5}{100 \times 348} = 0.334 \text{ cm}^2$$

M <sub>1</sub> (N.m)	$\mu$	$\alpha$	$\beta$	A <sub>1</sub> <sup>u</sup> (cm <sup>2</sup> )	A(cm <sup>2</sup> )
936.65	0.0134	0.017	0.993	0.387	0.334

**d. Vérification :**

**E.L.U :**

**1. Condition de non fragilité : BAEI (A.4.2.1)**

$$A^{\min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times \left[ \frac{e_G - 0.455 \times d}{e_G - 0.185 \times d} \right]$$

$$A^{\min} \geq 0.23 \times 100 \times 7 \times \frac{2.1}{400} \times \left[ \frac{32.7 - 0.455 \times 7}{32.7 - 0.185 \times 7} \right] = 0.79 \text{ cm}^2$$

$$A^{\min} = 0.812 \text{ cm}^2$$

**2. Pourcentage minimal d'armature longitudinale : (B.5.3.1)**

$$A_L \geq 0,0025 . b . h = 0,0025 . 100 . 10 = 2,5 \text{ cm}^2$$

Donc :  $A = \max (A^{cal} ; A^{\min} ; A_l ) \Rightarrow A = A_l = 2.5 \text{ cm}^2$

On adopte :  $A_l = 5 \text{ } \emptyset 8 = 2.51 \text{ cm}^2$ .

**E.L.S :**

**✓ La contrainte de traction d'armature :**

D'après le livre (P.CHARON, exercices), p 89 formules (77) :

Fiss. Préjudiciables :  $\bar{\sigma}_s \leq \min(\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{t28}})$

$\eta$  : coeff.de fissuration = 1.6 pour les barres HA.

$$\bar{\sigma}_s \leq \min(\frac{2}{3} \times 400; 110 \times \sqrt{1.6 \times 2.1} ) \Rightarrow \bar{\sigma}_s \leq \min(266.66; 201.63)$$

$$\Rightarrow \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\sigma}_b \leq 0.6f_{c28}$$

$$\bar{\sigma}_b = 15M$$

$\sigma_b, \sigma_s$  sont déterminées à partir des formules (77) pierre charron exercice

$$\sigma_b = 0.95 \leq \bar{\sigma}_b = 15MPa$$

$$\sigma_s = 32.99MPa \leq \bar{\sigma}_s = 201.63$$

Donc et par conséquent ,on accepte la valeur de la section des armatures

$$A=2.51cm^2 \quad \text{qui egale à 5T8}$$

**III.2.4.2 Armatures de répartition :BAEL91 (A.8.2.41)**

$$A_r = \frac{A_{adp}}{4} = \frac{2.51}{4} = 0.63cm^2$$

$$\text{soit : } A_r = 3\phi 6 = 0.85cm^2$$

**III.2.4.3. Espacement entre les armatures :BAEL91 (B.5.3.3)**

$$e_l \leq \min\{2.5 \times h; 25cm\} \Rightarrow e_l \leq 25cm$$

$$\text{soit : } e_l = 20cm$$

Pour l’emplacement des armatures de répartition on prend : 3T6 par face, ces armatures longitudinales restent nécessaires pour également reprendre la traction dans le béton du aux variation de température que subit l’acrotère .

**III.2.4.4.Vérification de l’effort tranchant : BAEL91 (A.5.1.2.11)**

$$\tau_u = \frac{v_u}{b_0 \times d} \dots\dots\dots \text{Ou : } b_0 = b$$

$$v_u = F \times 1.5 = 1000 \times 1.5 = 1500 N$$

$$\tau_u = \frac{1500}{1000 \times 70} = 0.0214 Mpa$$

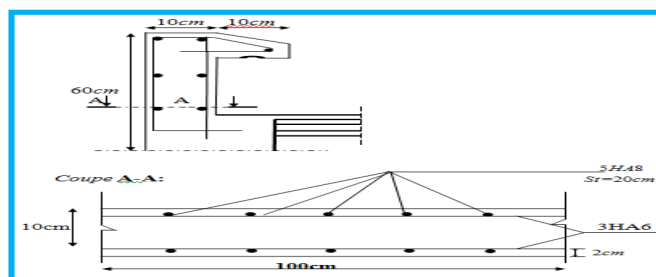
La fissuration est préjudiciable, alors :

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0,15 \cdot \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 4Mpa\right) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 2.5Mpa$$

$$\tau_u = 0.0214 \leq \bar{\tau}_u = 2.50Mpa \dots\dots\dots (c.v)$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires

**III.2.5.PRESENTATION DU FERRAILLAGE :**



**Fig III.4.Schéma ferrailage de l'acrotère.**

III.3.Etude Du Plancher :

III.3.1.Définition:

Un plancher, est une surface plane destiné à limiter les étages, et supportes les revêtements de sol et les sur charges, les planchers peuvent être coules sur place ou préfabriqué.

III.3.2.Calcul la charge "P" à L'ELU et L'ELS :

$$P_U=(1.35G+1.5Q)\times 0.65$$

$$P_S=(G+Q)\times 0.65$$

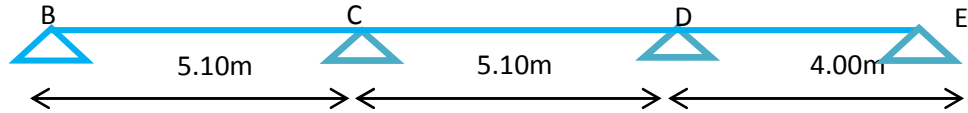
Niveau	G (KN/m <sup>2</sup> )	Q (KN/m <sup>2</sup> )	P <sub>u</sub> (KN/ml)	P <sub>s</sub> (KN/ml)
Plancher Etages courants	5.3	1.5	6.11	4.42
Plancher terrasse	6.53	1	6.70	4.89

Tab .III.1 . Calcul la charge "P" à L'ELU et L'ELS

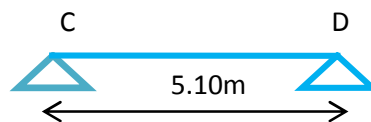
III.3.3.Les types des poutrelles :

Dans le cas de notre projet on a trois types de poutrelles :

Type 1 :



Type 2 :



Type 3:

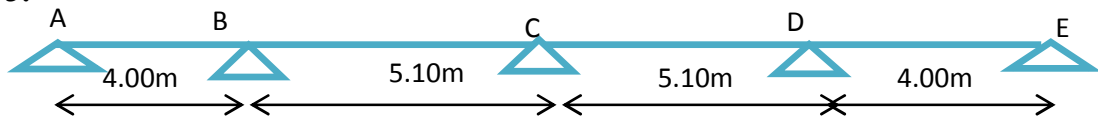


Fig.III.5.Schéma statique des poutrelles.

III.3.4.La méthode de calcul de poutrelles :

1. Méthode forfaitaire :

Les conditions d'applications de la méthode imposées par le BAEL91 Sont les suivantes :

1. la charge d'exploitation modérer :  $P \leq \max (2G ; 5 \text{ KN/m}^2)$
2. l'inertie est constante (les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans toutes les travées).
3. le rapport entre deux portées successives doit être comprise entre 0,8 et 1,25.
4. la fissuration est peu nuisible.

-La troisième condition n'est pas vérifiée donc on applique la méthode de CAQUOT pour les cas (étages courants et terrasse).

**2. méthode de Caquot :**

$$M_{ap} = \left( - \frac{P_w l'^3_w + P_e l'^3_e}{8,5(l'_e + l'_w)} \right)$$

$L' = L \implies$  cas d'une travée de rive

$L' = 0.8L \implies$  cas d'une travée intermédiaire

$$M_t = \frac{P}{2} x^2 + M_w$$

$$x = \frac{l}{2} - \left( \frac{M_w - M_e}{Pl} \right)$$

**III.3.5. Calcul des sollicitations (E.L.U) :**

**a. Type 1 :**

**a.1 Plancher étage :**

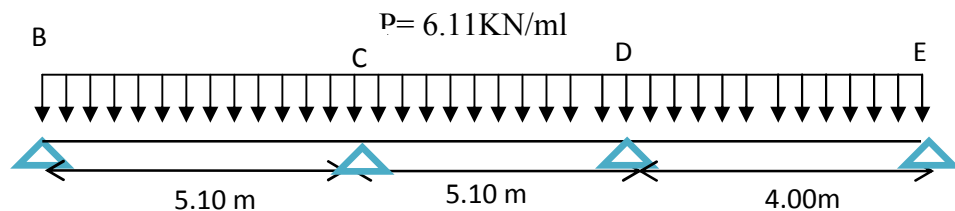
 **Calcul des charges par mètre linéaire**

$G = 5.3 \text{ KN/m}^2$

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

$P = (1,35 G + 1,5 Q) \times 0,65$

$P = 6.11 \text{ KN/ml}$



• **Partie BC:**

$M_{0BC} = Pl^2/8 = 19.86 \text{ KN.m}$

• **Partie CD :**

$M_{0CD} = Pl^2/8 = 19.86 \text{ KN.m}$

- Partie DE :

$$M_{0DE} = Pl^2/8 = 12.22 \text{ KN.m}$$

✚ les moments sur appuis sont :

$$M_{Bap} = 0$$

$$M_{Cap} = - \left( \frac{6.11 \times (5.10)^3 + 6.11 \times (4.08)^3}{8.5(5.10 + 4.08)} \right) = -15.07 \text{ KN.m} \dots\dots$$

$$M_{Dapp} = -11.73 \text{ KN.m}$$

$$M_{Eapp} = 0$$

✚ les moments en travée :

- ❖ travéeBC:

$$X_{tm} = \frac{5.10}{2} - \frac{0 - (-15.07)}{6.11 \times 5.10} = 2.04 \text{ m}$$

$$M_t = \frac{6.11 \times 2.04^2}{2} + 0 = 12.71 \text{ KN.m}$$

- ❖ travéeCD:

$$X_{tm} = \frac{5.10}{2} - \frac{-15.07 - (-11.73)}{6.11 \times 5.10} = 2.67 \text{ m}$$

$$M_t = \frac{6.11 \times 2.67^2}{2} + (-15.07) = 6.078 \text{ KN.m}$$

- ❖ travéeDE:

$$X_{tm} = \frac{4.00}{2} - \frac{-11.73 - (0)}{6.11 \times 4.00} = 2.47$$

$$M_t = \frac{6.11 \times 2.47^2}{2} + (-11.73) = 6.90 \text{ KN.m}$$

✚ Calcul de l'effort tranchant T :

L'effort tranchant est donnée par :

$$T_w = T_0 + \frac{M_w - M_e}{L}$$

$$T_e = -T_0 + \frac{M_w - M_e}{L}$$

$$T_0 = \frac{p.l}{2}$$

- Travée BC :

$$T_w = \frac{pl}{2} + \frac{M_B - M_C}{5.10} = 18.65KN$$

$$T_e = -12.50KN$$

- Travée CD:

$$T_w = \frac{Pl}{2} + \frac{M_C - M_D}{5.10} = 14.80KN$$

$$T_e = -16.35KN$$

- Travée DE:

$$T_w = \frac{Pl}{2} + \frac{M_D - M_E}{4.00} = 6.29KN$$

$$T_e = -15.15KN$$

Appuis		B	C	D	E
Ma(KN.m)	E.L.U	0	-15.07	-11.73	0
	E.L.S	0	-11.36	-8.48	0

Tab. III.2. les moments sur appuis de type 1 étage courant.

Travées(m)		E.L.U		E.L.S	
		M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)	M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)
B –C	5.10	19.86	12.71	14.37	9.24
C –D	5.10	19.86	6.078	14.37	16.64
D-E	4.00	12.22	6.90	8.84	5.00

Tab.III.3.les moments sur travée de type 1étage courant

Travées(m)		E.L.U		E.L.S	
		$T_w$ (KN)	$T_e$ (KN)	$T_w$ (KN)	$T_e$ (KN)
<b>B-C</b>	5.10	18.65	-12.50	13.49	<b>-9.05</b>
<b>C-D</b>	5.10	14.80	-16.35	10.74	<b>-11.79</b>
<b>D-E</b>	<b>4.00</b>	<b>6.29</b>	<b>-15.15</b>	<b>6.72</b>	<b>-10.96</b>

Tab.III.4.Les effort tranchants type 1 étage courant

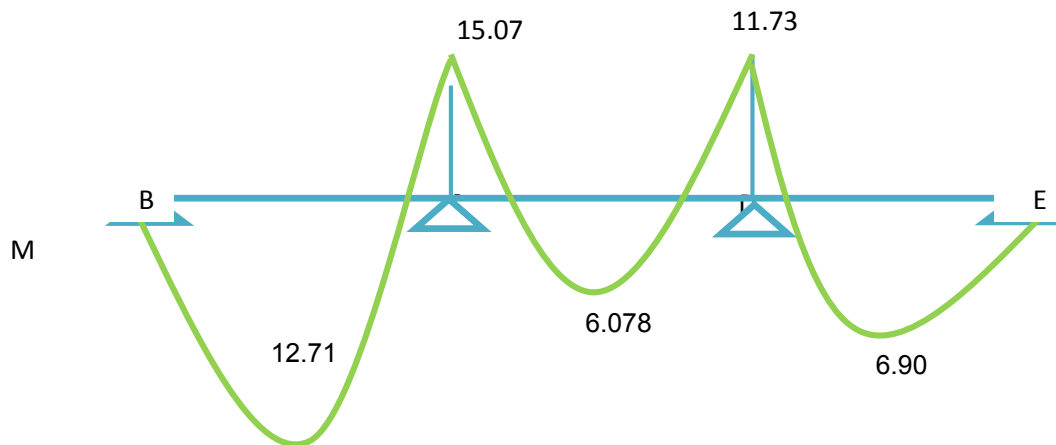


Fig. III.6 Diagramme des moments fléchissant, M [KN.m] à ELU

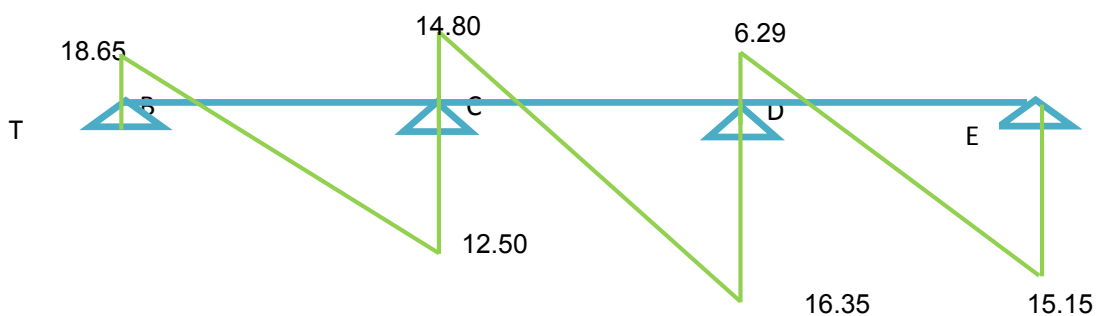
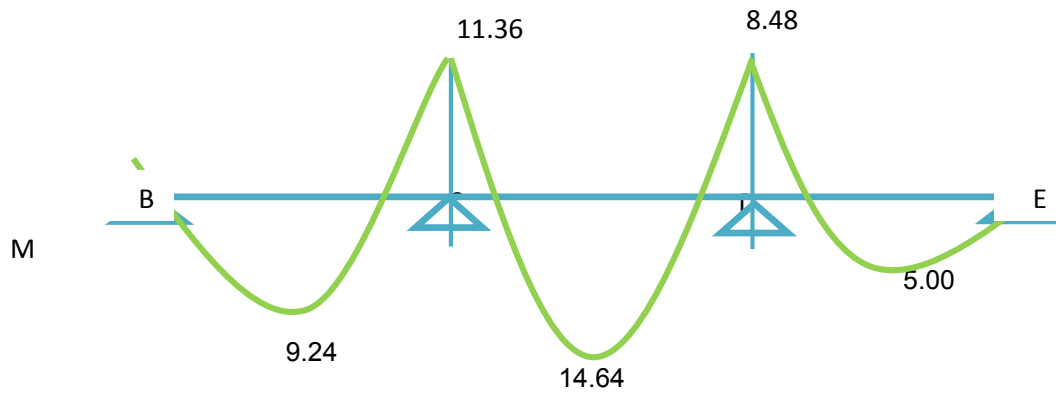
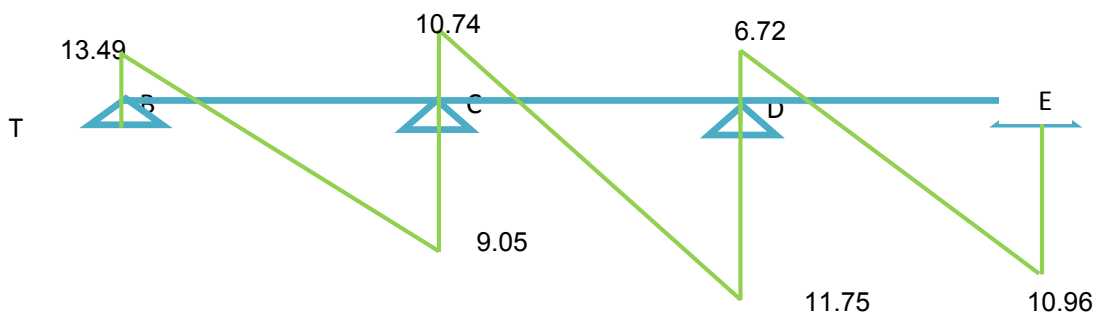


Fig.III.7.Diagramme des efforts tranchants[ T(KN)]à ELU



**Fig. III.8. Diagramme des moments fléchissant, M [KN.m] à ELS**



**Fig.III.9. Diagramme des efforts tranchants[ T(KN)]à ELS**

**a.2 Plancher terrasse**

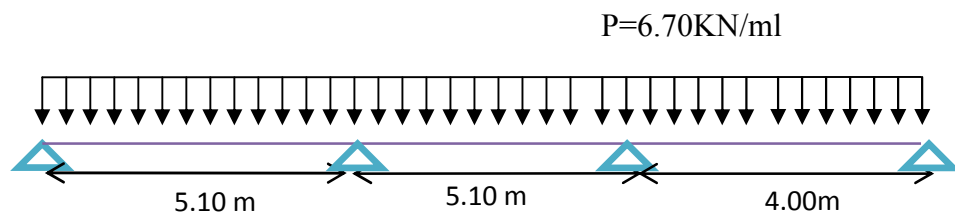
🔧 **Calcul des charges par mètre linéaire**

$G = 6.53 \text{ KN/m}^2$

$Q = 1,00 \text{ KN/m}^2$

$P = (1,35 G + 1,5 Q) \times 0,65$

$P = 6,70 \text{ KN/ml}$  à E.L.U.R



- **Partie BC:**

$M_{0BC} = Pl^2/8 = 21.78 \text{ KN.m}$



- **Partie CD :**

$$M_{0CD} = Pl^2/8 = 21.78 \text{ KN.m}$$

- **Partie DE :**

$$M_{0DE} = Pl^2/8 = 13.4 \text{ KN.m}$$

- ✚ **les moments sur appuis sont :**

$$M_{Bap} = 0$$

$$M_{Cap} = - \left( \frac{6.70 \times (5.10)^3 + 6.70 \times (4.08)^3}{8.5(5.10 + 4.08)} \right) = -15.22 \text{ KN.m} \dots$$

$$M_{Dapp} = -12.86 \text{ KN.m}$$

$$M_{Eapp} = 0$$

- ✚ **les moments en travée :**

- ❖ **travéeBC:**

$$X_{tm} = \frac{5.10}{2} - \frac{0 - (-15.22)}{6.70 \times 5.10} = 2.04 \text{ m}$$

$$M_t = \frac{6.70 \times 2.04^2}{2} + 0 = 13.94 \text{ KN.m}$$

- ❖ **travéeCD:**

$$X_{tm} = \frac{5.10}{2} - \frac{-15.22 - (-12.86)}{6.70 \times 5.10} = 2.67 \text{ KN.m}$$

$$M_t = \frac{6.70 \times 2.67^2}{2} + (-15.22) = 6.66 \text{ KN.m}$$

- ❖ **travéeDE:**

$$X_{tm} = \frac{4.00}{2} - \frac{-12.86 - (0)}{6.70 \times 4.00} = 2.47$$

$$M_t = \frac{6.70 \times 2.47^2}{2} + (-12.86) = 7.57 \text{ KN.m}$$

- ✚ **Calcul de l'effort tranchant T :**

- L'effort tranchant est donnée par :

$$T_w = T_0 + \frac{M_w - M_e}{L}$$

$$T_e = -T_0 + \frac{M_w - M_e}{L}$$

$$T_0 = \frac{p.l}{2}$$

• Travée BC :

$$T_w = \frac{Pl}{2} + \frac{M_B - M_C}{5.10} = 18.65KN$$

$$T_e = -13.71KN$$

• Travée CD:

$$T_w = \frac{Pl}{2} + \frac{M_C - M_D}{5.10} = 11.186KN$$

$$T_e = -22.98KN$$

• Travée DE:

$$T_w = \frac{Pl}{2} + \frac{M_D - M_E}{4.00} = 10.18KN$$

$$T_e = -16.61KN$$

Appuis	B	C	D	E
Ma(KN.m)	Tab.III.5 les moments sur appuis de type 1 plancher terrasse			
E.L.S	0	-12.56	-9.39	0

Travées(m)		E.L.U		E.L.S	
		M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)	M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)
B-C	5.10	21.78	13.94	15.89	10.17
C-D	5.10	21.78	6.66	15.89	4.87
D-E	4.00	13.4	7.57	9.78	5.64

Tab. III.6 les moments sur travée de type 1 plancher terrasse

Travées(m)		E.L.U		E.L.S	
		$T_w$ (KN)	$T_e$ (KN)	$T_w$ (KN)	$T_e$ (KN)
<b>B-C</b>	5.10	18.65	-13.71	14.92	<b>-10.00</b>
<b>C-D</b>	5.10	11.18	-22.98	11.84	<b>-13.08</b>
<b>D-E</b>	<b>4.00</b>	<b>10.18</b>	<b>-16.61</b>	<b>7.43</b>	<b>-12.12</b>

Tab. III.7. Les effort tranchants type 1 plancher terrasse

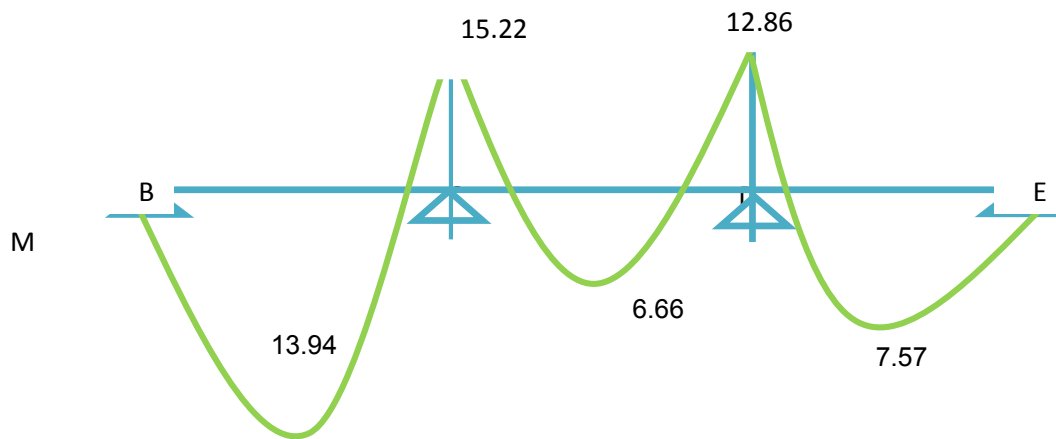


Fig.III.10.Diagramme des moments fléchissant, M [KN.m]à ELS

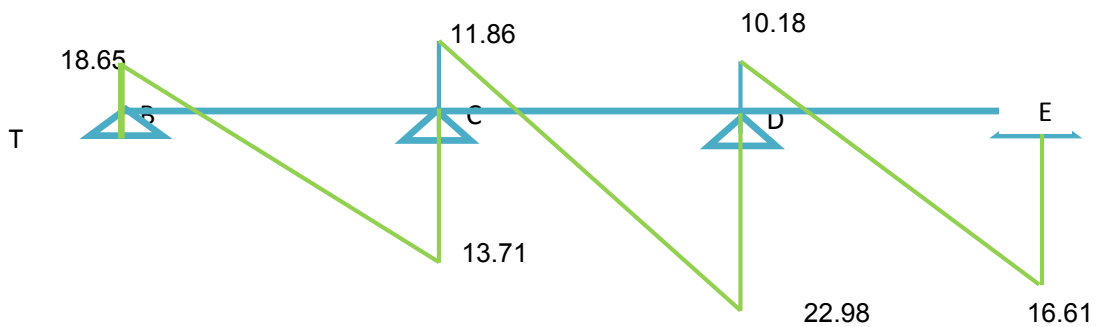
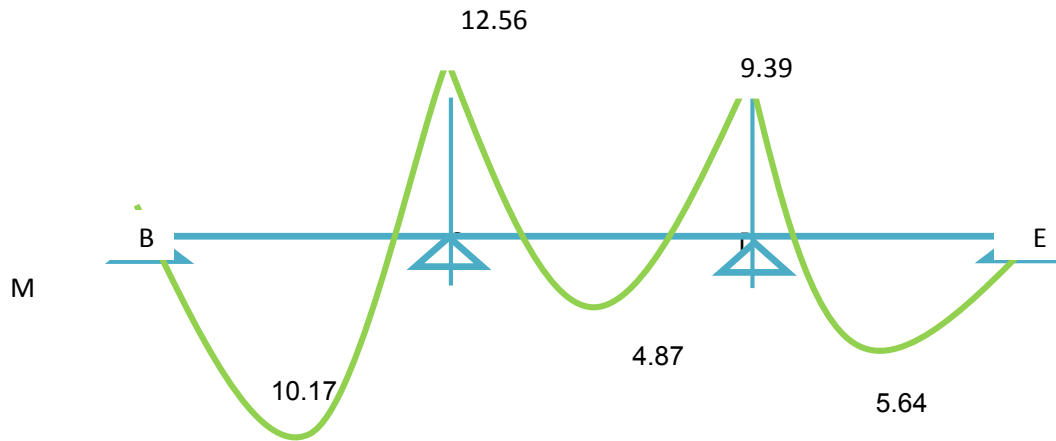
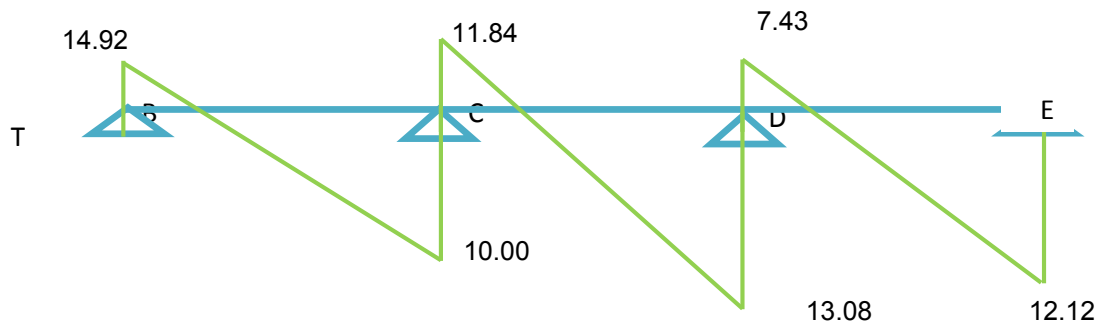


Fig.III.11. Diagramme des efforts tranchants[ T(KN)]à ELU



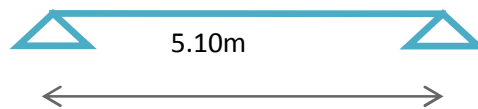
**Fig.III.12. Diagramme des moments fléchissant, M [KN.m]à ELS**



**Fig.III.13. Diagramme des efforts tranchants[ T(KN)]à ELS**

**b. Type 2 :**

**b.1)Plancher étage :**



**Fig.III.14.Poutre repose sur2 appuis**

🔧 Calcul des moments max sur les appuis

$$M_C = -0.3M_0$$

Appuis		C	D
$M_a$ (KN.m)	E.L.U	-5.95	-5.95
	E.L.S	-4.31	-4.31

**Tab.III.8. Les moments sur appuis de type 2 étage courant**

✚ Calcul des moments max sur les travées

$$M_t = 0.85M_0$$

Travées(m)		E.L.U		E.L.S	
		M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)	M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)
<b>C-D</b>	5.10	19.86	16.88	14.37	12.21

Tab.III.9.Moments sur travée de type 2 étage courant

✚ Les efforts tranchants :

$$T_w = \frac{ql}{2} + \frac{M_w - M_e}{2}$$

$$T_w = -\frac{ql}{2} + \frac{M_w - M_e}{2}$$

Travées(m)		E.L.U		E.L.S	
		T <sub>w</sub> (KN)	T <sub>e</sub> (KN)	T <sub>w</sub> (KN)	T <sub>e</sub> (KN)
<b>C-D</b>	5.10	15.58	-15.58	11.27	-11.27

Tab.III.10.Les efforts tranchants type 2 étage courant

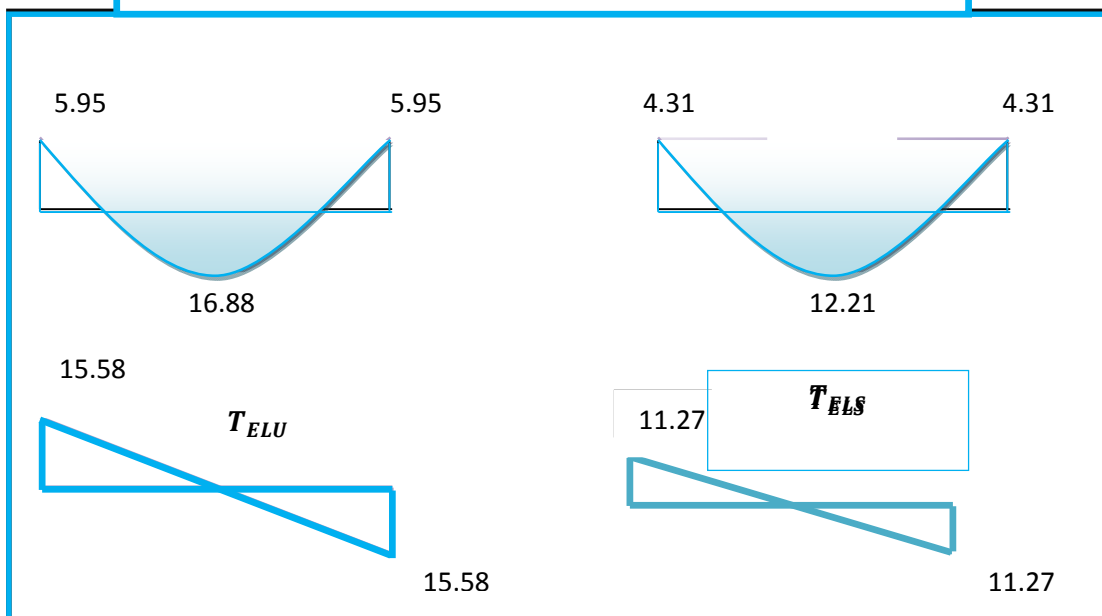


Fig.III.15. Diagrammes des moments et l'effort tranchant de type 02 au ELU et ELS

b.2) Plancher terrasse Calcul des charges par mètre linéaire :

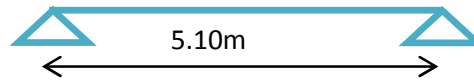


Fig. III.16. Poutre repose sur 2 appuis

✚ Calcul des moments max sur les appuis

$$M_c = -0.3M_0$$

Appuis		C	D
$M_a$ (KN.m)	E.L.U	-6.53	-6.53
	E.L.S	-4.76	-4.76

Tab.III.11. Les moments sur appuis de type 2 plancher t rresse

✚ Calcul des moments max sur les travées

$$M_t = 0.85M_0$$

Travées(m)		E.L.U		E.L.S	
		$M_0$ (KN.m)	$M_t$ (KN.m)	$M_0$ (KN.m)	$M_t$ (KN.m)
<b>C - D</b>	<b>5.10</b>	<b>21.78</b>	<b>18.51</b>	<b>15.89</b>	<b>13.50</b>

Tab.III.12. Moments sur travée de type 2 étage courant

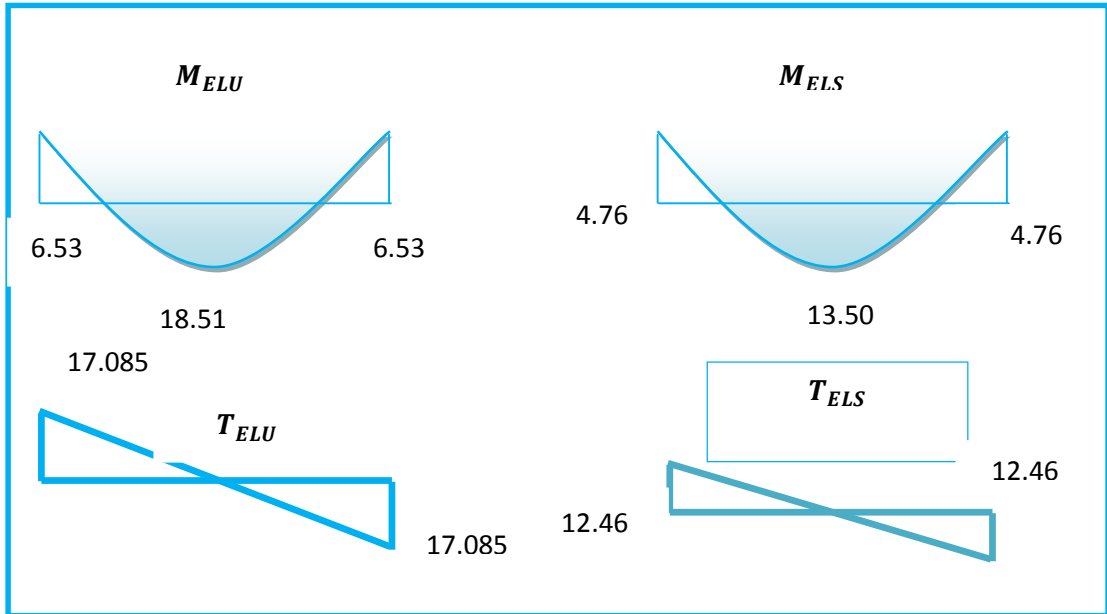
✚ Les efforts tranchants :

$$T_w = \frac{ql}{2} + \frac{M_w - M_e}{2}$$

$$T_w = -\frac{ql}{2} + \frac{M_w - M_e}{2}$$

Travées(m)		E.L.U		E.L.S	
		$T_w$ (K N)	$T_e$ (KN )	$T_w$ (K N)	$T_e$ (K N)
<b>C - D</b>	<b>5.10</b>	<b>17.085</b>	<b>-17.085</b>	<b>12.46</b>	<b>-12.46</b>

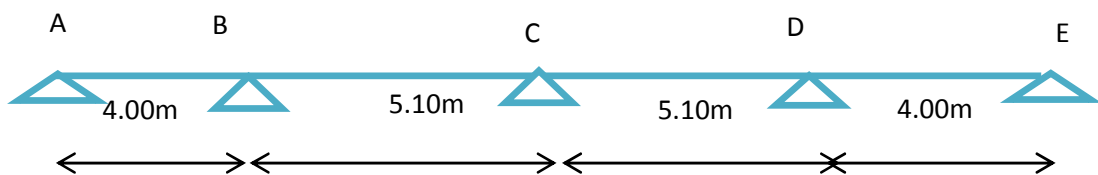
**Tab.III.13.Les effort tranchants type 2 étage courant**



**Fig.III.17.Diagrammes des moments et l'effort tranchant de type 02 au ELU et ELS**

**c. Type 3 :**

**c.1 Plancher étage :**



**Fig. III.18.Poutre repose sur 5appuis**

Appuis		A	B	C	D	E
Ma(KN.m)	E.L.U	0	-11.71	-11.96	-11.71	0
	E.L.S	0	-8.48	-8.65	-8.48	0

**Tab.III.14. les moments sur appuis de type 3 étage courant**

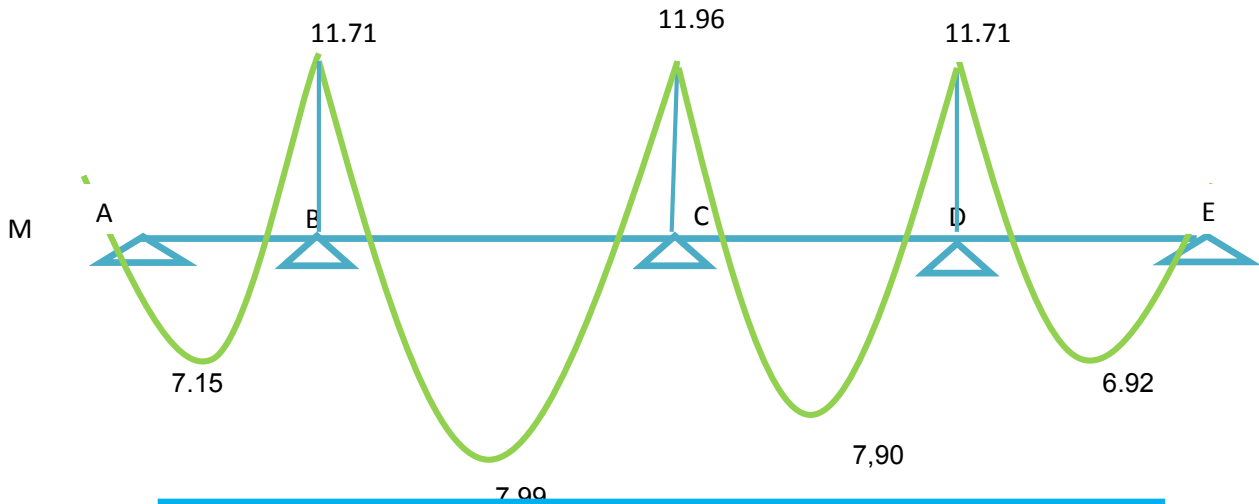
Travées(m)		E.L.U		E.L.S	
		$M_0$ (KN.m)	$M_t$ (KN.m)	$M_0$ (KN.m)	$M_t$ (KN.m)
<b>A-B</b>	4.00	12.22	7.15	8.84	<b>5.10</b>
<b>B-C</b>	5.10	19.86	7.99	14.37	<b>5.55</b>
<b>C-D</b>	5.10	19.86	7.90	14.37	<b>5.60</b>
<b>D-E</b>	<b>4.00</b>	<b>12.22</b>	<b>6.92</b>	<b>8.84</b>	<b>5.00</b>

**Tab.III.15 les moments sur travée de type 1 étage courant**

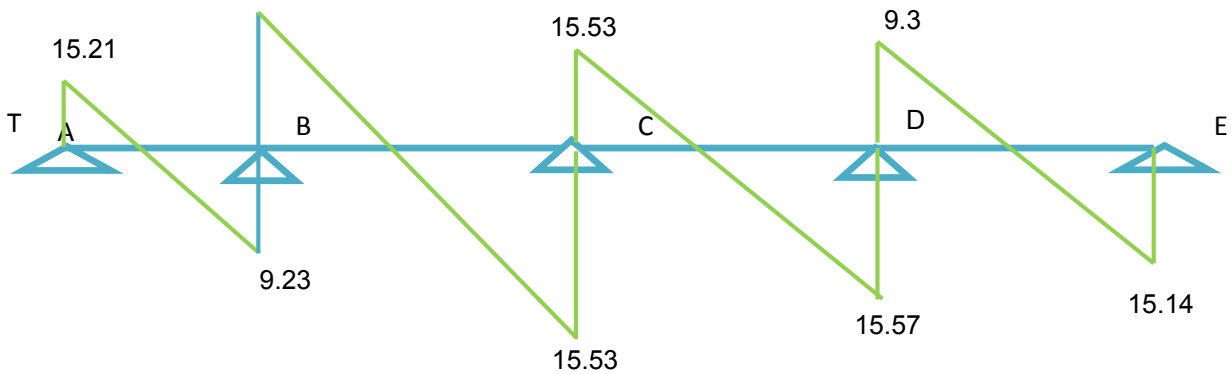
Travées(m)		E.L.U		E.L.S	
		$T_w$ (KN)	$T_e$ (KN)	$T_w$ (KN)	$T_e$ (KN)
<b>A-B</b>	4.00	15.21	-9.23	13.08	<b>-4.6</b>
<b>B-C</b>	5.10	15.62	-15.53	11.35	<b>-11.18</b>
<b>C-D</b>	5.10	15.53	15.57	11.18	<b>-11.35</b>
<b>D-E</b>	<b>4.00</b>	<b>9.3</b>	<b>-15.14</b>	<b>4.6</b>	<b>-13.08</b>

**Tab.III.16. les efforts tranchants de type 1 étage courant**

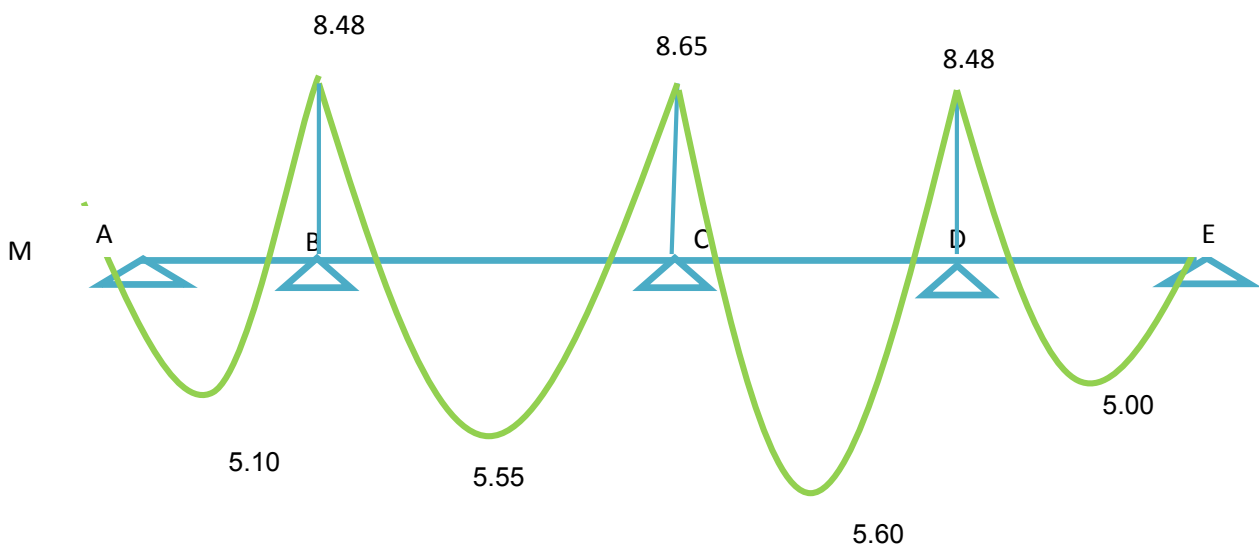




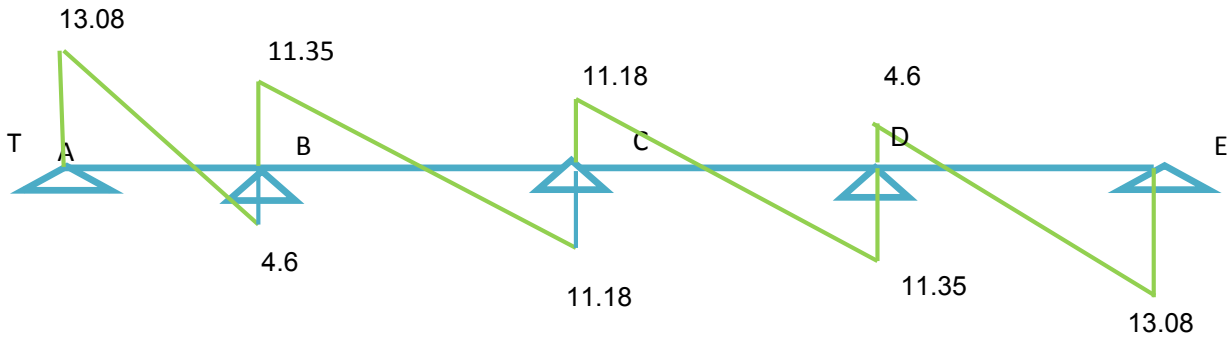
**Fig.III.19. Diagramme des moment fléchissant, M [KN.m]**



**Fig.III.20. Diagramme des efforts tranchants [ T(KN)] à ELU**

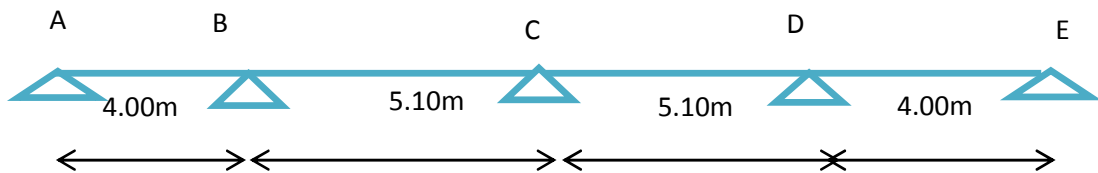


**Fig.III.21. Diagramme des moments fléchissant, M [KN.m] à ELS**



**Fig.III.22. Diagramme des efforts tranchants[ T(KN)]à ELS**

**c.2 Plancher térasse :**



**Fig. III.23.Poutre repose sur 5appuis**

Appuis		A	B	C	D	E
Ma(KN.m)	E.L.U	0	-12.86	-13.12	-12.86	0
	E.L.S	0	-9.39	-9.57	-9.39	0

**Tab.III.17.les moments sur appuis de type 3 étage courant**

Travées(m)		E.L.U		E.L.S	
		M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)	M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)
<b>A-B</b>	4.00	13.4	7.84	9.78	5.64
<b>B-C</b>	5.10	21.78	9.90	15.89	6.38
<b>C-D</b>	5.10	21.78	8.97	15.89	6.32
<b>D-E</b>	4.00	13.4	8.07	9.78	5.64

**Tab.III.18.les moments sur travée de type 1 étage courant**

Travées(m)		E.L.U		E.L.S	
		$T_w$ (KN)	$T_e$ (KN )	$T_w$ (KN )	$T_e$ (KN )
<b>A-B</b>	4.00	16.61	-10.18	14.47	<b>-5.09</b>
<b>B-C</b>	5.10	17.13	-17.03	12.55	<b>-12.37</b>
<b>C-D</b>	5.10	17.03	17.13	12.37	<b>-12.55</b>
<b>D-E</b>	<b>4.00</b>	<b>10.18</b>	<b>-16.61</b>	<b>5.09</b>	<b>-14.47</b>

Tab.III.19. Les effort tranchants type 1 étage courant

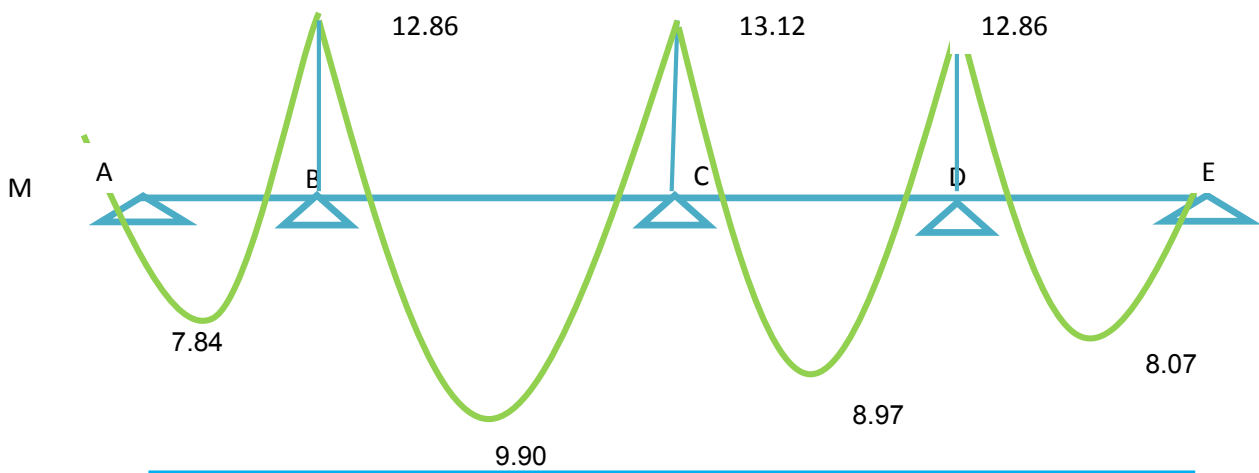


Fig. III.24. Diagramme des moment fléchissant, M [KN.m àELS]

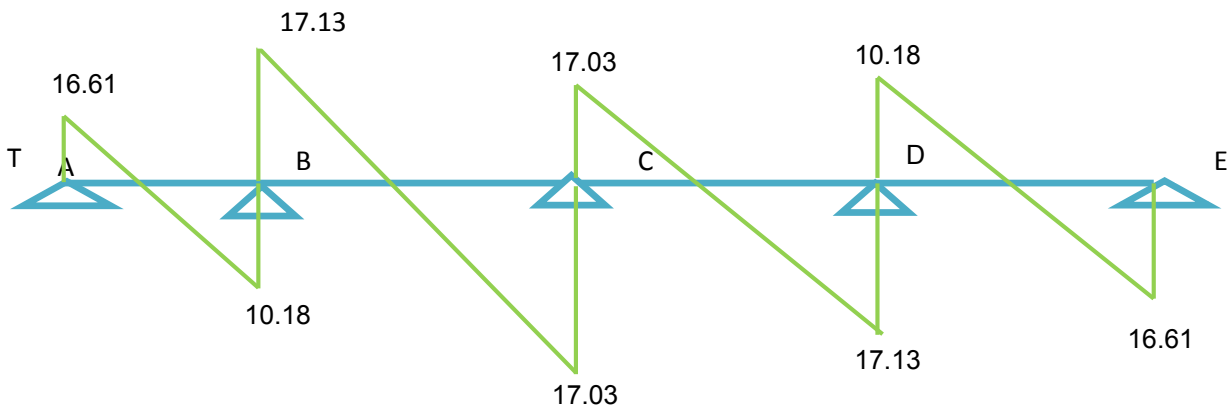
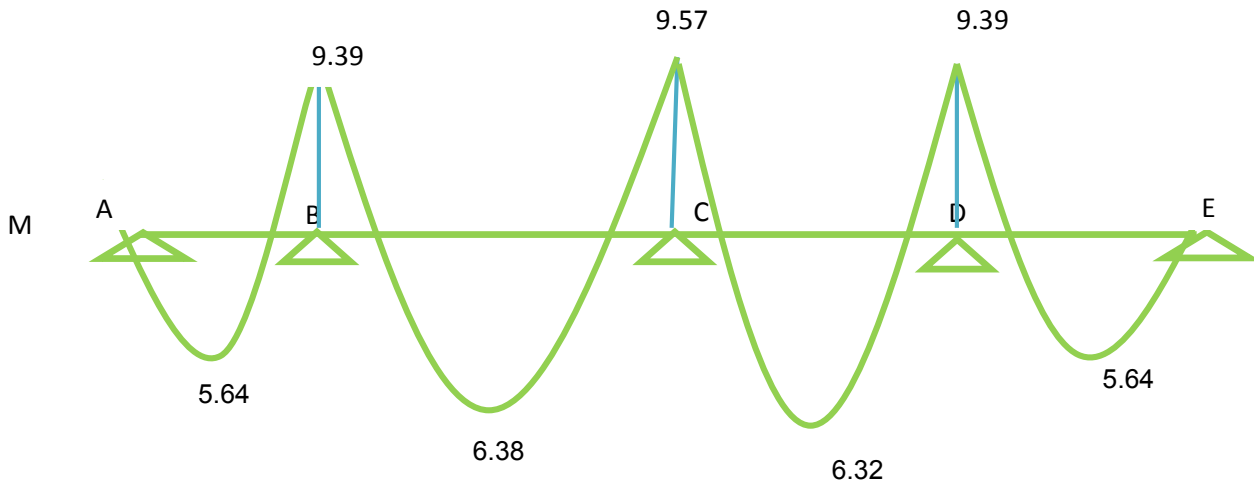
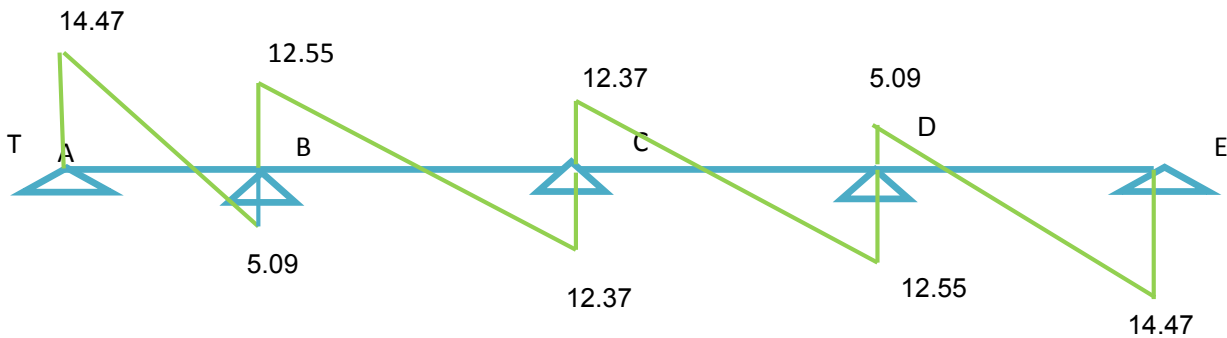


Fig. III.25. Diagramme des efforts tranchants[ T(KN)]à ELU



**Fig.III.26. Diagramme des moments fléchissant, M [KN.m] à ELS**



**Fig.III.27. Diagramme des efforts tranchants [ T(KN)]à ELS**

**III.3.6. Calcul du ferrailage :**

**a. Les armatures longitudinal :**

	M(KN.m) max (appui)	M(KN.m) max (travée)	T(KN) ma x
<b>E.L.U</b>	<b>15.22</b>	<b>18.51</b>	<b>22.98</b>
<b>E.L.S</b>	<b>12.56</b>	<b>16.64</b>	<b>14.92</b>

**❖ E.L.U :**

$M_{tab}$  : Le moment fléchissant équilibré par la table de compression.

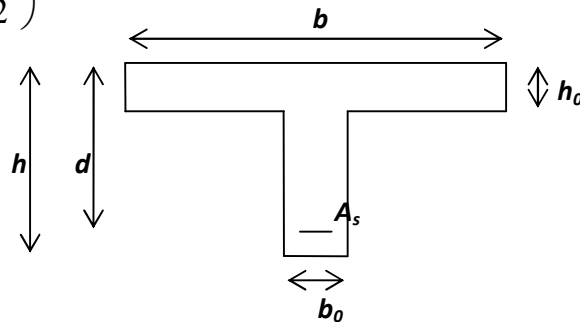
Si  $M_{tab} < M^{max}$  : la zone comprimée se trouve dans la nervure et la section des calcules sera une section en "Té".

Si  $M_{tab} > M^{max}$  : la zone comprimée se trouve dans la table de compression et la section en "Té" sera calculée comme une section rectangulaire de dimension  $(b \times h)$ .

✚ En travée :

- Vérification de l'étendue de la zone comprimée :

$$M_{tab} = \sigma_{bc} \cdot b \cdot h_0 \left( d - \frac{h_0}{2} \right)$$



**Fig.III.28. Dimensions des poutrelles**

$$\sigma_{bc} = 14,20 \text{ MPa.} ; b = 65 \text{ cm} ; h_0 = 4 \text{ cm} ; d = 0,9h = 21 \text{ cm}$$

$$M_{tab} = 14,20 \times 65 \times 4 \times \left( 21 - \frac{4}{2} \right) = 70148 \text{ N.m}$$

$$M_{tab} = 70148 \text{ N.m} > M_t^{\max} = 18510 \text{ N.m.}$$

Donc, la zone de compression se trouve dans la table de compression et la section de calcul sera une section rectangulaire de dimension :  $(b \times h) = (65 \times 24) \text{ cm}^2$

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

$$\mu = \frac{M_t^{\max}}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{18510}{65 \times (21)^2 \times 14,20} = 0,045 < \mu_l = 0,392$$

Donc (A') n'existe pas

$$\alpha = 1,25 \left( 1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) = 0,062$$

$$\beta = 1 - 0,40\alpha = 0,975$$

$$A = \frac{M_t^{\max}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{18510}{0,975 \times 21 \times 348} = 2,59 \text{ cm}^2$$

- condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 65 \times 21 \times \frac{2,1}{400} = 1,64 \text{ cm}^2$$

$$A_{adoptif} = \max(A_{cal} ; A_{min}) = 2,59 \text{ cm}^2$$

$$A = 3,39 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{Choix : 3T12}$$

**✚ En appui :**

La section sera calculée comme une section rectangulaire de dimension :

$$(b_0 \times h) = (10 \times 24) \text{ cm}^2.$$

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

$$\mu = \frac{M_a^{\max}}{b_0 \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{15220}{10 \times (21)^2 \times 14,20} = 0,243 < \mu_l = 0.392 \text{ (acier FeE400)}$$

Donc (A') n'existe pas.

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,34$$

$$\beta = 1 - 0,40\alpha = 0.86$$

$$\beta = 0,86$$

$$A = \frac{15220}{0,86 \cdot 21 \cdot 348} = 2.42 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité**

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \cdot 10 \cdot 21 \cdot \frac{2,1}{400} = 0,25 \text{ cm}^2$$

$$A_{adoptif} = \max(A_{min} , A_{cal}) = 2.42 \text{ cm}^2$$

$$A = 2.67 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{Choix : 1T12 +1T14}$$

**❖ Vérification à E.L.S :**

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{section rectangulaire} \\ \text{flexion simple} \\ \text{Acier Fe E400} \end{array} \right. \Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

Si cette inégalité est vérifiée, donc la vérification de  $\sigma_b$  n'est pas nécessaire :

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$$

✚ En travée :

$$\gamma = \frac{18510}{16640} = 1,11$$

$$\alpha = 0,062 < \frac{1,11 - 1}{2} + \frac{25}{100}$$

$$\alpha = 0,062 < 0,30 \rightarrow c.v$$

✚ En appui :

$$\gamma = \frac{15220}{12560} = 1,21$$

$$\alpha = 0,34 < 0,36 \rightarrow c.v$$

Donc les armatures calculées à l'E.L.U conviennent à l'E.L.S

### III.3.7. Diamètre des armatures transversale :

Le diamètre  $\phi_t$  des armatures d'âme doit être inférieur ou égal à la plus petite des trois quantités suivantes :

$$\phi_t \leq \min \left( \frac{h}{35} ; \phi_L ; \frac{b_0}{10} \right)$$

Avec :

$h$  : Hauteur totale de la poutrelle.

$\phi_L$  : Diamètre maximal des armatures longitudinales.

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

$$\phi_t \leq \min (0,685 ; 1,4 ; 1)$$

On prend  $\phi_t = 6$  mm avec une nuance d'acier FeE235

$$A_t = 0,85 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{Choix : } 3\phi 6$$

➤ **Vérification de la contrainte limite de cisaillement : BAEL 91(art. A.5.1.1)**

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{b_0 \cdot d}$$

$V_u$  : La valeur de calcul de l'effort tranchant vis-à-vis de E.L.U.

$b_0$  : Désigne de largeur de l'âme.

$d$  : La hauteur utile de la nervure.

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{b_0 \cdot d} = \frac{22980}{100 \times 210} = 1,09 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0,20 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 5 MPa\right) \text{ Fissuration peu nuisible (BAEL (A.5.1,211)).}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0,20 \times \frac{25}{1,5}; 5MPa) \Rightarrow \bar{\tau}_u = \min(3,33; 5MPa) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3,33MPa$$

$\Rightarrow \bar{\tau}_u = 3,33 > \tau_u = 1,09 \Rightarrow$  Condition et vérifier.

➤ **Espacement des cadres : BAEL91 (A.5.1, 22)**

\*  $St_1 \leq \min(0,9d, 40\text{ cm}) \Rightarrow \min(0,9 \times 21; 40\text{ cm}) = 18,9\text{ cm}.$

\*  $St_2 \leq \frac{A_t F_e}{0,4 b_0} = \frac{0,85 \times 235}{0,4 \times 10} = 49,93\text{ cm}.$

\*  $St_3 \leq \frac{0,9 \times A_t \cdot f_e}{\gamma_s b_0 (\tau_u - K \cdot 0,3 \times f_{t28})} \dots\dots\dots$  Avec  $K = 1$  (en flexion simple)

$$St_3 \leq \frac{0,9 \times 0,85 \times 235}{1,15 \times 10 \times (1,09 - 1 \times 0,3 \times 2,1)} = 33,98\text{ cm}$$

Soit  $St \leq \min(St_1, St_2, St_3) \Rightarrow St \leq 18,9$

On prend :  $St = 19\text{ cm}.$

➤ **Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :BAEL91 (A.5.1 ,313)**

a-Sur un appui de rive ou intermédiaire on vérifie que l'on a :

$$V_u \leq \frac{0,8 \times b_0 \times a \times f_{c28}}{\gamma_b \times 2}$$

Au maximum  $a = 0,9d = 0,9 \times 21 = 18,9\text{ cm}$

$$V_u = 22980\text{ N} \leq \frac{0,8 \times 10 \times 18,9 \times 2500}{1,5 \times 2} = 126000\text{ N} \dots\dots\dots CV$$

b- Au droit d'appui simple, la section A des armatures longitudinales inférieures doit être

telle que l'on ait :  $A \geq \gamma_s \frac{V_s}{f_e}$

$$A = 3,39\text{ cm}^2. A = 339\text{ mm}^2.$$

$$\gamma_s \frac{V_s}{f_e} = 1,15 \times \frac{22980}{400} = 66,06\text{ mm}^2$$

$$A = 339\text{ mm}^2 \geq 66,06\text{ mm}^2 \dots\dots\dots C.V$$

➤ **La dalle mince (Table de compression) :BAEL91 (B.6.8, 423)**

Le hourdis doit avoir un quadriallage de barres dont les dimensions de mailles sont définie comme suit:

- ✓ 20 cm (5 p.m.) pour les armatures perpendiculaires aux nervures.



- ✓ 33 cm (3 p.m.) pour les armatures parallèles aux nervures.
- ✓ Treillis soudé FeE235  $f_e = 235MPa$

L'écartement L entre axes des nervures égale à 60 cm donc :

$$A_{\perp} = \frac{4 \cdot L_n}{f_e}$$

$$A_{\perp} = (4 \times 65) / 235 = 1.106 \text{ cm}^2$$

On adapte  $6\text{Ø}5 = 1.17 \text{ cm}^2$

**\*Espacement** : n : nombres des barres.

$$S_t = 100/n = 100/6 = 16.66 \text{ cm}$$

Soit :  $S_t = 20 \text{ cm}$

**\*Pour les armatures parallèles aux nervures :**

$$A_{//} = A_{\perp} / 2 = 1.10 / 2 = 0,55$$

On adopte  $3\text{Ø}5 = 0,59 \text{ cm}^2$

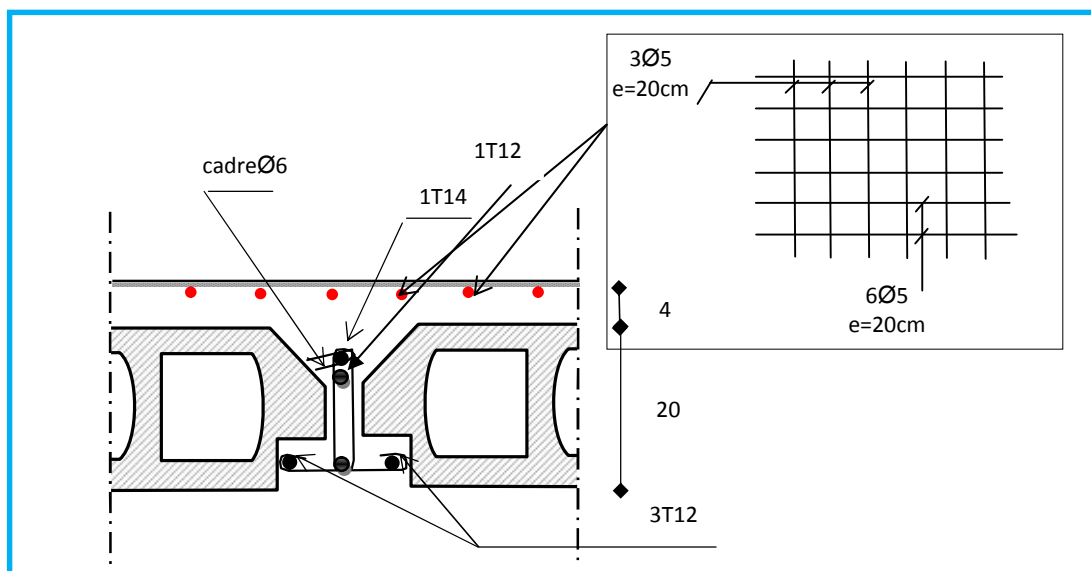
**\*Espacement** :

$$S_t = 100/n = 100/3 = 33,33 \text{ cm}$$

$$S_t = 30 \text{ cm}$$

Donc on choisit un quadrillage dont la maille est de dimension  $(20 \times 30) \text{ cm}^2$ .

**III.3.8. Présentation du ferrailage :**



**Fig.III.29. Ferrailage des planchers.**

III.4.les balcons :

III.4.1.Définition :

Le balcon est une dalle plane en béton armé, encastrée dans une poutre de rive ;Le calcul se fait sur une bande de 1 m de largeur d'une section rectangulaire travaillant à la flexion simple d'épaisseur  $e=12$  cm et sollicités par les efforts G, Q et le poids P Suivants :

G : charge permanent du balcon

Q : surcharge d'exploitation du balcon.

P : charge concentrée due au poids des murs extérieurs et l'acrotère

III.4.2.Combinaison des charges:

➤ terrasse :

$$g = G \times 1m = 4.94 \times 1 = 4.94 \text{ kN/ml} \quad (\text{charge permanentes}).$$

$$q = Q \times 1m = 1 \times 1 = 1 \text{ kN/ml} \quad (\text{surcharge d'exploitation})$$

$$P = \gamma \times h \times e = 25 \times \left( (0.6 \times 0.1) + \left( \frac{0.1 + 0.07}{2} \times 0.1 \right) \right) = 1.71 \text{ kN} \quad (\text{Poids de l'acrotère})$$

➤ Étage courant :

Poids propre G = 4.56 KN/m<sup>2</sup>

Surcharge Q = 3,5 KN/m<sup>2</sup>

La charge des murs (force concentrée) P=2.76x 1m x1m=2.76 KN

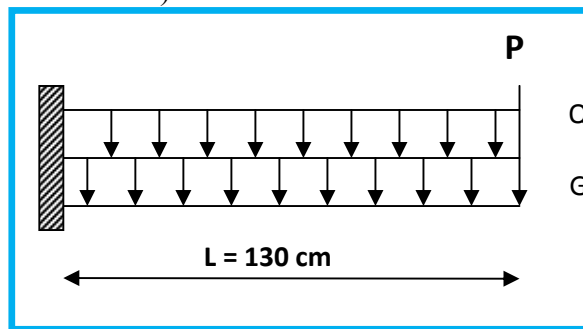


Fig.III.30 . schéma statique

III.4.3.Calcul des sollicitations :

$$M_g = \frac{g}{2} l^2; \quad M_q = \frac{q}{2} l^2; \quad M_p = p l$$

$$T_g = g l; \quad T_q = q l; \quad T_p = p$$

	M <sub>g</sub> (kN.m)	M <sub>q</sub> (kN.m)	M <sub>p</sub> (kN.m)	T <sub>g</sub> (kN)	T <sub>q</sub> (kN)	T <sub>p</sub> (kN)
<b>Terrasse</b>	4.174	0.845	2.223	6.422	1.30	<b>1.71</b>
<b>Etage courant</b>	<b>3.853</b>	<b>2.957</b>	<b>3.588</b>	<b>5.928</b>	<b>4.55</b>	<b>2.76</b>

III.4.4.Les Combinaisons d'action :

❖ E.L.U :

$$M_u = 1,35 (M_g + M_p) + 1,5M_q$$

$$T_u = 1,35 (T_g + T_p) + 1,5 T_q$$

❖ E.L.S :

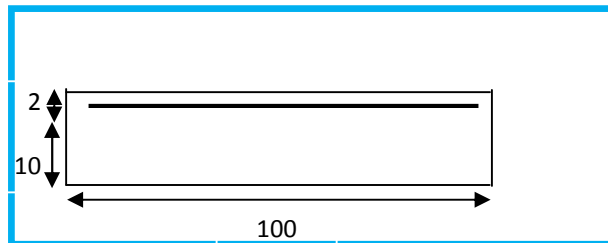
$$M_{ser} = M_g + M_p + 1,5M_q$$

		Terrasse	Étage courant
ELU	$M_u$ (kN.m)	9.903	<b>14.480</b>
	$T_g$ (kN)	12.928	<b>17.871</b>
ELS	$M_{ser}$ (kN.m)	<b>7.664</b>	<b>11.876</b>

**Tab.III.21. les combinaisons**

III.4.5.Calcul Du Ferrailage :

5.1.Armatures Longitudinales :



**Fig.III.31.section ferrailer**

➤ Terrasse:

✚ E.L.U :

$$M_u = 9.903 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{M_U}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{9903}{14.2 \times 100 \times 10^2} = 0.0697$$

La section est simplement armée.

$$\mu = 0,0697 \Rightarrow \alpha = 0,0821 \rightarrow \beta = 0,967$$

$$A = \frac{M_U}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{9903}{348 \times 0.967 \times 10} = 2.94 \text{ cm}^2$$

$A = 2.94 \text{ cm}^2$

**E.L.S :**

- La fissuration est peut nuisible, donc il n'y a aucune vérification concernant  $\sigma_s$ .
- Section rectangulaire + flexion simple + acier type FeE400, donc la vérification de  $\sigma_b$  est inutile, si la condition suivante est remplie.

$\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$ , avec :  $\gamma = \frac{M_u}{M_s}$ ,  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

$M_u$ (N.m)	$M_{ser}$ (N.m)	$\gamma$	$\alpha$	$\bar{\alpha}$	condition
9903	7664	1.292	0,0821	0.396	V

- **Pourcentage minimale :** BAEL91 (art B.6.4)

$A'_{min} \geq 0,001 \times b \times h = 0,001 \times 100 \times 12 = 1,2 \text{ cm}^2$

- **Condition de non fragilité :** BAEL (art A.4.2)

$A_{min} \geq 0.23.b.d. \frac{f_{t28}}{f_e}$

$A_{min} \geq 0,23 \times 100 \times 10 \times \frac{2.1}{400} = 1.20 \text{ cm}^2$

- **Tableau récapitulatif :**  $A = \max ( A_u ; A_{min} ; A'_{min} )$

$A_u$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A'_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	A (cm <sup>2</sup> )	$A_{adp}$ (cm <sup>2</sup> )
2,94	1,20	1,20	2,94	4T10 = 3.14

➤ **Étage courant :**

**E.L.U :**

$M_u$ (N.m)	M	$\mu_\ell$	$\alpha$	$\beta$	$A_u$ (cm <sup>2</sup> )
14480	0.101	0,392	0.120	0,951	4.37

**E.L.S :**

$M_u$ (N.m)	$M_{ser}$ (N.m)	$\gamma$	$\alpha$	$\bar{\alpha}$	condition
14480	11876	1,219	0.120	0,359	V

- **Tableau récapitulatif :**  $A = \max ( A_u ; A_{min} ; A'_{min} )$

$A_u(\text{cm}^2)$	$A_{\min}(\text{cm}^2)$	$A'_{\min}(\text{cm}^2)$	$A(\text{cm}^2)$	$A_{\text{adp}}(\text{cm}^2)$
4.37	1,20	1,20	4.37	4T12 = 4.52

### 5.2. Les Armatures de Répartition :

➤ Terrasse:

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.78 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_r = 3\text{Ø}6 = 0,85 \text{ cm}^2$$

➤ Étage courant :

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

$$\text{Soit : } A_r = 3 \text{ Ø}8 = 1,51 \text{ cm}^2$$

### III.4.6. Vérification De L'effort tranchant : BAEL91 (A.5.1)

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{b_0 \times d} = \frac{17871}{1000 \times 100} = 0.178 \text{ MPa}$$

La fissuration est peu nuisible :  $\bar{\tau}_u = \min \{0,13f_{c28}, 5 \text{ MPa}\} = 3,25 \text{ MPa}$ .

$$\tau_u = 0,178 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa} \rightarrow \text{(C.V)}$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

### III.4.7. Espacement Entre Les Armatures :

➤ Les armatures longitudinales :

$$\text{- Terrasse: } S_l = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$

$$\text{- Étage courant : } S_l = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$

➤ Les armatures transversales :

$$\text{- Terrasse: } S_t = \frac{100}{3} = 33.33 \text{ cm. Soit : } S_t = 30 \text{ cm.}$$

$$\text{- Étage courant : } S_t = \frac{100}{3} = 30 \text{ cm}$$

Les écartements choisis pour les armatures sont admissibles puisqu'ils sont inférieures aux valeurs max données par :

$$S_t^l \leq \min(3h, 33 \text{ cm}) \Rightarrow S_t^l = 25 \text{ cm} < 30 \text{ cm}.$$

$$S_t^r \leq \min(4h, 45 \text{ cm}) \Rightarrow S_t^r = 30 \text{ cm} < 40 \text{ cm}.$$

**III.4.8.Vérification de la flèche: BAEL91 (art B.6.5, 1)**

- $\frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_c}$

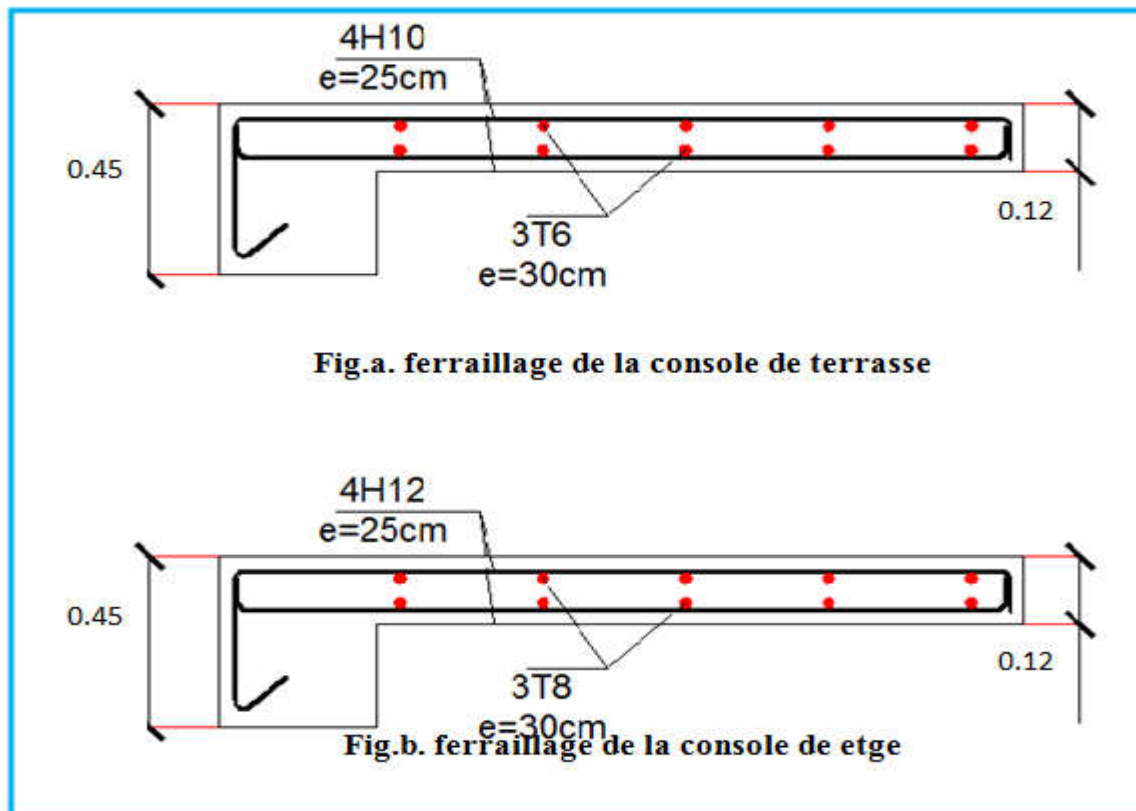
A/ Étage courant :  $\frac{5,65}{100 \times 12} = 0,0047 < \frac{4,2}{400} = 0,0105$  (c.v)

B/ Terrasse :  $\frac{3,14}{100 \times 12} = 0,0026 < 0,0105$

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{14}{130} = 0,108 > \frac{1}{16} = 0,0625$  (c.v)

Les deux conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche ne s'impose pas.

**III.4.9.Présentation du ferrailage :**



**Fig.III.32.présentation du ferrailage de la console**

III.5. Les escaliers :

III.5.1. 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 ; l'escalier travaille à la flexion simple en considérant la dalle comme une poutre Uniformément chargée et en tenant des types d'appuis sur les quels elle repose.

Dans notre structure on a un seul type d'escalier et il est fait en béton armé.

III.5.2. Etude de l'escalier :

Ce type d'escalier est composé de :

- ✓ Paliers d'épaisseur 16cm.
- ✓ Volées parallèles d'épaisseur 16cm.
- ✓ Giron de 30cm.
- ✓ Contre marche de 17cm.

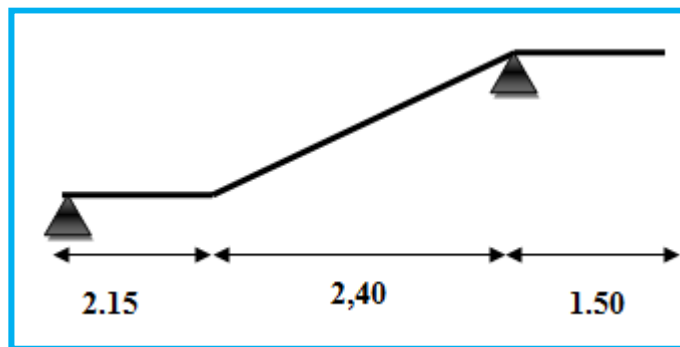


Fig.III.33. Schéma statique d'escalier

III.5.3. Evaluation des charges:

➤ Paillasse :

$$G = 7.41 \text{ KN/m}^2 \quad Q = 2.5 \text{ KN} = 2.5 \text{ KN/m}^2$$

➤ Palier :

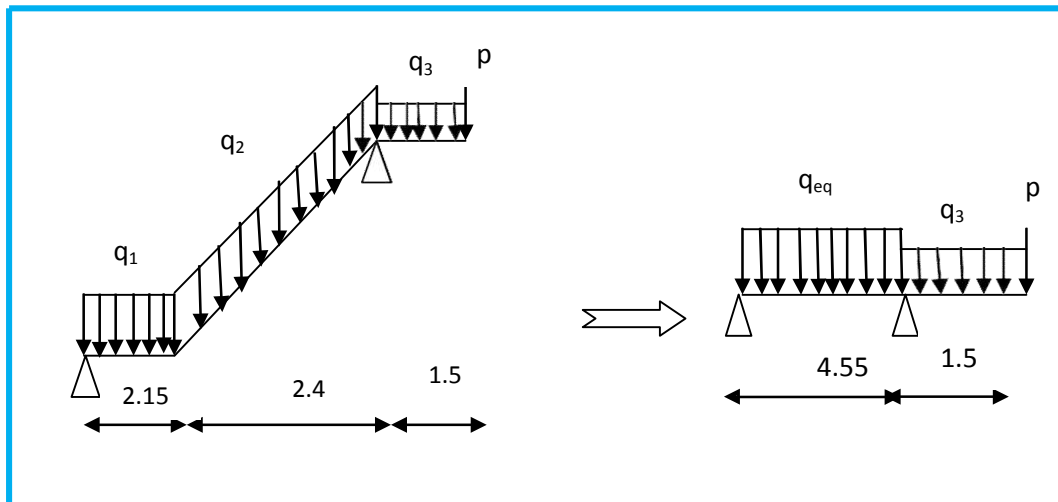
$$G = 5.04 \text{ KN/m}^2 \quad Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$$

III.5.4. Combinaison des charges :

$$ELS : P_{ser} = g + q$$

Désignation	Paillasse KN/ml	Palier KN/ml
	13.75	10.55
	9.91	7.54

Tab.III.22. Combinaison des charges.



**Fig.III.34.Les charges sur l'escalier**

❖ **ELU :**

- ✓ -La charge équivalente  $q_{eq} = \frac{q_1 l_1 + q_2 l_2}{l_1 + l_2} \rightarrow q_{eq} = \frac{10.55 \times 2.15 + 13.75 \times 2.4}{2.15 + 2.4} = 12.23 \text{KN/ml}$
- ✓ Moment isostatique :  $M_0 = \frac{q_{eq} \cdot l^2}{8} \rightarrow M_0 = \frac{12.23 \times 4.55^2}{8} = 31.64 \text{KN.m}$

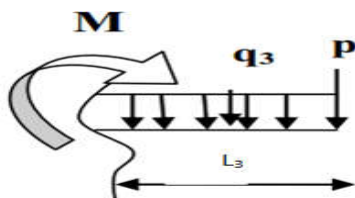
Selon le RDM :

$$x = \left[ \frac{q_{eq} \times l}{2} - \left( p \times l_3 + q_3 \frac{l_3^2}{2} \right) \frac{1}{l} \right] / q_{eq}$$

$$x = \left[ \frac{12.23 \times 4.55}{2} - \left( 2.76 \times 1.5 + 10.55 \frac{1.50^2}{2} \right) \frac{1}{4.55} \right] / q_{eq}$$

$$x = 1.98 \text{m}$$

- Moment sur appui :

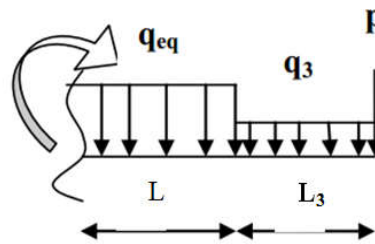


$$M_a = -p l_3 - q_3 \frac{l_3^2}{2}$$

$$M_a = 2.76 \times 1.50 - 10.55 \frac{1.50^2}{2} = -7.72 \text{KN.m}$$



- Moment sur travée :



$$M_t = [(q_{eq} \times L)x/2] - (q_{eq} \times x^2/2) + [-P \times L_3 - (q_3 L_3^2/2)] (1-x/L)$$

$$M_T = \left( \frac{12.23 \times 4.55}{2} \times 1.98 \right) - \left( 12.23 \times \frac{1.98^2}{2} \right) + \left[ -2.76 \times 1.50 - \left( 10.55 \times \frac{1.50^2}{2} \right) \right] \left( 1 - \frac{1.98}{4.55} \right)$$

$$M_T = 22.08 \text{KN.m}$$

- L'effort tranchant :

$$T_u = \frac{q_{eq}}{2} - q_3 x + \left( p l_3 + q_3 \frac{l_3^2}{2} \right) \left( \frac{1}{l} \right)$$

$$T_u = \frac{12.23 \times 4.55}{2} - 10.55 \times 1.98 + \left( 2.76 \times 1.50 + \frac{10.55 \times 1.50^2}{2} \right) \left( \frac{1}{4.55} \right)$$

$$T_U = 3.42 \text{KN}$$

❖ ELS :

$$q_{eq} = \frac{9.91 \times 2.4 + 7.54 \times 2.15}{2.4 + 2.15} = 8.79 \text{KN/ml}$$

$$M_o = \frac{8.79 \times 4.55^2}{8} = 22.74 \text{KN.m}$$

$$M_a = 2.76 \times 1.50 - 7.54 \times \frac{1.50^2}{2} = -4.35$$

$$M_T = \left( \frac{8.79 \times 4.55}{2} \times 1.95 \right) - \left( 8.79 \times \frac{1.95^2}{2} \right) + \left[ -2.76 \times 1.50 - \left( 7.54 \times \frac{1.50^2}{2} \right) \right] \left( 1 - \frac{1.95}{4.55} \right)$$

$$M_T = 15.08 \text{KN.m}$$

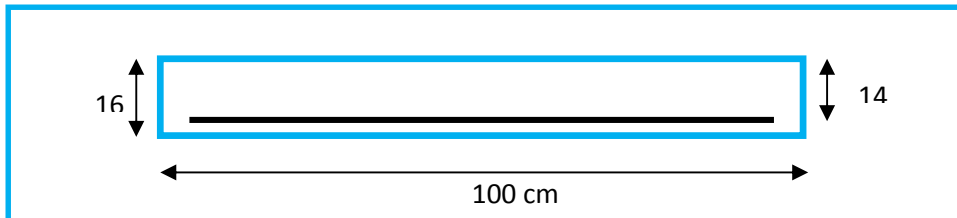
$$T_u = \frac{8.79 \times 4.55}{2} - 7.54 \times 1.95 + \left( 2.76 \times 1.50 + \frac{7.54 \times 1.50^2}{2} \right) \left( \frac{1}{4.55} \right)$$

$$T_U = 2.52 \text{KN}$$

	$q_{eq}$ (KN/ml)	$M_0$ (KN.m)	$M_a$ (KN.m)	$M_t$ (KN.m)	$T_u$ (KN)
ELU	12.23	31.64	-7.72	22.08	3.42
ELS	8.79	22.74	-4.35	15.08	2.52

**Tab.III.23. Les Moments et L'effort Tranchants**

**III.5.5. Ferrailage :**



**Fig III.35. Section à ferrailer.**

Le calcul se fait à la flexion simple pour une section rectangulaire (b x h).

$$C \geq C_0 + \frac{\phi}{2} ; \phi \leq \frac{h}{10} ; C_0 \geq 1$$

$$c = 2cm$$

$$b = 100cm$$

$$h = 16 cm$$

$$d = h - c = 14 cm$$

**5.1. Armatures Longitudinales:**

$$\mu = \frac{M}{\bar{\sigma}_b \cdot b \cdot d^2} ; \alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) ; \beta = (1 - 0,4 \alpha) ; A_{calc} = \frac{M}{\sigma_s \cdot d \cdot \beta}$$

Fc28 (Mpa)	ft28 (mpa)	$\gamma_b$	$\gamma_s$	d (m)	$f_{bu}$ (mpa)	$\sigma_s$ (mpa)	fe (mpa)
25	2.1	1.5	1.15	0.14	14.20	348	400

**Tab.III.24. Caractéristiques géométriques et mécaniques.**

D'après le BAEL 91, on calcule le ferrailage d'une section rectangulaire soumise à la flexion simple :

➤ **E.L.U :**

Elément	Mu (N.m)	$\mu$				Acalc (cm2)
Travée	22080	0,0793	0,392	0,103	0,958	4.73
Appuis	7720	0,0277	0,392	0,0362	0,985	1.60

**Tab.III.25. calcul de la section des armatures.**

➤ E.L.S :

La fissuration est considérée comme peut nuisible, donc il n'y a aucune vérification concernant  $\sigma_s$ .

La vérification de la contrainte max du béton n'est pas nécessaire si l'inégalité suivante est vérifiée :

$$\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}, \text{ avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

	$\alpha$	$M_u$ (N.m)	$M_{ser}$ (N.m)	$\gamma$	$f_{c28}$ (MPa)	$\bar{\alpha}$	Condition
En travée	0,103	22080	15080	1,46	25	0,482	Vérifiée
Sur appuis	0,0362	7720	4350	1,77	25	0,637	Vérifiée

**Tab.III.26. vérification de la contrainte**

**5.2.Armatures de répartitions :  $A_t = A_L / 4$**

Elément			
Travée	5.65	1.412	<b>4T8 = 2.01</b>
Appuis	1.69	0.422	<b>3T6 = 0.85</b>

**Tab.III.27.Les Armatures de répartition**

**III.5.6.Vérification :**

➤ **Conditions de non fragilité :**

- **Section minimale d'armatures : BAEL91 (A.4.2, 1).**

$$A^1_{min} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A^1_{min} \geq 0,23 \times 100 \times 14 \times \frac{2 \cdot 1}{400} = 1.69 \text{ cm}^2$$

- **Pourcentage minimal :BAEL 91 (art B.6.4).**

$$A^2_{min} \geq 0,001 \times b \times h$$

$$A^2_{min} \geq 0,001 \times 100 \times 16 = 1.6 \text{ cm}^2$$

	$A_u$ (cm <sup>2</sup> )	$A^1_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A^2_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{max}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{adp}$ (cm <sup>2</sup> )
Travée	4.73	1.69	1.6	4.73	5HA12 = 5.65
Appuis	1.6	1.69	1.6	1.69	3HA10 = 2.36

**Tab.III.28.Les Armatures Longitudinales**

**III.5.7. L'espace entre les armatures :B A E L 91 (art 8.2.42)**

❖ **Armatures longitudinales :**

$$S_l \leq \min (3h; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

- Travée:  $S_l = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$
- Appuis:  $S_l = \frac{100}{3} = 33.33 \text{ cm}$

❖ **Armatures transversals:**

$$S_t \leq \min (4h; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$$

- Travée:  $S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$
- Appuis:  $S_t = \frac{100}{3} = 33.33 \text{ cm}$

**III.5.8. Vérification de l'effort tranchant:**

• **La contrainte tangente  $\tau_u$  : BAEL91 (A.5.1, 1).**

$T_u = \frac{T_u}{b_0 \cdot d}$  Comme la fissuration est peu nuisible, alors la valeur admissible  $\bar{\tau}_u$  est donnée par

la formule suivante :  $\bar{\tau}_u = \min \left( 0,20 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right)$  (BAEL (A.5.1,211)).

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \cdot d} = \frac{34200}{1000 \times 140} = 0.244 \text{ MPa.}$$

Les armatures d'âme sont droites et les fissurations peu nuisibles, donc :

$$\bar{\tau}_u = \min (0,15 f_{c28} / \gamma_b; 4 \text{ MPa}) \text{ (BAEL91 art A.5.1,211)}$$

$$\bar{\tau}_u = \min (2.5 ; 4) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.244 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \text{ (Condition .Vérifier)}$$

**III.5.9. Vérification de la flèche: BAEL91 (art B.6.5, 1):**

$$1) \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow \frac{16}{455} \geq \frac{22080}{10 \times 31640} \Rightarrow 0.0351 \leq 0.0697 \dots \dots C.N.V$$

$$2) \frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{4.73}{100 \times 14} \leq \frac{4.2}{400} \Rightarrow 0.00337 \leq 0.0105 \dots \dots C.V$$

$$3) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{16}{455} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0.0351 \leq 0.0625 \dots \dots C.N.V$$

Comme les conditions (1) et (3) ne sont pas vérifiées, donc on doit vérifier la condition :

$$\Delta f_t = f_g^v - f_j^i - f_g^i + f_p^i < f_{adm}$$

Avec :  $f_{adm} = L / 500$ , pour les éléments supports reposant sur 2 appuis et L la portée .

- **Calcul de la flèche : BAEL91(Art : B.6.5.2)**

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

$$Y_G \frac{\sum A_i Y_i}{\sum A_i} = \frac{bh \frac{h}{2} + \eta A_s d}{bh + \eta A_s}$$

Avec :  $\eta$  coefficient d'équivalence ( $\eta = 15$ )

Alors :  $Y_G' = h - Y_G = 16 - 8.30 = 7.7$  cm

$\delta = d - Y_G = 14 - 8.30 = 5.7$  cm

- **Moment d'inertie de la section homogène :**

$$I_0 = \frac{100 \times 16^3}{12} + 100 \times 16 \times \left[ \left( \frac{16}{2} \right) - 8.30 \right]^2 + 15 \times 5.65 \times (14 - 8.30)^2 = 37030.86 \text{ cm}^4$$

- **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{b \times y^3}{12} + 15A(d - y)^2$$

$$I = \frac{100 \times 8.30^3}{12} + 15 \times 5.65(14 - 8.30)^2$$

$$I = 7518.41 \text{ cm}^4$$

- **Déformations instantanées :**

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

$$\rho = \frac{A}{d \times b_0} = \frac{5.65}{14 \times 100} = 0.00403$$

Pour les déformations instantanées :  $b_0 = b$  ;  $f_{t28} = 2.1$  MPa

$$\lambda_i = \frac{0.05 f_{t28}}{\left( 2 + 3 \times \frac{b_0}{b} \right) \rho} = \frac{0.05 \times 2.1}{\left( 2 + 3 \times \frac{100}{100} \right) \times 0.00403} = 5.21$$

- **Déformation de longue durée :**

$$\lambda_v = \frac{0.02 f_{t28}}{\left( 2 + 3 \times \frac{b_0}{b} \right) \rho} = \frac{0.02 \times 2.1}{\left( 2 + 3 \times \frac{100}{100} \right) \times 0.00403} = 2.08$$

## ➤ Calcul du moment fléchissant d'ELS :

$$g = \frac{(G_{\text{palier}} \times L_{\text{palier}}) + (G_{\text{paillasse}} \times L_{\text{paillasse}})}{(L_{\text{palier}} + L_{\text{paillasse}})}$$

$g$  : c'est l'ensemble de la charge permanente.  
 $J$  : charge permanente sans revêtement.  
 $\rho$  : C'est l'ensemble des charges permanentes et d'exploitation supporté par l'élément considéré.

$$g = \frac{(5040 \times 1.50) + (7410 \times 2.4)}{(1.5 + 2.4)} = 6498.46 \text{ N/ml}$$

$$j = \frac{(4000 \times 1.5) + (4500 + 1870) \times (2.40)}{(1.5 + 2.40)} = 5458.46 \text{ N/ml}$$

$$\rho = g + Q = 6498.46 + 2500 = 8998.46 \text{ N/ml}$$

$$M_g = \frac{g \times l^2}{8} = \frac{6498.46 \times 4.55^2}{8} = 16816.79 \text{ N.m}$$

$$M_j = \frac{j \times l^2}{8} = \frac{5458.46 \times 4.55^2}{8} = 14125.47 \text{ N.m}$$

$$M_\rho = \frac{\rho \times l^2}{8} = \frac{8998.46 \times 4.55^2}{8} = 23286.32 \text{ N.m}$$

## ➤ Calcul des contraintes des tractions effectives de l'armature:

$$\sigma_g^s = \frac{(d-y)}{I} \times 15M_g = \frac{14-8.30}{7518.41} \times 15 \times 16816.79 = 191.24 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_j^s = \frac{(d-y)}{I} \times 15M_j = \frac{14-8.30}{7518.41} \times 15 \times 14125.47 = 160.63 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_p^s = \frac{(d-y)}{I} \times 15M_\rho = \frac{14-8.30}{7518.41} \times 15 \times 23286.32 = 264.81 \text{ Mpa}$$

➤ Calcul du coefficient  $\mu$  :

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_g^s + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.00403 \times 191.24 + 2.1} = 0.3$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_j^s + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.00403 \times 160.63 + 2.1} = 0.22$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_p^s + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.00403 \times 264.81 + 2.1} = 0.43$$

Donc :

$$I_{fv}^g = (1,1 I_0) / (1 + \lambda_v \times \mu_g) = (1,1 \times 37030.86) / (1 + 2.08 \times 0.3) = 25082.47 \text{ cm}^4$$

$$I_{fi}^g = (1,1 I_0) / (1 + \lambda_i \times \mu_g) = (1,1 \times 37030.86) / (1 + 5.21 \times 0.3) = 15893.07 \text{ cm}^4$$

$$I_{fv}^j = (1,1 I_0) / (1 + \lambda_i \times \mu_j) = (1,1 \times 37030.86) / (1 + 5.21 \times 0.22) = 17254.66 \text{ cm}^4$$

$$I_{fv}^p = (1,1 I_0) / (1 + \lambda_i \times \mu_p) = (1,1 \times 37030.86) / (1 + 5.21 \times 0,43) = 12571.04 \text{ cm}^4$$

III.5.10.Calcul de la flèche :

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 11000 \sqrt[3]{25} = 32164.2 \text{ MPa (BAEL 91.art A.2.1.21)}$$

$$E_v = \frac{E_i}{3} = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.87 \text{ MPa (BAEL 91.art A.2.1.22)}$$

$$f_v^g = \frac{M_g \times l^2}{10E_v \times I_{fv}^g} = \frac{[16816.79 \times (455^2)]}{[10 \times 10818.87 \times 25082.47]} = 1.28 \text{ cm}$$

$$f_i^g = \frac{M_g \times l^2}{10E_i \times I_{fi}^g} = \frac{16816.79[\times (455^2)]}{[10 \times 32164.2 \times 15893.07]} = 0.68 \text{ cm}$$

$$f_v^j = \frac{M_j \times l^2}{10E_v \times I_{fv}^j} = \frac{[14125.47 \times (455^2)]}{[10 \times 10818.87 \times 17254.66]} = 1.56 \text{ cm}$$

$$f_i^p = \frac{M_p \times l^2}{10E_i \times I_{fv}^j} = \frac{[23286.32 \times (455^2)]}{[10 \times 32164.2 \times 12571.04]} = 1.19 \text{ cm}$$

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = 0.23 \text{ cm} < f_{adm} = \frac{455}{500} = 0.91 \text{ cm}$$

Alors la condition de flèche est vérifiée.

III.5.11.Présentation du ferrailage :

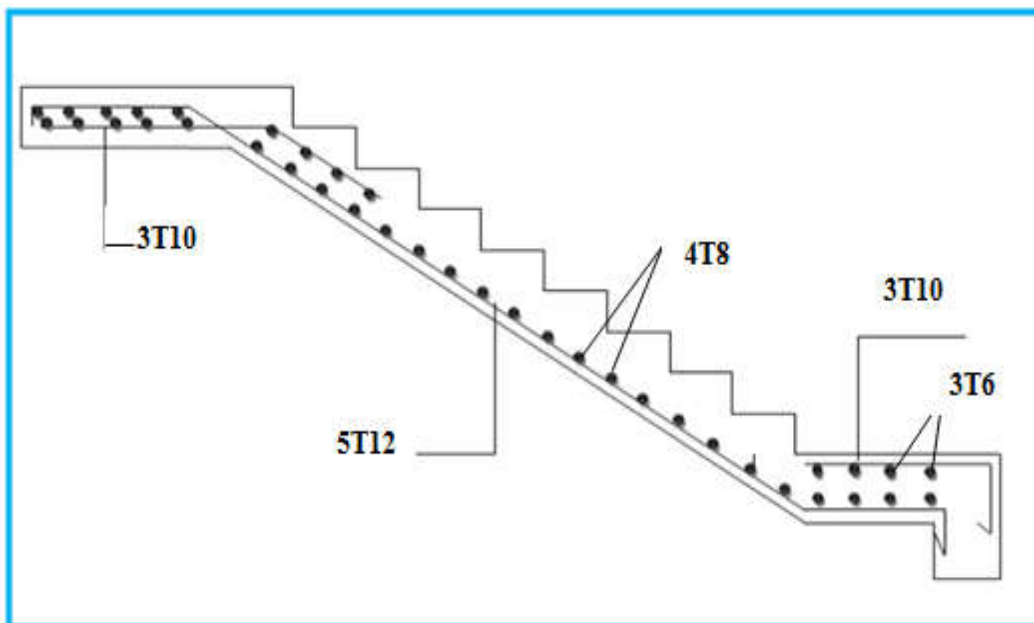


Fig.III.36.présentation du ferrailage d'escalier

III.6. La Poutre Palière :

III.6.1.Définition :

La poutre palière : c'est une poutre partiellement encastree à l'extrémité dans les poteaux et soumise à la flexion et à la torsion.

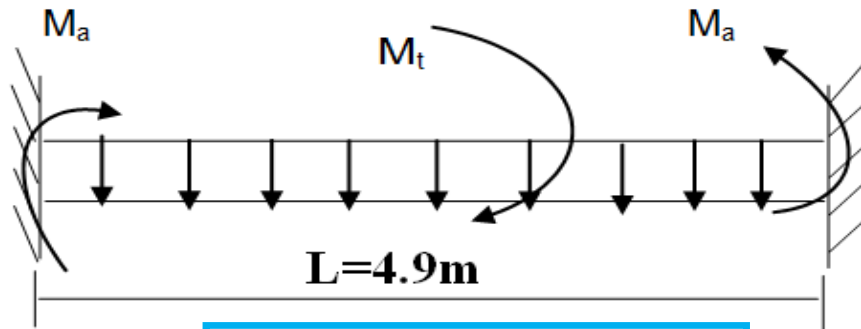
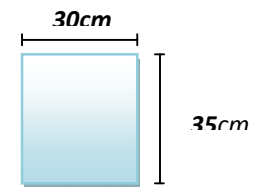


Fig.III.37.Schéma de poutre palière

$$h \geq \left( \frac{1}{15} \div \frac{1}{10} \right) \quad l = 490 \text{ cm}$$

$$h \geq \left( \frac{490}{15} \div \frac{490}{10} \right) \Rightarrow h \geq (32.66 \div 49)$$

Alors on prend: h = 35 cm; b = 30 cm



Section (30x35) cm<sup>2</sup>

III.6.2. Évaluation des charges :

- Poids propre de la poutre :  $P_p = h \times b \times \gamma = 0.3 \times 0.35 \times 25 = 2.63 \text{ KN/ml}$
- Poids de palier :  $p_1 = 5.04 \text{ KN/ml}$
- Poids de la paillasse :  $p_2 = 7.41 \text{ KN/ml}$
- Poids de mur : 2.76

III.6.3. Calcul de la poutre à la flexion :

Les charges permanentes :  $G = P_p + P_{mur} + p_1 \times 1.50 + p_2 \times 1.30 = 22.58 \text{ KN/ml}$

La surcharge :  $q = 2.5$

ELU :  $P_u = 1.35G + 1.5Q$

ELS :  $P_s = G + Q$

$$M_t = \frac{P \times l^2}{24} M_a = \frac{P \times l^2}{12} \quad T = \frac{p \times l}{2} \quad l = 4.90 \text{ m}$$

	P (KN /ml)	Ma (KN.m)	Mt (KN.m)	Tu (KN)
ELU	34.23	68.48	34.24	83.86
ELS	25.08	50.18	25.09	61.44

Tab.III.29.Moments et Effort Tranchants



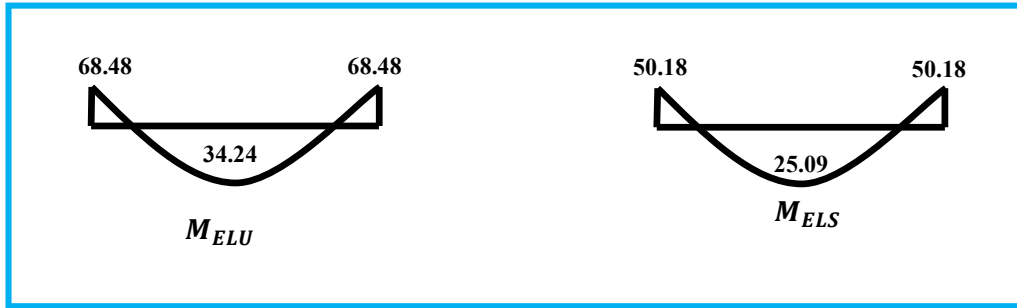


Fig.III.38. Diagramme du moment

III.6.4.Calcul de ferrailage :

➤ E.L.U :

L'enrobage :

$$c = 3\text{cm}$$

$$d = h - c = 35 - 3 = 32\text{cm}$$

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

$$\mu = \frac{M}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} ; A = \frac{M_u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} ; \alpha = 1.25(1 - \sqrt{(1 - 2\mu)}) ; \beta = 1 - 0.4\alpha$$

III.6.4.1.Les armatures longitudinales :

Elément	$M_u$ (KN.m)	$\mu$	$\alpha$	B	Acal
Travée	34.24	0.078	0.102	0.959	3.20
Appui	68.48	0.156	0.213	0.914	6.72

Tab.III.30.Les armatures longitudinal

❖ E.L.S :

- La fissuration est peu nuisible, donc il n'y a aucune vérification concernant  $\sigma_s$ .
- Section rectangulaire + flexion simple + les aciers de type FeE400, donc la vérification de  $\sigma_b$  set inutile, si la condition suivante est remplie.

$$\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} ; \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} \quad f_{c28} = 25\text{ MPa}$$

Elément						Condition
Travée	34.24	25.09	1.364	0.102	0.432	CV
Appui	68.48	50.18	1.364	0.213	0.432	CV

Tab.III.31. vérification de la contrainte

- Condition de non fragilité : BAEL91 (art A.4.2)

$$A_{min} \geq 0,23 . b . d . \frac{f_{t28}}{f_e} \quad f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$$

- Pourcentage minimale : BAEL91 (art B.6.4)

$$A'_{min} \geq 0,001 \times b \times h$$

- Pourcentage minimale : RPA99 /V2003

$$A_{min}^{RPA} = 0,5 \% . b . h$$

Elément						A <sub>adopt</sub> (cm <sup>2</sup> )
<b>Travée</b>	3.20	1.15	1.05	5.25	5.25	4HA14=5.65cm <sup>2</sup>
<b>Appui</b>	6.72	1.15	1.05	5.25	6.72	6HA12=6.79cm <sup>2</sup>

**Tab.III.32.les Armatures Longitudinales choisi**

**III.6.4.2.Armatures Transversales :**

D’après le RPA (art.7.5.2.2) :  $A_t = 0,003 S b$

$$. S = \min\left(\frac{h}{4}, 12\phi_L\right) = \min\left(\frac{35}{4}, 12\phi_L\right) \Rightarrow S = 8,75 \text{ cm}$$

$A_t = 0,003 \times 8,75 \times 30 = 0,787 \text{ cm}^2$  , dans la zone nodale on adopte 2T8 (1,01 cm<sup>2</sup>)

.  $S \leq \frac{h}{2} = 17,5 \text{ cm}$  , Dans la zone courante

$A_t = 0,003 \times 17,5 \times 30 = 1,57 \text{ cm}^2$  , donc on adopte 4T8 (2,01 cm<sup>2</sup>).

- **Vérification de la contrainte de cisaillement :BAEL91 (art A.5.1)**

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 . d} = \frac{83860}{300 \times 320} = 0.87 \text{ MPa}$$

La fissuration est peu nuisible :  $\bar{\tau}_u = \min \{0,13f_{c28}, 5 \text{ MPa}\} = 3,33 \text{ MPa}$

$$\tau_u = 0.87 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.25 \text{ MPa} \quad \rightarrow \quad C.V$$

- **Vérification De La Flèche :**

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{35}{490} = 0.0714 \rightarrow \frac{1}{16} = 0.0625 \dots \dots \dots CV$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \rightarrow \frac{35}{490} = 0.071 \geq 0.05 \dots \dots \dots CV$$

$$\frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \rightarrow \frac{5.25}{30 \times 32} = 0.0054 \leq 0.01 \dots \dots \dots CV$$

Les (3) conditions sont vérifiées, donc il n'est pas nécessaire de calculer la flèche.

Donc la flèche est vérifiée.

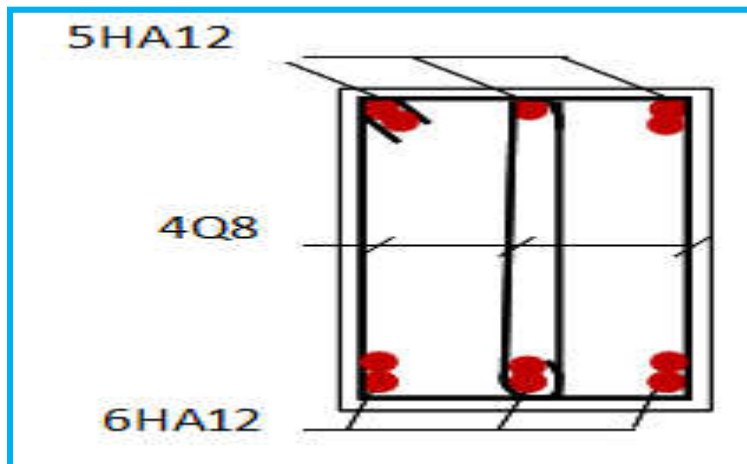
**III.6.5. Calcul de la poutre a la torsion :**

**Remarque :** La présence de la console annule l'effort de la torsion au niveau de l'appuis (poutre palière )

Section	Flexion(cm <sup>2</sup> )	Choix(cm <sup>2</sup> )
Travée	5.25	5T12=5.65
Appui	6.72	6T12=6.79
A <sub>t</sub>	1.8	4T8=2.01

**Tableau.III.33. Conclusion de calcul de ferrailage**

**III.6.6. Présentation de ferrailage:**



**FigIII.39. Schéma de ferrailage de la poutre palière**

### III.7.L'ascenseur :

Un **ascenseur** est un dispositif mobile ou semi-mobile assurant le déplacement des personnes (et des objets) en hauteur sur des niveaux définis (voir hors-structure) d'une construction, il est composé essentiellement de la cabine et de sa machinerie.

Les dimensions et la construction des ascenseurs permettent l'accès sécurisé des personnes. L'ascenseur est relié à un centre de contrôle à distance. Les personnes dans la cabine disposent d'un téléphone intérieur pour la communication orale. Le centre de contrôle a un réseau informatique véhiculant certaines informations issues des capteurs du système de l'ascenseur, le reste est stocké sur place dans le dispositif de commande électronique-informatique. **Pour notre projet la cage d'ascenseur est préfabriquée**

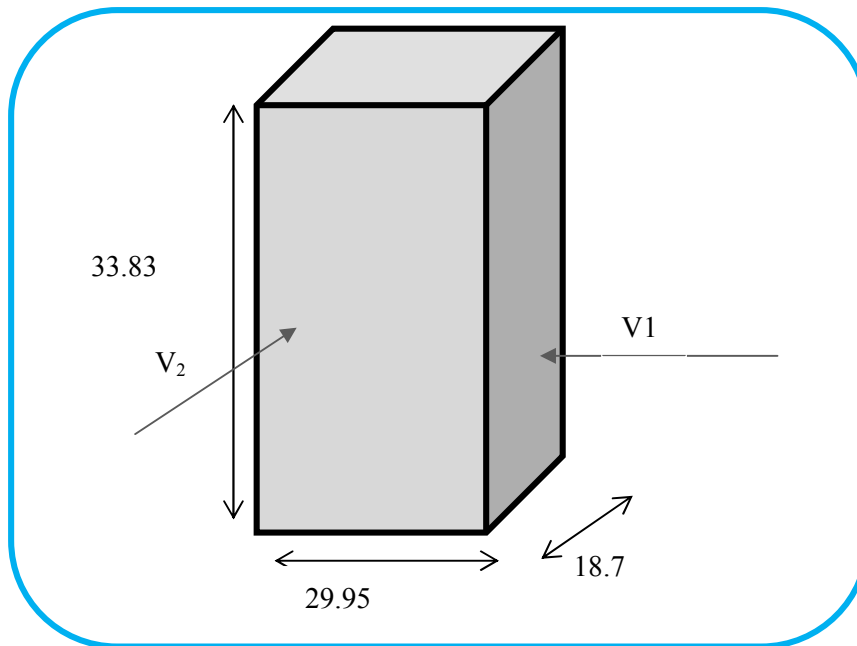
## **Chapitre IV:**

# **Étude dynamique**

### IV.1. Etude de vent :

#### IV.1.1.Introduction :

Le vent est un phénomène de mouvement de l'air qui se déplace d'une zone de haute pression vers une zone de basse pression. Dans le domaine du génie civil, les actions climatiques ont une grande influence sur la stabilité de l'ouvrage. Pour cela il faut tenir compte des actions dues au vent sur les différentes parois d'une construction.



**Fig. IV.1.Action du vent**

#### IV.1.2.Application des R N V 99 :

- ❖ La vérification de la stabilité d'ensemble:

Les RNV 99 impose un calcul dans les deux directions du vent lorsque le Bâtiment présente une géométrie rectangulaire.

Notre construction appartient à la **catégorie I** (art 1.1.3 RNV99).

- ❖ L'application des RNV 99 exige les étapes suivantes :

- **Détermination de coefficient dynamique  $C_d$  :**

Le coefficient dynamique  $C_d$  tient compte des effets de réduction dus à l'imparfaite corrélation des pressions exercées sur les parois ainsi que des effets d'amplification dus à la Partie de structure ayant une fréquence proche de la fréquence fondamentale d'oscillation de la structure.

#### **Valeur de $C_d$ :**

Notre bâtiment est en béton armé, donc on utilise l'abaque ((3.1) ; P51):

**Sens V1 du vent:**

$h = 33.83$  ;  $b = 18.7m$ .

Après l'interpolation :  $C_d = 0.95$

**Sens V2 du vent:**

$h = 33.83 m$  ;  $b = 29.95 m$ .

Après l'interpolation :  $C_d = 0.95$

$C_d$  dans les deux directions est inférieur à 1,2 ; Donc notre structure est peu sensible aux excitations dynamiques.

➤ **détermination de la pression dynamique de vent  $q_{dyn}$ :**

Pour la vérification à la stabilité d'ensemble, et pour le dimensionnement des Éléments de structure, la pression dynamique doit être calculée en subdivisant le maître couple en éléments de surface  $j$  horizontaux selon la procédure donnée à article **3.1.1 des RNV99**.

La procédure qui convient pour notre cas est :

- les constructions avec planchers intermédiaires dont la hauteur sont supérieures à 10 m doivent être considérées comme étant constituées de  $n$  éléments de surface, de hauteur égale à la hauteur d'étage; Avec. «  $n$  » étant le nombre de niveaux de la Construction.

La pression dynamique  $q_{dyn}(Z_j)$  qui s'exerce sur un élément de surface  $j$  est Donnée par **(art.3.2) La formule (2.12 des RNV99)**.

**Structure permanente** →  $q_{dyn}(Z_j) = q_{ref} \times C_e(Z_j)$ .

$Z_j$  : distance verticale mesurée à partir du niveau du sol au centre de l'élément  $j$ .

$q_{ref}$  : pression dynamique de référence pour les constructions permanentes.  $q_{ref}$  : donnée par le tableau 2.3 en fonction de la zone du vent.

**Zone I** →  $q_{ref} = 375 N/m^2$ .

$C_e$  : Coefficient d'exposition au vent.  $C_e$  : peut être calculé par la formule :

$$C_e(Z) = C_T(Z) \times C_r(Z) \times \left[ 1 + \frac{7 \times K_T}{C_r(Z) \times C_t(Z)} \right]$$

$C_T$  : coefficient de topographie, qui prend en compte l'accroissement de la vitesse du Vent. Sa valeur est donnée par le tableau **(2.5 des RNV99)**.

**Site plat** →  $C_T(Z_{eq}) = 1$ .

$C_r$  : Coefficient de rugosité, traduit l'influence de la rugosité sur la vitesse moyenne du vent; Sa valeur est défini par la loi logarithmique.

$$Z_{min} \leq Z \leq 200 m \rightarrow C_r(Z) = K_T * \ln \left( \frac{Z}{Z_0} \right)$$

$K_T$  : Facteur de terrain.

$Z_0$ : Paramètre de rugosité.

$Z_{min}$  : Hauteur minimale.

$Z$  : Hauteur considérée.

D'après le tableau **(2.4 des RNV99)** on a :

$K_T = 0,24$ .

$Z_0 = 1 \text{ m}$ .

$Z_{\min} = 16 \text{ m}$

$Z_j$	$K_T$	$Z_0$	$Z_{\min}$	$C_r$	$C_T$	$C_e(Z)$	$q_{\text{ref}}$	$Q_{\text{dyn}}(\text{N}/\text{m}^2)$
1.53	0.24	1	16	0.66	1	1.54	375	577.5
4.59	0.24	1	16	0.66	1	1.54	375	577.5
7.65	0.24	1	16	0.66	1	1.54	375	577.5
10.71	0.24	1	16	0.66	1	1.54	375	577.5
13.77	0.24	1	16	0.66	1	1.54	375	577.5
16.83	0.24	1	16	0.67	1	1.60	375	600
19.89	0.24	1	16	0.71	1	1.73	375	648.75
22.95	0.24	1	16	0.75	1	1.82	375	682.5
26.01	0.24	1	16	0.78	1	1.92	375	720
29.07	0.24	1	16	0.80	1	2.01	375	553.75
32.13	0.24	1	16	0.83	1	2.08	375	780

**Tab.IV.1.Répartition de la pression dynamique**

➤ **Détermination des coefficients de pression extérieure  $C_{pe}$  :**

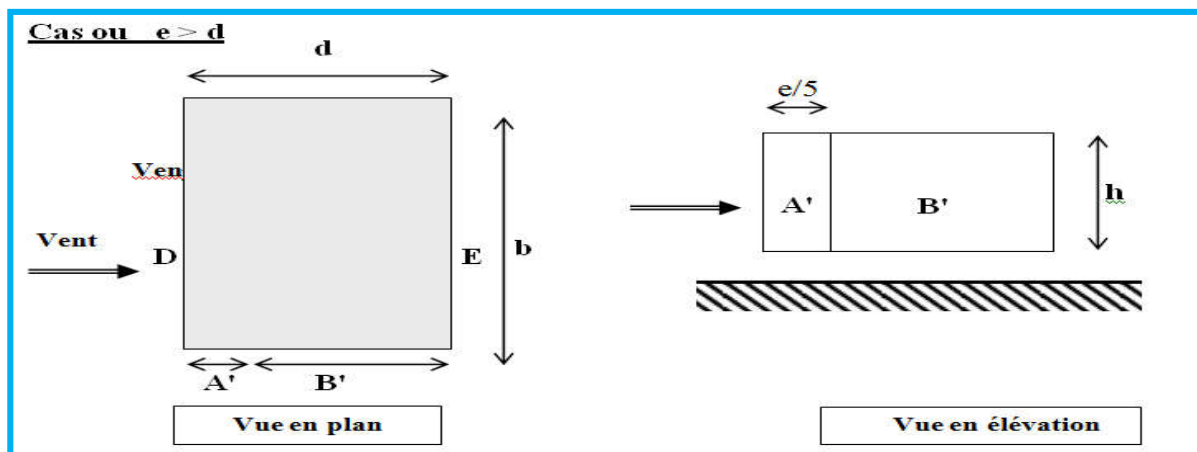
Pour les parois verticales, il convient de diviser les parois comme l'indique la figure 5.1 (RNV99), les valeurs de  $C_{pe, 10}$  et  $C_{pe, 1}$ . Sont donnée dans le paragraphe 5.1 du RNV99.

❖ **Parois verticales :**

**Sens y:**  $h=33.83$ ,  $b=18.7$

$e = \min [ b , 2h ] = \min [ 29.95 , 2 \times 33.83 ] \quad \rightarrow e \Rightarrow 29.95\text{m}$

$d = 18.7\text{m} < e = 29.95 \text{ m}$

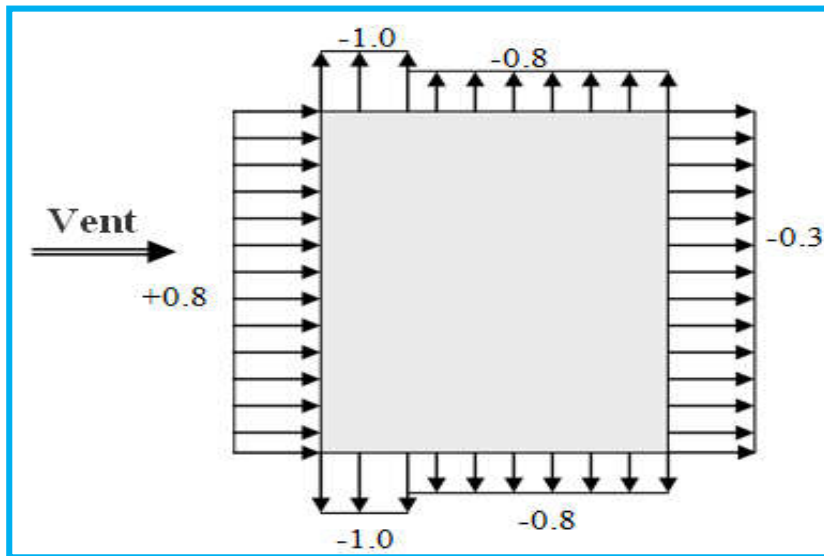




Le tableau ci-après montre les différents résultats :

A'	B'	D'	E'
C <sub>pe,10</sub>	C <sub>pe,10</sub>	C <sub>pe,10</sub>	C <sub>pe,10</sub>
-1	-0.8	+0.8	-0.3

**Tab. IV.2. les coefficients de pression externe (selon le sens Y).**



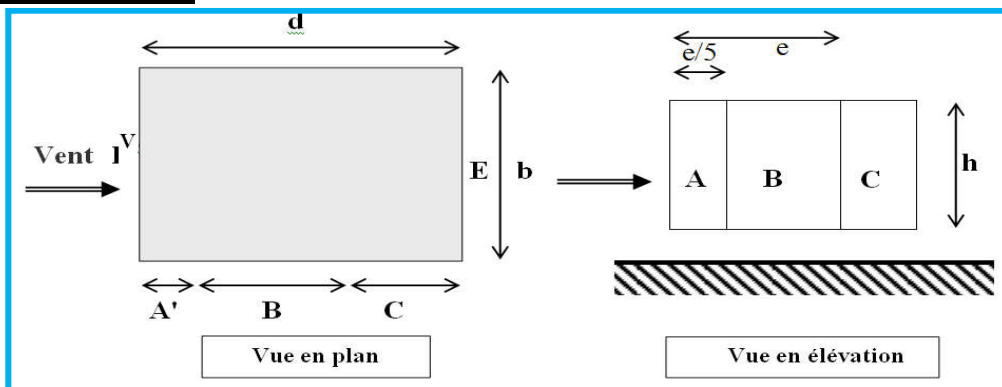
**Fig. IV.2. les coefficients de pression externe (selon le sens Y).**

**Sens X:**

$h = 33.83 \text{ m}; b = 18.7 \text{ m}.$

$e = \text{Min}(18.7, 2 \times 33.83) \longrightarrow e = 18.7 \text{ m} < 29.95 \text{ m}$

**Cas ou  $e < d$**



D'après le tableau 5.1 (RNV99 P.65) on a :

A'	B'	C'	D'	E'
$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$
-1	-0.8	-0.5	+0.8	-0.3

Tab. IV.3. les coefficients de pression externe (selon le sens X).

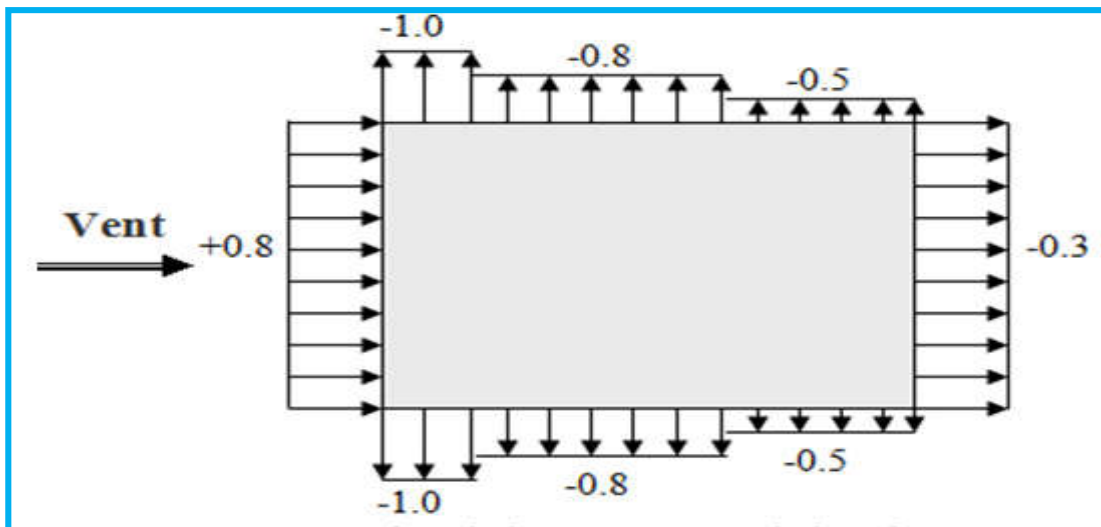
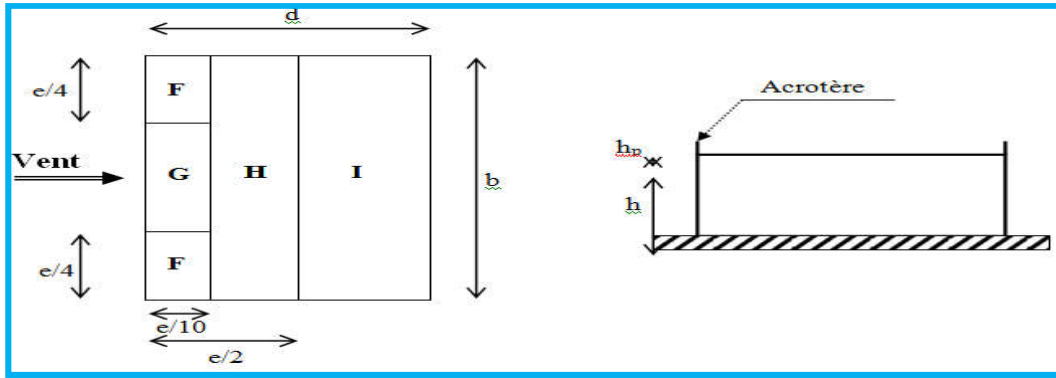


Fig.IV.3.les coefficients de pression externe (selon le sens X).

**a- Toitures plates :**

Les toitures plates sont celles dont la pente est inférieure ou égale à 4°. Il convient de diviser la toiture comme l'indique la figure ci- après. Le coefficient  $C_{pe,10}$  est donné dans le tableau 5.2 (RNV99 P.66).

$$e = \text{Min} [b ; 2h] = 18.7\text{m}$$

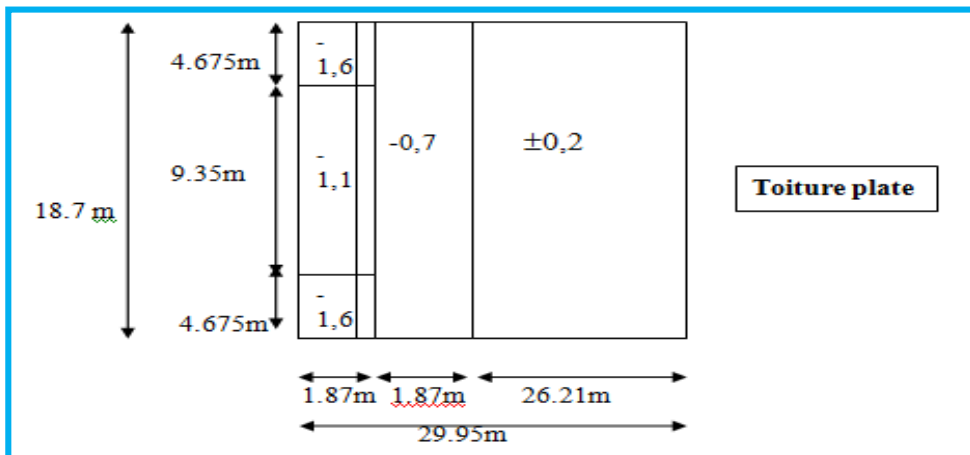


		ZONE			
		F	G	H	I
		$C_{pe.10}$	$C_{pe.10}$	$C_{pe.10}$	$C_{pe.10}$
Avec acrotères	$h_p/h = 0,025$	-1,6	-1,1	-0,7	$\pm 0,2$
	$h_p/h = 0,050$	-1,4	-0,9	-0,7	$\pm 0,2$
	$h_p/h = 0,100$	-1,2	-0,8	-0,7	$\pm 0,2$

Tab.IV.4.les coefficients de pression externe de la toiture.

Dans notre cas  $h_p/h = 0.6/33.83 = 0,0177$ .

Donc :



➤ Détermination des coefficients de pression intérieure  $C_{pi}$  :

Le coefficient de pression intérieure  $C_{pi}$  des bâtiments avec cloisons intérieures. Les valeurs suivantes doivent être utilisées :  $C_{pi} = 0.8$  et  $C_{pi} = -0.5$  RNV99(art 2.2 P78).

➤ Détermination du coefficient de pression de vent  $C_p$  :

Le coefficient de pression  $C_p$  est calculé à l'aide de la formule suivante :

$$C_p = C_{pe} - C_{pi}$$

Zone	$C_{pe}$	$C_{pi\_1}$	$C_{pi\_2}$	$C_{p1}$	$C_{p2}$
A	-1	0.8	-0.5	-1.8	<b>-0.5</b>
B	-0.8	0.8	-0.5	-1.6	<b>-0.3</b>
C	-0.5	0.8	-0.5	-1.3	<b>0</b>
D	0.8	0.8	-0.5	0	<b>1</b>
E	-0.3	0.8	-0.5	-1.1	<b>0.2</b>
F	-1.6	0.8	-0.5	-2.4	<b>-1.1</b>
G	-1.1	0.8	-0.5	-1.9	<b>-0.6</b>
H	-0.7	0.8	-0.5	-1.5	<b>-0.2</b>
I	-0.2	0.8	-0.5	-1	<b>0.3</b>
	<b>+0.2</b>			<b>-0.6</b>	<b>0.7</b>

**Tab.IV.5.le coefficient de pression.**

➤ Calcul de la pression due au vent :

Pour les constructions de catégorie I, le calcul est fondé sur la détermination de la pression du vent sur les parois, lesquelles sont considérées rigides.

Pour déterminer la valeur du coefficient de pression de vent  $q_j$  on utilise la

formule 2.1 (RVN99 P.40):  $q_j = C_d \times W(Z_j)$

$C_d$  : Coefficient dynamique.

$W$  ( $N/m^2$ ) : La pression nette exercée sur l'élément de surface  $j$ , calculée à la hauteur  $Z_j$  relative à l'élément de surface  $j$ .

$W_j$  : est obtenu à l'aide de formule suivant :

$$W_j = q_{dyn}(Z_j) \times [ C_{pe} - C_{pi} ]$$

**Pour  $C_{pi} = 0.8$  :** (sens longitudinal).

ZJ(m)	$C_{pi\_1}$	qdyn	Wi	Cdx= Cdy	QJ(x)=QJ(y)
1.53	-1.1	577.5	-635.25	0,95	<b>-603.48</b>
4.59	-1.1	577.5	-635.25	0,95	<b>-603.48</b>
7.65	-1.1	577.5	-635.25	0,95	<b>-603.48</b>
10.71	-1.1	577.5	-635.25	0,95	<b>-603.48</b>
13.77	-1.1	577.5	-635.25	0,95	<b>-603.48</b>
16.83	-1.1	600	-660	0,95	<b>-627</b>
19.89	-1.1	648.75	-713.62	0,95	<b>-677.94</b>
22.95	-1.1	682.5	-750.75	0,95	<b>-713.21</b>
26.01	-1.1	720	-792	0,95	<b>-752.4</b>
29.07	-1.1	753.75	-829.13	0,95	<b>-787.66</b>
32.13	<b>-1.1</b>	<b>780</b>	<b>-858</b>	<b>0,95</b>	<b>-815.1</b>

**Tab. IV.6.la pression due au vent longitudinal**

**Pour  $C_{pi} = - 0.5$  :** (sens transversal).

ZJ(m)	$C_{pi\_2}$	qdyn	Wi	Cdx= Cdy	QJ(x)=QJ(y)
1.53	0.2	577.5	115.5	0,95	<b>109.72</b>
4.59	0.2	577.5	115.5	0,95	<b>109.72</b>
7.65	0.2	577.5	115.5	0,95	<b>109.72</b>
10.71	0.2	577.5	115.5	0,95	<b>109.72</b>
13.77	0.2	577.5	115.5	0,95	<b>109.72</b>
16.83	0.2	600	120	0,95	<b>114</b>
19.89	0.2	648.75	129.75	0,95	<b>123.26</b>
22.95	0.2	682.5	136.5	0,95	<b>129.67</b>
26.01	0.2	720	144	0,95	<b>136.8</b>
29.07	<b>0.2</b>	<b>753.75</b>	<b>150.75</b>	<b>0,95</b>	<b>143.21</b>

**Tab.IV.7.la pression due au vent transversal**

➤ **Calcul des forces de frottement :**

Une force complémentaire doit être introduite pour les constructions allongées de catégorie I , pour tenir compte du frottement qui s'exerce sur les parois parallèles à la direction du vent. La force de frottement  $F_{fr}$  est donnée par :

$$F_{fr} = \sum (q_{dun}(Z_j) \times C_{fr,j} \times S_{fr,j}) \quad (2.8)$$

J : Indique un élément de surface parallèle à la direction du vent.

$Z_j$  : La hauteur du centre de l'élément j.

$S_{fr,j}$  : Aire de l'élément de surface j.

$C_{fr,j}$  :Coefficient de frottement pour l'élément de surface j. D'après le tableau (2.1 R Les constructions pour lesquelles les forces de frottement qui doivent être

Calculées sont celles pour lesquelles le rapport  $d/b \geq 3$ , soit le rapport  $d/h \geq 3$ , soient vérifiés ; ou **b(en m)** est la dimension de la construction perpendiculaire au vent,

**h(en m)** la hauteur de la construction, et la dimension de la construction parallèle au vent.(Art 1.4.2 page 41) NV99).

Sens x:

$$d/b = 29.95/18.7 = 1.6 \leq 3 \dots \text{CNV}$$

$$d/h = 29.95/33.83 = 0.885 \leq 3 \dots \text{CNV}$$

Sens y :

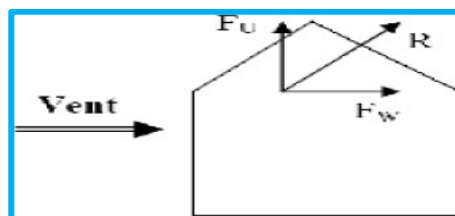
$$d/b = 18.7/29.95 = 0.624 \leq 3 \dots \text{CNV}$$

$$d/h = 18.7/33.83 = 0.552 \leq 3 \dots \text{CNV}$$

donc  $F_{fr} = 0$

➤ **Détermination de la force résultante :**

La force résultante **R** se décompose en deux forces; horizontale et verticale (Voir la figure ci-après) :



**FW** : correspond à la résultante des forces horizontales agissant sur les parois verticales de la construction et de la composante horizontale des forces appliquées à la toiture.

**FU** : composante verticale des forces appliquées à la toiture.

La force résultante R est donnée par la formule :

$$R = \Sigma (q_i \times S_i) + \Sigma F_{frj}$$

$\Sigma$  : somme vectorielle (pour tenir compte du sens des forces).

$q_j$  : pression du vent exerce sur l'élément de surface j.

$S_j$  : aire de l'élément de surface j.

$F_{frj}$  : forces de frottement.

L'ensemble des résultats est porté dans le tableau suivant :

**Pour  $C_{pj} = 0.8$  :** (sens longitudinal)

ZJ(m)	QJ(x)=QJ(y)	S(x,x)	S(y,y)	R(x)	R(y)
1.53	-603.48	91.65	57.22	-55308.94	<b>-34531.13</b>
4.59	-603.48	91.65	57.22	-55308.94	<b>-34531.13</b>
7.65	-603.48	91.65	57.22	-55308.94	<b>-34531.13</b>
10.71	-603.48	91.65	57.22	-55308.94	<b>-34531.13</b>
13.77	-603.48	91.65	57.22	-55308.94	<b>-34531.13</b>
16.83	-627	91.65	57.22	-57464.55	<b>-35876.94</b>
19.89	-677.94	91.65	57.22	-62105.70	<b>-38791.73</b>
22.95	-713.21	91.65	57.22	-65365.69	<b>-40809.87</b>
26.01	-752.4	91.65	57.22	-68957.46	<b>-43052.32</b>
29.07	-787.66	91.65	57.22	-72189.03	<b>-45069.90</b>
32.13	<b>-815.1</b>	<b>91.65</b>	<b>57.22</b>	<b>-74703.91</b>	<b>-46640.02</b>

**Tab.IV.8.Les forces longitudinal**

$$R_x = -677331.04N=677.331KN$$

$$R_y = -422899.43 N=422.899KN$$

**Pour  $C_{pi} = -0.5$  :** (sens transversal).

ZJ(m)	QJ(x)=QJ(y)	S(x,x)	S(y,y)	R(x)	R(y)
1.53	109.72	91.65	57.22	10055.83	<b>6278.178</b>
4.59	109.72	91.65	57.22	10055.83	<b>6278.178</b>
7.65	109.72	91.65	57.22	10055.83	<b>6278.178</b>
10.71	109.72	91.65	57.22	10055.83	<b>6278.178</b>
13.77	109.72	91.65	57.22	10055.83	<b>6278.178</b>
16.83	114	91.65	57.22	10448.1	<b>6523.08</b>
19.89	123.26	91.65	57.22	11296.78	<b>7052.94</b>
22.95	129.67	91.65	57.22	11884.25	<b>7419.72</b>
26.01	136.8	91.65	57.22	12537.72	<b>7827.67</b>
29.07	143.21	91.65	57.22	13125.20	<b>8194.48</b>
32.13	<b>148.2</b>	<b>91.65</b>	<b>57.22</b>	<b>13582.53</b>	<b>8480.00</b>

**Tab.IV.9.Les forces transversal**

$$R_x = 11245373 \text{ N} = 112.453 \text{ KN}$$

$$R_y = 76888.78 \text{ N} = 76.888 \text{ KN}$$

#### IV.1.3.Conclusion :

L'effort tranchant à la base dû au vent est négligeable devant l'effort tranchant à la base dû au séisme. Donc le risque de renversement n'aura pas lieu.



**IV.2.Etude Sismique :****IV.2.1. Introduction :**

Un tremblement de terre est une secousse soudaine et rapide de la surface de la terre provoquée Par la rupture et changement de vitesse des roches en dessous. Pendant le tremblement de terre, Le mouvement de terrain se produit au hasard dans tous les sens rayonnant d'un point dans la Croûte terrestre, appelée l'épicentre. Il cause des vibrations des structures et induit des forces.

**Objectif de l'étude dynamique:**

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses vibrations. Une telle étude pour notre structure telle qu'elle se présente, est souvent très complexe c'est pourquoi on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment les problèmes pour permettre l'analyse.

**IV.2.2.Méthode de calcul :**

Selon le RPA 99 le calcul des forces sismiques peut être mener suivant trois méthodes :

- Méthode d'analyse modale spectrale.
- Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.
- Méthode statique équivalente.

**IV.2.2.1.Méthode statique équivalente:** **Principe:**

Dans cette méthode RPA propose de remplacer les forces réelles dynamique engendrées par un séisme, par un système de forces statiques fictives dont les effets seront identiques et considérées appliquées séparément suivant les deux directions définies par les axes principaux de la structure.

**IV.2.2.2.Méthode d'analyse modale spectrale:** **Principe :**

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

**IV.2.3.Calcul Des Actions Sismiques (Selon La Méthode Dynamique Modale Spectrale):****IV.2.3.1. Présentation du logiciel de calcul :**

Le logiciel de calcul adopté pour effectuer cette Analyse, et logiciel **ROBOTStructural**

analyses Professional.

Le système Robot est un logiciel CAO/DAO destiné à modéliser, analyser et dimensionner les différents types de structures.

**Description de logiciel ROBOT :**

- Il est connu exclusivement pour le calcul des bâtiments, il permet de modéliser facilement et rapidement tout type de bâtiment grâce a une interface graphique.
- Il permet une descente de charge automatique et rapide.
- Calcul automatique de centre de Torsion et centre de Masse ainsi que la prise en compte implicite de l'excentricité accidentelle.
- Les voiles sont modélisés comme des éléments (dalle) à (04 nœuds).
- Les Poteaux et les Poutres sont modélisés comme des éléments (barre) à (02 nœuds), (chaque nœud ayant (06) degré de liberté).
- Les Plancher sont considère rigides dans leur plans et sont simulés par des diaphragmes.

**buts de l'analyse dynamique:**

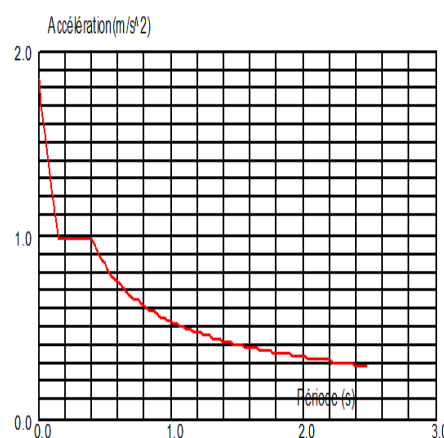
- Détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure.
- Déterminer les modes et les périodes propres.

ROBOT considère un modèle brochette encastré à la base où les masses sont considéré concentrées au niveau de chaque plancher.

-La masse des planchers est calculée de manière a inclure une partie de la surcharges d'exploitation ..... ( $\beta = 0,2$ ) **tab.4.5.RPA99-v2003.**

**IV.2.3.2. Détermination des paramètres du spectre de réponse:**

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 A \left( 1 + \frac{T}{T_1} \left( 2.5 \eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \eta (1.25 A) \left( \frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \eta (1.25 A) \left( \frac{Q}{R} \right) \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5 \eta (1.25 A) \left( \frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left( \frac{3}{T} \right)^{5/3} \left( \frac{Q}{R} \right) & T > 3.0s \end{cases}$$



- Coefficient d'accélération A:

- Zone(1) D'après la classification sismique de wilaya de Sétif zoneIIa(RPA 99)

- Groupe d'usage 2 puisque sa hauteur totale ne dépasse pas 48m.

Alors d'après les deux critères précédents on obtient **A=0.15**

La valeur de R est donnée par le tableau 4.3 R.P.A99/v2003 en fonction du système de contreventement tel qu'il est défini dans l'article 3.4 du R.P.A99/2003

Dans notre structure on a un système de contreventement en portique et par des voiles en béton armé.

Alors le coefficient de comportement global de la structure égale à : **R=5**

- Facteur de correction d'amortissement "η":
- $\xi = 7\%$  Donc :  $\eta = \sqrt{\frac{7}{2+7}} = 0.88 \geq 0.7$  **η = 0.881**
- Période T1 et T2 du site considéré:  
Sol tres meuble S<sub>4</sub>  $\begin{cases} T1 = 0.15 s \\ T2 = 0.7s \end{cases}$
- Facteur de qualité Q :

Critère q »	P <sub>q</sub>	
	Observé	N/observé
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	✓ 0	0,05
2. Redondance en plan	✓ 0	0,05
3. Régularité en plan	✓ 0	0,05
4. Régularité en élévation	✓ 0	0,05
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0	✓ 0,05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0	✓ 0,10

**Tab. IV.10. valeurs des pénalités**

Alors à partir de tableau on trouve: **Q = 1.2**

- **Estimation de la période fondamentale de la structure :**

Dans notre cas (structure mixte) la période fondamentale correspond à la plus petite valeur obtenue par les formules 4-6 et 4-7 du RPA99, version 2003

$$T = \min \left\{ C_T h_N^{3/4}; \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{D}} \right\}$$

h<sub>N</sub>: hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'aux derniers niveaux (N).

C<sub>T</sub>: Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et

donnée par le **tableau (4,6) du RPA99, version 2003 p31** →  $C_T = 0,050$

D : la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée

$$\text{Donc } T = \min \left\{ C_T h_N^{3/4} \quad \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{D}} \right\}$$

$$T = 0.05 \times (33.83)^{3/4} = 0.701 \text{ sec}$$

$$T_x = \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{L_x}} = \frac{0.09 \times 33.83}{\sqrt{29.95}} = 0.556 \text{ sec}$$

$$\Rightarrow T_x = \min(0.701 ; 0.556) = 0.556 \text{ sec}$$

$$T_y = \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{L_y}} = \frac{0.09 \times 33.83}{\sqrt{18.70}} = 0.704 \text{ sec}$$

$$\Rightarrow T_y = \min(0.701 ; 0.704) = 0.701 \text{ sec}$$

### IV.2.3.3. Nombre de modes à considérer:

D'après RPA99-v2003 (Art:4.3.4-a) :

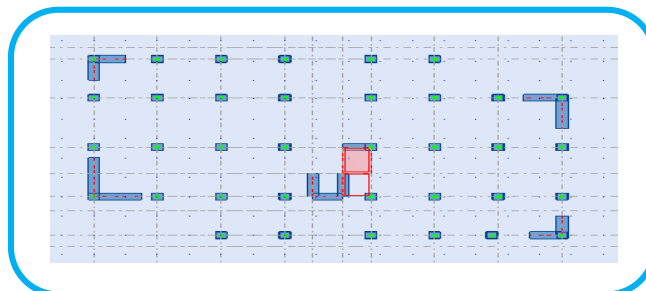
Pour les structures représentées par des modèles plans de deux directions orthogonales, le nombre de vibrations à retenir dans chacune des deux directions de l'excitation doit être tel que :

- La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à **90%** au moins de la masse totale de la structure.
- Ou que les modes ayant une masse modale effective supérieure à **05%** de la masse totale de la structure soient retenus pour les déterminations de la réponse totale de la structure.
- Le minimum de modes à retenir est de trois dans chaque direction considérée.

### IV.2.3.4. Analyse de la structure :

#### • Premier variante :

Après l'analyse automatique par le logiciel ROBOT, on a tiré les résultats suivants :



**Fig.IV.4.premier variante des voiles**

• Périodes et factures de participation massique modale :

Cas Mode	Fré [Hz]	Période [sec]	M.Cumulées U X [%]	M.Cumulées UY [%]	M.Modale UX [%]	M.Modale UY [%]
1	1.30	0.77	0.12	67.92	0.12	67.92
2	1.56	0.64	69.17	68.08	69.08	0.16
3	2.18	0.46	70.00	68.69	0.83	0.61
4	5.40	0.19	70.24	86.39	0.23	17.70
5	6.14	0.16	87.17	86.75	16.94	0.36
6	9.34	0.11	87.27	86.88	0.09	0.12
7	11.82	0.08	87.41	92.79	0.14	5.92
8	13.16	0.08	93.32	92.94	5.92	0.14
9	18.82	0.05	93.37	95.70	0.05	2.76
10	20.23	0.05	93.38	95.80	0.01	0.10

**Tab.IV.11.Périodes et factures da participation massique**

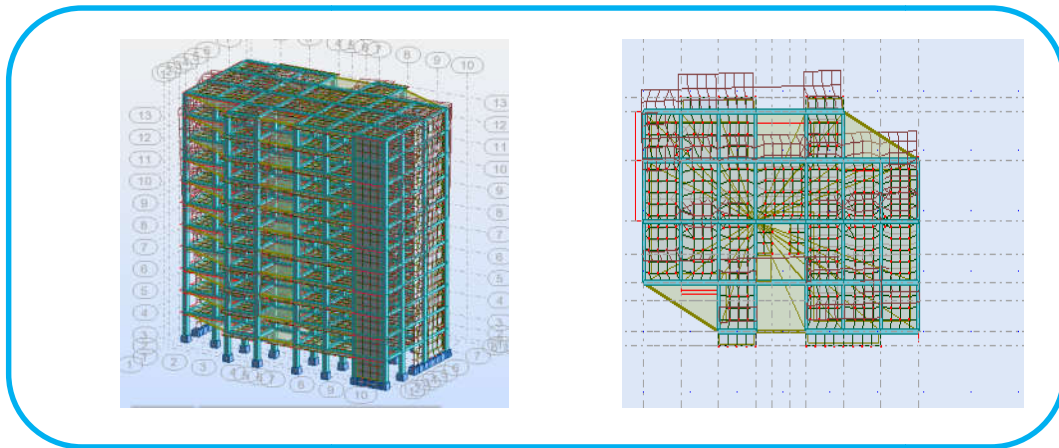
➤ **Interprétation des résultats :**

L’analyse des caractéristiques dynamiques de la structure nous permet de dire ce qui suit :

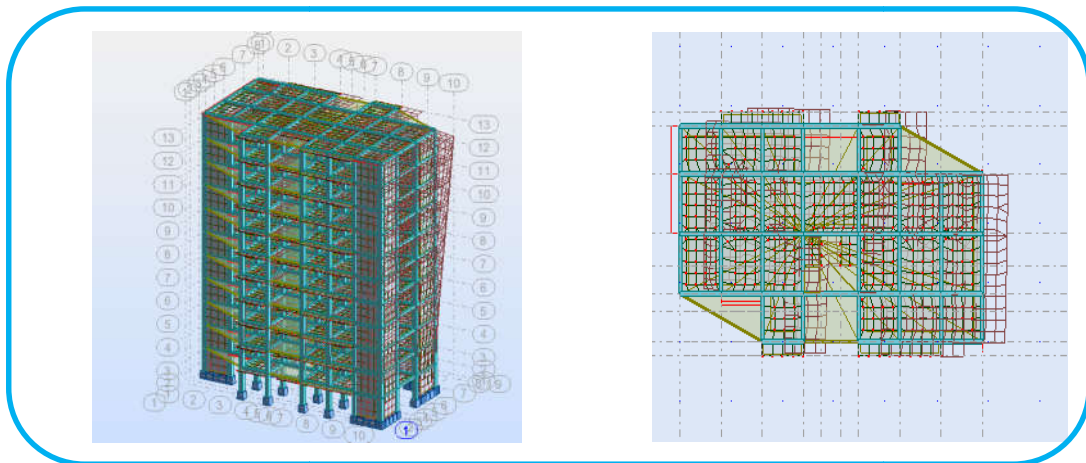
1. La période fondamentale  $T = 0.6$   
 Vérification de la période : [RPA 99 version 2003 Art 4.2.4.4].  
 $T_{dyn}=0.64s < T_x \times 1.3 = 0.722s \dots \dots \dots$  **condition vérifiée.**  
 $T_{dyn}=0.77s < T_y \times 1.3 = 0.911s \dots \dots \dots$  **condition vérifiée.**
2. Le premier mode c’est un mode de translation dans le sens Y, avec  $U_Y = 67.72\%$
3. Le deuxième mode c’ est un mode de translation dans le sens X avec  $U_X = 69.08\%$ .
4. Le troisième mode c’est un mode de torsion .
5. Il faut 8 modes pour mobiliser plus de 90% de la masse modale pour les deux directions X et Y ( $U_x$  et  $U_y \geq 90\%$ ).

**Donc, on adopte cette disposition des voiles qui a vérifié la stabilité de la structure contre Le séisme.**

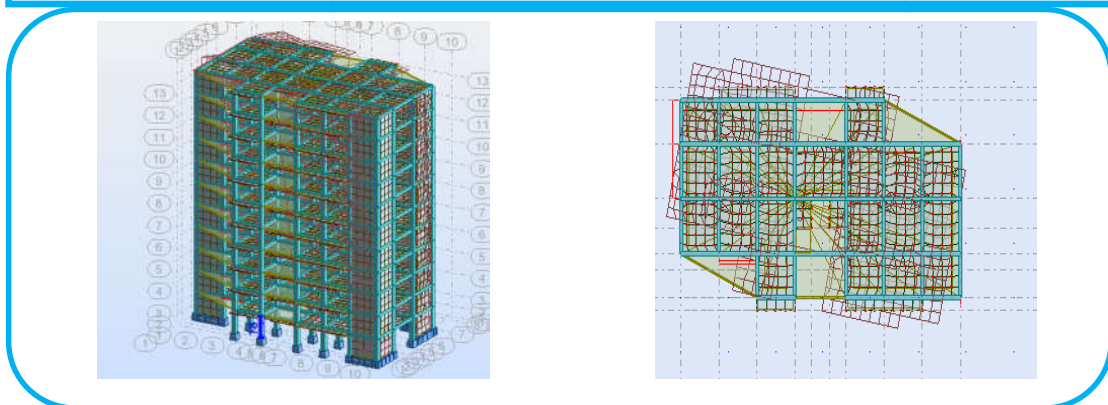
- Voici des exemples des différents modes de déformation de la structure



**Fig.IV.5. Premier mode de vibration. Vue 3D et vue en plan (Premier**



**Fig.IV.6. Deuxième mode de vibration. Vue 3D et vue en plan (Premier**



**Fig.IV.7. Troisième mode de vibration. Vue 3D et vue en plan (Premier**

**IV.2.4. Distribution des Forces Sismiques :**

L'effort tranchant au niveau e l'étage K est donné par la formule :

$$F = F_t + \sum_{i=K}^n F_i$$

FX [T]	FX sur les poteaux [T]	FY [T]	FY sur les poteaux [T]	FZ[T]	FZ sur les voiles [T]
349.35	108.44	327.11	85.27	-1233.29	-229.56

**Tab.IV.12. l'efforts réduits sur les poteaux et les voiles**

- **Justification selon RPA 99-v2003 (Art : 3.4.4a)**

✓ Que les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations.

**Dues aux charges verticales (.de logiciel ROBOT).**

$$\frac{F_z \text{Voile}}{F_z \text{Totale}} = \frac{229.56}{1233.29} = 18.61\% \leq 20\% \longrightarrow \text{Condition vérifié.}$$

✓ Que les portiques doivent reprendre au moins 25% de l'effort tranchant de l'étage.

$$\frac{F_x \text{Poteau}}{F_x \text{Totale}} = \frac{108.44}{349.35} = 31.04\% > 25\% \longrightarrow \text{Condition vérifié.}$$

$$\frac{F_y \text{Poteau}}{F_y \text{Totale}} = \frac{85.27}{327.11} = 26.06\% > 25\% \longrightarrow \text{Condition vérifié.}$$

**DONC :** Notre Structure est à système de contreventement mixte alors le coefficient de comportement global de la structure R =5.

- **Effort tranchant à la base :**

❖ **Vérifications spécifiques pour l'ensemble de la structure**

❖ **Résultante des forces sismiques à la base  $V_t$**

Cette dernière est obtenue par la combinaison des valeurs modales et elle ne doit pas être Inférieure à **80 %** de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V, soit :  $V_t > 0.8 V$  Suite à l'application du spectre de calcul dans les deux sens de la structure, les résultats sont Comme suit :

- Effort sismique dans le sens X.....  $V_t = V_x = 349.35t.$
- Effort sismique dans le sens Y.....  $V_t = V_y = 327.1t.$

**IV.2.5.Calcul Des Actions Sismiques (Selon Méthode StatiqueEquivalente) :R.P.A.99/V2003**

(article : 4-2-3) (page : 44 ,45)

La force sismique totale  $V$ , appliquée à la base de la structure, doit être calculée Successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

\_  $V$  : Effort tranchant a la base.

\_  $A$  : coefficient d'accélération de zone, donné par le tableau 4.1 suivant la zone Sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

Groupe	Zone			
	I	II a	II b	III
1A	0.15	0.25	0.30	0.40
1B	0.12	0.20	0.25	0.30
2	0.10	0.15	0.20	0.25
3	0.07	0.10	0.14	0.18

**Tab.IV.13.coefficient d'accélération de zone A.**

Zone II a, Groupe 2  $\implies$   $A = 0.15$

-  $D$  : facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie de site, du Facteur de correction d'amortissement ( $\eta$ ) et de la période fondamentale de la Structure ( $T$ ).

$$D = \begin{cases} 2.5 \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5 \eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} \left(\frac{3.0}{T}\right)^{5/3} & T \geq 3.0 \text{ s} \end{cases}$$

\_  $T_2$  : période caractéristique, associée à la catégorie du site et donnée par le **tableau 4.7**.

\_  $\eta$  : Facteur de correction d'amortissement donnée par la formule :

$$\eta = \sqrt{\left[\left(\frac{7}{2}\right) + \xi\right]} \geq 0.7$$

(Où  $\xi$  (%)) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau Constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

$\xi$ : Est donner par le tableau 4.2 de RPA99-vr2003 (p=46)

Remplissage	Portique		Voile-murs
	Béton Armé	Acier	Béton Armé /maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	



Tab.IV. 14.Valeurs de  $\xi$  (%)

$$\xi = 7\% \text{ Donc : } \eta = \sqrt{\frac{7}{2+7}} = 0.88 \geq 0.7 \quad \eta = \mathbf{0.88}$$

L'analyse dynamique de nous structure a permis d'obtenir les résultats suivants :

- La période fondamentale  $T_y(\text{dyn}) = 0.74 \text{ s}$
- La période fondamentale  $T_x(\text{dyn}) = 0.79 \text{ s}$
- **Estimation de la période fondamentale de la structure :**

Dans notre cas (structure mixte) la période fondamentale correspond à la plus petite valeur obtenue par les formules 4-6 et 4-7 du RPA99, version 2003

$$T = \min \left\{ C_T h_N^{3/4}; \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{D}} \right\}$$

$h_N$ : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'aux derniers niveaux (N).

$C_T$  : Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donnée par le tableau (4,6) du RPA99, version 2003 p31  $\rightarrow C_T = 0,050$

$D$  : la dimension du bâtiment mesuré a sa base dans la direction de calcul considérée

$$\text{Donc } T = \min \left\{ C_T h_N^{3/4} \quad \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{D}} \right\}$$

$$T = 0.05 \times (33.83)^{3/4} = 0.701 \text{ sec}$$

$$T_x = \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{L_x}} = \frac{0.09 \times 33.83}{\sqrt{29.95}} = 0.556 \text{ sec}$$

$$\Rightarrow T_x = \min(0.701 ; 0.556) = 0.556 \text{ sec}$$

$$T_y = \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{L_y}} = \frac{0.09 \times 33.83}{\sqrt{18.70}} = 0.704 \text{ sec}$$

$$\Rightarrow T_y = \min(0.701 ; 0.704) = 0.701 \text{ sec}$$

$$\frac{T_{ex}}{T_{x(\text{dyn})}} < 1.3 ; T_{ex} \times 1.3 = 0.556 \times 1.3 = 0.722 \text{ sec} > T_{x(\text{dyn})} = 0.64 \dots \text{ (CV)}$$

$$\frac{T_{ey}}{T_{y(\text{dyn})}} < 1.3 ; T_{ey} \times 1.3 = 0.701 \times 1.3 = 0.911 \text{ sec} > T_{x(\text{dyn})} = 0.77 \dots \text{ (CV)}$$

D'après l'article (4.2.4) de RPA99/version2003 :

Il y a lieu de retenir dans chaque direction considérée la plus petite des deux Valeurs, d'où :

- Sens longitudinale :  $T_x = 0.556 \text{ s}$  ( $T_2 \leq T_x \leq 3.0 \text{ s}$ )
- Sens transversale :  $T_y = 0.701 \text{ s}$  ( $T_2 \leq T_y \leq 3.0 \text{ s}$ )

Donc:  $T_x = 0.556 \text{ s}$  ,  $T_y = 0.701 \text{ s}$

Alors la facture d'amplification dynamique moyenne :

$$D = 2.5 \times \eta \times (T_2/T)^{2/3}$$

$$D_x = 2.5 \times 0.88 \times (0.7/0.556)^{2/3} \Rightarrow D_x = 2.56$$

$$D_y = 2.5 \times 0.88 \times (0.7/0.701)^{2/3} \Rightarrow D_y = 2.19$$

\_ Q : Facture de Qualité :

Sa valeur et déterminer par la formule :  $Q = 1 + \Sigma P_q$

On trouve :  $Q=1.2$  ————— Tableau IV.1

\_ R : coefficient de comportement global de la structure. Donnée par le tableau 4.3 RPA99 Structure mixte (Portique et voile) =====>  $R= 5$ .

\_ W : poids de la structure qui est égal à la somme des poids  $W_i$  calculés à chaque niveau (i) par la formule:  $W = W_i$  avec  $W_i = W_{G_i} + \beta W_{Q_i}$

- $W_{G_i}$ : Poids dû aux charges permanentes
- $W_{Q_i}$ : La charge d'exploitation
- $\beta$  : Coefficient de pondération donné par le tableau 4.5 (RPA99-v2003)
- Pour un bâtiment a usage d'habitation ( $\beta= 0.20$ ).

Le poids de chaque Niveau de la bâtiments et donnée par la logiciel ROBOT

Donc : **W =3606.41t**

$$\text{Alors : } V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

**Tableau récapitulatif :**

Sens	A	D	R	Q	W(T)	Vst (T)	Vdyn (T)	0,8Vst	
Longitudinale (X-X)	0,15	2.56	5	1,2	3606.41	332.36	349.35	265.88	condition vérifiée
Transversale (Y-Y)	<b>0,15</b>	<b>2.19</b>	<b>5</b>	<b>1,2</b>	<b>3606.41</b>	<b>284.32</b>	<b>327.11</b>	<b>227.46</b>	condition vérifiée

**Tab..IV.15.résultats des forces sismiques**

➤ **Distribution de la résulté de forces sismiques selon la hauteur :**

La résultante des forces sismiques a' la base V doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules suivantes : (**art.4.2.5.RPA99\_V2003**)

$$V = F_t + \sum F_i$$

$F_t$  : Force concentrée au sommet de la structure donnée par la formule suivant :

$$\begin{cases} \text{Si } T > 0.7 \text{ sec} & F_t = 0.07 \times T \times V \\ \text{Si } T \leq 0.7 \text{ sec} & F_t = 0 \end{cases}$$

$F_i$  : Les forces sont distribuées sur la hauteur de la structure selon la formule suivant :

$$F_i = \frac{(V - F_t) \times W_i \times h_i}{\sum(W_j \times h_j)}$$

Avec :

$F_i$  : Effort horizontal revenant au niveau i.

$h_i$  : Niveau du plancher ou s'exerce la force i.

$h_j$  : Niveau du plancher quelconque i.

$W_i, W_j$  : Poids revenant

$$\boxtimes V_x = 332.26T.$$

$F_t=0$

Niveau	Wi	hi	$V_x - F_t$	Wi×hi	Fi
RDC	328.77	3,06	332.26	1006.03	5.06
1	328.77	6,12	332.26	2012.07	10.12
2	328.77	9,18	332.26	3018.10	15.18
3	328.77	12,24	332.26	4024.14	20.24
4	328.77	15,3	332.26	5030.18	25.30
5	328.77	18,36	332.26	6036.21	30.36
6	328.77	21,42	332.26	7042.25	35.42
7	328.77	24.48	332.26	8048.28	40.48
8	328.77	27.54	332.26	9054.32	45.54
9	328.77	30.6	332.26	10060.36	50.60
10	318.70	33.66	332.26	10727.44	53.95
			$\sum W_i \times h_i$	<b>66059.38</b>	

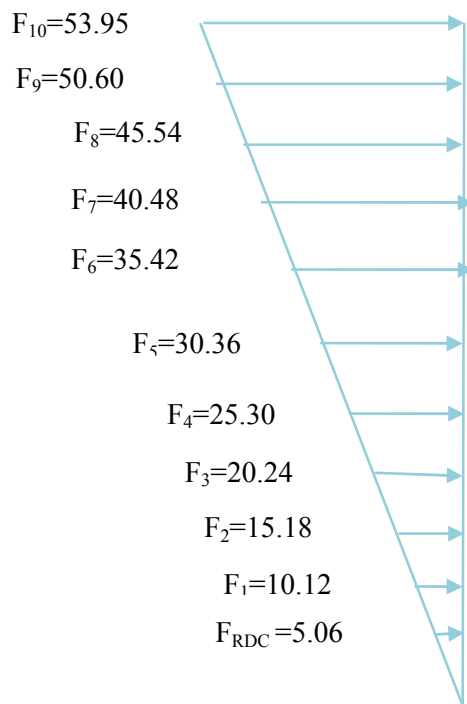
☒  $V_y=284.32t.$

$F_t=0$

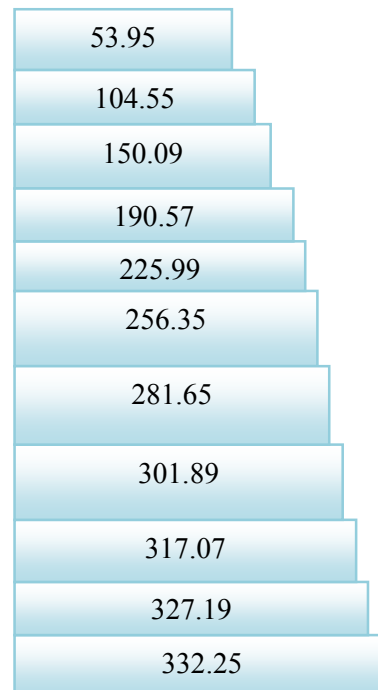
Niveau	wi	hi	$V_x - Ft$	$W_i \times h_i$	$F_i$
RDC	328.77	3.06	284.32	1006.03	4.32
1	328.77	6.12	284.32	2012.07	8.65
2	328.77	9.18	284.32	3018.10	12.98
3	328.77	12.24	284.32	4024.14	17.31
4	328.77	15.3	284.32	5030.18	21.64
5	328.77	18.36	284.32	6036.21	25.97
6	328.77	21.42	284.32	7042.25	30.30
7	328.77	24.48	284.32	8048.28	34.63
8	328.77	27.54	284.32	9054.32	38.98
	328.77	30.6	284.32	10060.36	43.29
	318.70	33.66	284.32	10727.44	46.17
			$\sum W_i \times h_i$	<b>66059.38</b>	

📌 SensX :

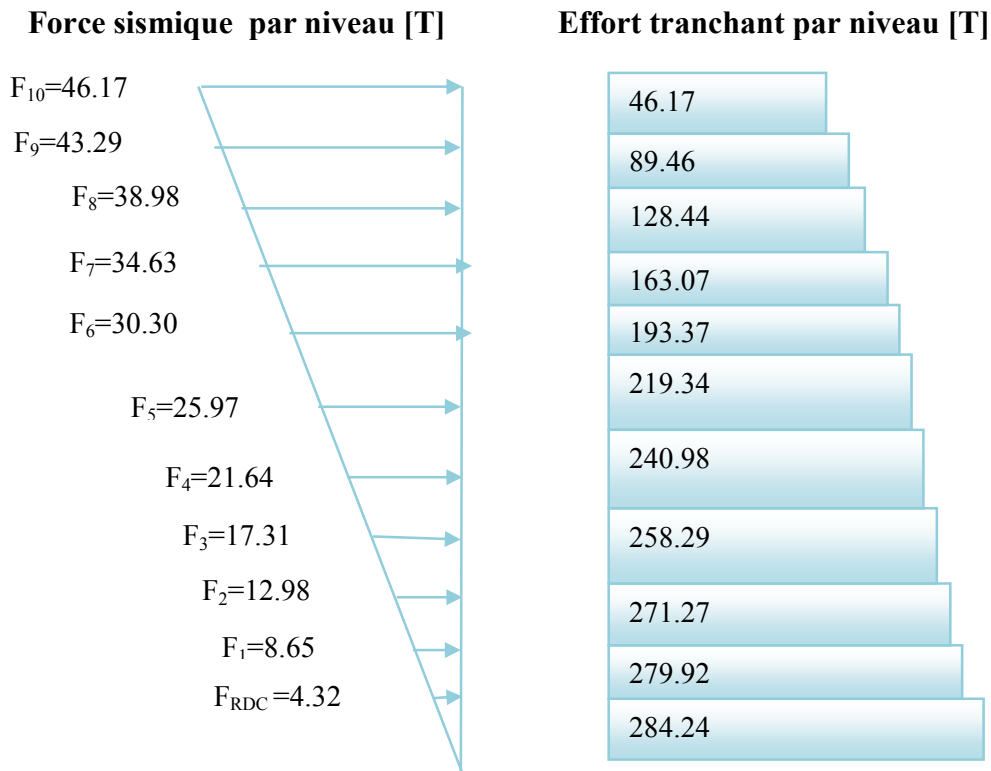
Force sismique par niveau [T]



Effort tranchant par niveau [T]



✚ Sens y :



➤ **Vérification des déplacement :**

Le déplacement horizontal à chaque niveau « k » de la structure est calculé comme suit:

$$\delta_k : \delta_k = R \cdot \delta_{ck}$$

Déplacement Horizontal

a chaque niveau < k > de la structure.

$\delta_{ck}$  : Déplacement dû aux forces sismique Fi.

R : coefficient de comportement (R= 5).

$\Delta_k$ : Le déplacement relatif au niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

**L'article 5.10 du RPA99/version2003 :**

Préconise que les déplacements relatifs inter étages ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage considéré, il faut vérifier alors que :  $\Delta_k \leq 0.01 \times h_e$ .

Avec : **he**: étant la hauteur de l'étage considéré.

$$\Delta_k \leq \Delta_{adm}$$

$\Delta_{adm}$ : Déplacement admissible (égale à (1%he= 0,01 he)).

✚ Sens Longitudinal:

Etage	$\delta_{ekx}$ [cm]	$\delta_K$ = $\delta_r U_x$ [cm]	$\Delta_{adm} =$ $1\% h_e$ [cm]	$\delta_K < \Delta_{adm}$
RDC	0.2	0.2	3.06	CV
1	0.7	0.4	3.06	CV
2	1.2	0.6	3.06	CV
3	1.9	0.7	3.06	CV
4	2.7	0.7	3.06	CV
5	3.4	0.8	3.06	CV
6	4.2	0.8	3.06	CV
7	5.0	0.8	3.06	CV
8	5.7	0.7	3.06	CV
9	6.5	0.7	3.06	CV
10	7.1	0.7	3.06	CV

Tab.IV.16..Les Déplacements Du aux Force Sismiques Au sens Longitudinal

✚ Sens Transversal:

Etage	$\delta_{eky}$ [cm]	$\delta_K$ = $\delta_r U_y$ [cm]	$\Delta_{adm} =$ $1\% h_e$ [cm]	$\delta_K < \Delta_{adm}$
RDC	0.3	0.3	3.06	CV
1	0.8	0.5	3.06	CV
2	1.5	0.7	3.06	CV
3	2.4	0.9	3.06	CV
4	3.4	1.0	3.06	CV
5	4.5	1.0	3.06	CV
6	5.5	1.0	3.06	CV
7	6.6	1.0	3.06	CV
8	7.6	1.0	3.06	CV
9	8.7	1.0	3.06	CV
10	9.6	1.0	3.06	CV

Tab.IV.17.Les Déplacements Du aux Force Sismiques au sens Transversal

Donc : Les Dépassements Relatifs inter-étages sont Vérifiés et par conséquent le critère de

justification de la Sécurité de (Article : 5.10) (Page : 63) du RPA99-v2003 et Vérifier.

➤ **Vérification VIS-A-VIS De L'effet P-Δ :**

**RPA99-v2003** (Art:5.9) (Page : 63).

Les effets du 2<sup>ème</sup> ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la Condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\Theta = \frac{Pk \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0.10$$

Avec :

- \_Pk: Poids total de la structure et des charges d'exploitation associée au dessus de niveau k.
- \_Δ<sub>k</sub>: Déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau k-1.
- \_V<sub>k</sub>: Effort tranchant d'étage au niveau k.
- \_h<sub>k</sub>: Hauteur de l'étage k

 **Sens Longitudinal :**

Etage	W [T]	Pk[t]	Δ <sub>k</sub> [cm]	V <sub>x</sub> [t]	h <sub>k</sub> [cm]	Θ	≤ 0.1
RDC	328.77	328.77	0.2	332.25	306	0.00064	C.V
1	328.77	657.54	0.4	327.19	306	0.0026	C.V
2	328.77	986.31	0,6	317.07	306	0.0060	C.V
3	328.77	1315.08	0.7	301.89	306	0.0099	C.V
4	328.77	1643.85	0.7	281.65	306	0.013	C.V
5	328.77	1972.62	0.8	256.35	306	0.020	C.V
6	328.77	2301.39	0.8	225.99	306	0.026	C.V
7	328.77	2630.16	0.8	190.57	306	0.036	C.V
8	328.77	2958.93	0.7	150.09	306	0.045	C.V
9	328.77	3287.7	0.7	104.55	306	0.071	C.V
10	318.70	3606.4	0.7	53.95	306	0.1	C.V

**Tab.IV.18.Vérification a L'effet (P-Δ) < Sens Longitudinal >.**

✚ Sens Transversal :

Etage	W [KN]	Pk[t]	$\Delta_k$ [cm]	$V_Y$ [t]	$h_k$ [cm]	$\Theta$	$\leq 0.1$
RDC	328.77	328.77	0.3	284.24	306	0.0011	C.V
1	328.77	657.54	0.5	279.92	306	0.0038	C.V
2	328.77	986.31	0.7	271.27	306	0.0083	C.V
3	328.77	1315.08	0.8	258.29	306	0.013	C.V
4	328.77	1643.85	0.9	240.98	306	0.020	C.V
5	328.77	1972.62	1.0	219.34	306	0.029	C.V
6	328.77	2301.39	1.0	193.37	306	0.038	C.V
7	328.77	2630.16	1.0	163.07	306	0.052	C.V
8	328.77	2958.93	1.0	128.44	306	0.075	C.V
9	328.77	3287.7	1.0	89.46	306	0.092	C.V
10	318.70	3606.4	1.0	46.17	306	0.1	C.V

Tab.IV.19.Vérification a L'effet (P- $\Delta$ ) <Sens Transversal>.

Alors :  $\Theta_k \leq 0.1$

Donc : L'effet (P- $\Delta$ ) est négligeable pour les deux directions.

➤ Vérification au Renversement:

La vérification se fera pour les deux sens (longitudinal est transversal) avec la relation

suivante :  $\frac{M_s}{M_r} \geq 1.5$

- **M<sub>s</sub>** : moment stabilisateur provoqué par les charges verticales.

$$M_s = W \times L/2$$

- **W** : le poids total de la structure.
- **L** : Dimension de la structure (Largeur Ou Longueur).
- **M<sub>r</sub>** : moment de renversement provoqué par les charges horizontales.

$$M_r = \sum F_i \times h_i$$

✚ Sens Longitudinal :

$$M_s = W \times L/2 = 3606.4 \times 29.95/2 = 54005.84 \text{ t.m.}$$



Etage	F <sub>i</sub>	h <sub>i</sub> [m]	F <sub>i</sub> × h <sub>i</sub>
RDC	5.06	3,06	15.48
1	10.12	6,12	61.93
2	15.18	9,18	139.35
3	20.24	12,24	247.73
4	25.30	15,3	387.09
5	30.36	18,36	557.40
6	35.42	21,42	864.95
7	40.48	24.48	990.95
8	45.54	27.54	1250.07
9	50.60	30.6	1548.36
10	53.95	33.66	1815.95
<b>M<sub>ry</sub> = ∑ F<sub>i</sub> × h<sub>i</sub> =</b>			<b>7882.26</b>

**Tab.IV.20. Le moment de RENVERCEMENT provoqué par effort sismique sens XX.**

Vérifications :  $\frac{M_s}{M_r} = \frac{54005.84}{7882.26} = 6.85 \geq 1.5$ .....Condition Vérifier.

📌 Sens Transversal:

$$M_s = W \times L/2 = 3606.4 \times 18.7/2 = 33719.84t. m.$$

Etage	F <sub>i</sub>	h <sub>i</sub> [m]	F <sub>i</sub> × h <sub>i</sub>
RDC	4.32	3,06	13.21
1	8.65	6,12	52.93
2	12.98	9,18	119.15
3	17.31	12,24	211.87
4	21.64	15,3	331.09
5	25.97	18,36	476.80
6	30.30	21,42	649.02
7	34.63	24.48	847.74
8	38.98	27.54	1073.50
9	43.29	30.6	1324.67

10	46.17	33.66	1554.08
$M_{ry} = \sum F_i \times h_i =$			<b>6654.06</b>

**Tab.IV.21. Le moment de RENVERCEMENT provoqué par effort sismique sens**

**Vérifications :**  $\frac{Ms}{Mr} = \frac{337\ 198\ 4}{6654.06} = 5.06 \geq 1.5 \dots \dots \dots$  **Condition Vérifier.**

**-DONC :** La stabilité au renversement est alors vérifiée pour les deux sens.

**IV.2.6. Caractéristiques Géométriques et Massique de la Structure:**

Détermination de centre de gravité des masses et le centre des rigidités.

**IV.2.6.1. Centre de gravité des masses :**

La détermination du centre de gravité des masses est basée sur le calcul des centres des masses de chaque élément de la structure (Acrotère, Balcon, plancher, poteaux, poutres, voiles, ...etc.).

Les coordonnées du centre de gravité des masses et données par :

$$X_G = \frac{\sum M_i \times X_i}{\sum M_i} \text{ Et } Y_G = \frac{\sum M_i \times Y_i}{\sum M_i}$$

Avec :

- $M_i$  : la masse de l'élément i.
- $X_i, Y_i$  : les coordonnées du centre de gravité de l'élément i par rapport à un repère global

**IV.2.6.2. Centre de gravité des rigidités:**

Les coordonnées du centre des rigidités peut être déterminé par les formules ci-après Avec :

$$e_{cj} = \frac{\sum I_{jy} X_j}{I_{jy}} \quad ; \quad e_{cj} = \frac{\sum I_{jx} Y_j}{I_{jx}}$$

- I<sub>yi</sub>: Inertie de l'élément i dans le sens y.
- X<sub>i</sub> : Abscisse de l'élément I<sub>yi</sub>.
- I<sub>xi</sub>: Inertie de l'élément i dans le sens x.
- Y<sub>i</sub> : Ordonnée de l'élément I<sub>xi</sub>.

**IV.2.6.3. L'excentricité:**

L'excentricité est la distance entre le **Centre de Gravité des Masses** et le **Centre de Torsion**, donnée par les formules suivant :

$$e_x = X_{cm} - X_{cr}$$

$$e_y = Y_{cm} - Y_{cr}$$

**IV.2.6.4.L'excentricité Théorique:**

$$e_y = |y_{cm} - y_{ct}|$$

$$e_x = |X_{cm} - X_{ct}|$$

$e_x$  : Excentricité théorique suivent x.

$e_y$  : Excentricité théorique suivent y.

**IV.2.6.5. L'excentricité Accidentelle:**RPA99-v2003 (Art : 4.3.7) (Page59).

Dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle (additionnelle) égale à  $\pm 0.05 L$ , (L'étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

**Donc:**

Sens-X :  $e_{Acc} = 0.05 \times L_x = 0.05 \times 29.95 \Rightarrow e_{Acc} = 1.49 \approx 1.5 \text{ m}$

Sens-Y :  $e_{Acc} = 0.05 \times L_y = 0.05 \times 18.7 \Rightarrow e_{Acc} = 0.93 \text{ m}$ .

Toutes ces caractéristiques géométriques et massique sont calculer par **logiciel ROBOT** et nous avons résumé dans les tableaux suivant : **RPA99-v2003** (Art : 4.3.7) (Page : 59).

- Le tableau ci-après résumé les résultats des différents Centre de Gravité, de Rigidité et L'excentricité théorique :

Etage	W [t]	Centre de Masse	Centre de Rigidité	Excentricité Théor.	
		G (x, y, z) [m]	R (x, y, z) [m]	ex [m]	ey [m]
<b>RDC</b>	328.77	14.69 9.04 2.38	14.28 9.03 2.38	0.41	0.01
<b>1</b>	328.77	14.68 9.00 5.45	13.71 9.03 5.45	0.97	0.03
<b>2</b>	328.77	14.70 9.05 8.52	13.51 9.03 8.52	1.19	0.02
<b>3</b>	328.77	14.70 9.05 11.58	13.51 9.03 11.58	1.19	0.02
<b>4</b>	328.77	14.70 9.05 14.64	13.51 9.03 14.64	1.19	0.02
<b>5</b>	328.77	14.70 9.05 17.70	13.51 9.03 17.70	1.19	0.02
<b>6</b>	328.77	14.70 9.05 20.76	13.51 9.03 20.76	1.19	0.02
<b>7</b>	328.77	14.70 9.05 23.82	13.51 9.03 23.82	1.19	0.02
<b>8</b>	328.77	14.70 9.05 26.88	13.51 9.03 26.88	1.19	0.02
<b>9</b>	328.77	14.70 9.05 29.93	13.51 9.03 29.93	1.20	0.03
<b>10</b>	318.70	14.71 9.08 33.02	13.51 9.10 33.02	1.42	0.02

**Tab.IV.22.Caractéristiques Massique de la Structure.**

**IV.2.7.Conclusion :**

Après tous ces contrôles, nous pouvons dire que notre structure est une structure parasismique.

Les résultats obtenus pour le logiciel ROBOT 2011 ( différentes sollicitation des éléments principaux ) seront utilisés pour calculer les armatures de ces éléments ce qui va venir dans notre prochain chapitre (calcul des éléments principaux ).

## **Chapitre V :**

# **Étude des éléments structuraux**

**V.1.Introduction :**

Les éléments principaux sont soumis aux actions dues aux charges permanentes et aux charges d'exploitation ainsi qu'aux actions sismiques.

Leurs ferrailages doivent être réalisés de manière à résister aux combinaisons des différentes actions en considérant les combinaisons les plus défavorables.

La réglementation en vigueur BAEL 91 et RPA 99 nous dictent un certain nombre de combinaisons avec lesquelles nous allons travailler.

**V.2.Combinaisons d'actions :**

Dans le cas des bâtiments courants, les diverses actions sont notées :

- **G** : Charges permanentes.
- **Q** : Charges d'exploitations .
- **E** : Efforts sismiques.
- **W** : action du vent

❖ Combinaisons prises en compte :

➤ **BAEL 91** : Combinaisons fondamentales ou bien durables .

$1.35G + 1.5Q + w \rightarrow$  pour les calculs d'E.L.U.

$G + Q + w \longrightarrow$  pour les calculs d'E.L.S.

➤ **RPA99 (version2003)** : Combinaisons accidentelles;

$$\left. \begin{array}{l} 0.8 \times G \pm E \\ G + Q \pm E \end{array} \right\}$$

**Le tableau ci-après:**

Situation	Béton			Acier (TYPE 1 FeE400)		
	$\gamma_b$	$F_{c28}$ (Mpa)	$\sigma_b$ (MPa)	$\gamma_s$	Fe (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)
Durable	1,5	25	14,2	1,15	400	348
Accidentelle	1,15	25	18.5	1	400	400

**Tab.V.1 : Coefficient de sécurité et Caractéristiques mécaniques.**

**V.3. Etude des poutres :**

Ce sont des éléments horizontaux en béton armé, transmettant les charges des planchers aux poteaux, leur mode de sollicitation est la flexion simple étant donnée qu'elles subissent des efforts.

**V.3.1. Combinaison de calcul :**

Après la détermination des sollicitations M et T, on procède au calcul du ferrailage avec les combinaisons les plus défavorables à savoir

- Selon BAEL91 : ELU :  $1,35 G + 1,5Q + W$   
ELS :  $G + Q + W$
- Selon RPA99/2003 :  $G + Q \pm E$   
 $0,8G \pm E$

Pour les ELS, on vérifie aussi les conditions sur les contraintes  $\sigma_b$  et  $\sigma_s$  respectivement du béton et des aciers, et les déformations admissibles des poutres (flèches).

**V.3.2. Etapes à suivre :****V.3.2.1. Les armatures longitudinales :**

Les exigences du RPA version 2003 :

- Armatures minimales :  $0,8\% \times B$  en zone IIa
- Armatures maximales  $\left\{ \begin{array}{l} 4\% \times B \quad \text{en zone courante} \\ 6\% \times B \quad \text{en zone de recouvrement} \end{array} \right.$
- La longueur de recouvrement est de :  $40 \cdot \emptyset$  en zone IIa.

Avec : **B** : Section de la poutre.

**V.3.2.2. Les armatures transversales :**

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_{t\min} = 0,003 \times S \times b$$

Avec :

**b** : Largeur de la section et

**S** : L'espacement des armatures transversales.

- L'espacement maximal des armatures transversales est déterminé comme suit :

- ☒ Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires

$$S = \min \left( \frac{h}{4}; 12 \times Q \right)$$

- ☒ En dehors de la zone nodale :  $S = \frac{h}{2}$

**Règlement BAEL91 :**

La section minimale des armatures longitudinales en flexion simple est :

$$A_{\min} = 0.23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times b \times d \Rightarrow \text{Pour les armatures tendues.}$$

**V.3.3.Sollicitation du calcul :**

A l'aide du fichier des résultats donné par le logiciel "Robot Bat", on obtient les résultats suivants :

**A. Poutre principal :**

**1. Armatures Longitudinales :**

$$b = 40\text{cm} , h = 45 \text{ cm} , d = 42 \text{ cm}$$

❖ **En Travée**

➤ **ELU :**

$$\mu = \frac{M}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2}$$

$$\bar{\sigma}_b = 14.2 \text{ MPa}$$

$$\mu < \mu l = 0,392 \rightarrow A' = 0, \alpha = 1.25 [1 - \sqrt{1 - 2\mu}] ; \beta = 1 - 0,4\alpha$$

$$A_1 = \frac{M_{\max}}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d}, \quad \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

	M (kn,m)	$\mu$	$\mu l$	$\alpha$	$\beta$	A (cm <sup>2</sup> )
<b>Travée</b>	52.42	0,052	0,392	0.067	0,973	3.68

❖ **En Appuis :**

➤ **Accidentelle : G+Q+E :**

	M (kn,m)	$\mu$	$\mu l$	$\alpha$	$\beta$	A (cm <sup>2</sup> )
<b>Appuis</b>	157.53	0,157	0,392	0,215	0,914	11.79

**Vérifications nécessaires pour les poutres :**

☒ **BAEL :**

- **Condition de non fragilité ( art A.4.2) :**

$$A^{BAEL} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A > \frac{0.23 \times 40 \times 42 \times 2.1}{400} = 2.02\text{cm}^2$$



- Le pourcentage minimal d'armature (art B.6.4) :

$$A_{\min}^{RPA} = 0.001 b \times h$$

$$A_{\min}^{RPA} = 0.001 \times 40 \times 45 = 1.8 \text{ cm}^2 \dots\dots \text{pour la poutre principale}$$

☒ **RPA99/version 2003 :**

Pourcentage d'acier exigé par le **RPA99/version 2003 :**

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la section de la poutre :

d'après le RPA est 0.8% en tout section :

$$A_{\min}^{RPa} = 0,008 \times h \times b = 0,008 \times 40 \times 45 = 14.4 \text{ cm}^2$$

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est :

4 % en zone courante.

6 % en zone de recouvrement.

$$4\% \times b \times h = 0,04 \times 40 \times 45 = 72 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{en zone courante}$$

$$6\% \times b \times h = 0,06 \times 40 \times 45 = 108 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{en zone de recouvrement}$$

◆ **Tableau Récapitulatif :**

	$A_{\text{cal}}$ ( $\text{cm}^2$ )	$A_{\min}^{BAEL}$ ( $\text{cm}^2$ )	$A_{\min}^{RPa}$ ( $\text{cm}^2$ )	$A_{\min}^{RPa} / 2$ ( $\text{cm}^2$ )	$A_{\max}$	$A_{\text{adopt}}(\text{cm}^2)$
<b>Travée</b>	3.68	2.02	1.80	14.4/2= 7.2	7.2	<b>4HA16= 8.04</b>
<b>Appuis</b>	11.79	2.02	1.80	14.4/2= 7.2	11.79	<b>6HA16 = 12.31</b>

**Tab.V.2 : Tableau Récapitulatif**

➤ **ELS :**

- La fissuration est peu nuisible, donc il n'y a aucune vérification concernant  $\sigma_s$ .
- Pour le béton : section rectangulaire + flexion simple + acier type FeE400, donc la vérification de la contrainte max du béton n'est pas nécessaire si l'inégalité

suivante est vérifiée :  $\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$  ,  $\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$

	Elements	$\alpha$	$M_u$ (N.m)	$M_{ser}$ (N.m)	$\gamma$	$\bar{\alpha}$	Condition
P.P	Travée	0.067	52420000	37920000	1,38	0.446	Vérifier
	Appuis	<b>0.215</b>	<b>157530000</b>	<b>65590000</b>	<b>2.4</b>	<b>0.951</b>	Vérifier

☒ **Vérification de la flèche : BAEL91 (art B.6.5.1)**

On peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de calculer la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées, et on fera le calcul sur la travée la plus chargée.

$M_{max}^t = 52.42 \text{ KN.m}$

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{h}{L} = \frac{0.45}{4.85} = 0.0927 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \rightarrow \dots\dots\dots CV$
- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow \frac{h}{L} = \frac{40}{4.85} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow 0.0927 \geq \frac{0.85M_0}{10M_0} = 0.085 \rightarrow \dots\dots\dots CV$
- $\frac{4.2}{f_e} \geq \frac{A}{b \times d} \Rightarrow \frac{9.05}{40 \times 42} = 0.005338 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \rightarrow \dots\dots\dots CV$

Les conditions précédentes sont vérifiées donc le calcul de flèche n'est pas nécessaire.

**2. Armatures transversales :**

Choix de  $\phi_T$  :

$\phi_T \leq \min \left( \frac{h}{35}, \phi_L, \frac{b}{10} \right) = \min \left( \frac{450}{35}, 16, \frac{400}{10} \right) = 12.85 \text{mm}$

Alors soit des cadres  $\square t = 8 \text{ mm}$  de nuance FeE235

• **Espacement :**

D'après BAEL 91 (art A.5.1, 22):  $S_t \leq \min (0,9 d ; 45\text{cm}) = 37.8\text{cm}$

D'après RPA 99 (art 7.5.2, 2) :

$S_t \leq \min (h / 4, 12 \text{ min}\phi, 30 \text{ cm}) = 12.25\text{cm} \rightarrow s_t = 10\text{cm}$  dans la Zone nodale.

$S_t' \leq h / 2 = 22.5 \text{ cm} \rightarrow s_t = 16\text{cm}$  dans la Zone courante.

On prend:  $S_t \leq \min (S_{t \text{BAEL}}, S_{t \text{RPA}})$

- Dans la Zone nodale :  $S_t = 10\text{cm}$

- Dans la Zone courante :  $S_t = 16\text{cm}$

• **La section de ferrailage transversal**

D'après BAEL 91(art A.5.1, 22):

$S_t \leq \frac{A_t \cdot f_e}{0,4 \cdot b_0} \rightarrow A_t \geq \frac{S_t \times 0,4 \times b_0}{f_e} = \frac{0.4 \times 20 \times 40}{400} = 0.8 \text{cm}^2$

D'après RPA 99 :

$$A_t \geq 0,003.S_t.b = 0,003 \times 10 \times 40 = 1.2 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{en zone nodale}$$

$$A_t \geq 0,003.S_t.b = 0,003 \times 16 \times 40 = 1.92 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{en dehors de la zone nodale}$$

Donc on prend :

**4HA8** avec  $A_t = 2.01 \text{ cm}^2$  dans la zone nodale

**4HA8** avec  $A_t = 2.01 \text{ cm}^2$  en dehors de la zone nodale.

**3. Vérification de l'effort tranchant :**

$$V_u^{max} = 107.06 \text{ KN.m}$$

$$\tau_u^{max} = \frac{107060}{450 \times 420} = 0.566 \text{ Mpa} < \text{Min} \{3.33 ; 5\} \dots \text{cv}$$

On étudie avec fissuration peu préjudiciable.  $\bar{\tau}_u = \text{min} (0.2.f_{c28}/\gamma_b; 5 \text{ Mpa})$

$$\tau_u = 0.566 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ Mpa} \text{ (c.v)}$$

**B. Poutre secondaire :**

**1. Armatures Longitudinales :**

$$b = 35 \text{ cm} , h = 35 \text{ cm} , d = 32 \text{ cm}$$

❖ **En Travée**

➤ **ELU :**

$$\mu = \frac{M}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2}$$

$$\bar{\sigma}_b = 14.2 \text{ MPa}$$

$$\mu < \mu_l = 0,392 \rightarrow A' = 0, \alpha = 1.25 [1 - \sqrt{1 - 2\mu}] ; \beta = 1 - 0,4\alpha$$

$$A_1 = \frac{M_{max}}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d}, \quad \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

	M (kn,m)	$\mu$	$\mu_l$	$\alpha$	$\beta$	A (cm <sup>2</sup> )
Travée	53.63	0.105	0.392	0.14	0.944	5.10

❖ **En Appuis :**

➤ **Accidentelle : G+Q+E :**

	M (kn,m)	$\mu$	$\mu_l$	$\alpha$	$\beta$	A (cm <sup>2</sup> )
Appuis	139.87	0,274	0.392	0,41	0,836	15.02

Vérifications nécessaires pour les poutres :

☒ **BAEL :**

4. **Condition de non fragilité ( art A.4.2) :**

$$A^{BAEL} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A > \frac{0.23 \times 35 \times 32 \times 2.1}{400} = 1,35 \text{cm}^2$$

**Le pourcentage minimal d'armature (art B.6.4) :**

$$A_{\min}^{RPA} = 0.001 b \times h$$

$$A_{\min}^{RPA} = 0.001 \times 35 \times 35 = 1.225 \text{ cm}^2 \dots\dots \text{pour la poutre secondaire}$$

☒ **RPA99/version 2003 :**

Pourcentage d'acier exigé par le **RPA99/version 2003 :**

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la section de la poutre .

d'après le RPA est 0,8% en tout section :

$$A_{\min}^{RPa} = 0,008 \times h \times b = 0,008 \times 35 \times 35 = 9.8 \text{cm}^2$$

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est :

5 % en zone courante.

6 % en zone de recouvrement.

$$4\% \times b \times h = 0,04 \times 35 \times 35 = 49 \text{ cm}^2 \dots\dots \text{en zone courante}$$

$$6\% \times b \times h = 0,06 \times 35 \times 35 = 73.5 \text{ cm}^2 \dots\dots \text{en zone de recouvrement}$$

◆ **Tableau Récapitulatif :**

	$A_{\text{cal}}$ ( $\text{cm}^2$ )	$A_{\min}^{BAEL}$ ( $\text{cm}^2$ )	$A_{\min}^{RPa}$ ( $\text{cm}^2$ )	$A_{\min}^{RPa} / 2$ ( $\text{cm}^2$ )	$A_{\text{max}}$	$A_{\text{adopt}}(\text{cm}^2)$
<b>Travée</b>	5.10	1.35	1.225	9.8/2= 4.9	5.10	<b>6HA12=6.79</b>
<b>ppuis</b>	15.02	1.35	1.225	9.8/2= 4.9	15.02	<b>3HA16+3HA20 = 15.45</b>

**Tab.V.3.Tableau Récapitulatif**

➤ **ELS :**

- La fissuration est peu nuisible, donc il n'y a aucune vérification concernant  $\sigma_s$ .
- Pour le béton : section rectangulaire + flexion simple + acier type FeE400, donc la vérification de la contrainte max du béton n'est pas nécessaire si l'inégalité

suivante est vérifier :  $\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$  ,  $\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$

	Element s	$\alpha$	$M_u$ (N.m)	$M_{ser}$ (N.m)	$\gamma$	$\bar{\alpha}$	Condition
P.S	Travée	0.14	53630000	39110000	1,37	0.435	Vérifier
	Appuis	<b>0.41</b>	<b>139870000</b>	<b>70170000</b>	<b>1.99</b>	<b>0.745</b>	<b>Vérifier</b>

➤ **Vérification de la flèche : BAEL91 (art B.6.5.1)**

On peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de calculer la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées, et on fera le calcul sur la travée la plus chargée.

$M_{max}^t = 53.63 \text{KN.m}$

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{h}{L} = \frac{0.35}{460} = 0.0875 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \rightarrow \dots\dots\dots C$
- $\frac{4.2}{f_e} \geq \frac{A}{b \times d} \Rightarrow \frac{A}{b.d} \leq \frac{4.2}{f_e} = \frac{6.125}{35 \times 32} = 0.005468 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \rightarrow \dots\dots\dots CV$
- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow 0.0875 \geq \frac{0.85M_0}{10M_0} = 0.085 \rightarrow \dots\dots\dots CV$

Les conditions précédentes sont vérifiées donc le calcul de flèche n'est pas nécessaire.

**2. Armatures transversales :**

Choix de  $\phi_T$  :

$\phi_T \leq \min \left( \frac{h}{35}, \phi_L, \frac{b}{10} \right) = \min \left( \frac{350}{35}, 14, \frac{350}{10} \right) = 10 \text{mm}$

Alors soit des cadres  $\square t = 8 \text{ mm}$  de nuance FeE235

• **Espacement :**

D'après BAEL 91 (art A.5.1, 22):  $S_t \leq \min (0,9 d ; 40 \text{ cm}) = 28.8 \text{ cm}$

D'après RPA 99 (art 7.5.2, 2) :

$S_t \leq \min (h / 4, 12 \text{ min}\phi, 30 \text{ cm}) = 8.75 \text{ cm} \rightarrow$  dans la Zone nodale.

$S_t' \leq h / 2 = 17.5 \text{ cm} \rightarrow$  dans la Zone courante.

On prend:  $S_t \leq \min (S_{t \text{BAEL}}, S_{t \text{RPA}})$

- Dans la Zone nodale :  $S_t = 8 \text{ cm}$

- Dans la Zone courante :  $S_t = 17 \text{ cm}$

• **La section de ferrailage transversal**

D'après BAEL 91(art A.5.1, 22):

$S_t \leq \frac{A_t \cdot f_e}{0,4 \cdot b_0} \rightarrow A_t \geq \frac{S_t \times 0,4 \times b_0}{f_e} = \frac{0.4 \times 17 \times 35}{400} = 0.595 \text{cm}^2$

**D'après RPA 99 :**

$$A_t \geq 0,003.S_t.b = 0,003 \times 8 \times 35 = 0.84\text{cm}^2 \rightarrow \text{en zone nodale}$$

$$A_t \geq 0,003.S_t.b = 0,003 \times 17 \times 35 = 1.79\text{cm}^2 \rightarrow \text{en dehors de la zone nodale}$$

Donc on prend :

**4T8** avec  $A_t = 2.01\text{cm}^2$  dans la zone nodale

**4T8** avec  $A_t = 2,01\text{cm}^2$  en dehors de la zone nodale.

**3. Vérification de l'effort tranchant :**

$$V_u^{max} = 20 \text{ KN.m}$$

$$\tau_u^{max} = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{20000}{350 \times 320} = 0.178\text{Mpa} < \text{Min} \{3.33 ; 5\} \dots \text{c.v}$$

On étudie avec fissuration peu préjudiciable.  $\bar{\tau}_u = \text{min} (0.2.f_{c28}/\gamma_b; 5\text{Mpa})$

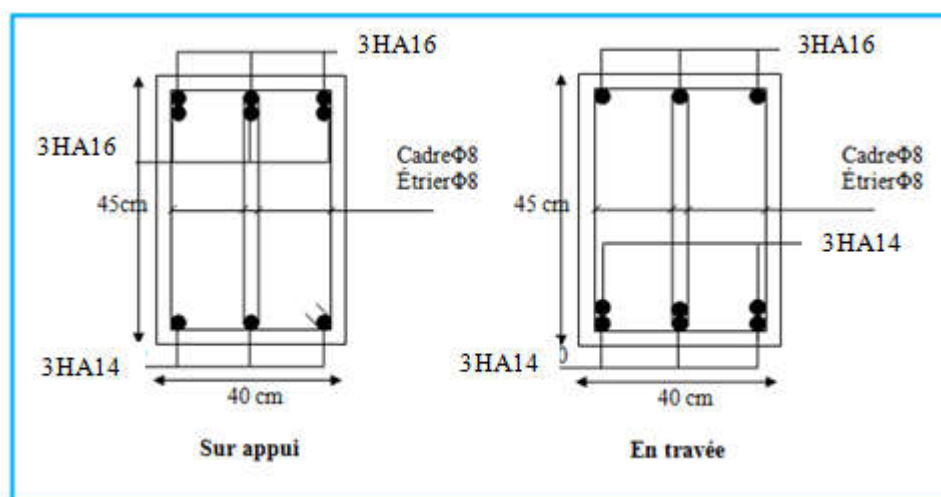
$$\tau_u = 0.178\text{MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33\text{MPa} \text{ (c.v)}$$

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

Poutre	Position	N <sup>mbr</sup> des barres	A <sub>adopt</sub> (cm <sup>2</sup> )
P.P (40×45)	Travée	6HA14	9.24cm <sup>2</sup>
	Appui	6HA16	12.06cm <sup>2</sup>
P.S (35×35)	Travée	6HA12	6.79cm <sup>2</sup>
	Appui	3HA16+3HA20	15.45cm <sup>2</sup>

**Tab. V.4. Les résultats des ferrailage des poutres**

**V.3.4. Présentation du ferrailage :**



**Fig .V.1. Ferrailage des poutres principales**

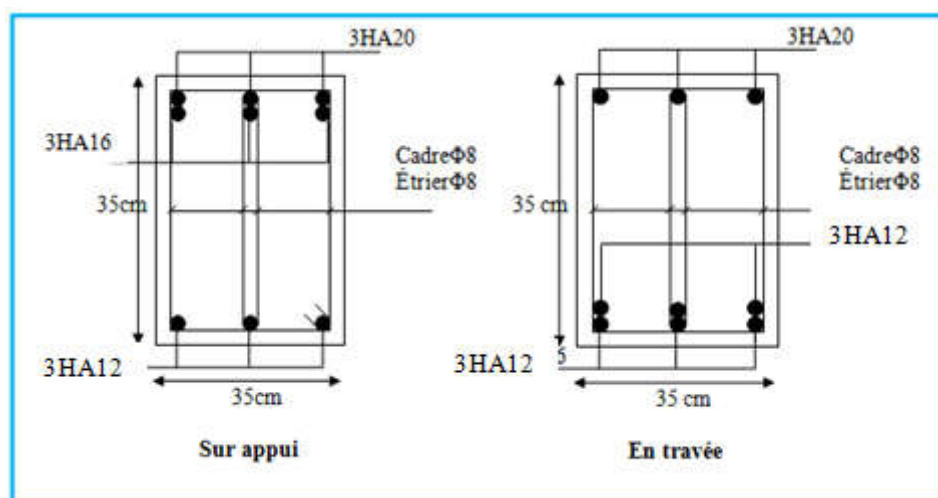


Fig .V.2.Ferraillage des poutres secondaire

**V.4.Etude Poteaux :**

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts arrivant des poutres vers les fondations, et sont soumis à un effort normal « N » et à un moment de flexion « M » dans les deux sens : longitudinal et transversal. Donc ils sont calculés en flexion composée.

**V.4.1.Le ferraillage :**

Une section soumise à la flexion composées est dite partiellement comprimée si:  
 -N est un effort de compression et le centre pression (c) se trouve à l'extérieur de la section.  
 - N est un effort de compression et le centre (c) se trouve à l'intérieur de la section, et la condition suivante est remplie

$$\underbrace{N(d - c') - M_a}_{(A)} < \underbrace{\left(0.337 - 0.81 \frac{c'}{h}\right) b \times h^2 \bar{\sigma}_b}_{(B)}$$

**✚ Le moment fictif :**

$$M_a = Mg + N \left( d - \frac{h}{2} \right)$$

$$A = A^f \rightarrow A = A^f - \frac{N}{100 \times \bar{\sigma}_S}$$

### 🚧 Combinaisons des charges :

En fonction du type de sollicitation, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes :

#### 🚧 Selon le BAEL 91 :

- ◆ E.L.U. : Situation durable :  $1,35 G + 1,5 Q$  ..... (C1)

**Selon le R.P.A 99/version 2003** : Situation accidentelle (article 5.2 page 38)

- ◆  $G+Q+E$ .....(C2)
- ◆  $0,8G\pm E$ .....(C3)

La section d'acier sera calculée pour différentes combinaisons d'efforts internes pour les deux sens X et Y comme suit :

- 1)  $N_{\max} \leftrightarrow M_{\text{corr}}$
- 2)  $M_{\max} \leftrightarrow N_{\text{corr}}$
- 3)  $N_{\min} \leftrightarrow M_{\text{corr}}$

Chacune des trois combinaisons donne une section d'acier. La section finale choisit correspondra au maximum des trois valeurs (cas plus défavorable).

#### **Recommandation de l'RPA 99/Version 2003 :**

##### **V.4.2.Ferraillage longitudinale :**

D'après le RPA99/version 2003 (article 7.4.2), les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets. Leur pourcentage en zone sismique IIa est limité par:

- Pourcentage maximal :

$$\begin{cases} 4 \% \text{ en zone courante} \\ 6 \% \text{ en zone de recouvrement.} \end{cases}$$

- Pourcentage minimal (zoneII) : 0,8 %
- Diamètre minimum : 12 mm.
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25cm en zone II.

#### ☒ **Armatures transversales :RPA99 (art 7.4.2.1) :**

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h_1 \cdot f_e}$$

Avec :

$V_u$  : est l'effort tranchant de calcul

$h_1$  : Hauteur totale de la section brute

$f_e$  : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale



$\rho_a$  : Est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant.

$t$  : est l'espacement des armatures transversales.

$$\rho_a = 2.5 \quad \text{Si } \lambda_g \geq 5.$$

$$\rho_a = 3.75 \quad \text{Si } \lambda_g < 5.$$

$t$  : est l'espacement des armatures transversales

- La zone nodale :  $t \leq \min(10 \phi_l, 15 \text{ cm})$

- La zone courante :  $t \leq 15 \phi_l$

$\phi_l$  : Le diamètre minimal des armatures longitudinales.

La quantité des armatures transversales vers soles  $\frac{A_t}{t.b_1}$  en % est donnée comme

suit:

$$\text{Si } \lambda_g \geq 5 \rightarrow 0,3 \%$$

$$\text{Si } \lambda_g \leq 5 \rightarrow 0,8 \%$$

Si  $3 < \lambda_g < 5$  : interpoler entre les valeurs limites précédentes

$\lambda_g$  : L'élançement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \left( \frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

$a$  et  $b$  : dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation

$l_f$  : longueur de flambement du poteau ( $l_f = 0.7 L$ )

**☒ BAEL91 : (art A.8.1, 3)**

1/ Le diamètre des armatures transversales :  $\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3}$

2/ leur espacement :  $St \leq \min(15 \phi_l; 40 \text{ cm}; a + 10 \text{ cm})$

**V.4.3.Exemple de calcul ferrailage.**

Soit le poteau du RDC (dimension 55×55) :

$c = c' = 4 \text{ cm}$ ;  $s = 55 \times 55 \text{ (cm)}$ ;

acier Fe E400;  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ .

$f_{bu} = 0.85 f_{c28} / \square b = 14.2 \text{ MPa}$  ;

$L = 3.06 \text{ m}$  : hauteur totale du Poteau.

ELU		G+Q+E		0.8G±E		ELS	
N <sub>MAX</sub> (KN)	M <sub>COR</sub> (KN.m)	M <sub>MAX</sub> (KN.m)	N <sub>COR</sub> (KN)	N <sub>MIN</sub> (KN)	M <sub>COR</sub> (KN.m)	N <sub>MAX</sub> (KN)	M <sub>COR</sub> (KN.m)
1311.56	7.68	40.67	1135.90	431.67	7.34	930.71	<b>5.52</b>

ELU :

Les sections soumises à un effort de compression sont justifiées vis-à-vis de L'ELU de stabilité de forme conformément à L'article .A.4.3.5 du C.B.A 93 en adoptant une excentricité totale de calcul :

$$e = e_1 + e_2; e_1 = e_a + e_0$$

e<sub>1</sub>: excentricité du premier ordre de la résultante des contraintes normales avant application des excentricités additionnelles.

e<sub>a</sub>: excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales (après l'exécution).

e<sub>2</sub>: excentricité due aux effets du second ordre.

$$e_a = \max\left\{2cm; \frac{L}{250}\right\} = \max\left\{2cm; \frac{306}{250}\right\} = 2cm$$

$$e_0 = \frac{M_U}{N_U} = \frac{7.68}{1311.56} = 0.00585m = 0.585cm = 0.59 cm$$

$$e_1 = e_a + e_0 = 2 + 0.59 = 2.59cm$$

On peut considérer les effets du second ordre d'une manière forfaitaire Si :

$$l_f / h < \max (15 ; 20.e_1 / h)$$

l : hauteur totale du Poteau.

l<sub>f</sub>: longueur de flambement du poteau

$$l_f = 0,7 l_0 = 0,7 \times 3,06 = 2,142 m.$$

$$l_f / h = 3,89 < \max (15 ; 0,94)$$

Donc : les effets du second ordre doivent être considérés d'une manière forfaitaire :

$$\lambda = \sqrt{12} \times \frac{l_f}{h} = 13,475$$

$$\lambda \leq 50 \text{ si}$$

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0,85}{1 + 2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} = 0.655 \end{cases}$$

φ : Généralement égal à 2

$$e_2 = \frac{3 \times l_f^2}{10^4 \times h} \times (2 + \alpha \times \emptyset)$$

$$e_2 = \frac{3 \times 2.142^2}{10^4 \times 0.55} \times (2 + 0.655 \times 2) = 0.00833 \text{ m} = 0.833 \text{ cm}$$

$$e = e_1 + e_2 = 2.59 + 0.833 = 3.42 \text{ cm}$$

$$e = 3.42 \text{ cm} = 0.0342 \text{ m}$$

$$M_{\text{corrigé}} = N_{\text{utm}} \times e = 1311.56 \times 0.0342 = 44.85 \text{ KN.m}$$

☒ **Les efforts corrigés seront :**

$$N_{\text{max}} = 1311.56 \text{ N} ; M_{\text{corrigé}} = 7680 \text{ N.m}$$

$$A = (0.337 h - 0.81 c') \cdot b \cdot h \cdot \sigma_b$$

$$A = (0.337 \times 55 - 0.81 \times 4) \cdot 55 \times 55 \times 14.2 = 656996.72 \text{ N.m}$$

$$B = N_u (d - c') - M_{\text{ua}}$$

$$M_{\text{ua}} = M_u + N_u \times (d - h/2) = 7680 + 1311560 \times (0.51 - 0.55/2) = 310021.4 \text{ N.m}$$

$$B = 1311560 (0.51 - 0.04) - 310021.4 = 306411.8 \text{ N.m}$$

$A > B$  ; Donc la section est partiellement comprimée.

$$\bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_b = 14.2 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M_a}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{310021.4}{14.2 \times 55 \times (51)^2} = 0.131 < \mu \ell = 0.392$$

$$\alpha = 1.25 \left[ 1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right] = 0.176$$

$$\beta = (1 - 0.4\alpha) = 0.929$$

$$A^f = \frac{M_a}{\bar{\sigma}_b \cdot \beta \cdot d} = \frac{310021.4}{348 \times 0.929 \times 51} = 18.80 \text{ cm}^2$$

$$A = A^f - \frac{N}{100 \times \bar{\sigma}_s} = 18.80 - \frac{1311560}{100 \times 348} = -18.8 \text{ cm}^2$$

🚦 **G+Q+E :**

$$M_{\text{max}} = 40.67 \text{ KN.m} ; N_{\text{cor}} = 1135.90 \text{ KN}$$

$$e_a = \max \left\{ 2 \text{ cm} ; \frac{L}{250} \right\} = \max \left\{ 2 \text{ cm} ; \frac{306}{250} \right\} = 2 \text{ cm}$$

$$e_0 = \frac{M_U}{N_U} = \frac{40.67}{1135.90} = 0.0358 \text{ m} = 3.58 \text{ cm}$$

$$e_1 = e_a + e_0 = 2 + 3.58 = 5.58 \text{ cm}$$

$$e_2 = \frac{3 \times l_f^2}{10^4 \times h} \times (2 + \alpha \times \emptyset)$$

$$e_2 = \frac{3 \times 2.142^2}{10^4 \times 0.55} \times (2 + 0.665 \times 2) = 0.00833 \text{ m} = 0.833 \text{ cm}$$

$$e=e_1+e_2= 5.58+ 0,833=6.413 \text{ cm.}$$

$$M_{\text{corrigé}}= N_{\text{utm}} \times e =1135.90 \times 0.06413= 72.84 \text{ KN.m}$$

☒ Les efforts corrigés seront :

$$N_{\text{max}}=1135900 \text{ N} ; M_{\text{corrigé}}= 72840\text{N.m.}$$

$$A=(0.337 h - 0.81 c') \cdot b \cdot h \cdot \sigma_b$$

$$A = (0.337 \times 55 - 0.81 \times 4) \cdot 55 \times 55 \times 18.5 = 855946.43\text{N.m}$$

$$B = N_u (d - c') - M_{ua}$$

$$M_{ua} = M_u + N_u \times (d - h/2) = 72840 + 1135900 \times (0.51 - 0.55/2) = 274776.5\text{N.m}$$

$$B = 1135900(0,51-0,04) - 274776.5 = 259096.5\text{N.m}$$

$A > B$  ; Donc la section est partiellement comprimée.

☒ Situation accidentelle :

$$\bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_b = 18.5 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M_a}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{274776.5}{18.5 \times 55 \times (51)^2} = 0.103 < \mu_l = 0.392 \quad \alpha = 1.25 \left[ 1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right] = 0.136$$

$$\beta = (1 - 0.4\alpha) = 0.945$$

$$A^f = \frac{M_a}{\sigma_b \cdot \beta \cdot d} = \frac{274776.5}{400 \times 0.945 \times 51} = 14.25 \text{ cm}$$

$$A = A^f - \frac{N}{100 \times \bar{\sigma}_s} = 14.25 - \frac{1135900}{100 \times 400} = -14.14 \text{ cm}^2$$

🚧 0,8G±E:

$$N_{\text{min}} = 431.67 \text{ K N} ; M_{\text{cor}} = 7.34 \text{ KN.m.}$$

$$e_a = \max \left\{ 2 \text{ cm} ; \frac{L}{250} \right\}$$

$$e_a = \max \left\{ 2 \text{ cm} ; \frac{306}{250} \right\} = 2 \text{ cm}$$

$$e_0 = \frac{M_U}{N_U} = \frac{7.34}{431.67} = 0.017 \text{ m} = 1.7 \text{ cm}$$

$$e_1 = e_a + e_0 = 2 + 1.7 = 3.7 \text{ cm}$$

$$e_2 = \frac{3 \times l_f^2}{10^4 \times h} \times (2 + \alpha \times \emptyset)$$

$$e_2 = \frac{3 \times 2.142^2}{10^4 \times 0.55} \times (2 + 0.665 \times 2) = 0.00833 \text{ m} = 0.833 \text{ cm}$$

$$e = e_1 + e_2 = 3.7 + 0,833 = 4.53 \text{ cm.}$$

$$M_{\text{corrigé}} = N_{\text{utm}} \times e = 431.67 \times 0.0453 = 19.55 \text{ KN.m}$$

☒ Les efforts corrigés seront :

$$N_{\max} = 431670 \text{ N} ; M_{\text{corrigé}} = 19550 \text{ N.m}$$

$$A = (0.337 h - 0.81 c'). b.h.\sigma_b$$

$$A = (0.337 \times 55 - 0.81 \times 4) 55 \times 55 \times 18.5 = 855946.43 \text{ N.m}$$

$$B = N_u (d - c') - M_{ua}$$

$$M_{ua} = M_u + N_u \times (d - h/2) = 19550 + 431670 \times (0.51 - 0.55/2) = 120992.45 \text{ N.m}$$

$$B = 431670 (0.51 - 0.04) - 120992.45 = 81892.45 \text{ N.m}$$

A > B ; Donc la section est partiellement comprimée.

☒ Situation accidentelle :

$$\bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_b = 18,5 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M_a}{\bar{\sigma}_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{120992.45}{18.5 \times 55 \times (51)^2} = 0.0457 < \mu l = 0.392$$

$$\alpha = 1.25 [1 - \sqrt{1 - 2\mu}] = 0.0587$$

$$\beta = (1 - 0.4\alpha) = 0.976$$

$$A^f = \frac{M_a}{\bar{\sigma}_b \cdot \beta \cdot d} = \frac{120992.45}{400 \times 0.976 \times 51} = 6.076 \text{ cm}^2$$

$$A = A^f - \frac{N}{100 \times \bar{\sigma}_s} = 6.076 - \frac{431670}{100 \times 400} = -4.71 \text{ cm}^2$$

• Vérification des sections :

-D'après (RPA2003) on a le pourcentage minimal des armatures longitudinales.

Le RPA99/version 2003 exige une section minimale :  $A_{s \min} = 0,8\% (b \cdot h)$  (zone IIa).

$$A_{s \min} = 0,8\% (b \cdot h) = 0.008 \times 55 \times 55 = 24.2 \text{ cm}^2$$

• Condition de non fragilité : BAEL91 art A.4.2

$$A_{\min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 51 \times 55 \times \frac{2.1}{400} = 3,38 \text{ cm}^2$$

	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> BAEL (cm <sup>2</sup> )	A <sub>RPA</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adop</sub> (cm <sup>2</sup> )
ELU	18.8	3.38	24.2	6HA20+4HA14= 25.01cm <sup>2</sup>
0,8G±E	14.14			
G+Q±E	4.71			

Tab.V.5.Les choisit des sections

🚧 Vérification à L'ELS :

Après avoir fait le calcul du ferrailage longitudinal des poteaux à l'ELU, il est nécessaire de faire une vérification à l'état limite de service.

- les contraintes sont calculées à l'ELS sous les sollicitations de ( $N_{ser}, M_{ser}$ )

la fissuration est considérée peu nuisible donc il faut vérifier les contraintes dans la section de l'acier.

La contrainte du béton est limitée par :

$$\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPA}$$

La contrainte d'acier est limitée par :  $\sigma_s = 400 \text{ MPa}$

Les poteaux sont calculés en flexion composée.

$$N_{ser} = 930.71 \text{ KN}; M_{ser} = 5.52 \text{ N.m.}$$

$$e_0 = \frac{M_s}{N_s} = \frac{5.52}{930.71} = 0.0059 \text{ m} = 0,059 \text{ cm}$$

$$e_0 = 0.03 < \frac{h}{6} = 9,17 \text{ cm}$$

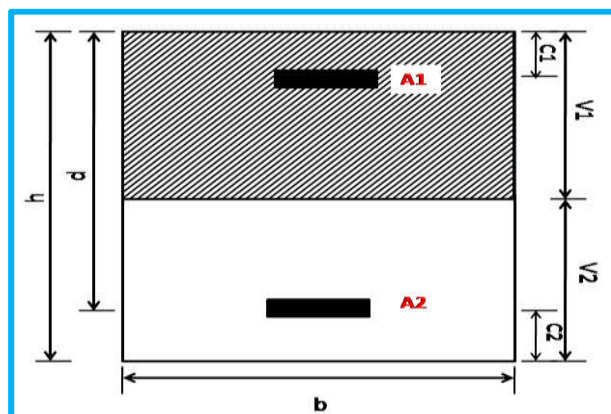
La section est entièrement comprimée et il faut vérifier que  $\sigma_b < 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

Nous avons les notions suivantes :

$$B_0 = b \times h + 15 (A_1 + A_2) = 55 \times 55 + 15(26.89) = 3428.35 \text{ cm}$$

$$v_1 = \frac{1}{B_0} \left[ \frac{bh^2}{2} + 15(A_1c + A_2d) \right] = 27.43 \text{ cm}$$

$$v_2 = h - v_1 = 55 - 27.57 = 27.57 \text{ cm}$$



**Fig.V.3.section de poteau**

$$I_{xx} = \frac{b}{3} (v_1^3 + v_2^3) + 15(A_1(v_1 - c_1)^2 + A_2(v_2 - c_2)^2)$$

$$I_{xx} = \frac{55}{3}(27,43^3 + 27,57^3) + 15[13.445(27,43 - 4)^2 + 13.445(27,57 - 4)^2] = 985318.86 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_G}{I_{xx}}$$

$M_G$  : Moment de flexion par rapport au centre de gravité de la section rendue homogène.

$$M_G = 5520 \text{ N.m}$$

$$\sigma_0 = \frac{N_{ser}}{100 \times B_0} = \frac{930710}{100 \times 3428.35} = 2.71 \text{ Mpa}$$

$$K = \frac{M_G}{I_{xx}} = \frac{5520}{985318.86} = 0.00560$$

$$\sigma_b = \sigma_0 + K \times v_1 = 2.71 + 0.00560 \times 27,43 = 2.86 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_b = 2.86 \text{ Mpa} < 15 \text{ Mpa} \dots (cv)$$

Donc les armatures déterminées pour L' E.L.U de résistance conviennent.

La fissuration est peu préjudiciable, alors la vérification de  $\sigma_s$  à L'E.L.S est :

$$\sigma_s^1 = 15[\sigma_0 + K(v_1 - c')] = 15[2.71 + 0.00560(27,43 - 4)] = 42.61 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s^2 = 15[\sigma_0 - K(d - v_1)] = 15[2.71 - 0.00560(51 - 27,43)] = 38.67 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s^1 = 42.61 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = f_e 400 = 400 \text{ MPa} \dots (C.V)$$

$$\sigma_s^2 = 38.67 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = f_e 400 = 400 \text{ MPa} \dots (C.V)$$

#### 🚧 Armatures transversales :

##### • Vérification du poteau à l'effort tranchant :

On prend l'effort tranchant max et on généralise les sections d'armatures pour tous les poteaux. La combinaison (G + Q ± E) donne l'effort tranchant max.

$$V_{\max} = 8360 \text{ N}$$

Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\tau = \frac{V}{bd} = \frac{8360}{550 \times 510} = 0.029 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau} = \min\left(0, 2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ Mpa}\right) = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau = 0.029 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 3,33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{la condition est vérifiée.}$$

- **Calcul d'armature transversale:**

Selon (RPA99 version 2003 :7.4.2.2) les armatures transversales des poteaux

sont calculées à l'aide de la formule suivante :  $\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a V_u}{h \times f_e}$

$V_u$  : est l'effort tranchant de calcul.

$h$  : Hauteur totale de la section brute.

$f_e$  : Contrainte limite élastique des aciers transversaux ( $f_e$  235MPa).

$\rho_a$  : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par les efforts tranchants.

$$\rho_a = 3.75 \quad \text{Si } \lambda_g < 5.$$

$$\rho_a = 2.5 \quad \text{Si } \lambda_g > 5.$$

$\lambda_g$  : L'élancement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \left( \frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

$a$  et  $b$  : dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation.

$l_f$  : longueur de flambement du poteau ( $l_f = 0.7 L$ )

Dans notre cas

$$\lambda_g = \left( \frac{2.142}{0.55} \right); \lambda_g = (3,895) < 5 \text{ alors : } \rho_a = 3,75$$

$t$  : c'est l'espacement des armatures transversales

**RPA99/ver2003.[ Art.7.4.2.2]**

- La zone nodale :  $S_t \leq \min (10\phi_l, 15\text{cm})$ . en prend  $t = 10 \text{ cm}$
- La zone courante :  $S_t \leq 15 \phi_l$

$\phi_l$  : Le diamètre minimal des armatures longitudinales

On prend :  $S_t = 10 \text{ cm}$  en zone nodale et  $S_t = 15 \text{ cm}$  dans la zone courante.

✓ **En zone nodale :**

$$A_t = \frac{\rho_a \times v_u}{h \times f_e} S_t = \frac{3,75 \times 8360 \times 0.10}{55 \times 400} = 1.42 \text{ cm}^2$$

✓ **En zone courant :**

$$A_t = \frac{\rho_a \times v_u}{h \times f_e} S_t = \frac{3,75 \times 8360 \times 0.15}{55 \times 400} = 2.13 \text{ cm}^2$$

Soit (3cadre T8 +3 cadre T8)



• Vérification des cadres des armatures minimales :

D'après RPA99 (7.4.2.2)

Soit la quantité d'armature minimale.

$$\frac{A_t}{S_t b} (\%) = \begin{cases} 0,3\% \Rightarrow si \lambda_g \geq 5 \\ 0,8\% \Rightarrow si \lambda_g \leq 3 \end{cases}$$

Si  $3 < \lambda_g < 5$  : interpoler entre les valeurs limites précédentes

✓ Dans la zone nodale  $st=10$  cm

$$\frac{A_t}{S_t b} \geq 0.3\% \Rightarrow A_t = 0.003 \times 10 \times 55 = 1,65 cm^2 \text{ Alors la condition est vérifiée.}$$

✓ Dans la zone courant :  $st=15$  cm

$$\frac{A_t}{S_t b} \geq 0.3\% \Rightarrow A_t = 0.003 \times 15 \times 55 = 2.475 cm^2 \text{ Alors la condition est vérifiée.}$$

**BAEL91 : (art A.8.1,3)**

1/ Le diamètre des armatures transversales :  $\phi_t \geq \frac{\phi_\ell}{3}$

$$\phi_t \geq \frac{\phi_\ell}{3} = \frac{20}{3} = 6,67 mm$$

Le diamètre des armatures transversales :  $\phi_t \geq \frac{\phi_\ell}{3}$  ..... Condition Vérifiée

2/ leur espacement :  $St \leq \min (15 \phi_t ; 40 \text{ cm} ; a + 10 \text{ cm})$

$St \leq \min (30cm ; 40 \text{ cm} ; 65 \text{ cm})$ ..... Condition Vérifier

S poteau(cm <sup>2</sup> )	A cal (cm <sup>2</sup> )	N <sup>mbr</sup> des barres	A adapté(cm <sup>2</sup> )
55×55	24,2	6HA20+4HA14	25.01

**Tab.V.6.Armatures des Poteaux**

## V.4.4.Présentation du ferrailage des poteaux:

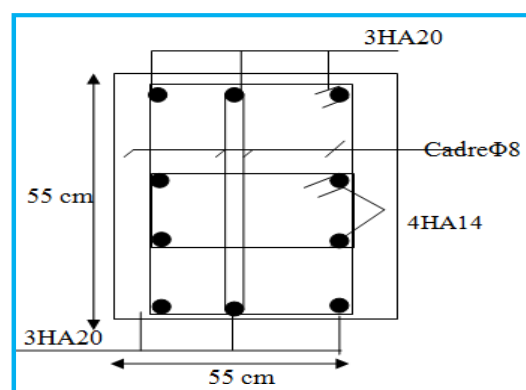


Fig. V.4.Ferrailage du poteau

## V.5.Ferrailage des voiles :

## V.5.1.Introduction :

Les voiles sont des éléments de contreventement soumis à des chargements verticaux (charges permanentes et charges d'exploitations) et à des forces horizontales dues au séisme.

Les charges verticales provoqueraient des efforts normaux et des moments si ces efforts normaux sont excentrés, par contre les efforts horizontaux provoqueraient des efforts normaux, tranchants et des moments fléchissant, donc chaque voile sera ferrillé en flexion composée et nécessiterait la disposition du ferrailage suivante :

- ✓ Dans le plan vertical : des aciers verticaux.
- ✓ Dans le plan horizontal : des aciers horizontaux.
- ✓ Des aciers transversaux.

## V.5.2.Types d'armatures :

## a) Armatures verticales :

Lorsqu'une partie du voile est tendue sous l'action des forces verticales et horizontales, l'effort de traction doit être repris en totalité par les armatures.

- ❖ **Le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue est de 0,20%:**

Il est possible de concentrer les armatures de traction à l'extrémité du voile ou du trumeau, la section totale d'armatures verticales de la zone tendue devant rester au moins égale à 0,20 % de la section horizontale du béton tendue.

Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

Si des efforts importants de compression agissant sur l'extrémité du voile, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux.

Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochet à la partie supérieure.

Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).

A chaque extrémité du voile ou du trumeau l'espacement des barres doit être au plus égale à 15cm.

**b) Armatures horizontales :**

Les barres horizontales doivent munies de crochets à 135° ayant une longueur de  $10\Phi$ .

Dans le cas où il existerait des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochet si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

**Règles communes :**

- Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales dans les trumeaux est donné comme suit :
  - ✓ globalement dans la section du voile 0,15%
  - ✓ en zone courante 0,10%
- L'espacement des barres verticales et horizontales doit être inférieur à la plus petites des deux (2) Valeurs Suivantes :

$St \leq 1,5a$   $St \leq \text{Min}(30\text{cm} ; 1,5a)$ , avec **a**: épaisseur du voile.

$St \leq 30\text{cm}$

- Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'abouts) ne doit pas dépasser **L /10** de l'épaisseur du voile.
- Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :
  - ✓  $40\Phi$  : pour les barres situées dans les zones où le renversement est possible ;
  - ✓  $20\Phi$  : pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charge.
- Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être pris pour les aciers de coutures dont la section doit être calculée avec la formule suivante :

$$V_{vj} = 1.1 \frac{V}{F_e} \quad ; \quad \text{avec } V = 1.4V_{calculé}$$

- Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

**c) Armatures transversales :**

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées entre elles avec au moins quatre (4) épingles au mètre carré leur rôle principal est de relier les deux nappes d'armatures de manière à assurer leur stabilité, lors du coulage du béton.

**V.5.3.Calcul de la section d'armature (Ferrailage vertical) :**

**V.5.3.1.Ferrailage vertical :**

Type de section qu'on peut avoir :

Une section soumise à la flexion composée peut être :

- ❖ Entièrement tendu (S. E. T).
- ❖ Entièrement comprimée (S. E.C).
- ❖ partiellement comprimée (S. P. C).

**V.5.3.2.Etapes de calcul :**

✓ **Détermination de la nature de la section :**

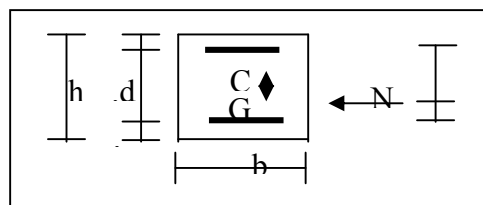
- Calcul des dimensions du noyau central (pour les sections rectangulaires c'est :  $\frac{h}{6}$ )
- Calcul de l'excentricité « e » qui égale au rapport du moment à l'effort normal ( $e = \frac{M}{N}$ ).

✓ **Calcul des sections suivant leurs natures :**

Section entièrement tendue : on peut dire qu'une section est entièrement tendue si :

- N : L'effort normal appliqué est un effort de traction.
- C : Le centre de pression se trouve entre les deux nappes d'armatures :

$$a_1 = \left(\frac{h}{2}\right) - c' + e$$



Les équations d'équilibres écrivent alors :

$$N_U = A \cdot \sigma_s + A \sigma_{s10\%}$$

$$M_a = A \cdot \sigma_s (d - c')$$

Donc les sections d'armatures seront :

$$A' = \frac{N_U a_2}{(a_1 + a_2) \sigma_{s10\%}} \quad ; \quad A = \frac{N_U a_1}{(a_1 + a_2) \sigma_{s10\%}}$$

**Remarque :** Vu que l'effort sismique est réversible ; la section d'armature à prendre pour les deux nappes est le maximum entre A et A'.

➤ **Section entièrement comprimée :** La section est entièrement comprimée si :

- N : L'effort normal est un effort de compression.
- C : Le centre de pression se trouve à l'intérieur de la section et la condition

suivante soit vérifiée :

$$N \cdot (d - c') - M_A > (0,33h - 0,81 \cdot d') \cdot b \cdot h^2 \cdot \sigma_{bc}$$

Ou :  $M_A$  : Moment par rapport aux aciers inférieurs.

-Si  $N \cdot (d - c') - M_A > (0,33h - 0,81c') \cdot b \cdot h^2 \cdot \sigma_{bc}$  Les sections d'armatures sont

données par :

$$A' = \frac{[M_A - (d - 0,5h) \cdot b \cdot h \cdot \sigma_{bc}]}{(d + c') \cdot \sigma_2} \quad \text{Avec :} \quad \sigma_2 \rightarrow \varepsilon = 2\%$$

$$A = \frac{N_U \cdot b \cdot h \cdot \sigma_{bc}}{\sigma_2} - A'$$

-Si:  $N \cdot (d - c') - M_A > (0,33h - 0,81c') \cdot b \cdot h^2 \cdot \sigma_{bc}$  Les sections d'armatures sont

données par :  $A=0$  ;  $A' = \frac{N - (\Psi \cdot b \cdot h \cdot \sigma_{bc})}{\sigma_s'}$

$$\text{Avec :} \quad \Psi = \frac{0,37 + \frac{n \cdot (d - c') - M_A}{b \cdot h^2 \cdot \sigma_{bc}}}{0,875 - \frac{d^{-1}}{h}}$$

➤ **section partiellement comprimée :** la section est partiellement comprimée

si :

- N : L'effort normal est un effort de traction, le centre de pression « C » se trouve en dehors de la zone comprimée entre les armatures.

- N : L'effort normal est un effort de compression, le centre de pression « C » se trouve à l'extérieur de la section.

- N : L'effort normal est un effort de compression, le centre de pression « C » se trouve à l'intérieur de la section et la condition suivante soit vérifiée :

$$N \cdot (d - c') - M_A \leq (0,33h - 0,81c') \cdot b \cdot h^2 \cdot \sigma_{bc}$$

Ou :  $M_A$  : moment par rapport aux aciers inférieurs.

$$M_a = M_g + N \left( d - \frac{h}{2} \right)$$

$$A = A'_f \quad A = A'_f - \frac{N}{100 \cdot \sigma_s}$$

➤ Il faut déterminer la section tendue pour cela nous appliquons la formule suivante :

Pour es voiles pleins.

$$\left. \begin{aligned} \sigma_1 &= \frac{N}{a \cdot h} + \frac{6 \cdot M}{a \cdot h^2} \\ \sigma_2 &= \frac{N}{a \cdot h} - \frac{6 \cdot M}{a \cdot h^2} \end{aligned} \right\}$$

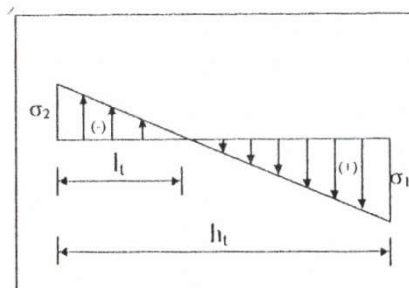


Fig.1

☒ 1<sup>ere</sup> cas (S.P.C) :  $\sigma_1 \geq 0$  ;  $\sigma_2 \leq 0$  ;  $l_t = h \cdot \frac{|\sigma_2|}{|\sigma_1| + |\sigma_2|}$

☒ 2<sup>eme</sup> cas (S.E.T) :  $\sigma_1 \leq 0$  ;  $\sigma_2 \leq 0$  ;  $l_t = h$ .

☒ 3<sup>eme</sup> cas (S.E.C) :  $\sigma_1 \geq 0$  ;  $\sigma_2 \geq 0$  ;  $l_t = 0$

- $A_{\min 1}^{R.P.A} = 0,002 \cdot a \cdot l_t$
- $A_{\min 2}^{R.P.A} = 0,0015 \cdot a \cdot h$
- $A_{\min 3}^{R.P.A} = 0,001 \cdot a \cdot h$  (en zone courante)

### V.5.3.3.Exemple de Calcul : selon les règles BAEL .91

#### V.5.3.3.1. Armatures verticales :

Soit le voile 'VL 1' niveau RDC (L= 3.50 m)

G+Q± E:  $M_{\max} \longrightarrow N_{\text{corr}}$

Niveau	T(KN)	N(KN)	M(KN.m)
RDC	370.28	975.98	1846.60

$M = 1846.60 \text{ KN.m}$

$N = 975.98 \text{ KN}$

$H = 3.06\text{m}$  ;  $c = 5\text{cm}$

$d = h - c = 3.01\text{m}$ ;  $a = 0,20 \text{ m}$

Détermination de l'excentricité e :

$$e = \frac{M}{N} = \frac{1846.60}{975.98} = 1.89m$$

✓  $A = (0.337 h - 0.81 c') \cdot b \cdot h \cdot \sigma_b$

$$A = (0.337 \times 3.06 - 0.81 \times 0.05) 0.20 \times 3.06 \times 14.2 = 8609.75 \text{ KN.m}$$

✓  $B = N_u (d - c') - M_{ua}$

- $M_{ua} = M_u + N_u \times (d - h/2) = 1846.60 + 975.98(3.01 - 1.53) = 3466.72 \text{ KN.m}$

$$B = 975.98 (3.01 - 0.05) - 3466.72 = -577.81 \text{ KN}$$

$A > B \Rightarrow$  donc la section est partiellement comprimée.

**a) Vérification de flambement**

$$\frac{l_f}{h} \leq \max(15; \frac{20e}{h})$$

$$\frac{20 \cdot e}{h} = \frac{20 \times 0.2}{3.06} = 1.30$$

$$\frac{l_f}{h} = \frac{0.5 \times 3.06}{3.06} = 0,5$$

**b) Calcul de ferrailage :**

✓ **Calcul des armatures à la flexion simple**

$$M_A = M_u + N_u (d - \frac{h}{2}) = 3466.72 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_b = 18,5 \text{ MPa cas accidentel}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400 \text{ MPa } (\gamma_s = 1 ; \text{cas accidentel})$$

$M_1$ (KN.m)	$\mu$	$\mu_t$	$\alpha$	$\beta$	$A_f$ (cm <sup>2</sup> )
<b>3466.70</b>	<b>0,108</b>	<b>0,392</b>	<b>0,143</b>	<b>0,942</b>	<b>30.56</b>

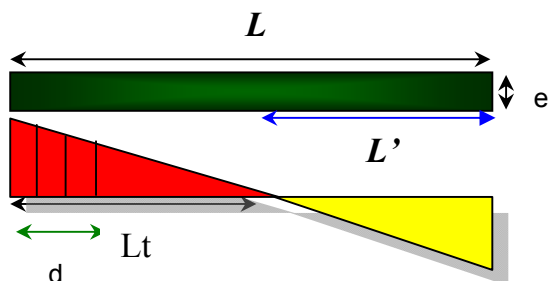
✓ **Calcul des armatures à la flexion composée :** (N effort de compression)

$$A_{cal} = A_f - \frac{N}{100\sigma_s}$$

N (N)	$A_f$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> )
<b>975980</b>	<b>30.56</b>	<b>6.17</b>

✓ L'armature verticale minimal

D'après (RPA99.version 2003) Suivant la formule de Navier Bernoulli



$$\sigma_1 = \frac{N}{a \times h} + \frac{6M}{a \times h^2} = \frac{975.98 \times 10^3}{200 \times 3060} + \frac{6 \times 2466.70 \times 10^6}{200 \times (3060)^2} = 9.49 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{a \times h} - \frac{6M}{a \times h^2} = \frac{975.98 \times 10^3}{200 \times 3060} - \frac{6 \times 2466.70 \times 10^6}{200 \times (3060)^2} = -6.31 \text{ MPa}$$

$$\sigma_1 \geq 0 \quad ; \quad \sigma_2 \leq 0 \quad ; \quad l_t = h \cdot \frac{|\sigma_2|}{|\sigma_1| + |\sigma_2|} = 1,22 \text{ m}$$

Alors  $A_{\min}^{RPA} = 0.002 \times L_t \times a = 0.002 \times 1.22 \times 0.20 = 4.88 \text{ cm}^2$

✓ Le pourcentage minimum d'armatures verticales est donné comme suit :

- globalement dans la section du voile : 0,15 % (RPA99/V 2003 Art.7.7.4.1)

$$A_{\min}^g = 0.0015 \times b \times h = 0.0015 \times 20 \times 306 = 9.18 \text{ cm}^2$$

Donc on prend :

- Dans la zone tendue :  $A = \max(A_{cal}, A_{\min}^{RPA}) = \max(6.17 ; 4.88)$

Alors on prend  $A = 6.17 \text{ cm}^2$

- En zone courante

$$h' = h - 2l_t = 3.06 - 2 \times 1.22 = 0.62 \text{ m} > 0$$

$$A_{\min 2} = 0.001 \cdot b \cdot h' = 0.001 \times 20 \times (62) = 1.24 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{tot}} = 2 A_{\text{tendu}} + A_c > A_{\min}^g$$



Niveau	$A_{tendue}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_c$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{tot}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}^g$ (cm <sup>2</sup> )	condition	$A_{adopt}$
RDC V(0,20×3.5×3,06)	6.17	1.24	13.58 $\frac{2}{2}$ = 6.79	9.18	Verifier	4HA10+8HA8=7.16

**Tab.V.7.Armatures Des Poteaux**

✓ **L'espacement**

**D'après (RPA99 version 2003)**

$$S < \min(1,5 \times a; 30 \text{ cm}) = \min(1,5 \times 20; 30 \text{ cm}) = 20 \text{ cm}$$

On prendre :  $S = 20 \text{ cm}$

**Dans la zone h/10 :**

$$D \leq \frac{S}{2} = \frac{20}{2} = \min\left\{\frac{1,5a}{2}; \frac{30}{2}\right\} = \min\{15; 15\} \Rightarrow D = 10 \text{ cm}$$

On prendre :  $D = 10 \text{ cm}$

✓ **Vérification des contraintes de cisaillement :**

La vérification de la résistance des voiles au cisaillement se fait avec la valeur de l'effort tranchant trouve à la base du voile, majeure de 40% (Art 7.7.2 RPA99 version 2003)

$$\bar{\tau}_b = 0,2 f_{c28} = 5 \text{ Mpa}$$

$$\tau_b = \frac{1,4 \times T_{cal}}{a.d} = \frac{1,4 \times 370,28 \times 10^3}{200 \times 3030} = 0,85 \text{ Mpa} \dots\dots\dots (\text{c.v})$$

**V.5.3.3.2.Armatures horizontales :**

Le pourcentage minimum d'armatures horizontales pour une bande de 1 m de largeur.

\* Globalement dans la section du voile :

$$A_{min}^g = 0,0015 \times a \times 1 \text{ m} = 0,0015 \times 20 \times 100 \Rightarrow A_{min}^g = 3 \text{ cm}^2$$

\* En zone courante :

$$A_{min}^c = 0,001.b.h = 2 \text{ cm}^2$$

Donc on prend :  $A_{hor} = 6\phi 8 = 3,02 \text{ cm}^2 \text{ par ml}$

## V.5.4. Présentation du ferrailage des voiles :

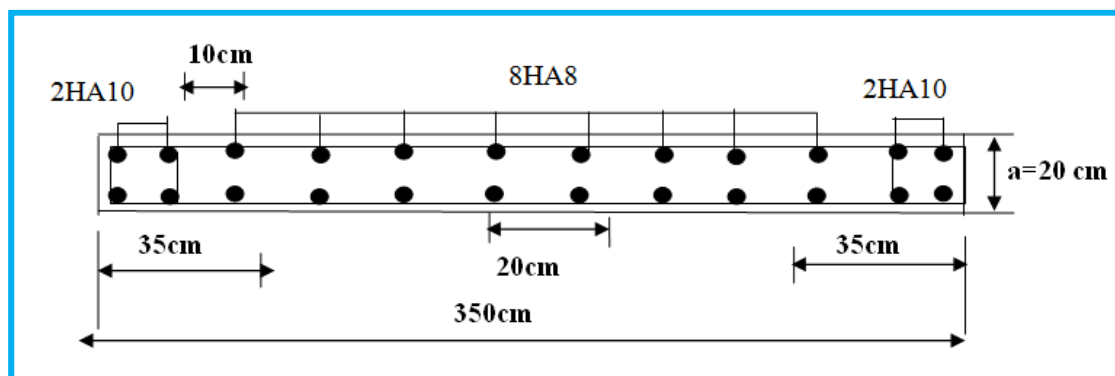


Fig. V.5 ferrailage des voiles

## **Chapitre VI :**

### **Étude de l'infrastructure**

**VI.1.Introduction :**

Les fondations d'une construction sont constituées par les parties de l'ouvrage qui sont en contact direct avec le sol auquel elles transmettent les charges de la superstructure ; elles constituent donc la partie essentielle de l'ouvrage dont leurs bonnes conceptions et réalisations découlent la bonne tenue de l'ensemble.

Les éléments de fondation transmettent les charges au sol, soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers) soit par l'intermédiaire des autres organes (cas des semelles sur pieux par exemple).

L'Ingénieur doit se baser sur trois préoccupations essentielles pour l'étude des fondations :

- ❖ La forme et l'emplacement de la fondation.
- ❖ La contrainte admissible du sol ne doit en aucun cas être dépassée.
- ❖ Le tassement doit être limité pour éviter le basculement ou la ruine de l'ensemble

**🚧 Différents types de fondations :**

- Fondation superficielle (Semelles isolées, filantes, radiers)
- Semi profondes (les puits)
- Profondes (les pieux)
- Les fondations spéciales (les parois moulées et les cuvelages...)

**🚧 Choix de type de fondation :**

Fondations superficielles de type :

- Semelle isolée.
- Semelle filante.
- Radier général.

Le choix de type de fondation se fait suivant trois paramètres.

- ❖ La nature et le poids de la superstructure.
- ❖ La qualité et la quantité des charges appliquées sur la construction.
- ❖ La qualité du sol de fondation.

**🚧 Combinaison d'action :**

- ELS (G + Q) pour le dimensionnement.
- ELU (1.35G + 1.5Q) pour le ferrailage.
- Accidentelle (0.8G ± E) pour la vérification

**VI.2.Calcul des fondations :****VI.2.1. Etude géotechnique :**

Le bâtiment est usage d'habitation dans la wilaya : de Sétif.

Les données géotechniques préliminaires de l'étude de sol du projet sont :

-contrainte admissible :  $Q=1.2$  bars pour l'ensemble du site.

-types de sol : classé dans la catégorie S4 (**sol très meuble**)

-ancrage des fondations :  $D = 2$  m

Nous proposons en premier lieu des semelles filantes. Pour cela, nous allons procéder à une petite vérification telle que :

La surface des semelles doit être inférieure à 50% de la surface totale du bâtiment

( $S_{\text{semelle}} / S_{\text{bâtiment}} < 50\%$ ).

**VI.2.2.Calcul la section des semelles :**

La surface de la semelle est donnée par :

$$S_{\text{semelle}} \geq \frac{P_{\text{ser}}}{\sigma_{\text{sol}}}$$

$$S_{\text{semelle}} \geq \frac{55834.62}{120} = 465.28m^2$$

Surface total du bâtiment :  $S_{\text{bâtiment}} = 560.06 m^2$

➤ **Vérification :**

$$\frac{S_{\text{semelle}}}{S_{\text{batiment}}} = \frac{465.28}{560.06} = 0.83 > 50\%$$

La surface totale de la semelle dépasse 50% de la surface d'emprise du bâtiment, ce qui induit le chevauchement de ces semelles. Pour cela on a opté pour un radier général comme type de Fondation.

**VI.2.3.Calcul le Radier :**

Un radier est définit comme étant une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé dont les appuis sont constituées par les poteaux de l'ossature et qui est soumis à la réaction du sol diminué du poids propre de radier.

## VI.2.3.1..Pré-dimensionnement :

## a) Epaisseur du radier :

L'épaisseur du radier (h) doit satisfaire les conditions suivantes.

## b) Condition forfaitaire :

- **Sous voiles :**  $\frac{L_{max}}{8} \leq h_r \leq \frac{L_{max}}{5}$

$h_r$ : Épaisseur du radier.

$L_{max}$  : la longueur max du voile.

$$L_{max} = 400\text{cm} \rightarrow 50\text{cm} \leq h_r \leq 80\text{cm}$$

La valeur de l'épaisseur du radier à adopter est :  $h_r = 60\text{ cm}$

- **Sous poteaux :**

-La dalle : La dalle du radier doit satisfaire aux conditions suivantes :

$$h_r \geq \frac{L_{max}}{20} \rightarrow h \geq \frac{540}{20} = 27\text{cm}$$

Avec :

$L_{max}$  : la plus grande distance entre deux poteaux.

- ✓ **La nervure :**  $b \geq \frac{L_{max}}{10}$

$L_{max}$  : distance maximale entre deux files successives. ( $L_{max} = 5.40\text{m}$ )

$$b \geq \frac{540}{10} = 54\text{cm}$$

## c) condition de rigidité (longueur élastique) :

$$L_e \geq \frac{2 L_{max}}{\pi}$$

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 E \times I}{K \times b}}$$

$L_e$  : Longueur élastique.

$E$  : module d'élasticité.

I : inertie d'une bande d'un mètre de radier.

K : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface.  $K = 40 \text{ MN/m}^3$

b : largeur du radier. (bande de 1 mètre).

$$\text{Avec : } I = \frac{bh^3}{12}$$

$L_{\max} = 5.40 \text{ m}$ ,  $E = 3216420 \text{ t/m}^2$ ,  $K = 4000 \text{ t/m}^3$ .

D'où :

$$h \geq \sqrt[3]{\frac{48K \cdot L_{\max}^4}{E \cdot \pi^4}}$$

$$h \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times 4000 \times 5.40^4}{3216420 \times 3.14^4}} = 0.80 \text{ m}$$

### Conclusion:

La valeur de l'épaisseur du radier à adopter est :

$h = 80 \text{ cm}$  pour les nervure.

$h_r = 60 \text{ cm}$  pour le radier.

$b = 54 \text{ cm}$

### Vérification :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4E \times I}{K \times b}} = \sqrt[4]{\frac{4 \times 3216420 \times 0.042}{4000 \times 1}} = 3.44 \text{ m}$$

$$L_e \geq \frac{2L_{\max}}{\pi} \rightarrow L_e = 3.44 \text{ m} \geq \frac{2 \times 5.40}{3.14} = 3.40 \text{ m} \rightarrow \text{c.v}$$

### VI.2.3.2. Détermination des efforts :

ELU:  $N_u = 76599.06 \text{ KN}$

ELS:  $N_s = 55834.62 \text{ KN}$

### VI.2.3.3. Calcul de la surface minimale du radier:

$$\text{ELU: } S_{\text{radier}} \geq \frac{N_u}{1,33\bar{\sigma}_{\text{sol}}} = \frac{76599,06}{1,33 \times 120} = 480 \text{ m}^2$$

$$\text{ELS: } S_{\text{radier}} \geq \frac{N_{\text{ser}}}{1,33\bar{\sigma}_{\text{sol}}} = \frac{55834,62}{1,33 \times 120} = 349.85 \text{ m}^2$$

$S_{\text{bâtiment}} = 560.06 \text{ m}^2 > \text{Max} (S_1; S_2) = 480 \text{ m}^2$

Alors : La surface de bâtiment > a la surface de Radier

La surface du bâtiment est supérieure à la surface de radier, à cet effet, nous avons prévu un débord minimum prescrit par le règlement pour des raisons techniques de réalisation.

L'emprise totale avec un débordement (D) sera:

$$S' = S + D \times 2 \times (L_x + L_y)$$

L<sub>x</sub>: longueur en plan (29.95 m).

L<sub>y</sub>: largeur en plan (18.70 m).

**VI.2.3.4.Calcul de débordement D:**

$$D \geq \text{Max} (h_r / 2 ; 30\text{cm}). \text{ O\`u: } h_r = 0.60\text{m}$$

$$D \geq \text{Max} (30\text{cm} ; 30 \text{ cm}).$$

On prend **D = 0.4 m** alors l'emprise totale avec D est:

$$S' = S + D \times 2 \times (L_x + L_y) = 560.06 + 0.4 \times 2 \times (29.95 + 18.70) = 599.00 \text{ m}^2$$

**VI.2.3.5.Poids du radier :**

$$G = (599 \times 0.60 \times 25) = 8985 \text{ KN}$$

-Combinaison d'action :

$$N_u = 76599.06 + 1.35 (8985) = 88728.81 \text{ KN}$$

$$N_s = 55834.62 + 8985 = 64819.62 \text{ KN}$$

**VI.3.Vérifications de radier :**

**VI.3.1.Vérification de la contrainte de cisaillement : (BAEL 91) (Art : 5.1)**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \min \left\{ \frac{0.15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right\}$$

Avec : b = 100 cm ; d = 0,9 h = 0.9 x 60 = 54 cm

$$T_u^{\text{max}} = q_u \frac{L_{\text{max}}}{2}$$

$$T_u^{\text{max}} = \frac{N_u \cdot b}{S_{\text{rad}}} \frac{L_{\text{max}}}{2} = \frac{88728.81}{480} \cdot \frac{5.10}{2} = 471.37 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{471.37}{1 \times 0.54} = 0.8 \text{ MPa} \leq \tau_u = 2.5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**VI.3.2.Vérification au poinçonnement: BAEL91 (Art : A.5.2.42)**



$$N_u \leq \frac{0.07 \mu_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

$N_u$  : charge revenant plus chargé.

$\mu_c$  : Périmètre de la surface d'impact projeté sur le plan moyen.  $\mu_c = 2(a + b + 2h_r)$

- **Vérification pour les Poteaux** : Le Poteau et le plus sollicitée.

$$\mu_c = 2(0.55 + 0.55 + 2 \times 0.60) = 4.6 \text{ m}$$

$$N_u = 1311.56 \text{ KN} \leq \frac{0.045 \times 5.4 \times 0.60 \times 25000}{1.5} = 2430 \text{ KN} \dots\dots\dots (\text{c.v})$$

Donc : La condition est Vérifier pour la structure il n'y a pas de risque de rupture du radier par poinçonnement.

**VI.3.3. Vérification de l'effort de sous pression :**

Cette vérification justifiée le non soulèvement de la structure sous l'effet de la pression hydrostatique.

$$G \geq \alpha S_{rad} \cdot \gamma_w \cdot Z = 1,5 \times 599 \times 10 \times 2 = 17970 \text{ KN}$$

G : Poids total du bâtiment à la base du radier

$\alpha$  : Coefficient de sécurité vis à vis du soulèvement  $\alpha = 1.5$

$\gamma_w$  : Poids volumique de l'eau ( $\gamma_w = 10 \text{ KN/m}^3$ )

Z : Profondeur de l'infrastructure (h = 2 m)

$$G_T = 36064.1 \text{ KN} > 17970 \text{ KN}$$

⇒ Pas de risque de soulèvement de la structure.

**VI.3.4. vérification des contraintes des fondations (G+Q+E) :**

Les moments d'inertie suivant les deux directions sont :

$$I_{x-x} = \frac{b.h^3}{12} = 16304.41 \text{ m}^4$$

$$I_{y-y} = \frac{h.b^3}{12} = 41864.97 \text{ m}^4$$

$$\sigma_m \leq \overline{\sigma}_{sol} \quad ; \quad \sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M \times V}{I} \quad ; \quad \sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

$$\overline{\sigma}_{sol} = 1.5 \times \sigma_{adm} = 1.5 \times 120 = 180 \text{ KN/m}^2.$$

$$X_g = 14.98 \text{ m}, Y_g = 9.35 \text{ m}$$

	I (m <sup>4</sup> )	N(KN)	M(KN.m)	S <sub>rad</sub> (m <sup>2</sup> )
X-X	16304.41	55834.62	7882.26	599
Y-Y	41864.97	55834.62	6654.06	599

	σ <sub>1</sub> (KN/m <sup>2</sup> )	σ <sub>2</sub> (KN/m <sup>2</sup> )	σ <sub>m</sub> (KN/m <sup>2</sup> )	σ̄ <sub>sol</sub> (KN/m <sup>2</sup> )	σ <sub>m</sub> ≤ σ̄ <sub>sol</sub>
X-X	100.45	85.97	96.83	180	C.V
Y-Y	<b>94.69</b>	<b>91.79</b>	<b>93.96</b>	<b>180</b>	<b>C.V</b>

**VI.4.Ferrailage du radier:**

Le radier se calculera comme plancher renversé appuyé sur les voiles et les poteaux. Nous avons utilisé pour le ferrailage des panneaux la méthode proposée par le CBA 93.

La fissuration est considérée préjudiciable, vu que le radier peut être alternativement noyé, émergé en eau douce.

Les panneaux constituant le radier sont uniformément chargés et seront calculés comme des dalles appuyées sur quatre cotés et chargées par la contrainte du sol. Pour cela, on utilise la méthode approchée de l'annexe F du DTR CBA93 (annexe E du BAEL), celle-ci donne pour chaque panneau supposé simplement appuyé les valeurs des coefficients μ<sub>x</sub> et μ<sub>y</sub>, nécessaires au calcul des moments de flexion en travée M<sub>x</sub> et M<sub>y</sub> dans les deux directions, et cela en fonction du rapport (α= L<sub>X</sub> / L<sub>Y</sub>) et du coefficient de POISSON (ν).

**VI.4.1.Méthodes de calcul :**

- Dans le sens de la petite portée :  $M_x = \mu_x \cdot q_u \cdot l_x^2$
- Dans le sens de la grande portée :  $M_y = \mu_y \cdot M_x$

Tel que :

μ<sub>x</sub> ; μ<sub>y</sub>: sont des coefficients en fonction de α=l<sub>x</sub>/l<sub>y</sub> et ν (prend 0.2 à l'ELS, 0 à l'ELU)

Pour le calcul, on suppose que les panneaux sont partiellement encastres aux niveaux des appuis, d'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis.

En tenant compte des modes de fixation on calcule les moments en travées finaux M<sub>tx</sub> et M<sub>ty</sub> par réduction des moments isostatiques M<sub>x</sub> et M<sub>y</sub>, et on ajoute des moments négatifs sur les appuis M<sub>ax</sub> ; voir le tableau suivant.

	Le panneau de rive	Le panneau intermédiaire
<b>En travée</b>	M <sub>tx</sub> = 0.85 M <sub>x</sub> M <sub>ty</sub> = 0.85 M <sub>y</sub>	M <sub>tx</sub> = 0.75 M <sub>x</sub> M <sub>ty</sub> = 0.75 M <sub>y</sub>
<b>Sur appui</b>	M <sub>ax</sub> = M <sub>ay</sub> = -0.4M <sub>x</sub>	M <sub>ax</sub> = M <sub>ay</sub> = 0.5M <sub>x</sub>

Nous avons utilisé pour le ferrailage des panneaux, la méthode proposée par le règlement BAEL91. La fissuration est considérée comme étant préjudiciable.

- Calcul des moments fléchissant :

ELU	ELS
$q_u = (1.35G + 1.5Q) / S_{rad}$ $q_u = 76599.06 / 599$	$q_{ser} = (G+Q) / S_{rad}$ $q_{ser} = 55834.62 / 599$
$q_u = 127.87 \text{ KN/m}^2$	$q_{ser} = 93.21 \text{ KN/m}^2$

**VI.4.2. Ferrailage de la dalle de radier :**

Le plus grand panneau est le panneau du (5.4 × 5.10) m<sup>2</sup>.

Le panneau intermédiaire

🚧 L'ELU :  $v = 0$  ;  $q_u = 127.87 \text{ KN/m}$

$\alpha = 5.1/5.4 = 0.94 > 0.4$

Alors le panneau travaille dans les deux sens.

- A partir du tableau:

$\mu_x = 0.0419$

$\mu_y = 0.8661$

- donc les moments sont:

$M_x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \rightarrow M_x = 0.0419 \times 127.87 \times (5.10)^2 = 139.35 \text{ KN.m/ml}$ .

$M_y = \mu_y \times M_x \rightarrow M_y = 0.8661 \times 139.35 = 120.69 \text{ KN.m/ml}$ .

$M_{tx} = 0.75 M_x \rightarrow M_{tx} = 0.75 \times 139.35 = 104.51 \text{ KN.m/ml}$ .

$M_{ty} = 0.75 M_y \rightarrow M_{ty} = 0.75 \times 120.69 = 90.51 \text{ KN.m/ml}$ .

$M_{ax} = M_{ay} = 0.5 \times M_x \rightarrow 0.5 \times 139.35 = 69.67 \text{ KN.m/ml}$ .

- Calcul des armatures :

$$\mu = \frac{M_s}{b \times d^2 \times \sigma_b} \quad \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \quad , \quad \beta = (1 - 0.4\alpha)$$

$$A_s = \frac{M_s}{\beta \times d \times \sigma_s}$$

$b = 100\text{cm}$  ,  $\sigma_b = 14.2\text{Mpa}$        $d = 54\text{cm}$

- Condition de non fragilité : BAEL91 (art. A.4.2)

$A_{min} > 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e}$

$A_{min} = 0.23 \times 100 \times 54 \times 2.1/400 = 6.520\text{cm}^2$

- Pourcentage minimal des armatures ; BAEL91 (art B.6.4)

$$A_{\min}^{BAEL} = 0,001 \times h \times b = 0,001 \times 60 \times 100 = 6.00 \text{ cm}^2$$

	SENS X- X		SENS Y-Y	
	sur appui	En travée	sur appui	En travée
<b>Mu (kN ×m)</b>	69.67	104.51	69.67	90.51
<b>μ</b>	0.0168	0.0252	0.0168	0.0218
<b>μ&lt;μ<sub>L</sub></b>	CV	CV	CV	CV
<b>A<sub>s</sub>' (cm<sup>2</sup>)</b>	0	0	0	0
<b>α</b>	0.0210	0.0325	0.0210	0.0287
<b>β</b>	0.991	0.987	0.991	0.988
<b>σ<sub>s</sub></b>	348	348	348	348
<b>As (cm<sup>2</sup>/ml)</b>	3.75	5.63	3.75	4.87
<b>As<sub>min</sub> (cm<sup>2</sup>/ml)</b>	6.52	6.52	6.52	6.52
<b>Choix des barres/ml</b>	<b>6HA12</b>	<b>6HA12</b>	<b>6HA12</b>	<b>6HA12</b>
<b>As<sub>corres</sub> (cm<sup>2</sup>/ml)</b>	<b>6.79</b>	<b>6.79</b>	<b>6.79</b>	<b>6.79</b>
Espacement (cm)	17	17	17	17

**Tab.VI.1.ferrailage du radier à ELU**

**L'ELS:**  $v = 0.2$  ;  $q_s = 93.21 \text{ KN/m}$

$$\alpha = 5.1/5.4 = 0.94 > 0.4$$

$$\bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots BAEL91(\text{Art } 4.5.2)$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ (2/3) f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right\} FeE400 \Rightarrow \eta = 1.6$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ 0.666 \times 400 , 110 \sqrt{1.6 \times 2.1} \right\} \Rightarrow \bar{\sigma}_s = 20163 \text{ MPa}$$

Alors le panneau travaille dans les deux sens.

- A partir du tableau:

$$\mu_x = 0.0491$$

$$\mu_y = 0.9087$$

- donc les moments sont:

$$M_x = \mu_x \times q_s \times l_x^2 \rightarrow M_x = 0.0491 \times 93.21 \times (5.10)^2 = 119.03 \text{ KN.m/ml.}$$

$$M_y = \mu_y \times M_x \rightarrow M_y = 0.9087 \times 119.03 = 108.16 \text{ KN.m/ml.}$$

$$M_{tx} = 0.75 M_x \rightarrow M_{tx} = 0.75 \times 119.03 = 89.27 \text{ KN.m/ml.}$$

$$M_{ty} = 0.75 M_y \rightarrow M_{ty} = 0.75 \times 108.16 = 81.12 \text{ KN.m/ml.}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = 0.5 \times M_x \rightarrow 0.5 \times 119.03 = 59.51 \text{ KN.m/ml}$$

	SENS X- X		SENS Y-Y	
	sur appui	En travée	sur appui	En travée
Mser (KN.m)	59.51	89.27	59.51	81.12
$\mu$	0.0136	0.0204	0.0136	0.0185
$\mu < \mu_L$	CV	CV	CV	CV
$\sigma_{bc}$ (MPa)	15	15	15	15
$\alpha$	0.0175	0.0262	0.0175	0.0237
$\beta$	0.993	0.989	0.993	0.990
$\sigma_{st}$ (MPa)	201.63	201.63	201.63	201.63
As (cm <sup>2</sup> /ml)	5.50	8.29	5.50	7.52
As <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	6.52	6.52	6.52	6.52
choix des barres/ml	6HA12	6HA14	6HA12	4HA16
As <sub>corr</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	6.79	9.24	6.79	12.06
Espacement cm	17	17	17	17

Tab.VI.2.ferraillage du radier à ELS

VI.4.3.Vérification de la contrainte de cisaillement : BAEL 91 (A.5.1 ,21)

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \times d} \dots\dots\dots (A.5.1,1)p51$$

$$T_u = \frac{p_u \times l_x \times l_y}{2l_y + l_x} = \frac{127.87 \times 5.10 \times 5.40}{2(5.4) + 5.10} = 331.68KN$$

$$\tau_u = \frac{331.68 \times 10^3}{1000 \times 540} = 0.614Mpa$$

$$\overline{\tau}_u = \min \left( 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa \right) = \min (2.5; 4MPa)$$

$$\tau_u = 0.614 < [\tau_u] = 2.5Mpa$$

La condition est vérifiée ; on n'a pas besoin des armatures transversales.

VI.5.Etude de débord du radier :

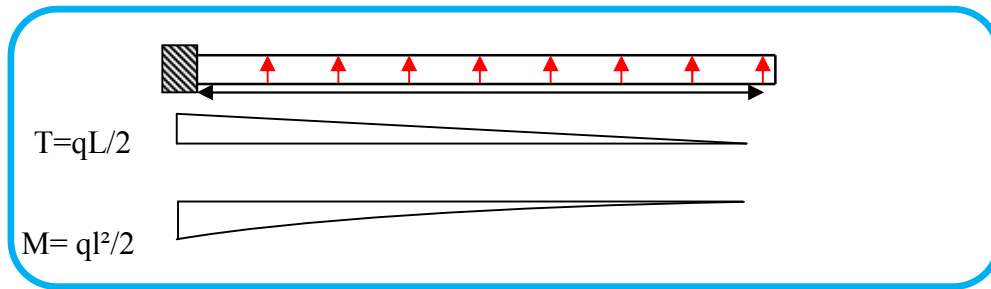
Le débord du radier est assimilé à une console de largeur L=0.50 m. Le calcul du Ferrailage se fait pour une bande de largeur égale à un mètre liner.

h = 0.60m

b = 1m

d = 0.9 h = 0.54m

➤ Présentation schématique :



**Fig.VI.1.schéma isostatique et sollicitations de les**

✚ L'ELU :

$$M_{\max} = q_u \times L^2 / 2 = 127.87 \times (0.5)^2 / 2 = 15.98 \text{ KN.m}$$

✚ L'E LS : (fissuration préjudiciable) :

$$M_{\max} = q_{\text{ser}} \times L^2 / 2 = 93.21 \times (0.5)^2 / 2 = 11.65 \text{ KN.m}$$

	$M_{\max}$	$\mu$	$\alpha$	$\beta$	$A_s(\text{cm}^2)$	$A_{\min}(\text{cm}^2)$	$A_{\text{Adop}}(\text{cm}^2)$
<b>ELU</b>	15.98	0.0038	0.005	0.998	0.85	6.52	6.79 = 6HA12
<b>ELS</b>	11.65	0.0026	0.0037	0.998	1.07	6.52	6.79 = 6HA12

❖ Vérification au cisaillement :

$$\tau_u < \overline{\tau_u} = 0,05 f_{28}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d}$$

$$b = 1 \text{ m.}$$

$$d = 0,90 \text{ h} = 0.54 \text{ m.}$$

$$V_u = q_u \times L/2$$

$$V_u = 127.87 \times 0.5/2 = 31.97 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{31.97 \times 10^3}{1000 \times 540} = 0.06 \text{ Mpa.}$$

$$\tau_u < \overline{\tau_u} = 1,25 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**VI.6.Etude de la nervure :**

Les nervures sont considérées comme des poutres doublement encastées.

$$h = 80 \text{ cm} \quad d = 72 \text{ cm}$$

$$b = 54 \text{ cm} \quad c = 5 \text{ cm}$$

a) Calcul les charges revenant à la nervure

$$b) q_u = \frac{N_U}{S_r} = \frac{76599.06}{599} = 127.87 \text{ KN/m}^2$$

$$c) q_s = \frac{N_s}{S_r} = \frac{558\,346}{599} = 93.21 \text{ KN/m}^2$$

✚ Sens X-X

➤ ELU :

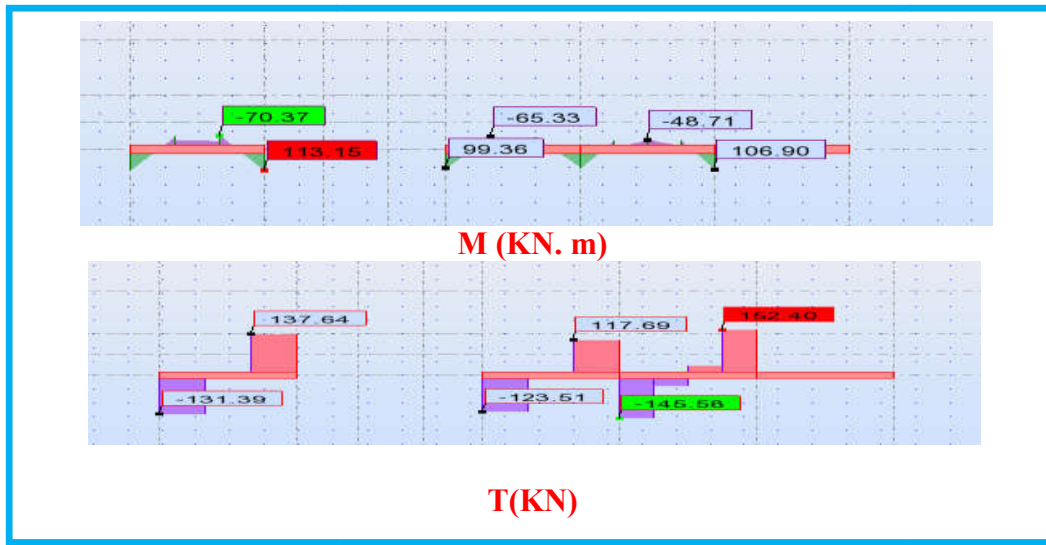


Fig.VI.2.sollicitation des nerverais sens X-X (ELU)

➤ ELS :

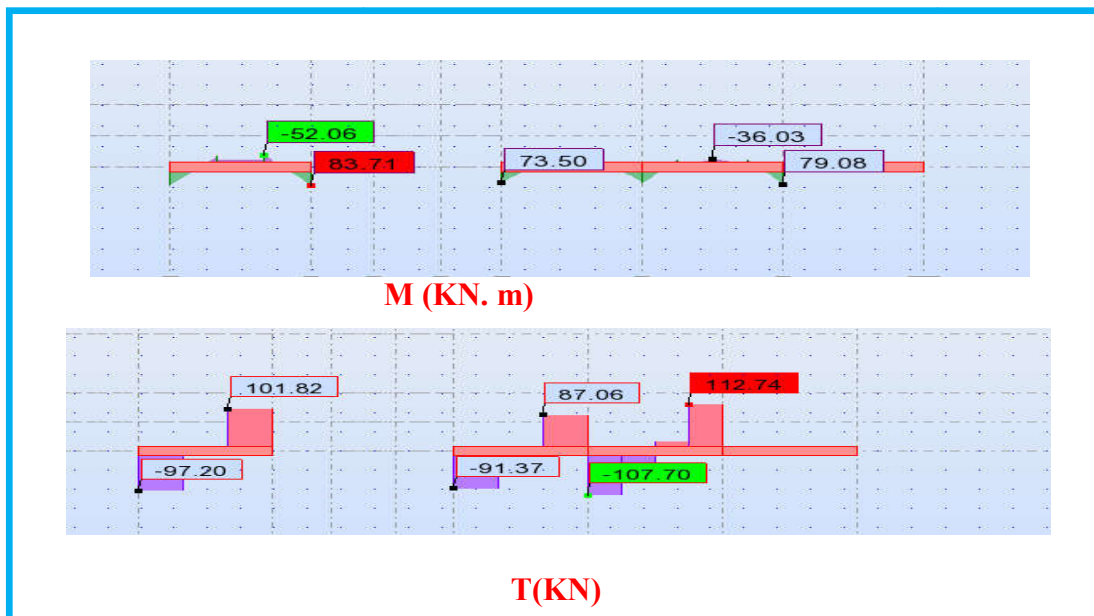


Fig.VI.3.sollicitation des nervures sens X-X (ELS).

✚ Sens Y-Y  
 ➤ ELU :

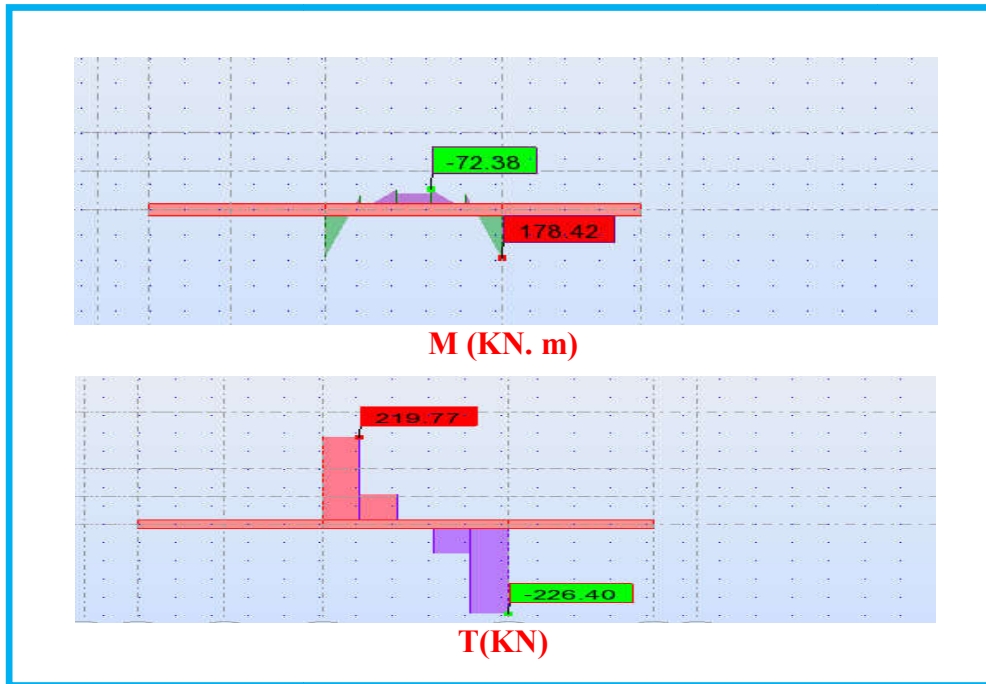


Fig.VI.4. sollicitation des nerverais sens Y-Y (ELU).

➤ ELS :

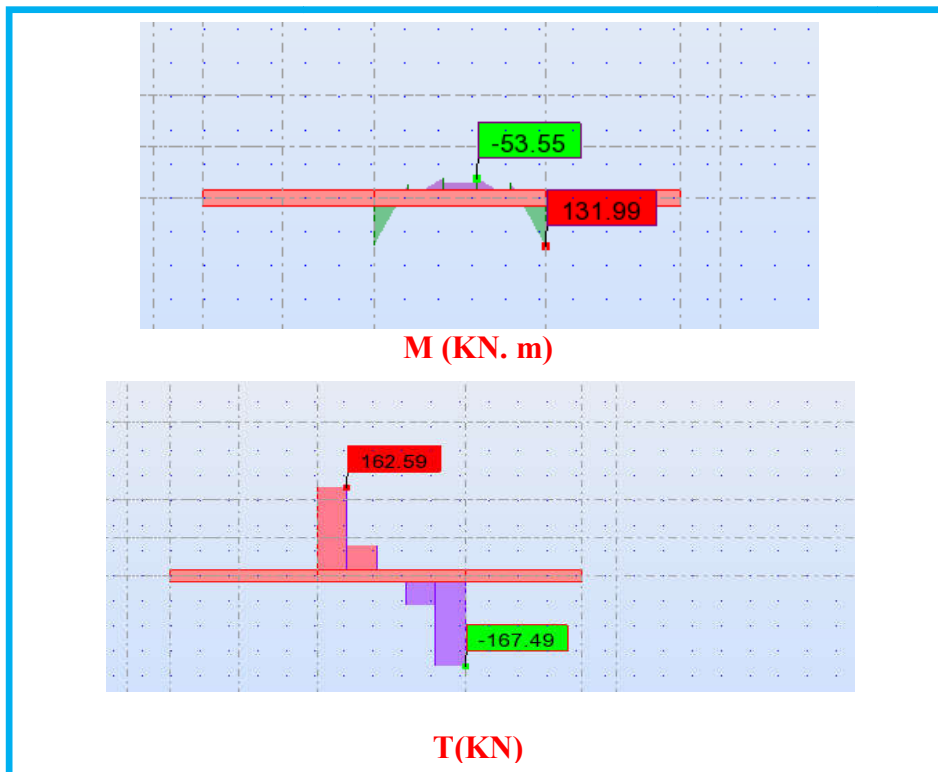


Fig.VI.5. sollicitation des nerverais sens Y-Y (ELS).



$$\begin{aligned}
 ELU \left\{ \begin{array}{l} (X-X) : M_t = -70.37 \text{ KN.m} , M_a = 113.15 \text{ KN.m} \\ (Y-Y) : M_t = -72.38 \text{ KN.m} , M_a = 178.42 \text{ KN.m} \end{array} \right. \\
 ELS \left\{ \begin{array}{l} (X-X) : M_t = -52.06 \text{ KN.m} , M_a = 83.71 \text{ KN.m} \\ (Y-Y) : M_t = -53.55 \text{ KN.m} , M_a = 131.99 \text{ KN.m} \end{array} \right.
 \end{aligned}$$

✚ ferrailage de nervure a la ELU:

Sens		M <sub>u</sub> [K N.m]	μ <sub>b</sub>	α	B	A <sub>cal</sub>	A <sub>min</sub> RPA	A <sub>min</sub> BAEL	A adopté e	Section adoptée
X-X	Appuis	113.15	0.0280	0.0362	0.985	4.58	21.6	4.32	21.6	4HA20+4HA20
	Travée	70.37	0.0177	0.0225	0.991	2.83	21.6	4.32	21.6	4HA20+4HA20
Y-Y	Appuis	178.42	0.0448	0.0575	0.977	7.28	21.6	4.32	21.6	4HA20+4HA20
	travée	72.38	0.0182	0.0237	0.990	2.91	21.6	4.32	21.6	4HA20+4HA20

Tab.VI.3.ferrailage du nervure à ELU

✚ ferrailage de nervure a la ELS:

Sens		M <sub>u</sub> [KN.m]	μ <sub>b</sub>	A	β	A <sub>cal</sub>	A <sub>min</sub> RPA	A <sub>min</sub> BAEL	A adoptée	Section adoptée
X-X	Appuis	83.71	0.0199	0.0262	0.989	5.83	21.6	4.32	25.13	4HA20+4HA20
	Travée	52.06	0.0123	0.0162	0.993	3.611	21.6	4.32	16.08	4HA20+4HA16
Y-Y	Appuis	131.99	0.0314	0.040	0.984	9.23	21.6	4.32	25.13	4HA20+4HA20
	travée	53.55	0.0127	0.0162	0.993	3.71	21.6	4.32	16.08	4HA20+4HA16

Tab.VI.4.ferrailage du nervure à ELS

✚ Vérifications à l'ELU :

a) Vérifications de la l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \leq \min \left\{ \frac{0.2 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right\}$$

Sens	V <sub>u</sub> (KN)	τ <sub>u</sub> (MPa)	Observation
X-X	152.40	0.39	C.V
Y-Y	226.40	0.58	C.V

**b) Vérifications nécessaires pour les nervures :**

➤ Condition de non fragilité :

$$A_{\min} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \quad (\text{BAEL91.A.4.2})$$

$$A_{\min} \geq 0,23 \times 54 \times 72 \times \frac{2,1}{400} = 4,69 \text{cm}^2$$

➤ Le pourcentage minimal d'armature :

**❖ Selon BAEL91 :**

$$A_{\min}^{\text{BAEL}} = 0,001 \times h \times b \quad (\text{BAEL91.B.6.4})$$

$$A_{\min}^{\text{BAEL}} = 0,001 \times 80 \times 54 = 4,32 \text{cm}^2$$

**❖ Selon PPA99/2003 :**

$$A_{\min} = 0,5\% \times b \times h \quad (\text{art. 7.5.2.1})$$

Mais, pour la demi-section du béton, on prend :

$$A_{\min} = (0,5\% \times 54 \times 80) / 2 = 21,6 \text{cm}^2 / 2 = 10,8 \text{cm}^2$$

➤ Armatures transversales minimales de diamètre  $\Phi_t$  et de section  $A_t$

$$\Phi_t \leq \min ( h/35 , b/10 , \Phi_t ) = (22,85,54,20) \text{ on prend } a\Phi_t = 10 \text{ mm}$$

$$A_t \geq 0,003 s_t \cdot b = 0,003 \times 20 \times 54 = 3,24 \text{cm}^2$$

Donc, nous prenons 2 cadres de  $\Phi_t=12$ , soit une section :  $A_t = 3,39 \text{cm}^2$

➤ **Espacement des armatures transversales**

**❖ En zone nodale**

$$S_t \leq \min \left( \frac{h}{4}, 12\Phi_t \right) \Rightarrow S_t \leq \min(20,24)$$

$$S_t \leq 20$$

**❖ En zone courante**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{80}{2} \Rightarrow S_t \leq 40$$

Nous prenons :

$$S_t = 15 \text{ cm} \quad \text{En zone nodale}$$

$$S_t = 20 \text{ cm} \quad \text{En zone courante}$$

Schémas ferrailage de radier :

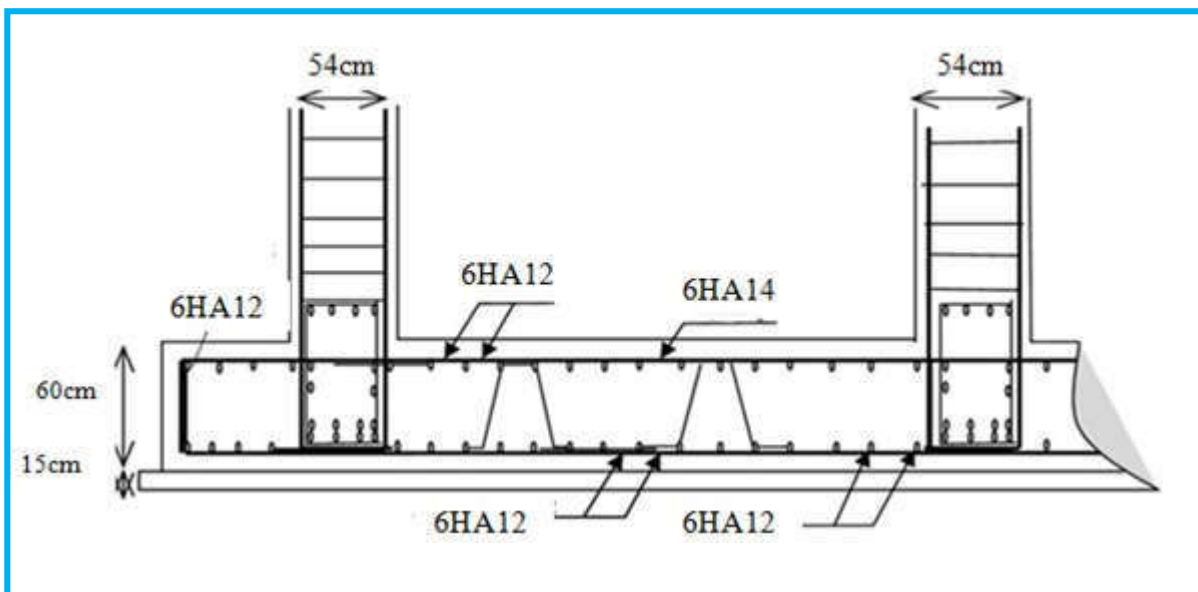


Fig.VI.6.Schéma ferrailage du radier sens X

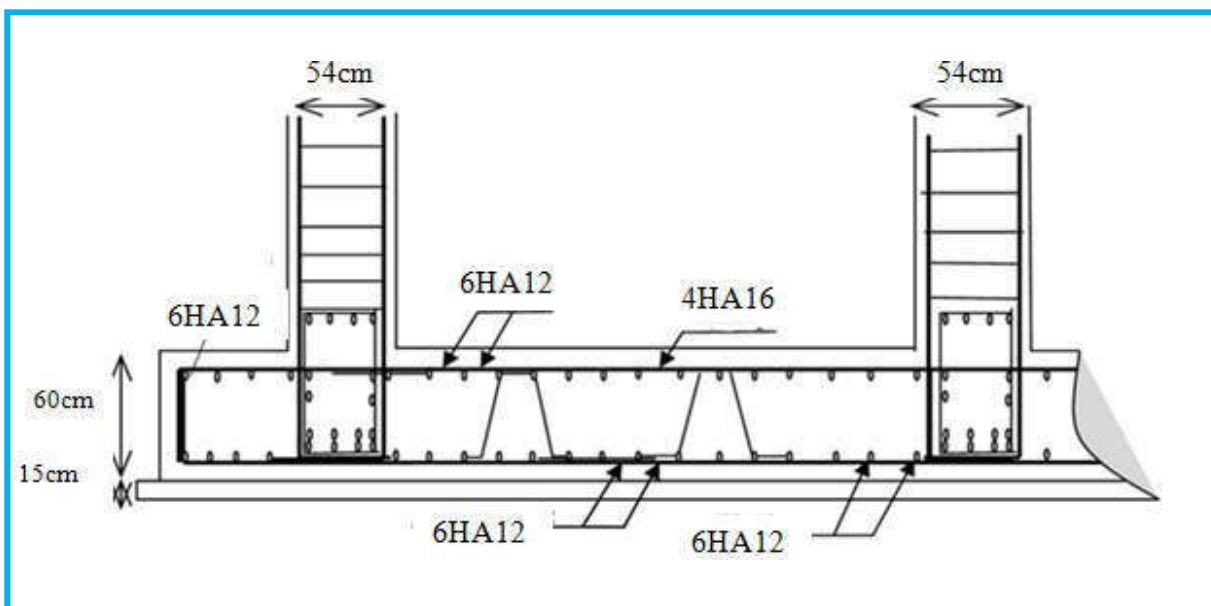


Fig.VI.7.Schéma ferrailage du radier sens Y

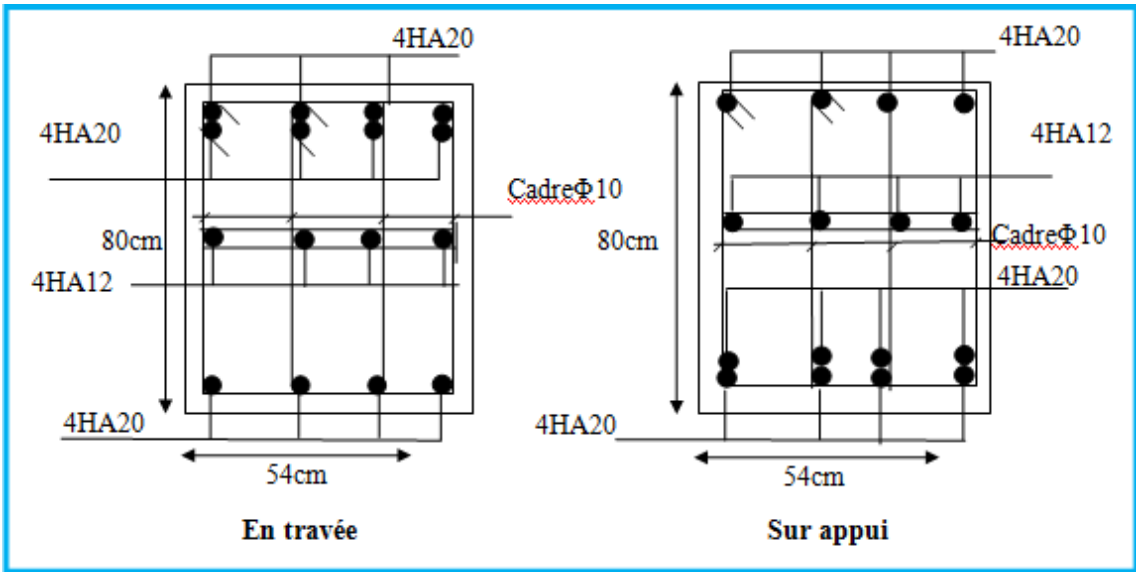


Fig.VI.8.ferraillage de nervure dans le sens XX et YY

# CONCLUSION

La recherche du bon comportement de la structure nous a conduits à dégager un certain nombre de conclusion dont les plus importantes sont :

La simplicité de la structure doit être respectée en priorité par le concepteur car sa modélisation, son calcul, son dimensionnement et même sa mise en œuvre permettent de prévoir aisément son comportement en cas de séisme.

Pour avoir une bonne répartition des charges entre les portiques et les voiles (interaction) et limiter les effets de torsions (moment de torsion). Il faut choisir la bonne disposition des voiles.

Dans le but de vérifier l'effort normal réduit, l'interaction horizontale et verticale les sections des poteaux déjà définies par le pré dimensionnement ont été augmentées sauf les section du poteau on change comme dans l'annexe.

Pour garantir une stabilité totale de la structure vis-à-vis des déplacements horizontaux, Nous avant vérifier les effets du second ordre (effet P-delta).

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 d'acier dans les éléments résistants de l'ouvrage, tout en respectant les sections minimales requises par le règlement en vigueur.

# ***BIBLIOGRAPHIE***

Au cours de l'élaboration de mon projet de fin d'étude, les documents suivants m'ont été d'une aide précieuse à fin de résoudre les problèmes rencontrés.

## **✧ REGLEMENTS :**

- **RPA99V2003** : règlement parasismique algérienne..
- **BAEL91** : béton armé aux états limites.
- **D.T.R.B.C .2.2**: Document technique réglementaire.
- **RNV99** : Règlement Neige et Vent 99

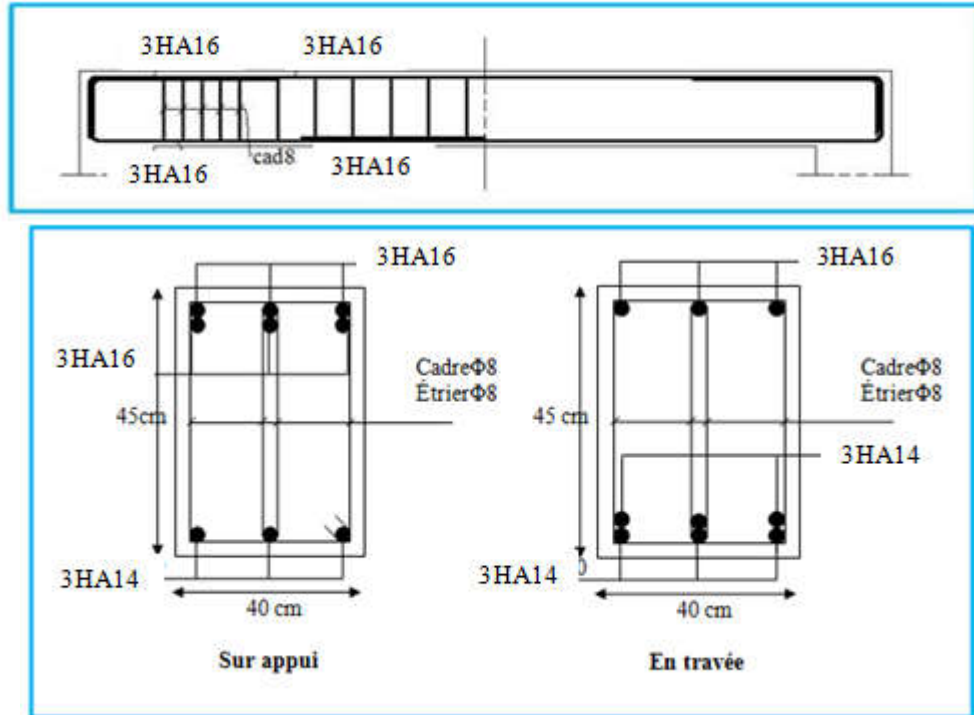
## **✧ Cours de l'université de Biskra – Département de génie civil et hydraulique**

- Béton armé.....DR.TAALAAH Bachir
- Résistance des matériaux .....DR.HAMADI

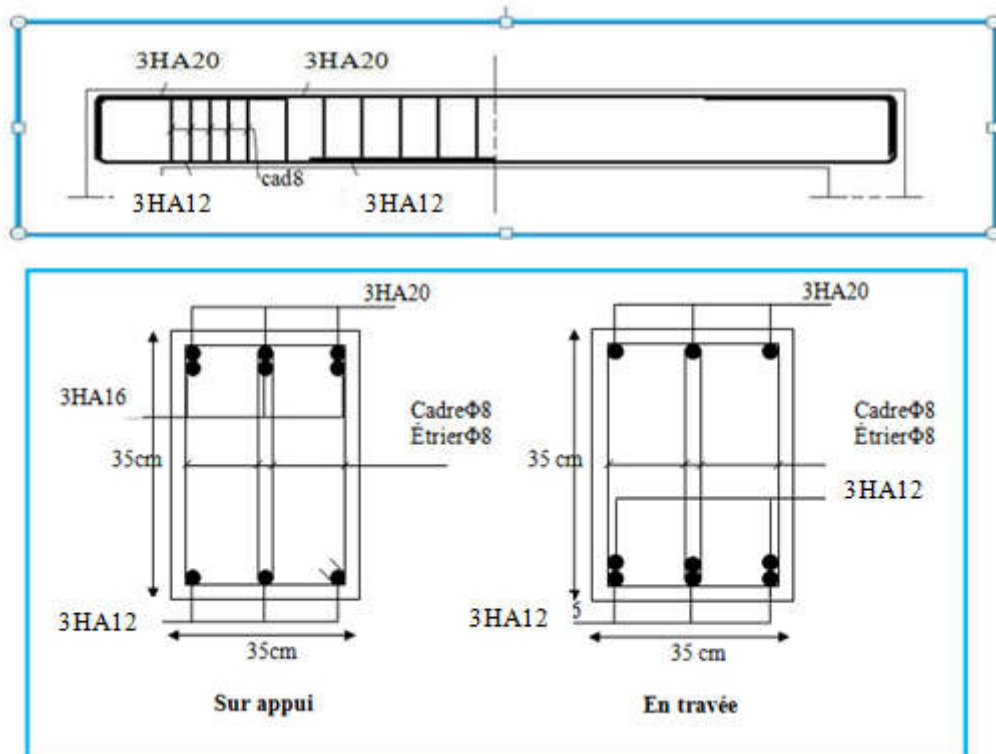
## **✧ LOGICIELS :**

- AUTOCAD 2009.....**Dessin.**
- ROBOT 2014 .....**Modélisation**
- WORD Office 2007.....**Traitement**

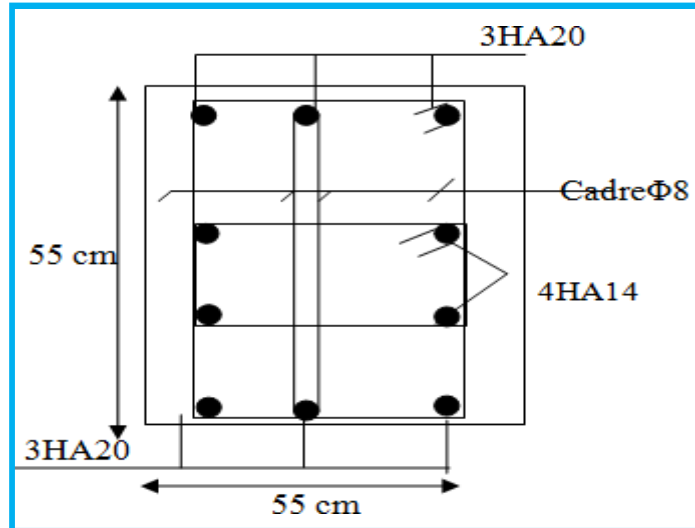
**Annexe :**



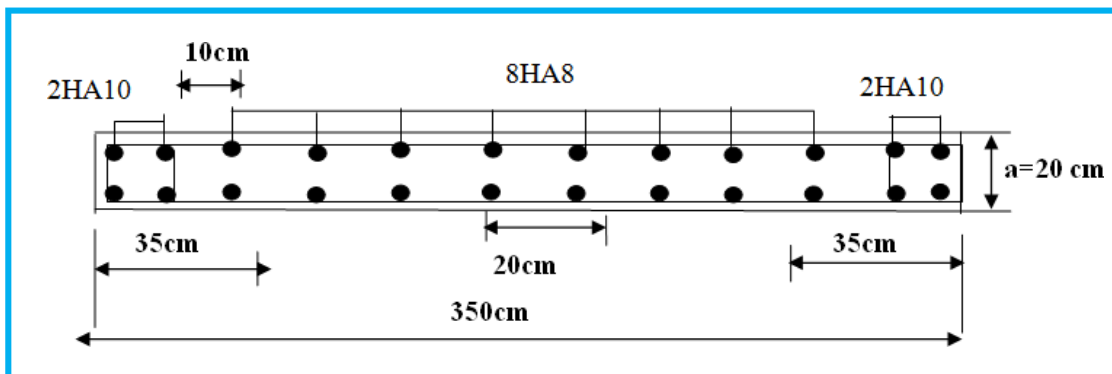
**.Ferrailage des poutres principales**



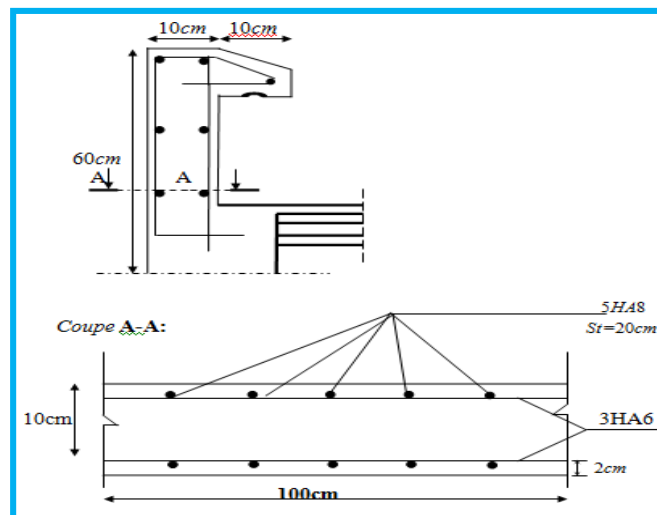
**Ferrailage des poutres secondaire**



**Ferrailage du Poteau**



**Ferrailage des voiles**



**Schéma ferrailage de l'acrotère**



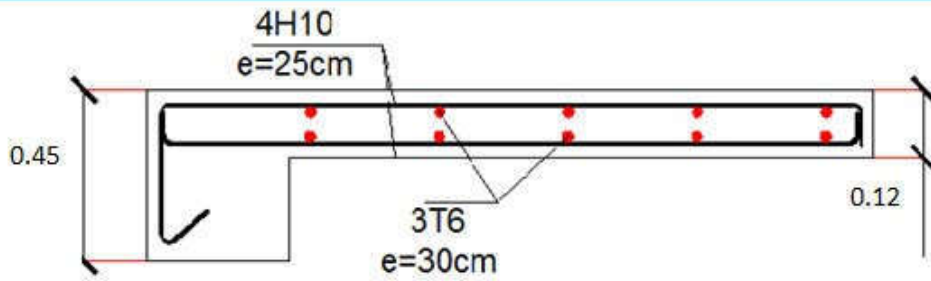


Fig.a. ferrailage de la console de terrasse

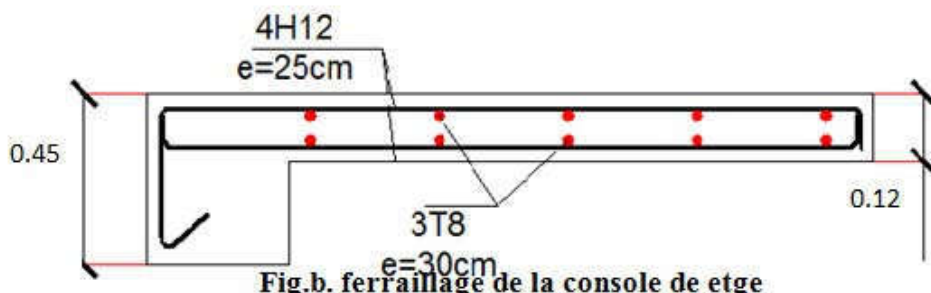
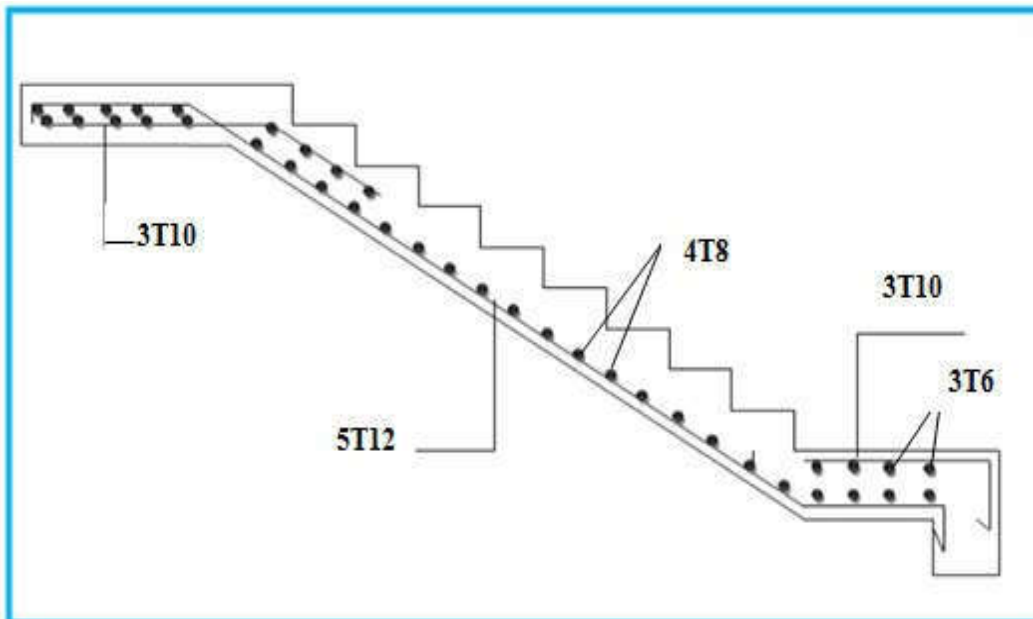


Fig.b. ferrailage de la console de etge



Presentation du ferrailage d'escalier

