

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

République Algérienne Démocratique et Populaire

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Université Mohamed khider –Biskra
Faculté des Sciences et de la Technologie
Département de Génie civil et d'Hydraulique
Référence :/2022



جامعة محمد خيضر بسكرة
كلية العلوم والتكنولوجيا
قسم الهندسة المدنية والري
المرجع/2022

Mémoire de Master

Filière : Génie Civil

Spécialité : Structure

Thème

**Etude d'un bâtiment à usage d'habitation (R+7)
contreventement mixte (portique + voile)**

Nom et Prénom de l'étudiant :
Mme . ABBA MOUNIRA

Encadreur : CHABI SAMIA

Promotion : Juin 2022

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

REMERCIEMENTS

Nos plus grands remerciements, et gratitude vont du plus profond de nos cœurs à Dieu devant qui nous inclinons et nous prosternons Dieu tout puissant qui nous a armé de courage, de patience, de volonté chaque jour, pour avoir la force de mener ce modeste travail jusqu'au bout.

Nous remercions notre encadreur Madame **CHabi Samia** : pour l'aide et les conseils nous furent d'un grand secours lors l'élaboration de ce travail .

Nous remercions également le Président et les membres du Jury qui nous ont fait l'honneur d'accepter de juger notre mémoire.

Sans oublier bien entendu tous les enseignants qui nous ont aidé tout au long de ce parcours avec leur savoir, leur science et leurs encouragements.

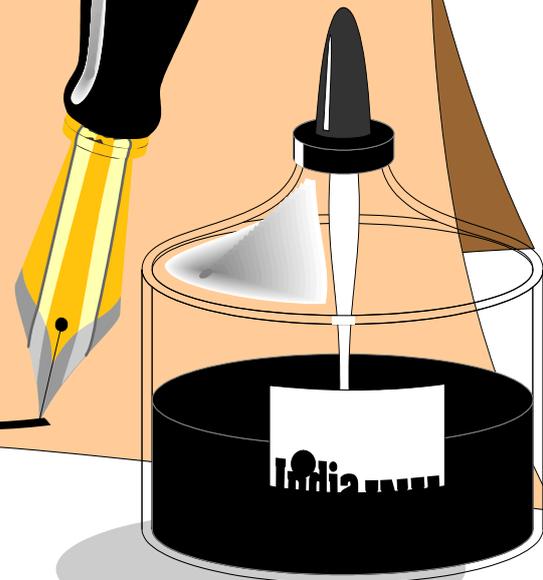
Nous remercions tous ceux qui de près ou de loin, directement ou indirectement , nous ont apporté conseils, assistance et soutien .

DÉDICACE

Je dédie ce modeste travail à :

*Ma très chère mère et mon cher mari qui m'ont
toujours soutenus durant toutes les périodes de vie, et mes enfants que
dieu le tout puissant les protèges*

*Enfin je ne pouvais terminer sans citer mes amis et tout
mes camarades de la promotion 2022, mes fidèles
compagnons de route.*



RESUME

Ce projet présent une étude détaillée d'un bâtiment à usage d'Habitation (R+7) , implanté à la wilaya de Biskra. Cette région est classée en zone de moyenne sismicité (Zone Ia) selon le RPA99 version 2003. Je utilisant les nouveaux règlements de calcul et vérifications du béton armé (RPA99V2003 et B.A.E.L91 modifié 99),

- La description générale du projet avec une présentation de caractéristiques des matériaux, ensuite le pré dimensionnement de la structure, la descente des charges.et Je calcul des éléments principaux et secondaires (poutrelles, escaliers, acrotère, balcon, et plancher) et enfin une étude dynamique de la structure en utilisant un logiciel en élément finisROBOT(version2017).

On terminera l'étude avec une conclusion générale.

المخلص:

بصدد اعداد مذكرة التخرج ،قمنا بدراسة مفصلة لبناية موجهة الى الاستعمال السكني والمتكونة من 7 طوابق + طابق أرضي و التي ستنشأ في مدينة بسكرة المصنفة ضمن المناطق ضعيفة الزلازل حسب النظام الجزائري RPA99 في هذه المذكرة استعملنا القوانين الجديدة مثل RPA99 V 2003 و BAEL91 المذكرة تتناول وصفا عاما 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 و الثانوية للبناية و سنقوم بدراسة زلزالية لاستعمال برنامج يستعمل العناصر المنتهية في الاخير سننهي المذكرة بخاتمة عامة.

SOMMAIRE

INTRODUCTION GENERALE	01
------------------------------	-----------

CHAPITRE I : Présentation de l'ouvrage et caractéristique des matériaux

I.1. Introduction.....	07
I.2. Présentation de l'ouvrage	07
I.3. Caractéristiques Mécanique Des Matériaux.....	07
I.3.1. Le Béton.....	09
I.3.2. Résistance mécanique du béton.....	09
I.3.3.L'acier.....	13

CHAPITRE II : Pré-dimensionnement et descente des charges

II.1.Pré-dimensionnement des éléments	16
II.1.1.Introduction	16
II.1.2.Planchers à Corps Creux	16
II.1.3.Les poutres principales	18
II.1.4.Les poutres secondaires.....	19
II.1.5.Les poteaux.....	19
II.1.6.Les voiles.....	21
II.1.7. L'escalier	23
II.2.Descente des charges	25
II.2.1. Principe.....	25

II.2.2.Détermination des charges applique.....	25
II.2.2.1.Plancher terrasse non accessible	25
II.2.2.2.Plancher étage courant	26
II.2.3.Mur extérieurs en maçonnerie.....	27
II.2.4.Les balcons.....	27
II.2.5.L’acrotère	28
II.2.6.Loi de dégression.....	29
II.2.7. Descente des charges sur le poteau intermédiaire (C-6).....	31
II.2.8.Vérification de la section de poteau	33

CHAPITRE III : Etude des éléments secondaires

III.1.Introduction.....	36
III.2. L’acrotère.....	36
III.2.1.Mode de réalisation	36
III.2.2. Sollicitation.....	37
III.2.3.Calcul de ferrailage	38
III.2.4.Vérification.....	39
III.2.5.Vérification de l’effort tranchant	40
III.2.6.présentation du ferrailage	41
III.3.Les balcons.....	42
III.3.1. Introduction	42
III.3.2. Détermination les sollicitation.....	42

III.3.2.1 Détermination les combinisons d'action al'ELU.....	43
III.3.3. Calcul deferrailage	43
III.3.4.Vérification. de laflache	45
III.3.5. Ferrailage des balcons.....	45
III.4. L'escalier.....	46
III.4.1.Introduction	46
III.4.2.Définition les éléments d'un escalier	46
III.4.3.Evaluation des charges.....	46
III.4.4.Calcul de ferrailage	50
III.4.4.1.Armatures longitudinales.....	51
III.4.4.2.Les armatures de répartitions	52
III.4.5.Espacement entre les armatures	52
III.4.6.Vérification de l'effort tranchant	52
III.4.7.Vérification de la flèche.....	53
III.4.8.Evaluation des charges	53
III.4.9.Calcul des moments fléchissant à E.L.S	54
III.5.Poutre paliere.....	56
III.5.1.Définition.....	56
III.5.2.Pré-dimensionnement.....	56
III.5.3.Evaluation des charges.....	57
III.5.4.Ferrailage.....	57
III.5.5.Vérification.....	59
III.5.6.Calcul de la poutre palier a la torsion.....	59

III.5.7.Dessin de ferrailage de la poutre palière.....	61
III.6.Etudes des poutrelles.....	62
III.6.1.Etudes des planchers.....	62
III.6.2.Méthode de calcul.....	64
III.6.3.Calcul des moments et les efforts tranchant.....	66
III.6.3.Calcul des sollicitations.....	66
III.6.4.1.Ferrailage des poutrelles.....	75
III.6.4.2.Planchers terrasses	76
III.6.4.3 .Calcul a...LELU.....	79
III.6.4.4Vérification de l'efforts tranchant.....	79
III.6.4.5.Vérification a LELS.....	81
III.6.4.6.Vérification etat limite de compression du beton	81
III.6.4.7.Vérification etat limite de déformation.....	83
III.6.5.Ferrailage de la dalle de compression.....	88

CHAPITER IV : Etude dynamique

IV.1.Introduction	91
IV 2.Méthode de calcul	91
IV.2.1.Méthode statique équivalente.....	91
IV.2.2.La méthode dynamique.....	93
IV.3.1.Classification de l'ouvrage.....	93
IV.3.2.Spectre de réponse de calcul.....	93
IV.4. Représentations des résultats de la méthode modale spectral et commentair	94
IV.5.Calcul de force sismique total par la methode statique équivalent	98
IV.6.Distribution de la resultante des forces sismique selon la hauteur.....	103
IV.7. Verification les déplacements.....	103

IV.8.Caractiristique geomitrique et massique.....	103
IV.9.Justification de l'effort $P-\Delta$	106
IV.10.Justification vis-a-vis de l'equilibre d'ensemble.....	107
IV.12.Conclusion.....	109

CHAPITRE V : ferrailage des éléments porteurs

V.1.Action de la température climatique.....	111
V.2Poteaux	114
V.1.3.combinaisons des charges.....	114
V.1.4Recommandations du RPA99/version2003	<u>115</u>
V1.5Ferrailage du Poteau le plus sollicité.....	116
V.1.6.vérification des sections.....	120
V.1.7. Vérification des cadres des armatures minimales.....	123
V.2.Poutres	125
V.2.1.Introduction	125
V.2.2.Recommandation des RPA 99/version 2003	125
V.2.3.Les poutre principales.....	125
V.2.3.1.Étapes de calcul des armatures longitudinales.....	125
V.2.3.2.Calcul des armatures.....	126
V.2.4.État limite de déformation	128
V.2.5.Les armatures transversales	129
V.2.6.La section de ferrailage transversal.....	129

V.2.7.Les poutres secondaires (30×35).....	130
V2.8.Calcul des armatures.....	130
V.2.9.État Limite de déformation.....	132
V.2.10.Les armatures transversales.....	133
V.2.11.La section de ferrailage transversal.....	134
V.2.12.Présentation du ferrailage.....	137
V.3.Voiles.....	138
V3.1Introduction	138
V.3.3.Calcul de la section d'armature	140
V.3.3.1. Ferrailage vertical.....	140
V.3.3.2.Armatures verticales	142
V.3.4.Armatures horizontales	146
V.3.5.Les armatures transversales	146
VI. Infrastructure	
VI.1.Introduction	148
VI.2.Etude géotechnique de sol.....	148
VI.3.Calcul des fondations	148
VI.4..Radier général	149
VI.5. Caractéristiques géométriques du radier.....	153
VI.6.Verification de stabilité	153
.VI. 7.Ferrailage du radier	155
VI.8.Calcul des armatures.....	158

VI.9. Etude du debord du radier	159
VI.10. Les sollicitations sur les nervures.....	159
VI.11. Calcul du ferrailage.....	162
VI.12.État Limite de déformation.....	163
CONCLUSION GENERALE	169

Liste de figure :

Fig. I.2 Evolution de la résistance f_{cj} en fonction de l'âge du béton.....	10
Fig. I.3 Evolution de la résistance à la traction f_{tj} en fonction de celle à la compression f_{cj}	10
Fig. I.4: Evolution du module de Young dérivée E_{vj} en fonction de la résistance caractéristique à la compression du béton f_{cj}	11.
Fig. I.5: Diagramme contrainte déformation de calcul à l'ELU.12	12
Fig. I.6 Diagramme contrainte déformation de calcul à l'ELS.....	12
Fig. I.7: Diagramme contrainte déformation de calcul de l'acier à l'ELU.....	14
Fig .II. 1 : schéma de poutrelle.....	16.
Fig.II.2 : schéma de la dalle corps creux.....	18 .
Fig.II.3 : Coupe de voile en élévation.....	21.
Fig.II.4 : schéma statique de l'escalier.....	24.
Fig .II.5 : planché terrasse.....	25.
Fig.II.6 : planche étage courant	26.
Fig.II.7. schéma de mur.....	27.
Fig.II.8: schéma statique de l'acrotère.....	28.
Fig.II.9.descente des charges.....	30.
Fig.II.10.la surface afférente par poteau intermédiaire	30
Fig.III.1. schéma statique de l'acrotère.....	36
fig.III.2 : schéma statique de M ,N,T.....	37
Fig.III.3. schéma de ferrailage de l'acrotère.....	40
Fig.III.4.schéma ferrailage de balcon.....	45
Fig.III.5.schéma des charges équivalan de l'escalier.....	48
Fig.III.6 : schéma des moments et l'effort tranchant de l'escalier a L'ELU.....	49
Fig.III.7. schéma des moments et l'effort tranchant de l'escalier a L'ELS.....	50
Fig.III.8.schéma de ferrailage de l'escalier.....	56.
Fig.III.9.schéma de ferrailage de la poutre palière.....	61 .
Fig.V.1schéma de la fraction α	112.
FigV.2.Ferrailage de poteaux (55×60).....	124
Fig.V.3.Ferrailage de poutres principales	137
Fig ;V.4.Ferrailage de poutre secondaire.....	137

Fig ;V 5.Ferraillage de voile.....	146
Fig ;VI 1.Ferraillage de radier	166

Introduction générale

L'étude des structures est une étape clef et un passage obligé dans l'acte de bâtir. Cette étude vise à mettre en application les connaissances acquises durant les cinq années de formation à travers l'étude d'un ouvrage en béton armé.

Dans le cadre de ce projet de fin d'étude, nous avons procédé au calcul et à la conception d'un hôtel comportant un rez-de-chaussée, 7 étages dont le système de contreventement mixte est assuré par des voiles et des portiques. Le bâtiment est implanté dans la wilaya de BISKRA classé selon le RPA révisé en 2003 en zone FEBLE sismicité (zone I).

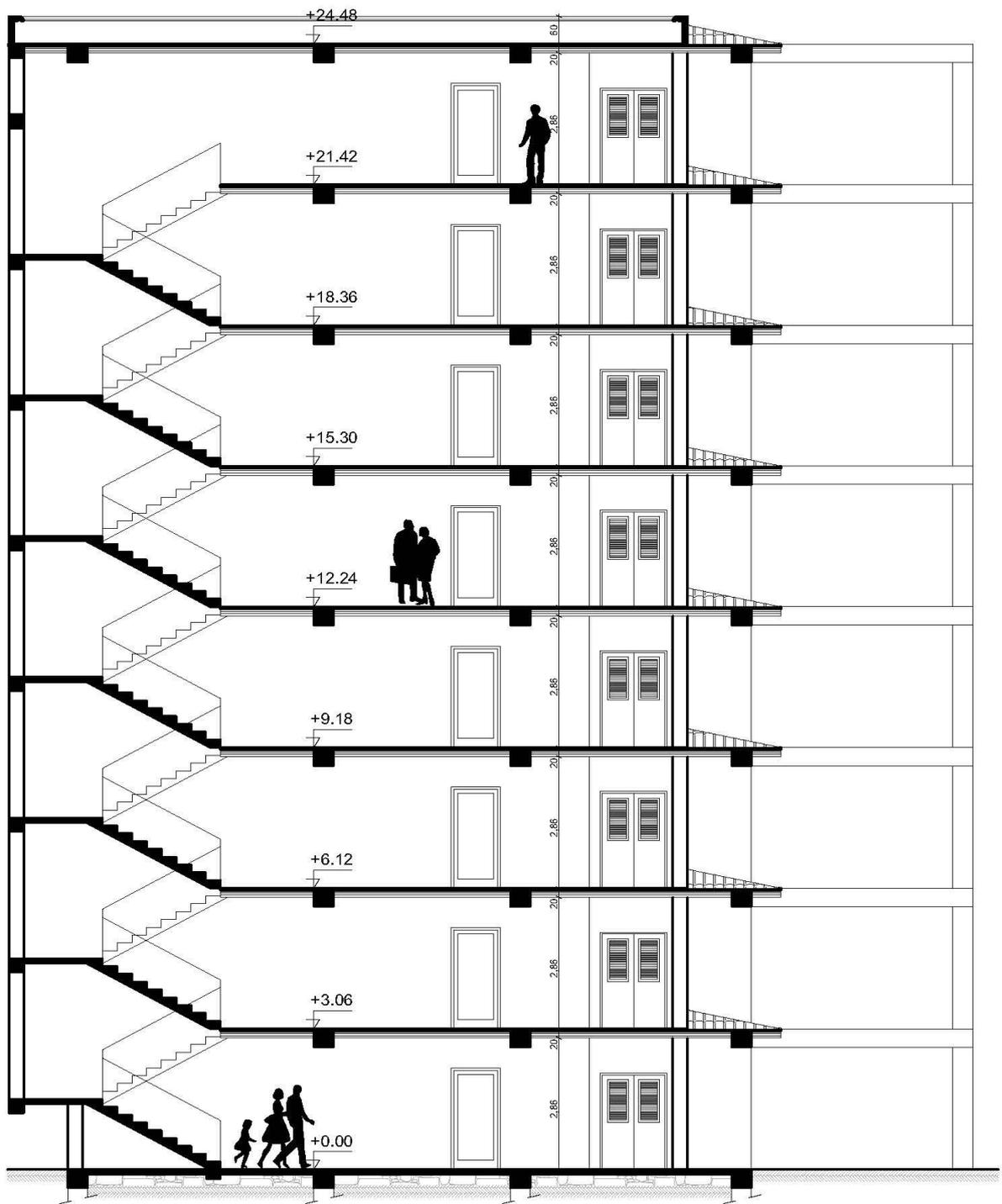
Dans cette étude, on a utilisé le logiciel de calcul par éléments finis ROBOT (Version 2014) particulièrement efficace dans la modélisation des bâtiments à plusieurs étages. Il nous a permis non seulement la détermination des caractéristiques dynamiques de la structure, mais aussi les efforts internes qui sollicitent chaque élément de la structure. Les efforts engendrés dans le bâtiment, sont ensuite utilisés pour ferrailer les éléments résistants suivant les combinaisons et les dispositions constructives exigées par le BAEL91 et les Règles Parasismiques Algériennes "RPA99/Version 2003".

Ce mémoire est organisé en six chapitres, entamés par une introduction générale. On présente dans le Chapitre I la présentation de l'ouvrage à étudier ainsi que les caractéristiques des matériaux utilisés. Le chapitre II sera consacré au pré dimensionnement des éléments et la descente de charge. On étudie dans le Chapitre III les éléments secondaires de la structure (balcons, escaliers, acrotère l'étude des planchers) est le chapitre IV. consacré à l'étude dynamique. L'étude de la superstructure est rapportée sur le chapitre V. Finalement, le chapitre VI traite l'étude de l'infrastructure.

Les plans

Plan 1er étage





Coupe B-B

Chapitre I :

Présentation du projet et caractéristique des matériaux

Chapitre I : présentation du projet et caractéristique des matereaux

I.1. INTRODUCTION

Le travail consiste à étudier un bâtiment constitué d'un rez-de-chaussée et de 7 étages identiques à usage d'habitation avec une terrasse inaccessible; l'ouvrage sera implanté à Biskra qui est classée comme zone de faible sismicité (Zone I) selon le classement des zones établi par le règlement parasismique Algérien (RPA 99 version 2003).

I .2.1 .PRÉSENTATION DE L'OUVRAGE :

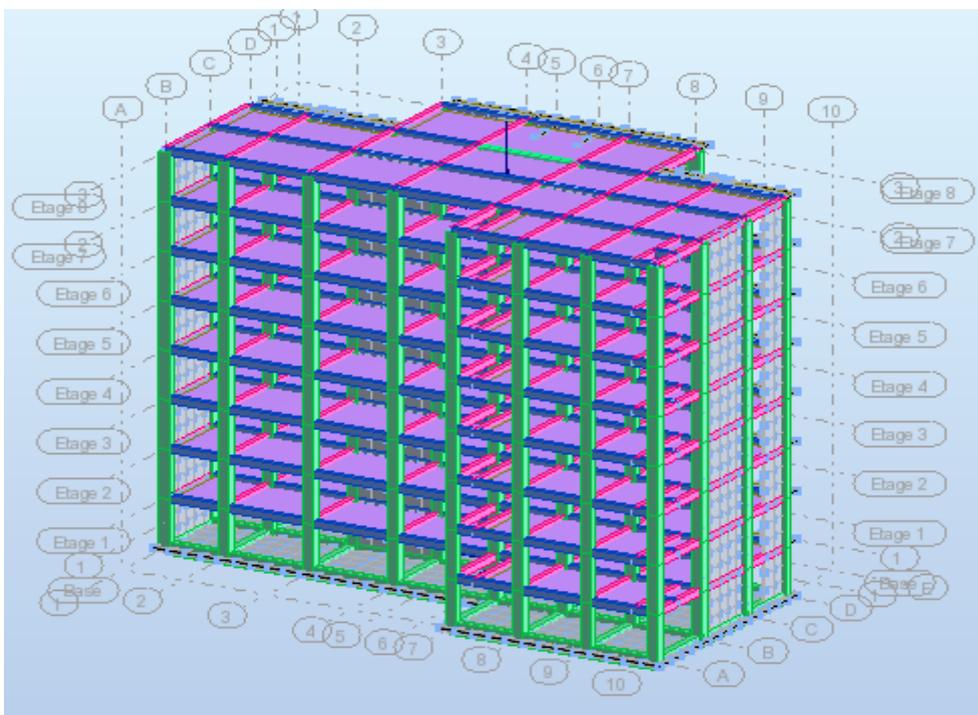
L'objet de notre projet est l'étude des éléments résistants d'un bâtiment constitué d'un seul bloc de forme irrégulière en plan, de 7 niveaux chaque niveau contient deux logements (F4) et (F2) .

I.2.2 .Caractéristiques Géométriques :

Les dimensions de la structure sont :

- **Largeur en plan..... 19.60m**
- **Longueur en plan.....31.80m**
- **Hauteur de rez-de-chaussée..... 3.06m**
- **Hauteur d'étage courant..... 3.06m**
- **Hauteur totale de bâtiment..... 25.08m**

Fig 1 -1 IMAGE STRUCTURE



Chapitre I : présentation du projet et caractéristique des matereaux

- **OSSATURE :**

Le bâtiment est constitué par des portiques auto stables en béton armé et des voiles de contreventement suivant les deux sens; donc d'après (RPA 99 version 2003) le système de contreventement du bâtiment est un système de “contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques” .

1.1. Classification Du Bâtiment selon (RPA 99 versions 2003) :

Le bâtiment est un ouvrage classé dans le “ groupe 2”, car il est à usage d'habitation dont la hauteur ne dépasse pas 48 m.

1.2. Plancher :

Vu la forme géométrique du bâtiment et en fonction du type de coffrage, nous avons opté pour un seul type de plancher : Plancher en corps creux.

1.3. Escalier :

La structure comporte une seule cage d'escalier du rez- de- chaussée au 07 étage, l'escalier est constitué de deux volées et un paliers de repos.

1.4. Maçonneries :

La maçonnerie du bâtiment est réalisée en briques creuses :

- Murs extérieurs constitué d'une double paroi en briques (10cm et 15cm d'épaisseur) séparées par une âme d'air de 5cm d'épaisseur.
- Murs intérieurs constitué par une seule paroi de brique de 10cm d'épaisseur .

I.3.Caractéristiques Mécanique Des Matériaux :

Les caractéristiques des matériaux utilisés dans la construction du bâtiment doivent être conformes aux règles techniques de construction et de calcul des ouvrages en béton armé (BAEL91) et tous les règlements applicables en Algérie (RPA 99 version 2003 et CBA93).

I.3.1. Béton

- **Composition du béton :**

Le béton est un matériau constitué par le mélange dans des proportions convenables, de ciment, de granulats (graviers, sable) et de l'eau.

La composition courante de 1m^3 de béton est:

- $350\text{Kg}/\text{m}^3$ de ciment CPJ 42.5 .
- $400\text{L}/\text{m}^3$ de sable $D_g \leq 5\text{mm}$.
- $800\text{L}/\text{m}^3$ de gravillon $5\text{mm} \leq D_g \leq 25\text{mm}$.
- $175\text{L}/\text{m}^3$ d'eau de gâchage.

Pour sa mise en œuvre, le béton doit être maniable et il doit présenter certains critères à savoir :

1. une résistance mécanique élevée.
2. un retrait minimum.
3. une bonne tenue dans le temps.

I. 3.2. Résistance mécanique du béton :

a. Résistance à la compression :BAEL91 (ART.A.2.1,1)

La résistance caractéristique à la compression du béton f_{cj} à j jours d'âge est déterminée à partir d'essais sur des éprouvettes $16\text{cm} \times 32\text{cm}$.

On utilise le plus souvent la valeur à 28 jours de maturité : f_{c28} . Pour des calculs en phase de réalisation, on adoptera les valeurs à j jours, définies à partir de f_{c28} , par:

- Pour des résistances $f_{c28} \leq 40\text{MPa}$:

$$\left\{ \begin{array}{ll} f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} f_{c28} & \text{Si } j < 60 \text{ jours} \\ f_{cj} = 1,1 f_{c28} & \text{Si } j > 60 \text{ jours} \end{array} \right.$$

- Pour des résistance $f_{c28} > 40 \text{ MPa}$:

$$\left\{ \begin{array}{ll} f_{cj} = \frac{j}{1.40 + 0.95j} f_{c28} & \text{Si } j < 28 \text{ jours} \\ f_{cj} = f_{c28} & \text{Si } j > 28 \text{ jours} \end{array} \right.$$

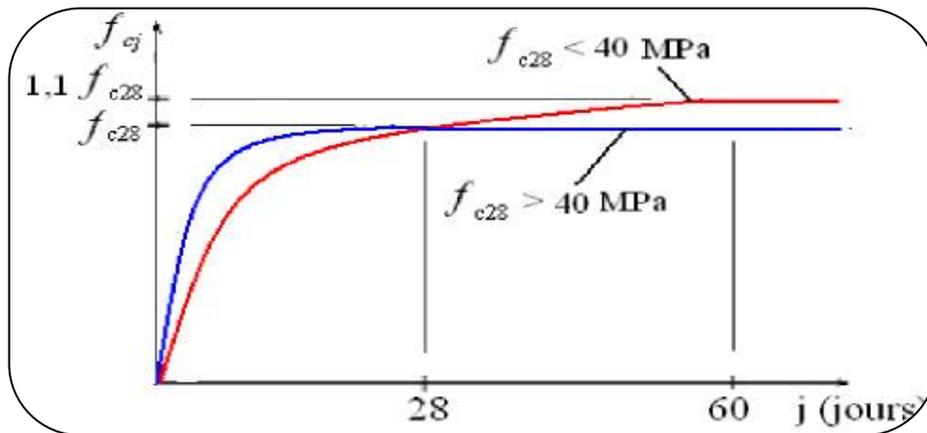


Fig. I.2 Evolution de la résistance f_{cj} en fonction de l'âge du béton

b. Résistance à la traction : BAEL91 (ART.A.2.1,12)

La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours, notée f_{tj} , est conventionnellement définie par les relations :

$$\begin{cases} f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj} & \text{Si } f_{c28} \leq 60 \text{ MPa} \\ f_{tj} = 0.275 (f_{cj})^{2/3} & \text{Si } f_{c28} > 60 \text{ MPa} \end{cases}$$

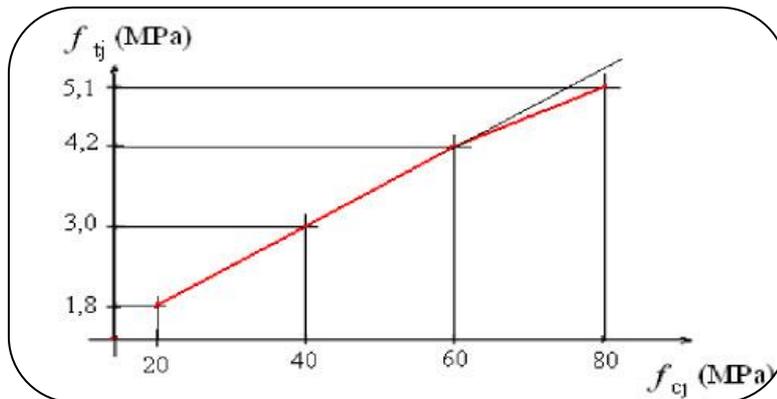


Fig. I.3 Evolution de la résistance à la traction f_{tj} en fonction de celle à la compression f_{cj}

c. Modules de déformation longitudinale : BAEL91 (ART.A.2.1,22)

On distingue les modules de Young instantané E_{ij} et différé E_{vj} . Le module instantané est utilisé pour les calculs sous chargement instantané de durée inférieure à 24 heures. Pour des chargements de longue durée (cas courant), on utilisera le module différé, qui prend en compte artificiellement les déformations de fluage du béton.

Celles-ci représentant approximativement deux fois les déformations instantanées, le module différé est pris égal à trois fois le module instantané: $E_{ij} = 3E_{vj}$.

Le module de Young différé du béton dépend de la résistance caractéristique à la compression du béton :

Chapitre I : présentation du projet et caractéristique des mâtreaux

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

$$\text{Si } f_{c28} \leq 60\text{MPa}$$

$$E_{vj} = 4400 \sqrt[3]{f_{cj}}$$

$$\text{Si } f_{c28} > 60\text{MPa, sans fumée de silice}$$

$$E_{vj} = 6100 (f_{cj})$$

$$\text{Si } f_{c28} > 60\text{MPa, avec fumée de silice}$$

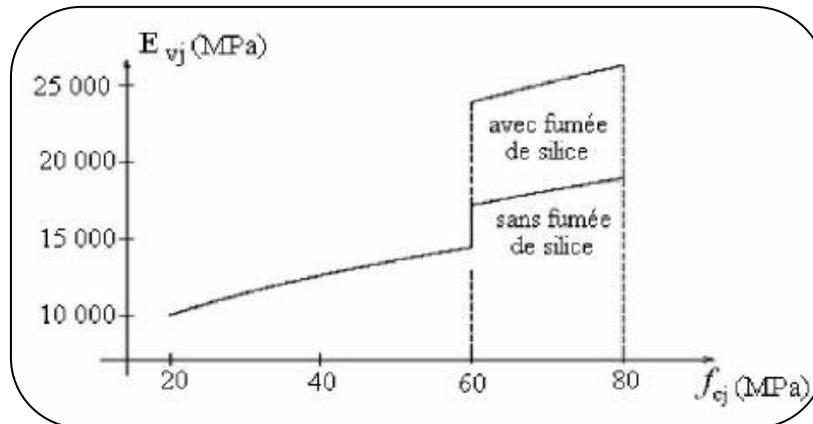


Fig. I.4: Evolution du module de Young différée E_{vj} en fonction de la résistance

d. Coefficients de poisson : BAEL91 (ART.A.2.1,3)

Le coefficient de poisson sera pris égal à $\nu = 0$ pour un calcul de sollicitations à l'ELU et à $\nu = 0,2$ pour un calcul de déformations à l'ELS.

e. Contrainte de calcul du béton comprimé :

- Etat Limite Ultime de Résistance (E.L.U.R) : **BAEL91 (ART. A.4.3,41)**

Pour les calculs à l'ELU, le comportement réel du béton est modélisé par la loi parabole rectangle.

sur un diagramme contraintes déformations donné sur la Figure ci-après, avec sur cette figure.

$$- \varepsilon_{bc1} = 2 \text{ ‰}$$

$$- \varepsilon_{bc1} = \begin{cases} 3,5 \text{ ‰} & \text{Si } f_{cj} \leq 40\text{MPa} . \\ (4,5 ; 0,025f_{cj}) \text{ ‰} & \text{Si } f_{cj} > 40\text{MPa} . \end{cases}$$

- la valeur de calcul de la résistance en compression du béton f_{bu} est donnée par:

$$f_{bu} = \frac{0,85 f_{cj}}{\theta \gamma_b}$$

Chapitre I : présentation du projet et caractéristique des matériaux

Ou :

- le coefficient de sécurité partiel γ_b égale 1,5 pour les combinaisons fondamentales et 1,15 pour les combinaisons accidentelles.

- θ est un coefficient qui tient compte de la durée d'application des charges :

$\theta = 1$ si la durée est supérieure à 24h.

$\theta = 0,9$ si la durée est comprise entre 1h et 24h.

$\theta = 0,85$ si la durée est inférieure à 1 h.

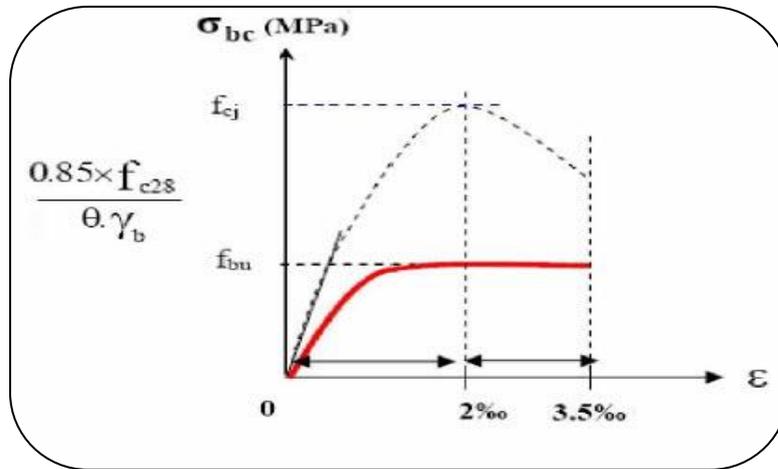


Fig. I.5: Diagramme contrainte déformation de calcul à l'ELU.

Etat Limite de Service :

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

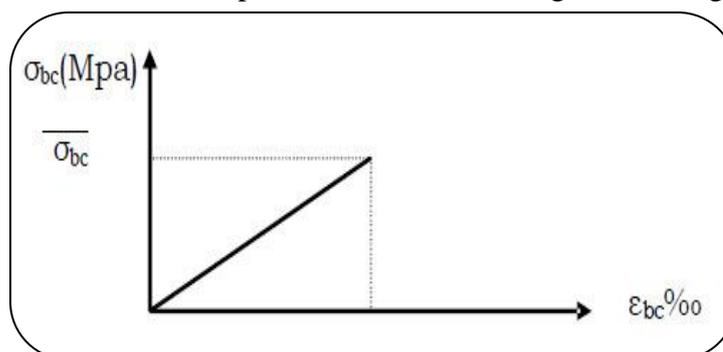


Fig. I.6 Diagramme contrainte déformation de calcul à l'ELS.

Chapitre I : présentation du projet et caractéristique des matereaux

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

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} \quad \text{Avec : } \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 f_{c28}.$$

I.3.3. L'Acier :

3.3.1. Définition :

L'acier présente une très bonne résistance à la traction (et aussi à la compression pour des élancements faibles), de l'ordre de 500MPa, mais si aucun traitement n'est réalisé, il subit les effets de la corrosion. De plus, son comportement est ductile, avec des déformations très importantes avant rupture (de l'ordre de la dizaine de %).

3.3.2. Caractéristiques mécaniques :

On notera qu'un seul modèle est utilisé pour décrire les caractéristique mécaniques des différents types d'acier, ce modèle étant fonction de la limite d'élasticité garantie f_e .

type	Nuance	f_e (Mpa)	Emploi
Ronds lisses	F _e E215 F _e E235	215 235	Emploi courant. Epingles de levage des pièces préfabriquées
Barres HA Type 1 et 2	F _e E400 F _e E500	400 500	Emploi courant.
Fils tréfiles HA Type 3	F _e TE400 F _e TE500	400 500	Emploi sous forme de barres droites ou de treillis.
Fils tréfiles lisses Type 4	TL50 $\varnothing > 6\text{mm}$ TL50 $\varnothing \leq 6\text{mm}$	500 520	Treillis soudés uniquement emploi courant

Tab. I.1: Valeurs de la limite d'élasticité garantie, f_e .

3.3.3 Contrainte limite des Aciers :

Les caractéristiques mécaniques des aciers d'armature sont données de façon empirique à partir des essais de traction, en déterminant la relation entre σ et la déformation relative ε .

a. Etat limite ultime : BAEL91 (ART.A.2.2,2)

Le comportement des aciers pour les calculs à l'ELU vérifie une loi de type élasto-plastique parfait, comme décrit sur le diagramme contrainte -déformation.

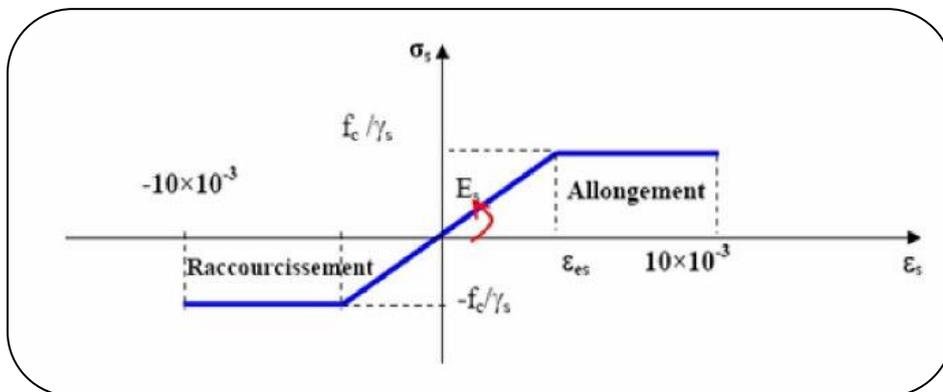


Fig. 1.7: Diagramme contrainte déformation de calcul de l'acier à l'ELU.

Avec :

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

$$\varepsilon_{es} = \frac{\sigma_s}{E_s}, \quad E_s = 200000 \text{ MPa}$$

γ_s = coefficient de sécurité ($\gamma_s = 1$ cas situation accidentelles; 1.15 cas générale)

$$\sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

b. Etat limite de service :BAEL91 (ART. A.4.5,3)

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

- Fissuration peu nuisible : pas de limitation de contraintes
- Fissuration préjudiciable : $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = \max (0.5f_e ; 110\sqrt{\eta f_{tj}})$.
- Fissuration très préjudiciable : $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = \max (0.4f_e ; 88\sqrt{\eta f_{tj}})$.

η : coefficient de fissuration ($\eta = 1$ pour les RL, $\eta = 1.6$ pour les HA).

Chapitre II :

Prédimensionnement et descente des charges

II.1.Pré dimensionnement

II.1.1.Introduction :

II.1.1.Plancher à corps creux :

Le pré dimensionnement a pour but le pré calcul des différents éléments résistants en respectant les règlements **RPA99/version 2003** et **BAEL91**

Plancher à corps creux : cette solution très communément employée dans les bâtiments d'habitation, il composé des poutrelles,del'hourdis(dalle de compression)

Les hourdis doit avoir une épaisseur minimale de 4 cm, selon le BAEL 91 (art B.6.8, 423).

➤ **Condition de flèche : BAEL91 (art B.6.8, 424).**

-le rapport h/L est au moins égale $1/22,5$.

L : est la plus grande portée parallèle aux poutrelles ($L=540$ cm).

$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22.5} \Rightarrow h_t \geq \frac{540}{22.5} = 24 \text{ cm.}$$

:

$$h_t \geq \frac{L}{22.5} \quad (\text{CBA 93 art : 6.8.4.2.4})$$

Avec : L : distance maximal entre deux appuis de deux poutres (selon la disposition des poutrelles). $L \text{ max} = 5.40 \text{ m}$

$$\Rightarrow \frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22.5} \Rightarrow h_t \geq \frac{L}{22.5} = 24 \text{ cm.}$$

On choisit un plancher à corps creux de type (20+4)

$$\left\{ \begin{array}{l} h = 24 \text{ cm} \longrightarrow \text{corps creux} \\ h_0 = 4 \text{ cm} \longrightarrow \text{dalle de compression} \\ h_t = 24 \text{ cm} \longrightarrow \text{la hauteur totale du plancher} \end{array} \right.$$

➤ **Les caractéristiques géométriques des poutrelles :**

-Soit $b_0 = 10$ cm.

-le corps creux choisis est normalisé de hauteur 16 cm et de Longueur 55 cm.

-La section en travée à considérer est une section en T.

Tel que la largeur de la table est donnée par les conditions suivantes :

$$b_1 = \min \left\{ \frac{L_n}{2} ; \frac{L}{10} \right\}$$

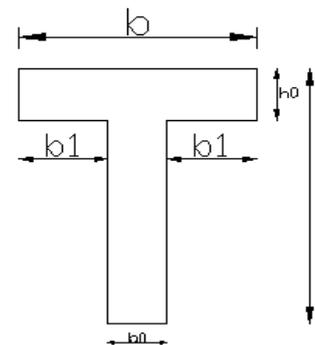


Fig .II. 1 .Schéma de poutrelle.

Chapitre II : prédimensionnement et descente des charges

$$b_1 = \min \left\{ \frac{L_n}{2} = \frac{55}{2} = 27.5 \text{ cm} ; \frac{540}{10} = 54 \text{ cm} \right\}$$

L_n : la distance entre nus de deux nervures consécutives.

L : la longueur de la nervure.

Donc on prend $b_1 = 27.5 \text{ cm}$.

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

Soit $b = 65 \text{ cm}$.

• Tableau récapitulatifs :

$h_i(\text{cm})$	$h_0(\text{cm})$	$b(\text{cm})$	$b_1(\text{cm})$	$b_0(\text{cm})$
24	4	65	27.5	10

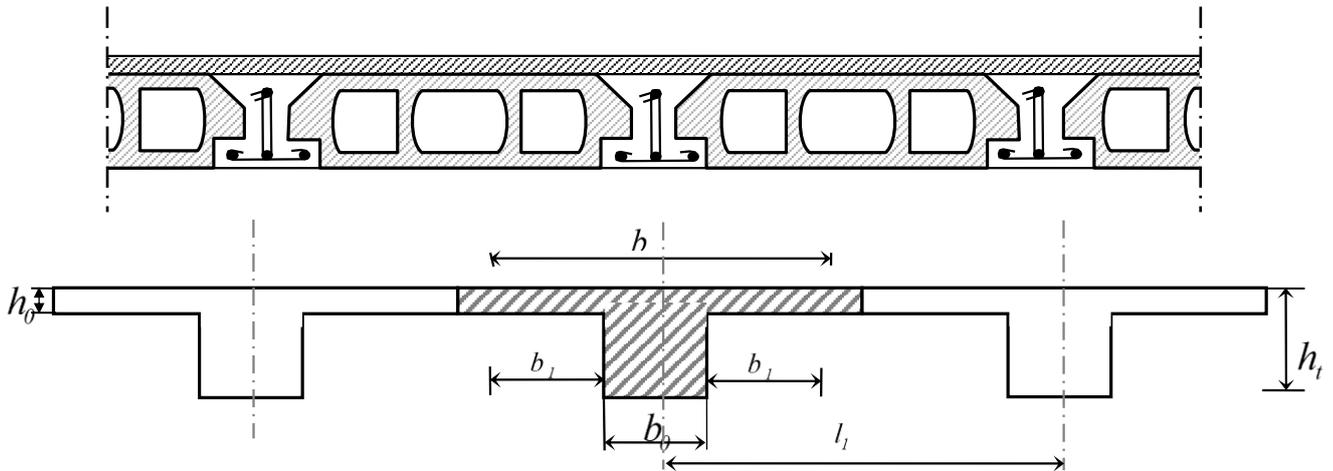


Fig.II.2 . Schéma de la dalle corps creux.

II.1.3. Les poutres principales :

Ce sont des éléments porteurs horizontaux en béton armé, elles transmettent les charges aux poteaux suivant leur emplacement dans la construction, conçue pour résister à la flexion.

➤ **Condition de la portée :**

$$h = \left(\frac{1}{15} \div \frac{1}{10} \right) L_{\max}$$

L_{\max} : la plus grand portée = 600 cm

$$h = (40 \div 60) \text{ cm}$$

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

$$b = (0.3; 0.4) h = (13.5 : 18).$$

On prend : $b = 30 \text{ cm}$.

➤ **Condition de RPA 99(article 7.5.1) :**

$$h \geq 30 \text{ cm} \Rightarrow h = 45 \text{ cm} \longrightarrow \text{condition vérifier.}$$

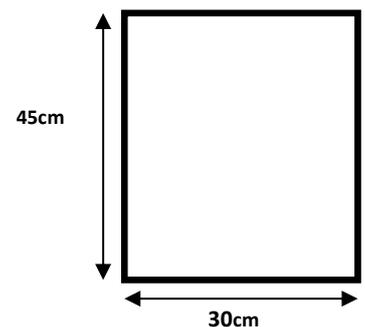
$$b \geq 20 \text{ cm} \Rightarrow b = 30 \text{ cm} \longrightarrow \text{condition vérifier.}$$

$$\frac{h}{b} < 4 \Rightarrow \frac{45}{30} = 1,5 < 3,0 \longrightarrow \text{condition vérifier.}$$

$$b_{\text{Max}} = 30 \text{ cm} . b_{\text{Max}} \leq 1,5 h + b_1 \Rightarrow$$

$$1,5 h + b_1 = 90 \text{ cm} \Rightarrow 30 \text{ cm} < 90 \text{ cm} \text{ Donc les}$$

conditions de BAEL et RPA sont vérifiées, on prend une section de poutre principale égale à $(30 \times 45) \text{ cm}^2$.



II.1.4. Les poutres secondaires :

➤ Condition de portée :

$$h = \left(\frac{1}{15} \div \frac{1}{10} \right) L_{\max}$$

L_{\max} : la plus grand portée = 500cm

$$h = (1/15; 1/10) 500$$

$$h = (33,33; 50) \text{ cm.} \quad \text{On prend: } h = 45\text{cm}$$

$$b = (0,3 ; 0,4) h$$

$$b = (0,3 ; 0,4)45$$

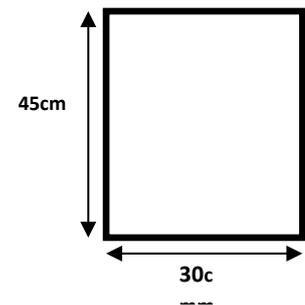
$$b = (13,5; 18) \quad \text{On prend : } b = 30 \text{ cm}$$

➤ Condition de RPA : (article 7.5.1)

$$b \geq 20 \text{ cm} \Rightarrow 30\text{cm} \quad \longrightarrow \quad \text{condition vérifier.}$$

$$h \geq 30 \text{ cm} \Rightarrow 45\text{cm} \quad \longrightarrow \quad \text{condition vérifier.}$$

$$\frac{h}{b} < 4 \Rightarrow 45/30 = 1,5 < 3,0 \quad \longrightarrow \quad \text{condition vérifier.}$$



Les conditions de BAEL et RPA sont vérifiées, on prend une poutre transversale de section $(30 \times 45) \text{ cm}^2$.

II.1.5. Les poteaux

Les poteaux des éléments porteurs verticaux, leur rôle est de reprendre les efforts dus aux surcharge et charge ramenée par les poutres, et ensuite les transmettre à la fondation.

On dimensionne la section du poteau comme suit :

$$L_f = 0,7 \times h_0$$

$$h_0 = 3,06 - 0,45 = 2,61\text{m}$$

$$L_f = 0,7 \times 2,61 = 1,827\text{m}$$

$$\text{Max} (\lambda_x, \lambda_y) \leq 50$$

$$\lambda_x = 3,46 \frac{L_f}{b_i}$$

$$\lambda_y = 3,46 \frac{L_f}{h_i}$$

Chapitre II : prédimensionnement et descente des charges

b_i = parallèle à l'axe X

h_i = parallèle à l'axe Y

$$\alpha_x = 3.46 \frac{l_f}{h_i} \implies b_i \geq 3.46 * 182.7 / 50 = 12.64 \text{ cm}$$

$$b_i \geq 12.64 \text{ cm}$$

$$\alpha_y = 3.46 \frac{l_f}{h_i} \implies h_i \geq 3.46 * 182.7 / 50 = 12.64 \text{ cm}$$

$$h_i \geq 12.64 \text{ cm}$$

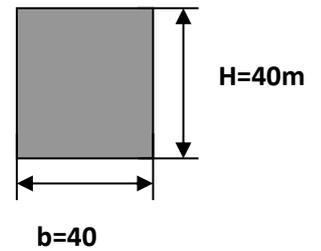
Selon les règles (RPA99/v.2003) art (7.4.1) dans la zone I

❖ $\text{Min}(b_i; h_i) \geq 25 \text{ cm} \implies 40 \text{ cm} > 25 \text{ cm} \dots\dots\dots(\text{cv})$

❖ $\text{Min}(b_i; h_i) \geq \frac{h_e}{20} \implies \frac{261}{20} = 13,05 \leq 40 \dots\dots\dots(\text{cv}).$

❖ $\frac{1}{4} < \frac{b_i}{h_i} < 4 \implies 0.25 < 0.6 < 4 \dots\dots\dots(\text{cv})$

On adopte une section de **(40x40) cm²**.



Remarque: La section sera adoptée après avoir la descente de charge sur les poteaux par niveau .

II.1.6. Les voiles : RPA99/version2003 (article 7.7.1)

Sont considérés comme des voiles les éléments satisfaisants la condition $L \geq 4a$:

L : Longueur du voile.

a : Epaisseur du voile.

Dans le cas contraire, ces éléments sont considérés comme des éléments linéaires

L'épaisseur minimale est de 15 Cm. De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de

La hauteur d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités comme suit :

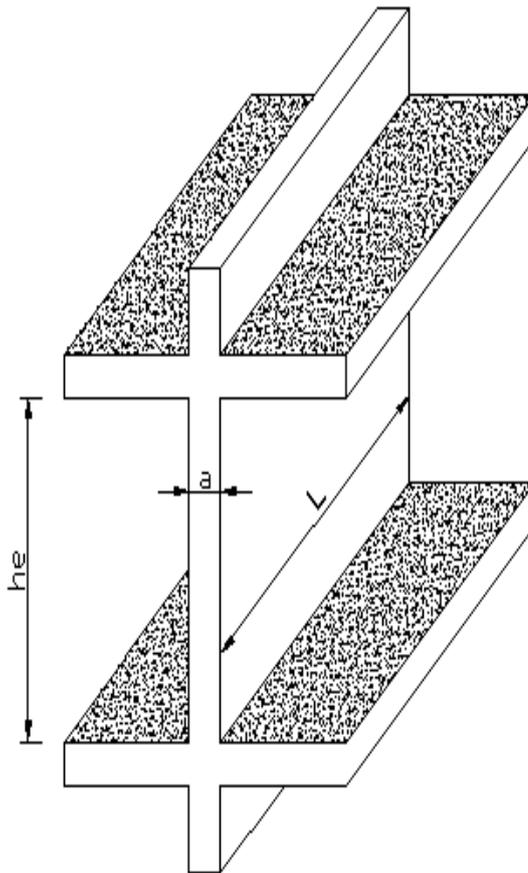


Fig.II.3 . Coupe de voile en élévation.

Pour le dimensionnement des voiles on applique la règle préconisée par les RPA99 version 2003 (article 7.7.1)

- **étage courant +RDC** : $h_e=306-45=2.61$ m

$$- a \geq \left(\frac{h_e}{20} \right) = \frac{2.61}{20} = 13. \text{ cm}$$

On prend $a=15\text{cm}$

Chapitre II : prédimensionnement et descente des charges

En parallèle, l'épaisseur minimale que doit avoir le voile, et qui est exigée par le RPA99, est de **a min = 15 cm.**

II.1.7. L'escalier :

- **La marche et la contre marche :**

$$14 \leq h \leq 18 \text{ cm}$$

$$24 \leq g \leq 32 \text{ cm}$$

h : hauteur de la contre marche

g: largeur de marche.

➤ **On prend:**

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

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

Formule de BLONDEL : $59 \leq g+2h \leq 66$

$$2h+g = 2 \times 17 + 30 = 64 \Rightarrow 59 \leq 64 \leq 66 \quad (\text{c.v.})$$

- **Nombre de contre marche:**

$$n = \frac{H}{h}$$

n : nombre de contre marche.

H : hauteur d'étage.

h : hauteur de la contre marche

$$n = \frac{306}{17} = 18$$

Pour deux volées n = 18

Pour une volée n = 9

- **Longueur de la volée:**

$$L = (n-1) g = (9-1) \times 30 = 8 \times 30 = 240 \text{ cm}$$

- **Inclinaison de la pailasse:**

$$\tan \alpha = \frac{H/2}{L} = \frac{153}{240} = 0.6375 \rightarrow \alpha = 32.5$$

H: hauteur d'étage = 3.06 m

L: Longueur de la volée = 2.40 m

$$\cos \alpha = \frac{L}{l} \rightarrow l = \frac{L}{\cos \alpha} = \frac{2.40}{\cos 32.5} = 2.85 \text{ m}$$

- **Épaisseur de la pailasse :**

Pour faciliter l'exécution on prend pour les deux éléments la même épaisseur :

On à $l = 615 \text{ cm}$

$$\frac{l}{30} \leq e \leq \frac{l}{20}$$

$$\frac{615}{30} \leq e \leq \frac{615}{20} \rightarrow 20.5 \leq e \leq 30.75 \rightarrow e = 25\text{cm}$$

- Longueur du palier de repos: $6.15 - 500 = 1,15$ m

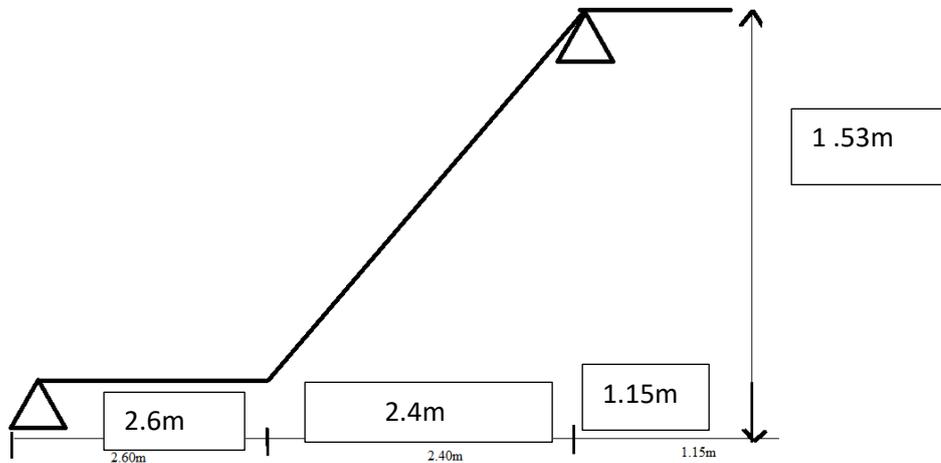
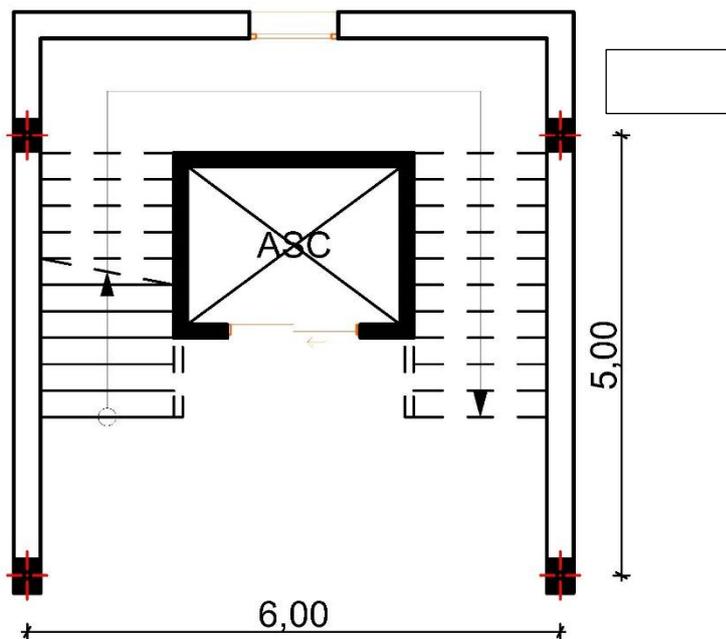


Fig.II.4 . Schéma statique de l'escalier.



II.2.LA DESCENTE DES CHARGES

II.2.1. Principe :

La descente de charge est l'opération qui consiste à calculer toutes les charges qui viennent à un élément porteur depuis le dernier niveau jusqu'à la fondation. Les charges considérées concernent les charges permanentes (le poids propre de l'élément, le poids des planchers, des murs de façades Etc) et les charges d'exploitations.

Rôle de descente des charges :

- Evaluation des charges (G et Q) revenant aux fondations
- Vérification de la section des éléments porteurs (poteaux, voiles).

II.2.2. Détermination des charges appliquées :

II.2.2.1. Plancher terrasse non accessible :

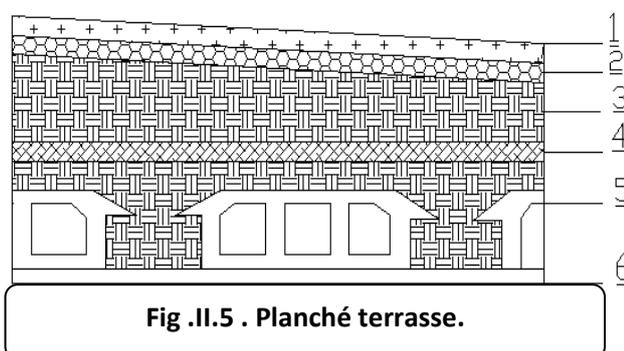


Fig .II.5 . Planché terrasse.

N°	désignation	e (m)	$\gamma(Kg / m^3)$	$poids(Kg / m^2)$
01	gravier	0.05	1700	85
02	Etanchéité multicouche	0.02	600	12
03	Forme de pente	0.1	2200	220
04	Isolation thermique	0.04	400	16
05	Dalle en corps creux	0.20+0.04	1400	330
06	Enduit en plâtre	0.02	1000	20
Total :				678kg /m²

Surcharge d'exploitation : (DTR .BC2-2)

$$Q_t = 100 \text{ Kg/m}^2 = 100 \times 1 \text{ m} = 100 \text{ Kg/ml}$$

II.2.2.2. Plancher étage courant :

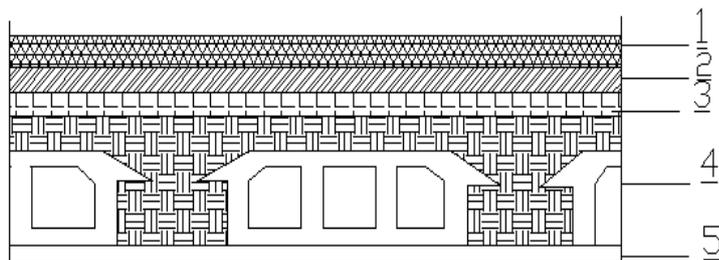


Fig.II.6 . Plancher étage courant.

<i>N°</i>	<i>Désignations</i>	<i>e (m)</i>	<i>γ (Kg/m³)</i>	<i>Charges (Kg/m²)</i>
1	Carrelage	0.02	2200	44
2	mortier de pose	0.02	2000	40
3	Lit de sable	0.02	1800	36
4	Dalle en corps creux	0.20+0.04	1400	330
5	enduit de plâtre	0.02	1000	20
6	Cloisons	0.10	900	90
Total :				580Kg/m²

$$G = 550 \text{ Kg/m}^2$$

Surcharge d'exploitation : DTR .BC2-2

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

II.2.3.Mur extérieurs en maçonnerie :

N°	Désignations	e (cm)	Charges (Kg/m ²)
1	Enduit	2×2	80
2	Briques creuses	10	90
3	Briques creuses	15	130
Total			300(kg/m²)

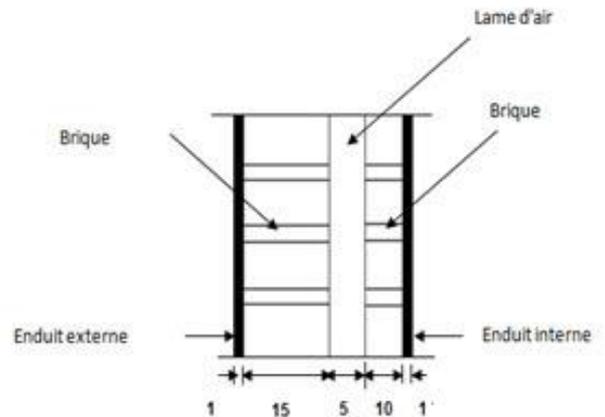


Fig.II.7. Schéma de mur.

30% D'ouvertur ⇒ $G = 182 \text{ kg/m}^2$

II.2.4.Les balcons :

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

$$L/15 < e < L/20 + 7 \Rightarrow \text{on a : } L = 1,1\text{m} \Rightarrow 7,33 \leq e \leq 12,5$$

Avec des considérations pratiques (expérience); on a vu que l'épaisseur ainsi obtenue n'est pas suffisante, alors on doit majorer à $e = 16 \text{ cm}$.

Balcon accessible:

N°	Designations	e (m)	γ (kg/m ³)	Charges (kg/m ²)
1	Carrelage	0.02	2200	44
2	mortier de pose	0.02	2000	40
3	Dalle pleine	0.16	2500	400
4	Enduit en plâtre	0.02	1000	20
TOTAL				504 (kg/m²)

Charge

permanente $G = 504 \text{ Kg/m}^2$.

Charge d'exploitation $Q = 350 \text{ Kg/m}^2$

II.2.5.L'acrotère :

L'acrotère est un mur périphérique qu'on réalise en béton armé pour contourner le bâtiment au niveau de la terrasse, son rôle est d'éviter l'infiltration des eaux pluviales entre la forme de pente et le plancher terrasse par un relevé d'étanchéité en paralume, sert également à retenir la protection lourde sur l'étanchéité comme il peut servir de garde-corps lors des opérations d'entretien de la terrasse.

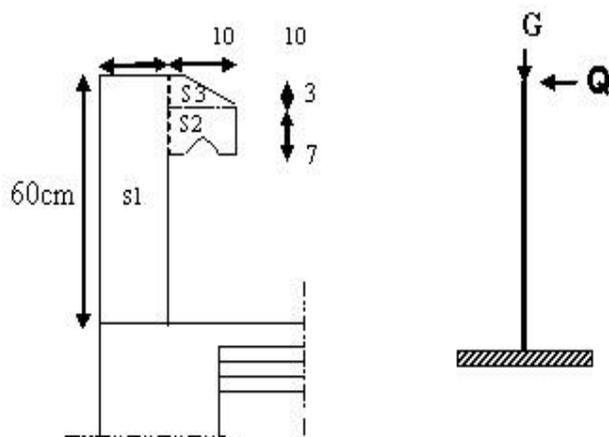


Fig.II.8. Schéma statique de l'acrotère.

Le calcul des armatures se fait sur une bande de 1m de largeur

Surface:

$$S_1 + S_2 + S_3 = (0.1 \times 0.6 + 0.07 \times 0.1 + 0.1 \times 0.03 \times 0.5)$$

$$S_T = 0.0685 \text{ m}^2$$

Charge:

G : poids de L'acrotère par mètre linéaire

$$G = 0.0685 \times 2500 \times 1 = 171.25 \text{ daN}$$

Surcharge:

D'après D.T.R.BC.2.2

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

$$Q \times 1\text{m} = 1000 \text{ N1}$$

	Charge permanentes	Surcharges
Plancher – terrasse	628 kg/m ²	100 kg/m ²
Plancher d'Etage courant	520 kg/m ²	150 kg/m ²
Murs extérieurs	182 kg/m ²	-
Acrotère	171.25 kg/ml	100 kg/m ²
Balcon	504 kg/m ²	350 kg/m ²

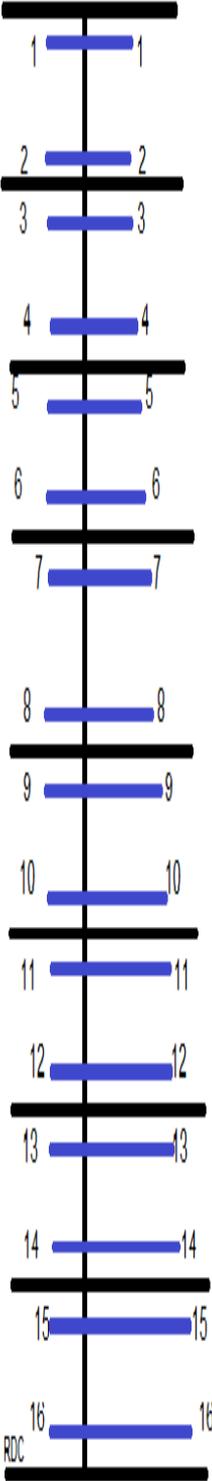
II.2.6.Loi de dégression

Les charges d'exploitation de chaque étage sont réduites dans les proportions indiquées ci-dessous :

- ✓ Pour la toiture ou terrasse : Q_0
- ✓ Pour le dernier étage : Q
- ✓ Pour l'étage immédiatement inférieur : $0,9Q$
- ✓ Pour l'étage immédiatement inférieur : $0,8Q$

et ainsi de suite réduisant de 10% par étage jusqu'à $0,5Q$ (valeur conservée pour les étages inférieurs suivants).

Fig II.9 Descente des charge



II.2.7. Descente des charges sur le poteau intermédiaire (C-6)

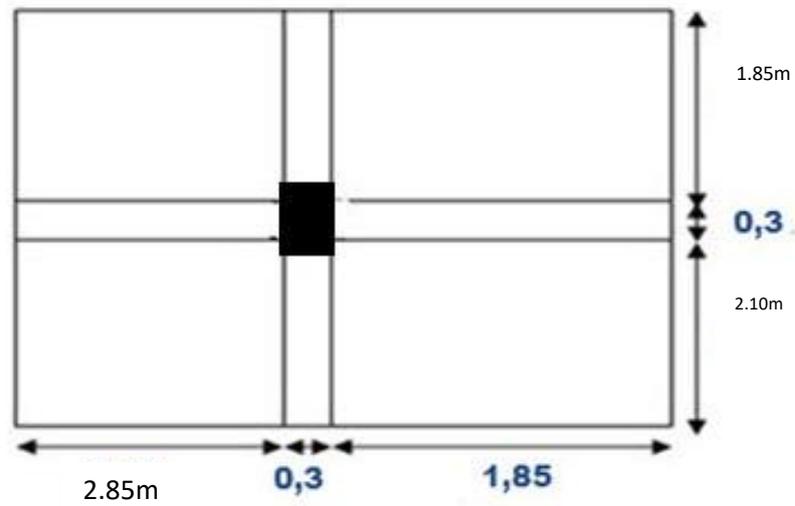


Fig.II.10. La surface afférente par poteau intermédiaire.

Surface afférentes :

$$S_G = (1.85 + 2.10) \times (1.85 + 2.85) = 18.56m^2$$

$$S_{Q.T} = (1.85 + 0.3 + 2.10) \times (1.85 + 0.3 + 2.85) = 21.25m^2$$

$$S_{Q.ETAGE} = 21.06$$

Chapitre II : prédimensionnement et descente des charges

Sectio n	Élément	G (N)	Q (N)
1-1	- Plancher Terrasse: 18.56×678	12583	21.25×100= 2125
	-Poutre principale: 0.3×0.45×4.25×25000 -Poutre secondaire:0.3×0.45×5×25000	1434.37 1687	
2-2	-Venant 1-1 :	15704.37	2125
	-Poteau : 0.4×0.4×2.61×25000	10440	
3-3	-Venant 2-2 :	26144.37	2125
	- Plancher étage courant: 580×18.56	10764.8	21.06×150
	2pp0.3×0.45×4.25 3_PS__4_mùr12318.97	1434.37 1687+12318.9	
4-4	-Venant 3-3 :	52349.44	5284
	-Poteau	10440	
5-5	Venant 4-4 :	62789.44	5284
	-P.E.C + PP + PS +mur	26205.07	150×21.06×0,9
6-6	-Venant 5-5 :	78994.51	8127.1
	-Poteau+	10440	
7-7	-Venant : 6-6	89434.51	8127.1
	-P.E.C + PP + PS +mùr	26205.07	150×21.06×0,8
8-8	-Venant 7-7 :	126079.58	10654.2
	-Poteau+:	10440	
9-9	-Venant : 8-8	136519.59	10654.2
	-P.E.C + PP+PS+mr: -	26205.07	150×21.06×0,7
10-10	-Venant 9-9 :	162724.65	12865.6
	-Poteau	10440	
11-11	-Venant 10-10 :	173164.65	12865.6
	-P.E.C + PP + PS +mur:	26205.07	150×21.06×0,6
12-12	-Venant 11-11:	199369.72	14761
	-Poteau+t :	10440	
13-13	-Venant 12-12 :	209809.72	14761
	-P.E.C + PP + PS+mur:	26205.07	150×21.06×0,5
14-14	-Venant 13-13 :	236014.79	16340.5
	-Poteau :	10440	
15-15	-Venant 14-14 :	246454.79	16340.5
	-P.E.C + PP + PS+mur :	26205.07	150×22.02×0,5
	RDC	G=272659.86	Q=17920

II.2.8 :Vérification de la section :

- $N_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 272659,86 + 1,5 \times 17920 = 394970,811 \text{ N}$

- α : est un coefficient fonction de l'élanement mécanique λ , qui prend les valeurs :

$$\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} \quad \text{pour } \lambda \leq 50:$$

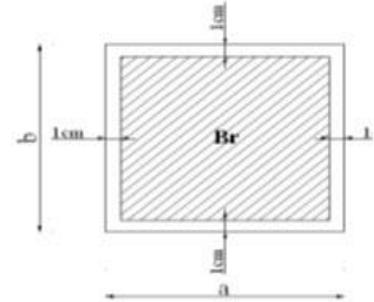
$$\alpha = 0,60 \left(\frac{50}{\lambda} \right)^2 \quad \text{pour } 50 < \lambda \leq 70.$$

$$\lambda = \max(\lambda_x, \lambda_y)$$

$$\lambda_x = \sqrt{12} \times \frac{L_f}{b} \quad ; \quad \lambda_y = \sqrt{12} \times \frac{L_f}{h}$$

$$L_f = 0,7L_0 = 3,06 \times 0,7 = 2,14 \text{ m}$$

$$b=h \longrightarrow \lambda_x = \lambda_y$$



❖ **Poteau (40×40) :**

$$\lambda_x = \sqrt{12} \frac{0,7 \times 2,66}{0,4} = 18,62 \quad \lambda_y = \sqrt{12} \frac{0,7 \times 2,66}{0,4} = 18,62$$

$$\lambda = 18,62 \Rightarrow \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2}$$

$$\alpha = 0,827 < 50$$

Pas de risque de flambement.

- B_r : est la section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle 1 cm d'épaisseur sur tout son périmétrique.

$$B_r = (h-2)(b-2) = (40-2).(40-2) = 1444 \text{ cm}^2.$$

$$-\gamma_b = 1,50 \quad ; \quad \gamma_s = 1,15$$

$$-F_{c28} = 28 \text{ MPa}$$

-A : est la section d'acier comprimé prise en compte dans le calcul.

$$A = \max(A_{\min}^{\text{BAEL}}, A_{\min}^{\text{RPA}})$$

$$A_{\min}^{\text{BAEL}} = \max (4 \text{ cm}^2/\text{m de périmètre}, 0,2\% B)$$

$$A_{\min}^{\text{BAEL}} = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.2bh}{100} = \frac{0.2 \times 400 \times 400}{100} = 320 \text{mm}^2 \\ 4 \frac{(b+h)}{100} = 4 \frac{(400+400)}{100} = 640 \text{mm}^2 \end{array} \right\}$$

$$A_{\min}^{\text{RPA}} = 0.7 \% B \quad (\text{zone I})$$

$$A_{\min}^{\text{RPA}} = \frac{0.7}{100} B = \frac{0.7}{100} (400 \times 400) = 1120 \text{mm}^2$$

❖ **Tableau Récapitulatif :**

Niveau	N_u (N)	A_{\min}^{BAEL} (mm ²)	A_{\min}^{RPA} (mm ²)	A (mm ²)	B_r (mm ²)	\bar{N} (N)	condition
RDC+7	394970.81	640	1120	1120	144400	2478484.17	NV

Donc on change la section de poteau (60×55)cm pour avoir une grande rigidité dans la sens porteur,

❖ **Vérification vis-à-vis du RPA 99 (ART 7.4.3.1 p 50) :**

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

Où:

N_d : désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

B_c : est l'aire (section brute) de cette dernière

f_{c28} : est la résistance caractéristique du béton

$$v = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0.30$$

$$v = \frac{N_d}{0,55 \times 0,6 \times f_{c28}} \Rightarrow v = \frac{394970.81}{0,6 \times 0,55 \times 25} \equiv 0,11$$

$$v = 0,11 < 0,30 \dots \dots \dots \text{condition. verifier}$$

Chapitre III :

Etude des éléments secondaires.

III.1.INTRODUCTION:

Dans ce calcul on veut assurer la stabilité et la résistance des éléments secondaires de notre ouvrage (acrotère, balcon, escalier, plancher) vis-à-vis aux effets des actions vertical (permanente et exploitation) par une bonne modélisation suivit d'un calcul correct des sections d'armatures qui respectent le BAEL 91 et RPA99/V2003.

C'est à partir de la contribution de chaque élément dans la résistance aux actions sismiques ou dans la distribution de ces actions au sein de l'ouvrage qu'on puisse classer les différents éléments structuraux (principaux ou secondaires).

III.2. L'ACROTÈRE

III.2.1.Mode de réalisation :

L'acrotère se comporte comme une console encastrée à sa base au niveau du plancher terrasse, elle est soumise à l'action de :

1. L'effet normal dû à son poids propre G.
2. La surcharge horizontale due à la main courante Q

Le calcul se fait pour une bande de 1m de largeur dont les dimensions sont les suivantes :

- Largeur $b=100\text{cm}$
- Hauteur $H=60\text{cm}$
- Epaisseur $e=10\text{cm}$

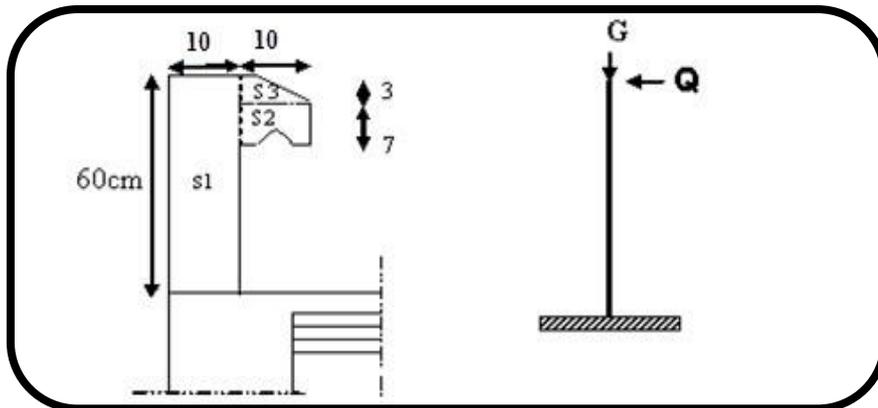


Fig.III.1: Schéma statique de l'acrotère.

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

$$S_T = 0.0670 \text{ m}^2$$

Les charges G et Q de l'acrotère sont :

$$G=1712.5 \text{ N}$$

$$Q=1000 \text{ N}$$

.Chapitre III : Etude des éléments secondaires

D'après RPA 99/ V2003 (art 6.2.3).

Les forces horizontales de calcul F_p agissant sur les éléments non structuraux et des équipements ancrés à la structure sont calculées 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.

Groupe 2, zone (I) donc :

$A = 0.08$ selon le tableau 4.1(RPA 99/2003)

$C_p = 0.80$ élément en console tableau 6.1(RPA 99/2003) donc :

$$F_p = 4 \times 0.08 \times 0.80 \times 1712.5 \Rightarrow F_p = 822 \text{ N/ml.}$$

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

$$G = 171.25 \text{ da N/ml} \quad Q = 100 \text{ da N/ml.}$$

$$M_Q = 1000 \times 0.6 = 600 \text{ N.m}$$

D'une force tranchante $T = Q = 1000 \text{ N}$.

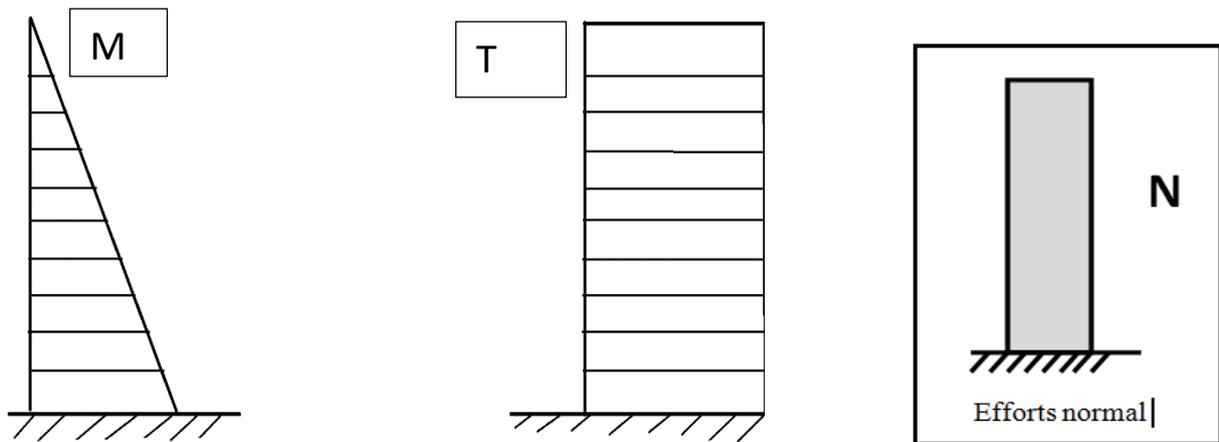


fig.III.2 : schéma statique de M ,N,T

III.2.2. Sollicitation:

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

$$M_Q = q \times h = 1000 \times 0.6 = 600 \text{ N.m}$$

$$N_G = G = 1712.5 \text{ N.}$$

$$T = q = 1000 \text{ N.}$$

Combinaison d'action :

- E.L.U :

$$N_u = 1 \times N_G = 1712.5 \text{ N/ml} ;$$

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

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

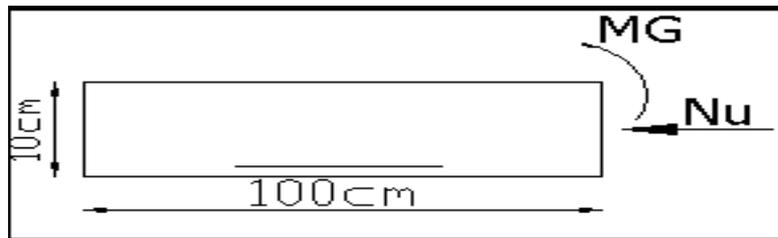
$$T_u = 1.5 T = 1.5 \times 1000 = 1500 \text{ N/ml}$$

- E.L.S :

$$N_{\text{ser}} = N_G = 1712.5 \text{ N/ml}$$

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

III.2.3. Calcul de ferrillage :



La section de calcul est rectangulaire de largeur $b = 100 \text{ cm}$ et de hauteur $h = 10 \text{ cm}$

On adopte l'enrobage des armatures exposé aux intempéries .

- Armatures longitudinales :

- E.L.U :

Détermination de l'excentricité du centre de pression :

$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{900}{1712.5} = 0.52 \text{ m}$$

$$\frac{h}{2} = \frac{0.10}{2} = 0.05 \text{ m} \quad \Rightarrow e_G = 0.52 \text{ m} > h/2 = 0.05 \text{ m}$$

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.

Détermination de la section des armatures à la flexion simple :

.Chapitre III : Etude des éléments secondaires

$$M_1 = M_u + N_u \left[\left(\frac{h}{2} - c \right) \right] = 900 + 1712.5 \left(\frac{0.1}{2} - 0.03 \right) = 934.25 \text{ N.m}$$

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{934.25}{14.2 \times 100 \times (7)^2} = 0.01342 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \sigma_b = \frac{0.85}{\gamma_b} \times f_{c28}$$

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

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

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

$$A_1^u = \frac{934.25}{348 \times 0.993 \times 7} = 0.386 \text{ cm}^2$$

Détermination de la section des armatures à la flexion composée :

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

$$A = 0.386 - \frac{1712.5}{100 \times 348} = 0.336 \text{ cm}^2$$

$M_1(\text{N.m})$	μ	α	β	$A_1^u (\text{cm}^2)$	$A(\text{cm}^2)$
936.65	0.01342	0.017	0.993	0.386	0.336

III.2.4.Vérification :

- **E.L.U :**
- **Condition De Non Fragilité :**

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

$$A^{\min} \geq 0.23 \times 100 \times 7 \times \frac{2.1}{400} \times \left[\frac{52 - 0.455 \times 7}{52 - 0.185 \times 7} \right] = 0.813 \text{ cm}^2$$

$$A^{\min} = 0.813 \text{ cm}^2$$

- **E.L.S :**

La contrainte de traction d'armature : BAEL91 A.4.5,33)

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

η : coeff.de fissuration = 1.6 pour les barres HA.

.Chapitre III : Etude des éléments secondaires

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

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

Détermination du centre de pression :

$$G_b c = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{600}{1712.5} = 0.350 \text{ m}$$

La section est partiellement comprimée.

Calcul de la section a la flexion simple:

$$M_1 = M_{ser} + N_{ser} \left[\left(\frac{h}{2} - c \right) \right] = 600 + 1712.5 \left(\frac{0.1}{2} - 0.03 \right) = 634.25 \text{ N.m}$$

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{634.25}{15 \times 100 \times (7)^2} = 0.00862 < \mu \ell = 0.392$$

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

$$\alpha = 1.25 \left[1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right] = 0.0108$$

$$\beta = (1 - 0.4\alpha) = 0.995$$

$$A_1'' = \frac{634.25}{201.63 \times 0.995 \times 7} = 0.451 \text{ cm}^2$$

Condition De Non Fragilité : BAEL (A.4.2.1)

$$A^{\min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A^{\min} \geq 0.23 \times 100 \times 7 \times \frac{2.1}{400} = 0.845 \text{ cm}^2$$

$$A^{\min} = 0.845 \text{ cm}^2$$

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

$$A_l \geq 0.0025 b . h = 0.0025 . 100 . 10 = 2.5 \text{ cm}^2$$

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

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

III.2.5.Vérification de l'effort tranchant : BAEL (A.5.1,1)

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

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

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

La fissuration est préjudiciable, alors :

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0,15 \cdot \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 4Mpa\right) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 0,21Mpa$$

$$\tau_u = 0,0214 \leq \bar{\tau}_u = 0,21Mpa \dots\dots\dots (condition\ verifier)$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires

a. Armatures de répartition : BAEL(A.8.2.41)

$$A_r = \left(\frac{1}{4} \div \frac{1}{2}\right) \cdot A^1 = (0,625 \div 1,25)$$

On adopte ; $A_r = 3\phi 6 = 0,85 \text{ cm}^2$

b. Espacement des armatures : BAEL(B.5.3.3)

$$S_L \leq \min(3.h ; 33 \text{ cm}) = \min(30 ; 33) \text{ cm.}$$

$$A_l = 5\phi 8 \rightarrow S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$$

$$A_r = 3\phi 6 \rightarrow S_t = \frac{54}{2} = 27 \text{ cm}$$

III.2.6.présentation du ferrailage :

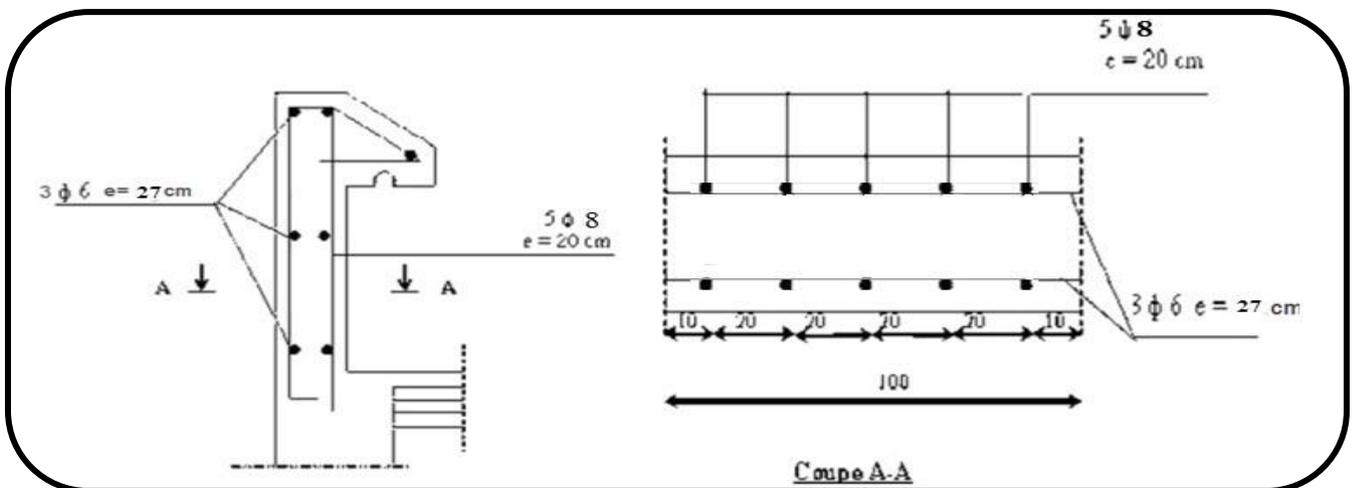


Fig.III.3: schéma de ferrailage de l'acrotère

III.3.LES BALCONS

1. introduction :

1-1. Deuxième type : La dalle pleine repose sur 2 appuis :

L_x : est la petite portée on a : $L=1.15$

1er cas : L_y

L_x



$\rho < 0,4 \rightarrow$ La dalle travaille dans un seul sens .

$$\rho = 1.15/5 = 0.23$$

$$\rho = 0.23 < 0.4$$

Elle sera calculée comme une poutre

Simplement appuyée.

$$\frac{L}{35} \leq e \leq \frac{L}{30} \quad \text{on a : } L = 1.15 \text{ m}$$

$$3.28 \leq e \leq 12.75 \text{ cm}$$

On prend : $e = 12 \text{ cm}$.

Le calcul se fait sur une bande de 1m de largeur d'une section rectangulaire travaillant à la flexion simple.

2. Détermination les sollicitations

- Etage courant

Charge permanentes $g = G \times 1\text{m} = 4.4 \text{ KN/ml}$

Surcharge d'exploitation $q = Q \times 1\text{m} = 3.5 \text{ KN/ml}$

Poids du mur extérieur $p = G \times h \times e = 2.82 \times 1 \times 1 = 2.82 \text{ KN}$

$$M_g = \frac{g \times L^2}{2} = \frac{4.4 \times 1.15^2}{2} = -3.44 \text{ KN.M}$$

$$M_q = \frac{q \times L^2}{2} = \frac{3.5 \times 1.15^2}{2} = -2.73 \text{ KN.M}$$

$$M_p = p \times L = 2.82 \times 1.15 = -3.56 \text{ KN.M}$$

$$T_g = g \times L = 4.4 \times 1.15 = 5.5 \text{ KN. M}$$

$$T_q = q \times L = 3.5 \times 1.15 = 4.38 \text{ KN. M}$$

$$T_p = p = 2.82 \text{ KN.m}$$

.Chapitre III : Etude des éléments secondaires

2.1 Détermination les combinaisons d'action

E.L.U :

$$M_u = 1.35(M_g + M_p) + 1.5 M_q$$

$$T_u = 1.35(T_g + T_p) + 1.5 T_q$$

E.L.S :

$$M_{ser} = M_g + M_p + M_q$$

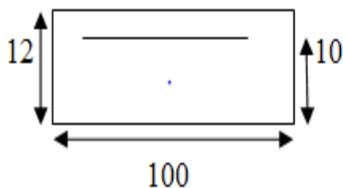
Tableau récapitulatif

		Etage courant
ELU	Mu(KN.m)	- 13.55
	Tu (KN)	17.84
ELS	M _{ser} (KN.m)	-9.73

3. calcul du ferrillage

➤ **Armatures longitudinales**

• **Etage courant :**



• **E.L.U :**

$$\mu_u = \frac{M}{b \times d^2 \times \sigma_b} = \frac{13550}{14.2 \times 100 \times 10^2} = 0.095$$

$$\mu_u = 0.095 < \mu_l = 0.392 \rightarrow A' = 0 \text{ la section est simplement armée}$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = 0.125 \quad \text{BAEL 91 (Art. A.4.4, 32).}$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - (0.4 \times 0.115) = 0.950 : A = \frac{M}{\sigma \times d \times \beta} = \frac{13550}{348 \times 10 \times 0.950} = 4.09 \text{ cm}^2$$

	M (N.m)	B	μ_u	μ_l	α	β	A calcul
Console	13550	100	0.095	0.392	0.125	0.950	4.09

.Chapitre III : Etude des éléments secondaires

- **Condition de non fragilité : BAEL 91 (art. A.4.2.1)**

$$A_{\min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.20 \text{ cm}^2$$

- **Pourcentage minimal : BAEL 91 (Art. B.5.3.1)**

$$A'_{\min} \geq 0.0025 \times b \times h = 0.0025 \times 100 \times 12 = 3 \text{ cm}^2$$

	A calcul	A _{min} cm ²	A' _{min} cm ²	A _{max} cm ²	A _{adp} cm ²
Console	4.09	1.20	3	4.09	6HA10 =4.71

- **E.L.S**
- **Vérification des contraintes**

La fissuration est peut nuisible, donc il n'y a aucune vérification concernant σ_s .

Section rectangulaire + flexion simple + acier type FeE400, donc la vérification de σ_b est inutile, si la condition suivante est remplie.

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

Mu (N. m)	Ms (N. m)	γ	α	$\bar{\alpha}$	Condition
13550	9730	1.39	0.125	0.446	V

- **Vérification de la contrainte de cisaillement BAEL 91 (Art.5.1)**

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} = \frac{17840}{1000 \times 100} = 0.1784 \text{ MPa} \quad \text{BAEL 91 (Art. A.5.1,1).}$$

$$\tau_u = \min(0.13 f_{c28}, 4 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa}$$

$\tau_u \geq \tau$ Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

- **Les armatures de répartition** Exercices BAEL 83 (page 23)

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{4.71}{4} = 1.18 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit ; } A_r = 5\text{HA6} = 1.41 \text{ cm}^2$$

- **Espacement entre les armatures** BAEL 91 (Art. A.8.2, 42)

- **Les armatures longitudinales**

$$S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$

Les armatures transversales

$S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$ Les écartements choisis pour les armatures sont admissibles puisqu'ils sont inférieures aux valeurs max données par :

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

.Chapitre III : Etude des éléments secondaires

$$S_t^r \leq \text{Min}(4h, 45\text{cm}) \implies S_t^r = 25\text{cm} < 45\text{cm}.$$

4.Vérification de la flèche CBA 93 (Art. 6.5.1)

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \implies 0.0923 > 0.0625$
- $\frac{A}{b_0.d} \leq \frac{4.2}{F_e} \implies \frac{4.71}{100 \times 10} = 0.00471 < 0.011$

Les 2 conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche ne s'impose pas.

❖ Présentation du ferrailage

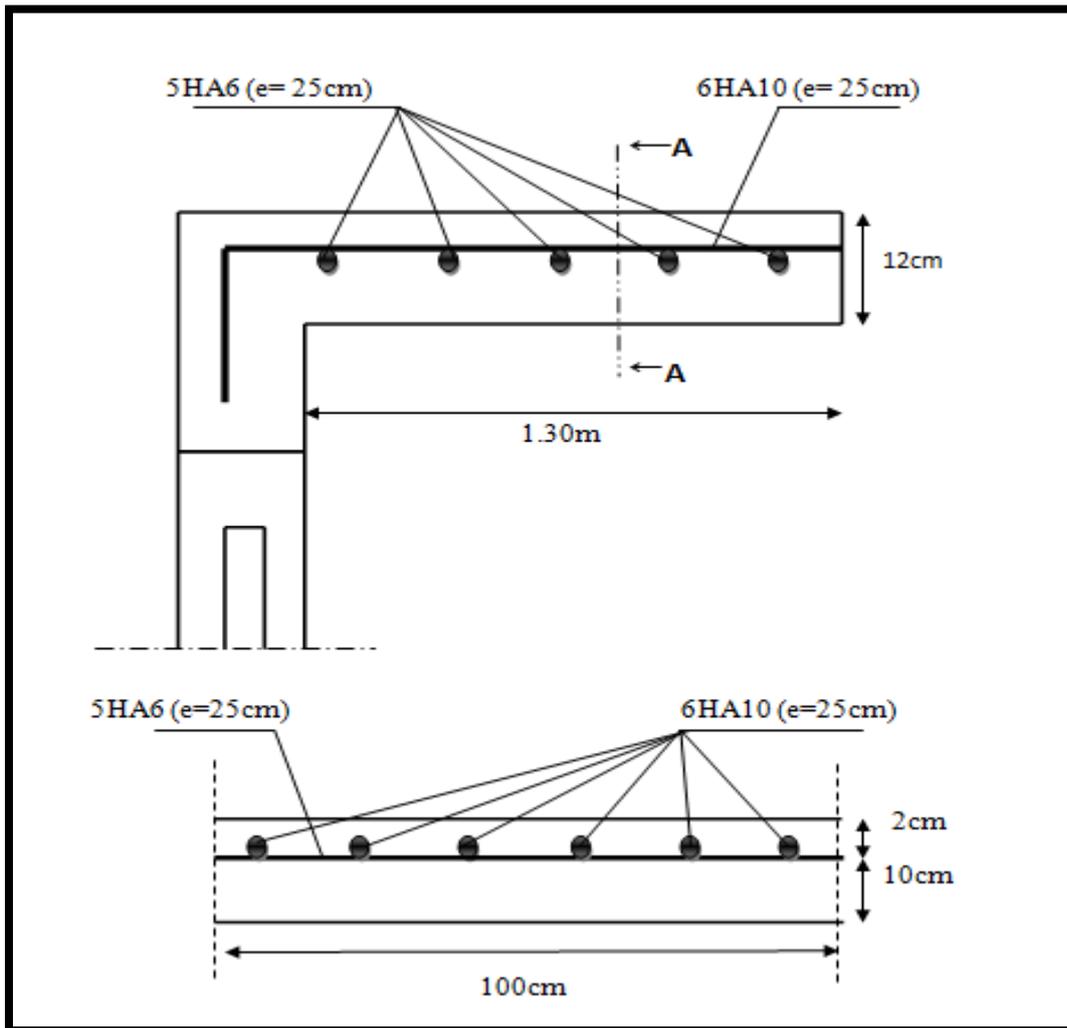


Figure III.4 : schéma de ferrailage

III.4. L'ESCAIII.

4.1.Introduction:

Les escaliers sont des éléments constitués d'une succession de gradins, ils permettent le passage à pied entre différents niveaux du bâtiment.

Notre bâtiment comporte un seul type d'escalier.

III.4.2.Définition les éléments d'un escalier :

On appelle « marche » la partie horizontale (M) des gradins constituant l'escalier, et « contre marche » la partie verticale (C.M) de ces gradins.

h : Hauteur de la marche h=17cm.

g : Largeur de la marche.g=30cm

L : Longueur horizontale de la paillasse.L=240m

H : Hauteur verticale de la paillasse.H=3.06

III.4.3.Evaluation des charges :

- ◆ Charges permanentes : DTR(B.C2.2)

- Charges et surcharges des escaliers :

A. Palier:

	γ (kg/m ³)	e (m)	Charges (kg/m ²)
Carrelage	2200	0,02	44
Mortier de pose	2000	0,05	100
Poids propre de palier	2500	0,25	625
Enduit ciment	2000	0,02	40

G =	809	(kg/m ²)
Q =	250	(kg/m ²)

B. Paillasse:

	γ (kg/m ³)	e (m)	Charges(kg/m ²)
Carrelage	2200	0,02	44
Mortier de pose	2000	0,02	40
Poids des marches	1100	0,17	187
Paillasse	2500	0,25/ cos $\alpha/2$	653.55
Enduit ciment	2000	0,02	40

G =	964.55	(kg/m ²)
Q =	250	(kg/m ²)

.Chapitre III : Etude des éléments secondaires

◆ Surcharge d'exploitation : $q = Q \times 1m = 2500 \times 1 = 2500 \text{ N/ml}$

➤ **Combinaisons d'action :**

- **E.L.U** : $P_u = 1,35G + 1,5Q$
- **ELS** : $P_{ser} = G + Q$

	Palier (N/ml)	Paillasse (N/ml)
ELU	1467.15	1673.7
ELS	1059	1212

On prend une bande de 1 m.

Paillasse-

La charge équivalente : $P_{eq} = PL$

- Le moment isostatique $M_o = P_{eq} \frac{L^2}{8}$

- Moment en appuis : $M_a = 0,3 \cdot M_o$

- Moment en travée : $M_t = 0,85 \cdot M_o$

- L'effort tranchant : $T_u = P_{eq} \times \frac{L}{2}$

• **Combinaisons des charges :**

→ Volée : $P_u = 1.35(962) + 1.5(250) = 1673.7 \text{ N/ml}$

$P_s = 250 \times 962 = 1212 \text{ N/ml}$

→ Palier : $P_u = 1.35(809) + 1.5(250) = 1467.15 \text{ N/ml}$

$P_s = 250 \times 809 = 1059 \text{ N/ml}$

	Paillasse (N/ml)	Palier (N/ml)
ELU	1673.7	1467.15
ELS	1212	1059

Charge équivalente

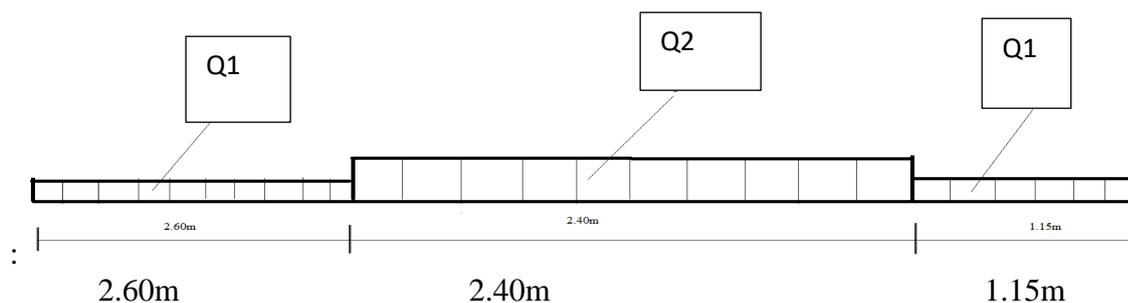
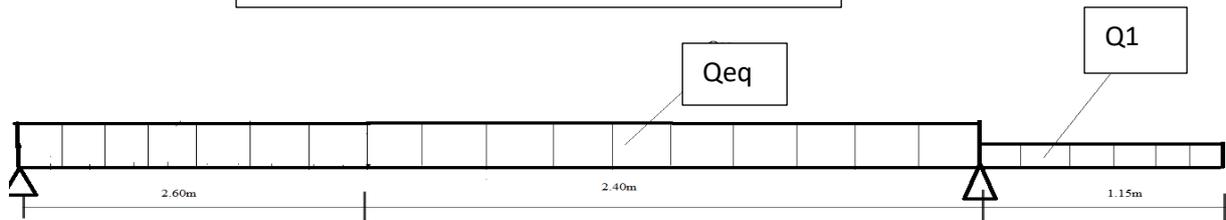


Fig .III.5 Sshéma des charges équivalent



$$P_{eq} = \frac{P_1 \cdot L_1 + P_2 \cdot L_2}{L_1 + L_2}$$

$$P_{eq} = (1673.7 \times 2.4) + (1467.15 \times 2.60) / 5$$

$$P_{eq} = 4779.7 \text{ N/ml}$$

Calcul des réactions :

$$\sum F_y = 0 \Rightarrow R_A + R_B = (4779.7 \times 5)$$

$$R_A + R_B = 23898.5 \text{ N}$$

$$\sum M_A = 0 \Rightarrow R_B (5) = (4779.7) \times (5^2 / 2)$$

$$R_B = 11949.25 \text{ N}$$

$$\sum M_B = 0 \Rightarrow R_A (5) = (4779.7) \times 5^2 / 2$$

$$R_A = 11949.25 \text{ N}$$

$$R_A + R_B = 23898.5 \text{ N} = \sum F_y \dots\dots\dots(\text{c.v})$$

Calcul des moments :

$$0 \leq x \leq 5.0 \text{ m}$$

$$\sum F_x = 0 \rightarrow N = 0$$

$$\sum F_y = 0 \rightarrow T(x) = R_A - P_{eq} \cdot x = P_{eq} \cdot L / 2$$

$$T(0) = 11949.25 \text{ N}$$

$$T(5) = -11949.25 \text{ N}$$

$$T(x) = 0 \Rightarrow x = 2.5 \text{ m}$$

$$M(x) = -P_{eq} \frac{x^2}{2} + R_A \cdot x = 14936.56 \cdot \text{m} \times 11949.25 \times 2.5 = P_{eq} \frac{L^2}{8} ; L = 5 \text{ m}$$

$$M_0 = 4480.9 \text{ Nm.}$$

$$M_a = 0.3 M_0 = (4480.96) \times 0.3 = 13442.43 \text{ N.m}$$

$$M_t = 0.85 M_0 = 3808.81 \text{ N.m}$$

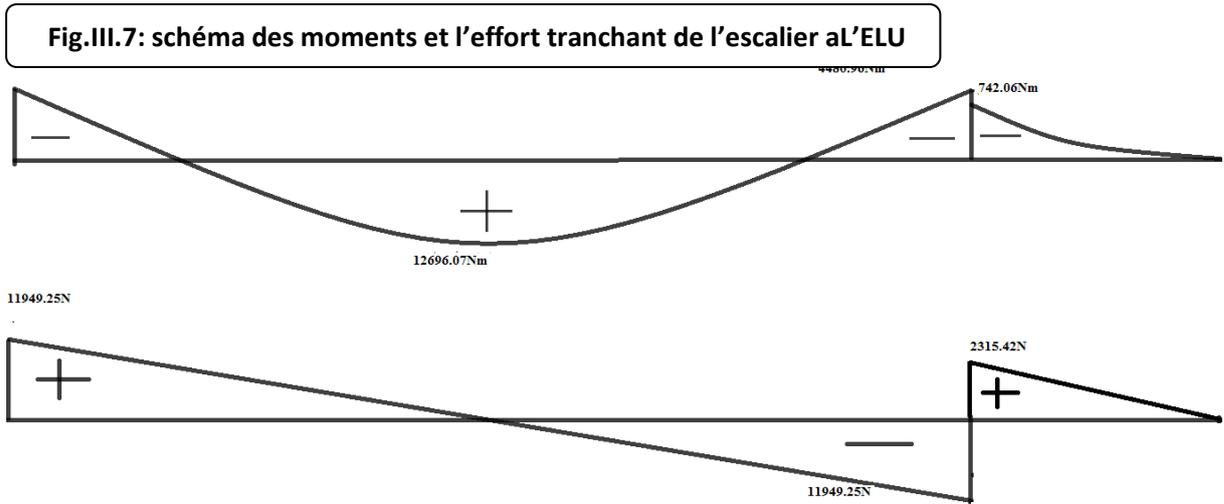
Pallier2

$$P_u = 194 \times 3.06 = 593.64 \text{ N}$$

$$M_u = (1.35G + 1.5Q) L^2 / 2 + 1.35P_u L$$

.Chapitre III : Etude des éléments secondaires

Mu= 1484.12 N.m
Tu=2315.42N
Ma=0.5×Mu=742.06 N.m



ELS :

• Charge équivalente :

$$P_{eq} = \frac{P_1 \cdot L_1 + P_2 \cdot L_2}{L_1 + L_2}$$

$$P_{eq} = (1212 \times 2.4) + (1059 \times 2.6) / 5$$

$$P_{eq} = 1132.44 \text{ N/ml}$$

• Calcul des réactions :

$$\sum F_y = 0 \Rightarrow R_A + R_B = (1132.44 \times 5) = 5662.2 \text{ N}$$

$$\sum M_A = 0 \Rightarrow R_B (5) = (1132.44) \times (5^2 / 2)$$

$$R_B = 2831.11 \text{ N}$$

$$\sum M_B = 0 \Rightarrow R_A (5) = (1132.44) \times 5^2 / 2$$

$$R_A = 2831.11 \text{ N}$$

$$R_A + R_B = 5662.2 \text{ N} = \sum F_y \dots\dots\dots(c.v)$$

• Calcul des moments :

$$0 \leq x \leq 5 \text{ m}$$

$$\sum F_x = 0 \rightarrow N = 0$$

$$\sum F_y = 0 \rightarrow T(x) = R_A - P_{eq} \cdot x = 2831.11 - (1132.44 x)$$

$$T(0) = 2831.11 \text{ N}$$

$$T(5) = -2831.11 \text{ N}$$

$$T(x) = 0 \Rightarrow x = 2.5 \text{ m}$$

.Chapitre III : Etude des éléments secondaires

$$M(x) = -P_{eq} \frac{x^2}{2} + R_A \cdot x$$

$$M_{\max} (x = 2.5 \text{ m}) = (-1132.44 \times 12.5) + (2831.11 \times 2.5)$$

$$M_{\max} = 7077.72 \text{ N.m}$$

$$M_a = 0.3 M_0 = 2123.31 \text{ N.m}$$

$$M_t = 0.85 M_0 = 6016.06 \text{ N.m}$$

Pallier

$$M_{ser} = 1382.94 \text{ N.m}$$

$$M_a = 0.5 M_{ser} = 691.47 \text{ N.m}$$

$$T(x) = 2019.26 \text{ N}$$

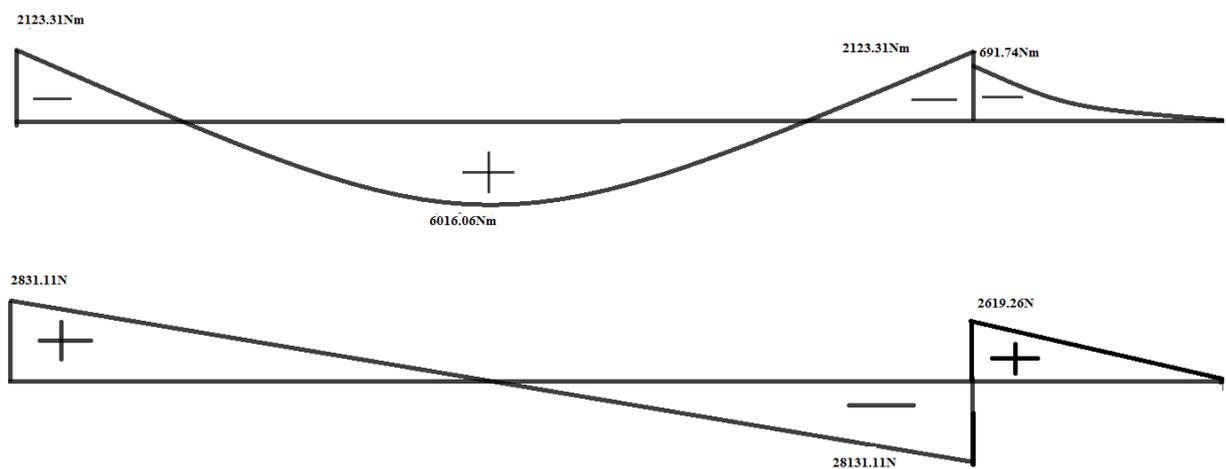


Fig.III.8: schéma des moments et l'effort tranchant de l'escalier a l'ELS

➤ Tableau récapitulatif :

	$P_{eq} \text{ (N/ml)}$	$M_0 \text{ (N.m)}$	$M_a = 0,3 M_0$	$M_t = 0,85 M_0$	$T_u \text{ (N)}$
ELU	4779.7	4480.96	13442.43	38088.1	11949.25
ELS	1132.44	7077.72	2123.31	6016.06	23299.2

III.4.4.Calcul de ferrailage :

III.4.4.1.Armatures longitudinales:

- E.L.U :

$$f_e = 400 \text{ MPa} \quad , \quad \sigma_s = 348 \text{ MPa} \quad , \quad \bar{\sigma}_b = 14,2 \text{ MPa}$$

$$\mu_\ell = 0.392 \quad , \quad \mu < \mu_\ell \Rightarrow \lambda = 0 \quad ; \text{ avec : } \mu = \frac{M_u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2}$$

$$L' \text{enrobage : } c = 2 \rightarrow e = 15 \text{ cm} \quad d = 13 \text{ cm} \quad b = 1.0 \text{ m}$$

$$\beta = (1 - 0,4 \alpha) \quad , \quad \alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \quad , \quad A = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$$

	M_u (N.m)	μ	α	β	A_{cal} (cm ²)
Travée	38088.1	0.0461	0.0591	0.976	5.9
Appuis	13442.43	0.016	0,020	0,991	1.77

- E.L.S :

- La fissuration est considérée comme peut nuisible, donc il n'y a aucune vérification concernant σ_s .
- la vérification de la contrainte max du béton n'est pas nécessaire si l'inégalité suivante est vérifiée :

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

	M_{ser} (N.m)	M_u (N.m)	γ	f_{c28} (MPa)	$\bar{\alpha}$	condition
En travée	60160.6	38088.1	1.47	25	0.122	vérifier
Sur appuis	21233.1	13442.43	1,47	25	0,122	vérifier

condition de non fragilité : BAEL91 (art A.4.2,1)

➤ Section minimal d'armatures :

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

$$- A^1_{\text{min}} \geq 0,23 \times 100 \times 22 \times \frac{2,1}{400} = 2.65 \text{ cm}$$

Pourcentage minimal : BAEL 91 (art B.6.4)

$$- A^2_{\text{min}} \geq 0,001 \cdot b \cdot h$$

.Chapitre III : Etude des éléments secondaires

$$A^2_{\min} \geq 0,001.100.25 = 2.5 \text{ cm}^2 \quad \text{Donc : } A = \max (A_u ; A_{\min})$$

	$A_u \text{ (cm}^2\text{)}$	$A^1_{\min} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A^2_{\min} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{\max} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{\text{adp}} \text{ (cm}^2\text{)}$
Appuis	1.77	2.65	2.5	2.5	3.14=4T10
Travée	5.9	2.65	2.5	5.9	7.70=5T14

III.4.4.2.les armatures de répartitions :

$$A_t = A_l / 4$$

Élément	$A_l \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_t \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{\text{adp}} \text{ (cm}^2\text{)}$
Travée	5.9	1.47	1,51 cm ² = 3T8
Appuis	2.5	0,625	1.51 cm ² = 3T8

III.4.5.Espacement entre les armatures : BAEL91 (art A.8.2, 4.2)

a- Armatures longitudinale :

$$S_t \leq \min (3h; 33 \text{ cm}) = \min (3 \times 15; 33 \text{ cm}) = \min (45 ; 33) = 33 \text{ cm}$$

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

$$\text{-Travée: } S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$$

b-Armatures répartition :

$$S_t \leq \min (4h; 45 \text{ cm}) = \min (4 \times 15; 33 \text{ cm}) = \min (60 ; 33) = 33 \text{ cm}$$

$$\text{- Appuis: } S_t = \frac{100}{3} = 33 \text{ cm}$$

$$\text{-Travée: } S_t = \frac{100}{3} = 33 \text{ cm}$$

III.4.6.vérification de l'effort tranchant :

La contrainte tangente τ_u : BAEL91 (art A.5.1,1)

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d} = \frac{2831.1}{1000 \times 130} = 0,128$$

$$= 0,128 \text{ MPa.}$$

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

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,2f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) \longrightarrow \text{(BAEL91 art A.5.1,211)}$$

$$\bar{\tau}_u = \min (3,33 ; 5) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$$

.Chapitre III : Etude des éléments secondaires

$$\tau_u = 0,128 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \dots\dots\dots(\text{condition vérifier})$$

III.4.7.Vérification de la flèche: BAEL91 (art B.6.5, 1)

$$1/ \frac{h}{L} \geq \frac{Mt}{10M0} \Rightarrow \frac{25}{615} = 0,28 < 0,38 \dots\dots\dots(\text{condition non vérifier})$$

$$2/ \frac{A}{b.d} \leq \frac{4,00}{Fe} \Rightarrow \frac{5,08}{100 \times 13} = 0,00391 < \frac{4,00}{400} = 0,01 \dots\dots\dots(\text{condition vérifier})$$

$$3/ \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{25}{615} = 0,040 < 0,0625 \dots\dots\dots(\text{condition non vérifier})$$

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 la portée L au plus égale à 5m (BAEL 91(art B.6.5, 3).

III.4.8.Evaluation des charges : BAEL 91 (art B.6.5,2)

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

$$\frac{(b \times y^2)}{2} - 15A(d - y) \longrightarrow \frac{(100 \times y^2)}{2} - 15 \times 5,08(13 - y)$$

$$= 50y^2 + 76,2 y - 990,6 = 0$$

La racine positive donne $y = 3,75 \text{ cm}$

- **Moment d'inertie**

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

$$I = (100 \times 3,75^3) / 12 + 15 \times 6,02(13 - 3,75)^2$$

$$I = 3055,58 \text{ cm}^4$$

- **Déformations instantanées :**

$$\lambda_i = \frac{0,05 \times f_{t28}}{\left(2 + 3 \frac{b_0}{b}\right) \times \rho}$$

$$\rho = \frac{A}{b_0.d} = \frac{6,02}{100 \times 13} = 0,00390 \lambda_i = 4,831 \text{ cm}$$

- **Déformations de longue durée :**

$$\lambda_v = \frac{0,02 \times f_{t28}}{\left(2 + 3 \times \frac{b_0}{b}\right) \rho} = \Rightarrow \lambda_v = 2/5 \lambda_i \longrightarrow \lambda_v = 1,932$$

III.4.9.Calcul des moment fléchissant à E.L.S :

g: C'est l'ensemble des charges permanentes.

j : Les charges permanentes appliquées au moment de la mise en œuvre des revêtements.

P: C'est l'ensemble des charges permanentes et d'exploitations supportées par l'élément considéré.

$$g_{eq} = \frac{(G_{palier} \times L_{palier}) + (G_{paillasse} \times L_{paillasse})}{L_{palier} + L_{paillasse}}$$

$$g_{eq} = 9141.16 \text{ N/m}$$

/

$$j_{eq} = j_{eq} = \frac{(G_{dalle.pleine} \times L_{palier}) + [(poids.de.paillasse + poids.de.marche)] \times L_{paillasse}}{L_{palier} + L_{paillasse}}$$

$$\frac{(653.55 + 187 \times 2,40) + (809 \times 1.15)}{2,4 + 1.15} = 1364.42 \text{ N/ml}$$

$$P = g_{eq} + q = 9141.16 + 2500 = 9391.16 \text{ N/ml}$$

$$M_g = \frac{g_{eq} \cdot \ell^2}{8} = 14499.18 \text{ Nm}$$

$$M_j = \frac{j_{eq} \cdot \ell^2}{8} = 214938.78 \text{ Nm}$$

$$M_p = \frac{P \cdot \ell^2}{8} = 14794.01 \text{ Nm}$$

- Calcul des contraintes de traction effective de l'armature :

$$\sigma_g^s = \frac{(d - y)}{I} \times 15 M_g = 166.168 \text{ Mpa.}$$

$$\sigma_j^s = \frac{(d - y)}{I} \times 15 M_j = 194.11 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_p^s = \frac{(d - y)}{I} \times 15 M_p = 236.28 \text{ Mpa}$$

- Calcul du coefficient μ :

$$\rho = A / (b_0 \times d) = 0.00390$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1,75 \times ft28}{4 \times \rho \times \sigma_g + ft28} = 0.2633$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1,75 \times ft28}{4 \times \rho \times \sigma_j + ft28} = 0.328$$

.Chapitre III : Etude des éléments secondaires

$$\mu_p = 1 - \frac{1,75 \times ft_{28}}{4 \times \rho \times \sigma_p + ft_{28}} = 0.407$$

Donc :

$$I_{fv}^g = (1,1 I_0) / (1 + \lambda_v \times \mu_g) = 14788.76 \text{ cm}^2$$

$$I_{fi}^g = (1,1 I_0) / (1 + \lambda_i \times \mu_g) = 22271.15 \text{ cm}^2$$

$$I_{fv}^j = (1,1 I_0) / (1 + \lambda_i \times \mu_j) = 11310.17 \text{ cm}^2$$

$$I_{fv}^p = (1,1 I_0) / (1 + \lambda_i \times \mu_p) = 12983.84 \text{ cm}^2$$

▪ **Calcul de la flèche:**

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 11000 \times \sqrt[3]{25} = 32164.2 \text{ MPa}$$

$$E_v = \frac{E_{ij}}{3} = 3700 \times \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.87 \text{ MPa}$$

$$f_v^g = M_g \cdot \ell^2 / 10 E_v \cdot I_{fv}^g = 9.420 \text{ mm.}$$

$$f_i^g = M_g \cdot \ell^2 / 10 E_i \cdot I_{fi}^g = 6.753 \text{ mm .}$$

$$f_v^j = M_j \cdot \ell^2 / 10 E_i \cdot I_{fv}^j = 6.364 \text{ mm .}$$

$$f_i^p = M_p \cdot \ell^2 / 10 E_i \cdot I_{fv}^p = 4.55 \text{ mm .}$$

▪ **La flèche totale :**

$$\Delta f_t = f_v^g - f_i^g - f_v^j + f_i^p = 9,4091 - 5,1658 - 3,8404 + 6,0256 = 4,4285 \text{ mm}$$

$$\Delta f_t = 4,4285 \text{ mm} < \bar{f} = L / 500 = 355 / 500 = 7,10 \text{ mm .}$$

Donc la condition de la flèche est vérifiée.

.Chapitre III : Etude des éléments secondaires

$$- \frac{h}{b} = \frac{40}{25} = 1,6 < 4 \text{ vérifiée}$$

- Donc la section de la poutre palière est $(25 \times 40) \text{ cm}^2$

III.5.3.Evaluation des charges :

- Poids propre de la poutre : $0,25 \times 0,40 \times 25 = 2,5 \text{ KN / ml}$

- Poids propre de la mur : $1,94 \times 2,61 = 3,88$

- Poids de plier:

$$G = 8,09 \text{ KN/m}^2$$

- Poids de la paille

$$G_p = 9,64 \text{ KN/m}^2$$

On prend une largeur d'escalier qui est: $b = 1 \text{ m}$ donc les charges sont

$$q_{du} = 8,09 \times 1 = 8,09 \text{ KN / ml}$$

$$q_{pu} = 9,64 \times 1 = 9,64 \text{ KN / ml}$$

$$\text{Donc } q_u = \frac{8,09 \times 1,15 + 9,64 \times 2,4}{2} + 4,47 = 25,40 \text{ KN / ml}$$

➤ **Combinaison d'action :**

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

$$- \text{À l'ELU : } P_U = 1,35 \times 25,40 + 1,5 \times 2,5 = 38,01 \text{ KN / ml}$$

$$- \text{À l'ELS : } P_{ser} = 25,40 + 2,5 = 27,9 \text{ KN / ml}$$

III.5.4.Ferraillage (ELU) :

$$- \text{En travée : } Ma = \frac{P \times L^2}{12} = \frac{38,01 \times 6,00^2}{12} \Rightarrow 57,61 \text{ KN.m}$$

$$- \text{En appui : } Mt = \frac{P \times L^2}{24} = \frac{38,01 \times 6,00^2}{24} \Rightarrow 108,03 \text{ KN.m}$$

$$T = \frac{P \times L}{2} = \frac{38,01 \times 6,00}{2} \Rightarrow 96,03 \text{ KN.m}$$

- En travée :

$$\mu = \frac{M_{Ut}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{1080,3}{25 \times 37^2 \times 14,2} = 0,135 < \mu_{lu} = 0,135 ;$$

On n'a pas besoin d'armatures comprimées.

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,054}) = 0,182$$

$$\beta = 1 - 0,4 \times \alpha = 0,827$$

.Chapitre III : Etude des éléments secondaires

$$A = \frac{M_{ut}}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{10803}{348 \times 0.972 \times 37} = 6.02 \text{ cm}^2.$$

$$4T14 \text{ avec } A_s = 6.16 \text{ cm}^2$$

- En appui :

$$\mu = \frac{M_{ut}}{b \times d \times \sigma_{bc}} = \frac{5761}{25 \times 37^2 \times 14.2} = 0.55$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.109}) = 0.71$$

$$\beta = 1 - 0.4 \times \alpha = 0.97$$

$$A = \frac{M_{ut}}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{5671}{348 \times 0.942 \times 37} = 2.58 \text{ cm}^2.$$

-Vérification à ELS :

$$M_{ser} = \frac{P_{ser} L^2}{8} = 105.48 \text{ m}$$

-En travée :

Aucune vérification à l'ELS si : $\alpha < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{F_{C28}}{100}$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{144}{105} = 1.37$$

$$\alpha = 0.182 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{F_{C28}}{100} = 0.435$$

-Section rectangulaire

- Fissuration peut préjudiciable

Donc aucune vérification à l'ELS.

-En appui :

$$\alpha = 0.402 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{F_{C28}}{100} = 0.435$$

-Section rectangulaire -Fissuration peut préjudiciable

Donc pas de vérification à l'ELS.

-Vérification :

$$A \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{F_{t28}}{F_c} = 0.996 \text{ cm}^2 \leq 3.89 \text{ cm}^2 \text{ (BAEL 91 (art A.4.2))}$$

$$A_s \geq 0.5\% \times b \times h = 0.005 \times 25 \times 40 = 5 \text{ cm}^2 \text{ (RPA (art 7.5.1.2))}$$

$$A_s = 5 \text{ cm}^2 > A_{\min} \text{ (RPA)} = 3.89 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max (6.03 ; 3.89) \Rightarrow A_s = 6.03 \text{ cm}^2$$

.Chapitre III : Etude des éléments secondaires

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

III.5.5.Vérification :

-Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_U = \frac{V_U}{b \times d} = \frac{96.03}{0,25 \times 0,37} \Rightarrow \tau_U = 142.12 \text{ KN} / \text{m}^2 = 0,142 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_U = \min \left\{ 0,2 \frac{F_{C28}}{\gamma_b}, 5 \text{ Mpa} \right\} = 3,33 \text{ Mpa} > \tau_U = 0,142 \text{ Mpa}$$

Exigence du RPA :

armatures transversales :

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

$$. S = \min \left(\frac{h}{4}, 12 \phi_L \right) = \min \left(\frac{40}{4}, 12 \phi_L \right) \Rightarrow S = 10 \text{ cm}$$

$A_t = 0,003 \times 10 \times 40 = 1,2 \text{ cm}^2$, dans la zone nodale on adopte 2T10 ($1,57 \text{ cm}^2$)

$$. S \leq \frac{h}{2} = 20 \text{ cm} , \text{ Dans la zone courante}$$

$A_t = 0,003 \times 20 \times 40 = 2.4 \text{ cm}^2$, donc on adopte 4T10 (3.14 cm^2).

- vérification de la flèche :

D'après le BAEL 91 on doit vérifier les 3 conditions suivantes :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 40 / 600 = 0,066 \geq 0,0625 \dots \dots \dots \text{condition. vérifiée.}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 M_0} \Rightarrow 0,0875 > 0,033 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

$$4,0 \frac{b \times d}{f_e} > A_s \Rightarrow 4,0 \frac{25 \times 40}{400} = 10 > A_s = 5. \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Donc la flèche est vérifiée.

III.5.6.Calcul de la poutre palière a la torsion :

La contrainte tangente de torsion est donnée par la formule de RAUSCH (BAEL91 (art .A.5.4)) :

$$\tau_U = \frac{M_{TOR}}{2 \Omega e}$$

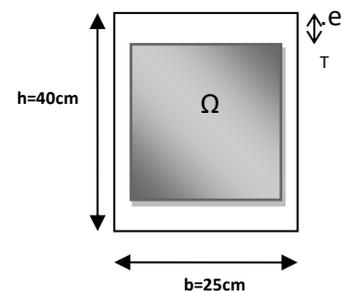
e : épaisseur de la paroi au point considérée.

Ω : L'air du contour tracé à mi- épaisseur de la paroi fictive

$$\Omega = (b - e)(h - e)$$

$$e = \frac{b}{6} = \frac{25}{6} = 4,16 \text{ cm} \Rightarrow \Omega = (25 - 4,16)(40 - 4,16) = 746.90 \text{ cm}^2$$

Le moment de torsion est : $M_{TOR} = M_{APPUIS} = 7735,32 \text{ N.m}$



.Chapitre III : Etude des éléments secondaires

$$\text{Donc } \tau_U = \frac{7735,32}{2 \times 746,90 \times 4,16} \Rightarrow \tau_t = 1,147 \text{MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{MPa}$$

Fig.: Coupe Poutre palière

-Armatures longitudinales :

$$A_t = \frac{U \times M_{TOR}}{2 \times \Omega \times \sigma_s} ; \quad \text{Avec } U : \text{périmètre } \Omega$$

$$U = 2[(b - e) + (h - e)] = 2[(25 - 4,16) + (40 - 4,16)] = 149,38 \text{cm}$$

$$A_t = \frac{149,38 \times 7735,32}{2 \times 642,26 \times 348} = 1,50 \text{cm}^2$$

SECTION	FLEXION	TORSION	$A_T (\text{cm}^2)$	$A_{min} (\text{cm}^2)$	$A_{adop} (\text{cm}^2)$	BARRES
Appuis	2.58	$\frac{1,50}{2} = 0,75$	1.2	3.89	6.03	3T12+3T10
Travée	5.95	$\frac{1,50}{2} = 0,75$	2,4	3.89	6.03	3T10+3T12

Tenant compte des aciers de flexion : $A_T = A_t + A_s$

Armatures transversales :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{M_t}{2\Omega\sigma_s} \Rightarrow \frac{A_t}{S_t} = \frac{7912,77}{2 \times 746,90 \times 347,8} = 0,015 \text{cm}^2$$

A_t : Section d'armature transversale.

S_t : L'espace de l'armature.

On prend un espace de 15cm Soit : $3\emptyset 8 = 1,51 \text{cm}^2$

III.5.7.dessin de ferrailage de la poutre palière :

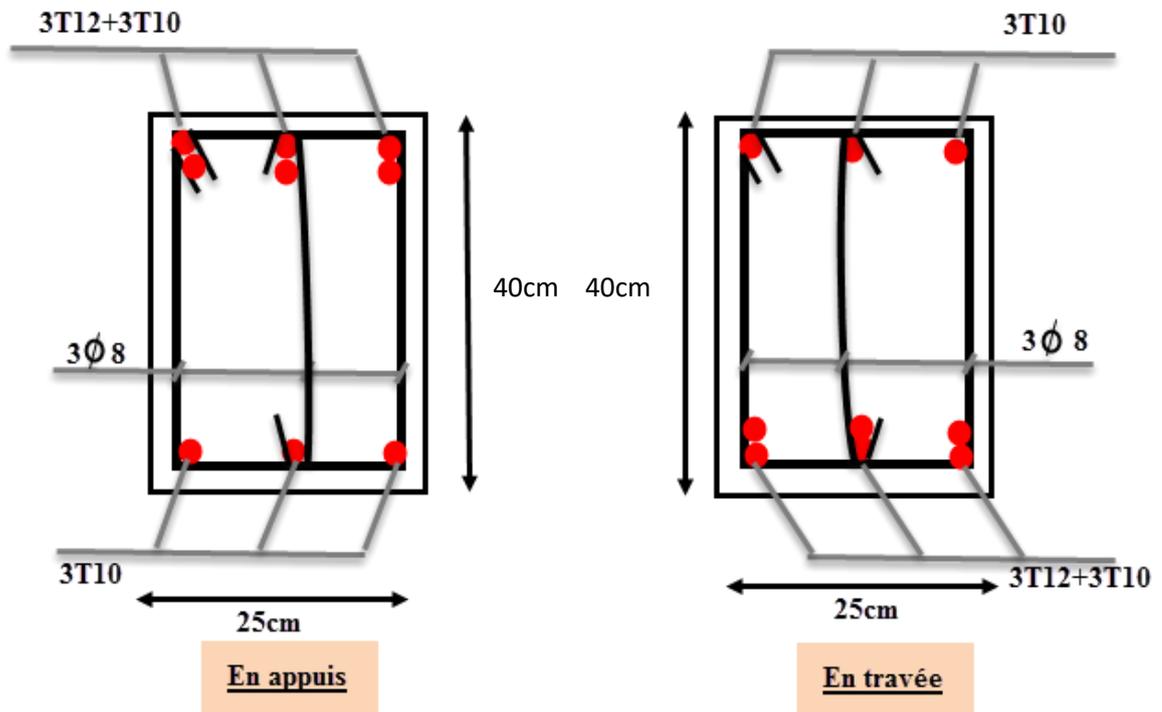


Fig. III 10: Schéma de ferrailage de la poutre palière.

III.6 Etude des éléments secondaires

III.6.1. Etude des poutrelles

III.6.1.1. Etude des planchers

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

Type 1 :

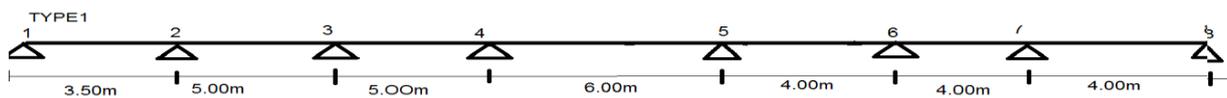


Figure IV.1 : Schéma du 1^{er} type de poutrelle

Type 2 :

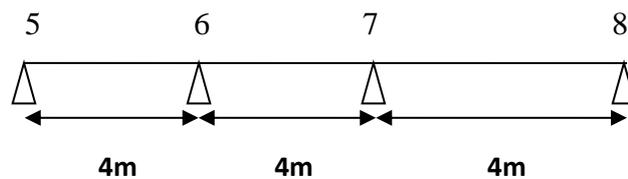


Figure IV.2 : Schéma du 2^{ème} type de poutrelles

TYPE3

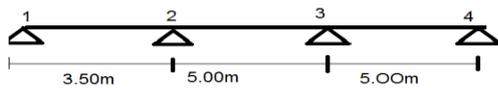


Figure IV.3 : Schéma du 3^{ème} type de poutrelle

Figure IV. 3 : Schéma du 3^{em} type de poutrell

TYPE :4

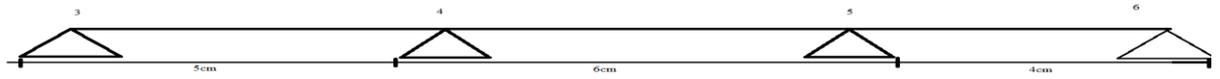


Figure IV. 3 : Schéma du 4^{em} type de poutrelle



Figure IV. 3 : Schéma du 5^{em} type et 6 type de poutrelle

plancher terrasse inaccessible:

- $G = 6.78 \text{ KN/m}^2$.
- $Q = 1.00 \text{ KN/m}^2$

Plancher d'étage courant

- $G = 5.80 \text{ KN/m}^2$.
- $Q = 1.50 \text{ KN/m}^2$

.Chapitre III : Etude des éléments secondaires

III.6.1.2.Méthode de calcul

Les poutrelles sont calculées en section en T comme des poutres continues soumise à la flexion simple sous la charge Q . Pour le ferrailage, il faut calculer les sollicitations internes le moment et l'effort tranchant (M, V). pour les éléments (poutre continue) on utilise :

- la méthode forfaitaire
- la méthode de Caquot

méthode forfaitaire : (Art. B 6.2.2.1.0) [4]

Elle est applicable si les conditions suivantes sont vérifiées :

- Plancher à surcharge modérée, $Q \leq (2G ; 5\text{KN/m}^2)$.
- Le rapport des portées successives est compris entre 0.8 et 1.25.
- Les moments d'inertie sont les même dans tous les travées.
- La fissuration est peu nuisible.

Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :

- Plancher à surcharge modérée : $Q \leq \min(2 \times G; 5) \text{KN} / \text{m}^2$.

- ❖ Plancher terrasse inaccessible :

$$G = 6.78 \text{KN/m}^2$$

$$Q = 1.00 \text{KN} / \text{m}^2 \Rightarrow 1.00 \leq \min(2 \times 6.78 ; 5) \text{KN/m}^2 \text{ Vérifiée.}$$

- ❖ Plancher étage courant :

$$G = 5.80 \text{KN/m}^2$$

$$Q = 1.5 \text{KN} / \text{m}^2 \Rightarrow 1.5 \leq \min(2 \times 5.80 ; 5) \text{KN/m}^2$$

- Le rapport $0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1.25$

$$\text{Type 1 : } \frac{3.5}{5} = 0.7$$

conditions non Vérifiée.

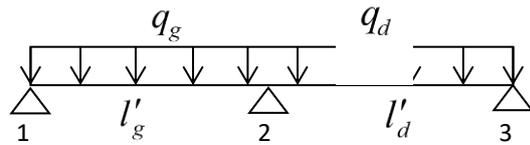
Donc : méthode forfaitaire n'est pas applicable

La méthode de Caquot :

On ne tient compte que des charges sur les travées encadrant l'appui considéré.

➤ **Moment en appui :**

$$M_2 = \frac{q_g \times l'_g{}^3 + q_d \times l'_d{}^3}{8.5 \times (l'_g + l'_d)}$$



M_2 : Moment à l'appui 2.

l'_g et l'_d : Longueurs fictives à gauche et à droite respectivement.

q_g et q_d : Charges uniformes à gauche et à droite respectivement.

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

$l' = l$ Pour une travée de rive.

➤ **Moment en travée**

$$M_t = M_0 + \frac{M_g + M_d}{2}$$

Avec M_g, M_d : Moment à gauche et à droite pris avec leurs signes.

$$M_0 = \frac{ql^2}{8} : \text{Moment isostatique.}$$

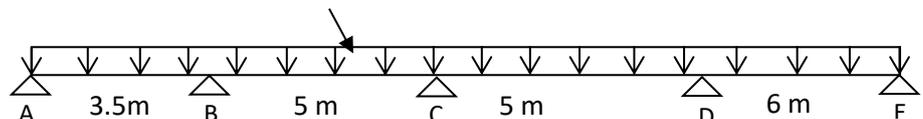
➤ **Effort tranchant :**

$$V_g = \frac{M_g + M_d}{l} - \frac{q \times l}{2}$$

$$V_d = V_g + q \times l$$

p_u

Dans le cas de notre projet on a :



III.6.1.3.Calcul des moments et les efforts tranchant des poutrelles

I.1.3.1.Calcul des sollicitations :

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

à L'ELS : $q_s = G + Q$ et $p_s = 0.65 \times q_s$

Designation	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	ELU		ELS	
			q _u (KN/m ²)	P _u (KN/ml)	q _s (KN/m ²)	P _s (KN/ml)
Terrasse inaccessible	6.78	1.0	10.65	6.92	7.78	5.06
Etages courants	5.8	1.5	10.08	6.55	7.30	4.75

Tableau IV.1 : Charges et surcharges d'exploitation

Type	Travée	L (m)	L' (m)	P _u (KN/m)	M _w (KN.m)	M _e (KN.m)	M _t (KN.m)	V _w (KN)	V _e (KN)
1	1-2	3.5	3.5	6.92	-6.06	-19.46	7.93	19.23	-26.99
	2-3	5	4	6.92	-19.64	-24.86	19.16	31.97	-34.06
3-4	5	4	6.92	-24.86	-30.82	13.48	31.82	-34.21	
4-5	6	4.8	6.92	-30.82	-27.84	30.10	40.12	-39.12	
1	5_6	4	3.2	6.92	-15.91	-27.84	4.87	29.39	-23.34
	6-7	4	3.2	6.92	-15.50	-15.91	10.50	26.41	-26.41
	7-8	4	3.2	6.92	-15.50	-7.92	14.64	28.41	-24.21

Tableau IV.2. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher terrasse inaccessible

Type	Travée	L (m)	L' (m)	P _s (KN/m)	M _w (KN.m)	M _e (KN.m)	M _t (KN.m)	W _w (KN)	V _e (KN)
	1_2	3.5	.35	5.06	-2.42	-7.78	3.17	7.699	-10.79
				5.06		-9.94			

.Chapitre III : Etude des éléments secondaires

1	2-3	5	4		-7.78		7.62	12.78	-13.62
	3_4	5	4	5.06	-9.94	-12.32	5.39	12.72	-13.6
	4-5		4.8	5.06	12.32	-11.13	21.04	16.04	-13.6
	5-6	4	3.2	5.06	-11.13	-6.36	1.94	11.75	-9.3
2	6-7	4	3.2	5.06	-6.36	-6.36	4.20	10.56	-10.5
	7_8	4	3.2	5.06	-6.36	-3.16	5.86	11.36	-11.3
									.

Tableau IV.3. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher terrasse inaccessible

Type	Travée	L (m)	L' (m)	P _u (KN/m)	M _w (KN.m)	M _e (KN.m)	M _t (KN.m)	V _w (KN)	V _e (KN)
	1_2	3.5	3.5	10.08	-5.19	-15.8	6.79	16.45	-23.09

.Chapitre III : Etude des éléments secondaires

1	2_3	5.0	4	6.55	-16.80	-21.27	16.13	27.35	-29.1
	3_4	5.0	4	6.55	-21.27	-26.37	11.53	27.22	-29.2
	4_5	6.0	4.8	6.55	-26.37	-23.82	25.73	34.32	-33.47
	5_6	4.0	3.2	6.55	-23.82	-13.61	4.17	25.15	-20.04
	6_7	4.0	3.2	6.55	-13.61	-13.61	8.98	22.6	-22.6
	7_8	4.0	5	6.55	-13.61	-6.76	12.52	24.30	-20.89

Tableau IV.4. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher etages courants

Type	Travée	L (m)	L' (m)	P _s (KN/m)	M _w (KN.m)	M _e (KN.m)	M _t (KN.m)	V _w (KN)	V _e (KN)
1	1-2	3.5	3.5	4.75	-2.07	-6.72	2.71	6.58	-9.23
	2-3	5	4	4.75	-6.72	-8.46	6.45	10.94	-11.65

.Chapitre III : Etude des éléments secondaires

	3-4	5	4	4.75	-8.50	-10.54	4.61	10.88	-11.7
	4-5	6	4.8	4.75	-10.54	-9.52	10.30	13.72	- 13.30
2	5-6	4	3.2	4.75	-9.52	-5.44	1.66	10.06	-8.01
	6-7	4	3.2	4.75	-5.44	-5.44	3.59	9.04	-9.04
	7-8	4	3.2	4.75	-5.44	-2.66	5.00	9.72	-8.35

Tableau IV.5 : Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher etages courants

Type	Travée	L (m)	L' (m)	P _u (KN/m)	M _w (KN.m)	M _e (KN.m)	M _t (KN.m)	V _w (KN)	V _e (KN)
2	1-2	3.5	3.5	6.92	-6.06	-19.62	7.93	19.23	-26.99
	2-3	5	4	6.92	-19.62	-24.84	19.05	31.97	-34.06
	3-4	5	4	6.92	-24.84	-12.73	22.87	35.49	-30.50
	4-5	6	4.8	6.92	-6.78	-13.63	12.53	20.89	-24.30
3	5_6	4	3.2	6.92	-27.84	-15.91	4.87	29.39	-23.34
	6-7	4	3.2	6.92	-15.50	-15.91	10.50	26.41	-26.41
	7-8	4	3.2	6.92	-15.50	-7.92	14.64	28.41	-24.21

Tableau IV.6 Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher terrasse inaccessible

Type	Travée	L (m)	L' (m)	P _s (KN/m)	M _w (KN.m)	M _e (KN.m)	M _t (KN.m)	W _w (KN)	V _e (KN)
2	1_2	3.5	.35	5.06	-2.42	-7.78	3.17	7.699	-10.79
	2-3	5	4	5.06	-7.78	-9.94	7.62	12.78	

.Chapitre III : Etude des éléments secondaires

									- 13.62
	3_4	5	4	5.06	-9.94 -	-12.32	5.39	12.72	-13.6
	4-5		4.8	5.06	12.32	-11.13	12.04	16.04	-13.6
	5-6	4	3.2	5.06	-11.13	-6.36	1.94	11.75	-9.3
3	6-7	4	3.2	5.06	-6.36	-6.36	4.20	10.56	-10.5
	7_8	4	3.2	5.06	-6.36	-3.16	5.86	11.36	-11.3
									.

Tableau IV.7. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher terrasse inaccessible

Type	Travée	L (m)	L' (m)	P _u (KN/m)	M _w (KN.m)	M _e (KN.m)	M _t (KN.m)	V _w (KN)	V _e (KN)
2	1_2	3.5	3.5	6.55	-5.19	-15.8	6.79	16.45	- 23.09
	2_3	5.0	4	6.55	-16.80	-21.27	16.13	27.35	-29.1
						-26.37			

.Chapitre III : Etude des éléments secondaires

	3_4	5.0	4	6.55	-21.27		11.53	27.22	-29.2
	4_5	6.0	4.8	6.55	-26.37	-23.82	25.73	34.32	-33.47
3	5_6	4.0	3.2	6.55	-23.82	-13.61	4.17	25.15	-20.04
	6_7	4.0	3.2	6.55	-13.61	-13.61	8.98	22.6	-22.6
	7_8	4.0	5	6.55	-13.61	-6.76	12.52	24.30	-20.89

Tableau IV.8. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher etages courants

Type	Travée	L (m)	L' (m)	P _s (KN/m)	M _w (KN.m)	M _e (KN.m)	M _t (KN.m)	V _w (KN)	V _e (KN)
2	1-2	3.5	3.5	4.75	-2.07	-6.72	2.71	6.58	-9.23
	2-3	5	4	4.75	-6.72	-8.46	6.45	10.94	-11.65
	3-4	5	4	4.75	-8.50	-10.54	4.61	10.88	-11.7
						-9.52			

.Chapitre III : Etude des éléments secondaires

	4-5	6	4.8	4.75	-10.54		10.30	13.72	-13.30
3	5-6	4	3.2	4.75	-9.52	-5.44	1.66	10.06	-8.01
	6-7	4	3.2	4.75	-5.44	-5.44	3.59	9.04	-9.04
7-8	4	3.2	4.75	-5.44	-2.66	5.00	9.72	-8.35	

Tableau IV.9 : Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher etages courants

type	3-4	5	4	6.92	-24.55	-30.82	13.48	31.82	-34.2
4	4-5	6	4.8	6.92	-30.82	-27.84	5.86	11.36	-39.1
	5-6	4	3.2	6.92	-27.84	-15.91	4.87	29.39	-.23.3

Tableau IV.10 : sollicitaion à l'ELU des poutrelles du terrasse inaccessible

.Chapitre III : Etude des éléments secondaires

type	3-4	5	4	5.06	-9.94	-13.43	5.39	12.72	-13.3
	4-5	6	4.8	5.06	-13.43	-12.23	21.32		
4	5-6	4	3.2	5.06	11.13	-6.33	1.94	11.57	-9.3.

Tableau IV 11:sollicitation à l'ELS des poutrelles terrasse inaccessible

Type5 :Mt=20.46N.....L'ELU ; V =-16.37N

Ma=

Mt=22.81N.....L'ELS.

Ma=

Type6 :Mt=13.1N.....L'ELU ; V=-14.6N

Ma=

Mt=14.6N.....L'ELS

III.6.4. Ferrailage des poutrelles

III.6..4. .Tableau récapitulatif :

M_a^{rive} : le CBA93 exige une quantité d'acier équilibrant un moment égale à $0.15M_0$

Types de planchers	ELU				ELS			
	M_a^{int} (KN.m)	M_a^{rive} (KN.m)	M_{trav}^{max} (KN.m)	V^{max} (KN)	M_a^{int} (KN.m)	M_a^{rive} (KN.m)	M_{trav}^{max} (KN.m)	V^{max} (KN)

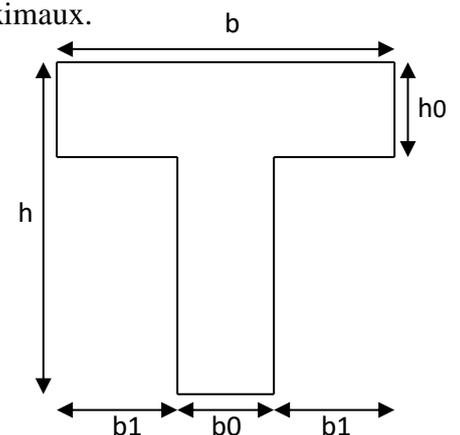
Plancher terrasse Inaccessible	30.28	15.50	29.27	20.12	6.36	12.32	21.04	13.62
Plancher d'étage	26.37	13.6	25.73	34.32	10.48	5.44	10.54	13.30

Tableau IV.6 : Récapitulation des moments et efforts tranchants maximaux.

III.6.4.1 :plancher terrasse inaccessible

$M_t=29.27\text{KN.m}$; $M_a= 15.27\text{KN.m}$; $V=40.12\text{KN}$

$h= 24\text{cm}$; $h_0 =4\text{cm}$; $b=65\text{cm}$; $b_0=10\text{cm}$; FPN; $d= 22\text{cm}$



III.6.4.2.Calcul à l'ELU

❖ En travée intermédiaire

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

$$M_{tu} = \bar{\sigma}_b \cdot b \cdot h_0 \cdot \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$$

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

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

$$M_{tu} = 14.2 \times 0.65 \times 0.04 \times (0.22 - 0.02)$$

$$M_{tu} = 73.84 \text{KN.m}$$

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

$$\mu_{bu} = \frac{M_T}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}}$$

.Chapitre III : Etude des éléments secondaires

$$\mu_{bu} = \frac{29.27 \times 10^{-3}}{0.65 \times 0.22^2 \times 14.2} = 0.066$$

$\mu_{bu} = 0.066 < \mu_l = 0.392$ (Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires).

$$a = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.066}) = 0.085$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.27(1 - 0.4 \times 0.085) = 0.21 \text{ m}$$

$$At = \frac{M_u}{Z \times f_{st}} = \frac{29.27 \times 10^{-3}}{0.21 \times 348} = 4 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 4 \text{ cm}^2$$

Vérification de la condition de non fragilité : BAEL (A.4.2,1)

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \leq At$$

$$A_{\min} = 0.23 \times 0.65 \times 0.22 \times \frac{2.1}{400} = 1.73 \text{ cm}^2 \leq At = 4 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \text{condition verifier.}$$

Pourcentage minimale : BAEL 91 (art B.6.4)

$$A_m' \geq 0.001 \times b \times h$$

$$A_m' \geq 0.001 \times 65 \times 24 = 1.62 \text{ cm}^2$$

On choisit $A = 2\text{HA}14 + 1\text{HA}12 = 3.08 + 1.13 = 4.21 \text{ cm}^2$

❖ En appuis

La table de compression est tendue donc le calcul se ramène à une section rectangulaire

$$b_0 \times h.$$

$$M_{tu} = 73.84 \text{ kn.m}$$

$$M_a = 15.27 \text{ kn.m} \Rightarrow M_{tu} > M_a$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{15.27 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.22^2 \times 14.2} = 0.222$$

$\mu_{bu} = 0.332 < \mu_l = 0.392$ (Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires).

.Chapitre III : Etude des éléments secondaires

$$a = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.222}) = 0.318$$

$$Z = d(1 - 0.4a) = 0.22(1 - 0.4 \times 0.318) = 0.19m$$

$$At = \frac{M_a}{Z \times f_{St}} = \frac{15.27 \times 10^{-3}}{0.19 \times 348} = 2.31 \times 10^{-4} m^2 = 2.31 cm^2$$

Vérification de la condition de non fragilité : BAEL (A.4.2,1)

$$A_{\min} = 0.23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \leq At$$

$$A_{\min} = 0.23 \times 0.1 \times 0.22 \times \frac{2.1}{400} = 0.266 cm^2 \leq At = 2.31 cm^2 \Rightarrow \text{condition}$$

verifier.

Pourcentage minimale : BAEL 91 (art B.6.4)

$$A_m' \geq 0.001 \times b \times h$$

$$A_m' \geq 0.001 \times 65 \times 24 = 1.56 cm^2$$

On choisit $A = 1HA12 + 1HA14 = 1.13 + 1.54 = 2.67 cm^2$

plancher		M (kN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	A calculé cm ²	A adopté Cm ²
terrasse inaccessible	Travée	29.27	0.289	0.439	0,22	3.87	3HA14= 4.62
	Appui intermédiaire	30.82	0.289	0.439	0.22	3.87	2HA16= 4.02
	Appuis de rive	15.50	0.144	0.196	0.24	1.73	1HA16 = 2.01

.Chapitre III : Etude des éléments secondaires

d'étage	Travée	25.73	0.248	0.363	0.23	3.20	3HA14=4.62
	Appui intermédiaire	26.37	0.254	0.374	0.22	3.30	2HA16=4.02
	Appuis de rive	13.61	0.131	0.176	0.25	1.55	1HA16=2.01

Tableau IV.7 : résultat de ferrailage.

III.6.4.3 Vérification à l'ELU :

$$A_{MIN} = 0,23 * b * d * \frac{ft_{28}}{fe} < A_t$$

Niveau		A' (cm²)	A_{min} (cm²)	observation
Terrasse inaccessible	Travée	3.87	1.73	vérifié
	appui	3.87	0.266	vérifié
Etage courant	Travée	3.20	1.73	vérifié
	appui	3.30	0.266	vérifié

Tableau IV.8 : vérification à l'ELU

III.6.4.2.3-Vérification de l'effort tranchant : BAEL91 (art A.5.1)

▪ La contrainte tangente : $\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d}$ (BAEL91 (A.5.1,1))

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

b₀ : Désigne de largeur de l'âme.

d : La hauteur utile de la nervure.

.Chapitre III : Etude des éléments secondaires

$$V_u = 20.12 \text{ Kn} \Rightarrow 2 = \frac{20.12}{0.1 \times 0.22} = 0.925 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0.13 f_{c28}; 5 \text{ MPa}) = \min(3.25; 5 \text{ MPa}) = 3.25 \text{ MPa} \Rightarrow \tau_u < \bar{\tau}_u \text{ C'est vérifié.}$$

- Diamètres minimales Φt : BAEL91 (A.7.2, 2)

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

Φl : Diamètre minimal des armatures longitudinales.

$$\Rightarrow \phi \leq \min(300/53; 10; 100/10)$$

Soit $\phi = 8.57$ FeE235

$$A_t = 2 \phi 8 = 1.01 \text{ cm}^2.$$

.L'espacement :

$$St \leq \min(0.9d, 40\text{cm}) \Rightarrow St \leq \min(24.3, 40\text{cm}) \Rightarrow St \leq 24.3 \text{ cm}$$

$$St \leq A_t \frac{0.8 f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)}{b_0 (\tau_u - 0.3 f_{t28})} \quad \text{CBA} \quad 93 \quad (\text{Article}$$

A.5.1.2.2)

$K=1$ flexion simple FPN, pas de reprise de bétonnage.

$\alpha = 90^\circ$ Flexion simple, armatures droites.

$$St \leq A_t \frac{0.8 \times f_e}{b_0 \times (\tau_u - 0.3 \times f_{t28})} = 0.57 \times 10^{-4} \frac{0.8 \times 400}{0.1 \times (1.13 - 0.3 \times 2.1)} = 0.36 \text{ m} = 36 \text{ cm}$$

$$St \leq 36 \text{ cm}$$

$$St \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} \Rightarrow St \leq \frac{0.57 \times 10^{-4} \times 400}{0.4 \times 0.1} = 0.57 \text{ m} = 57 \text{ cm}$$

On prend $St = 15 \text{ cm}$

Vérification à l'effort tranchant:

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

❖ l'appui intermédiaire :

$$A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(V_u + \frac{M_u}{0.9d} \right)$$

$$A_l \geq \frac{1.15}{400} \left(20.35 \times 10^{-3} - \frac{15.27 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.22} \right) = -1.63 \text{ cm}^2$$

Au niveau de l'appui intermédiaire V_U est négligeable devant M_u (n'a pas d'influence sur les A_l)

❖ Au niveau de l'appui de rive on a $M_u=3.24kn$

$$A_L \geq \frac{\gamma_s}{f_e} V_u \Rightarrow A_l \geq \frac{1.15}{400} \times 20.35 \times 10^{-3} = 0.585 \text{ cm}^2$$

$$A_l \geq 0.585 \text{ cm}^2$$

Or, $A_l = 2HA14 + 1HA12 + 1HA14 + 1HA10 = 6.54 \text{ cm}^2$ C'est vérifiée

❖ Vérification de la jonction table nervure :

On doit vérifier que:

$$\tau_u = \frac{b_1 \times V_u}{0.9 \times dbh_0} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{b_1 \times V_u}{0.9 \times dbh_0} = \frac{0.275 \times 20.35 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.22 \times 0.65 \times 0.04} = 1.09 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min [0.13 f_{c28}; 4 \text{ MPa}] = 3.25 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u$ C'est vérifiée.

III.6.4.4.Vérification à l'ELS

-La fissuration est peu nuisible, donc la vérification n'est pas nécessaire dans les aciers.

Il y a lieu de vérifier :

- Etat limite de compression du béton.

.Chapitre III : Etude des éléments secondaires

- Etat limite de déformation.

III.6.4.2.3.4.5 Etat limite de compression du béton

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{MPA}$$

❖ En travée

$$M_{ser t} = 21.04 \text{KNm}$$

Position de l'axe neutre

$$H = b \frac{h_0^2}{2} - 15A(d - h_0) = 0.65 \times \frac{0.04^2}{2} - 15 \times 4.21 \times 10^{-4} (0.22 - 0.04) = -6.17 \times 10^{-4} \text{m}$$

$H < 0$ L'axe neutre passe par la nervure, le calcul se fera pour une section en T

$$\begin{aligned} \frac{b_0}{2} \times y^2 + [(b - b_0) \times h_0 + 15A] \times y - [(b - b_0) \times \frac{h_0}{2} + 15Ad] &= 0 \\ \Rightarrow \frac{0.65}{2} y^2 + [15 \times 4.21 \times 10^{-4} + (0.65 - 0.1) \times 0.04] y - \left[15 \times 4.21 \times 10^{-4} \times 0.22 + (0.65 - 0.1) \times \frac{0.04^2}{2} \right] &= 0 \\ \Rightarrow 0.325 y^2 + 0.028 y - 18.29 \times 10^{-4} &= 0 \\ \Rightarrow y = 0.043 \text{m} \end{aligned}$$

➤ Moment d'inertie :

$$\begin{aligned} I &= \frac{b \times y^3}{3} - \frac{(b - b_0)}{3} \times (y - h_0)^3 + 15A \times (d - y)^2 \\ I &= \frac{0.65 \times 0.043^3}{3} - \frac{0.65 - 0.1}{3} \times (0.043 - 0.04)^3 + 15 \times 4.21 \times 10^{-4} \times (0.22 - 0.043)^2 \\ \Rightarrow I &= 2.15 \times 10^{-4} \text{m}^4 \end{aligned}$$

➤ Contraintes :

$$\sigma_{bc} = \frac{21.40 \times 10^{-3} \times 0.056}{2.15 \times 10^{-4}} = 5.57 \text{MPA}$$

$$\sigma_{bc} = 5.57 \text{MPA} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPA}$$

Condition vérifiée

❖ aux appuis :

$$M_{ser} = 12.06$$

Position de l'axe neutre

$$H = b \frac{h_0^2}{2} - 15A(d - h_0) = 0.65 \times \frac{0.04^2}{2} - 15 \times 2.33 \times 10^{-4} (0.22 - 0.04) = -2 \times 10^{-4} \text{m}$$

.Chapitre III : Etude des éléments secondaires

$H < 0$ L'axe neutre passe par la nervure, le calcul se fera pour une section en T

$$\begin{aligned} & \frac{b_0}{2} \times y^2 + [(b - b_0) \times h_0 + 15A] \times y - [(b - b_0) \times \frac{h_0}{2} + 15Ad] = 0 \\ \Rightarrow & \frac{0.65}{2} y^2 + [15 \times 2.33 \times 10^{-4} + (0.65 - 0.1) \times 0.04] y - \left[15 \times 2.33 \times 10^{-4} \times 0.22 + (0.65 - 0.1) \times \frac{0.04^2}{2} \right] = 0 \\ \Rightarrow & 0.325y^2 + 0.026y - 13.21 \times 10^{-4} = 0 \\ \Rightarrow & y = 0.035m \end{aligned}$$

➤ **Moment d'inertie :**

$$\begin{aligned} I &= \frac{b \times y^3}{3} - \frac{(b - b_0)}{3} \times (y - h_0)^3 + 15A \times (d - y)^2 \\ I &= \frac{0.65 \times 0.035^3}{3} - \frac{0.65 - 0.1}{3} \times (0.035 - 0.04)^3 + 15 \times 2.33 \times 10^{-4} \times (0.22 - 0.035)^2 \\ \Rightarrow I &= 1.46 \times 10^{-4} m^4 \end{aligned}$$

➤ **Contraintes :**

$$\sigma_{bc} = \frac{11.17 \times 10^{-3} \times 0.035}{1.46 \times 10^{-4}} = 2.68 \text{MPA}$$

$$\sigma_{bc} = 2.68 \text{MPA} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPA} \quad \text{Condition vérifiée:}$$

III.6.4.2.3.4.6. Etat limite de déformation :

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

Evaluation de la flèche selon le **BAEL 91**(Article B.6.5) et le **CBA 93**.

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

$$\begin{aligned} \diamond & \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \\ \diamond & \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \\ \diamond & \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \end{aligned}$$

$$\text{On a : } 0.05 \leq 0.062$$

la condition n'est pas satisfaite donc on doit faire une vérification de la flèche.

$$\Delta f \leq f_{adm} \quad \text{tel que :}$$

.Chapitre III : Etude des éléments secondaires

$$f_{adm} = \frac{l}{500} \quad \text{portée} \leq 6\text{m.}$$

$$f_{adm} = 0.5 + \frac{l}{1000} \quad \text{portée} > 6\text{m.}$$

Pour notre cas : $600/600=1$

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

Tel que : f_{gv} et f_{gi} : flèches dues aux charges permanentes totales.

i et v : déformation instantanées et différées respectivement.

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

f_{pi} : flèche due à l'ensemble des charges appliquées ($g + q$).

a – Evaluation des moments en travée :

$q_{jser} = 0,65 * G'$ (la charge qui revient à la poutrelle sans revêtement).

$q_{gser} = 0,65 * G$ (la charge permanente qui revient à la poutrelle).

$q_{pser} = 0,65 * (G + Q)$ (La charge permanente et la charge d'exploitation).

$$M_{jser} = 0,75 \frac{q_{jser} * l^2}{8} ; M_{gser} = 0,75 \frac{q_{gser} * l^2}{8} ; M_{pser} = 0,75 \frac{q_{pser} * l^2}{8}$$

b –Position de l'axe neutre :

$$y = 4.3 \text{ cm}$$

c –Moment d'inertie :

$$I_0 = \frac{1}{12} * b_0 * h^3 + 15 * A * \left(\frac{h}{2} - d'\right)^2 .$$

d –Calcul de λ_i et λ_v :

$$\lambda_i = \frac{0,05 * f_{i28}}{(2 + 3 * \frac{b_0}{b}) * \rho} \quad \text{Déformation instantanée.}$$

.Chapitre III : Etude des éléments secondaires

$$\lambda_v = 0,4 * \lambda_i \quad \text{Déformation différée. Tel que : } \rho = \frac{A_s}{b_0 * d}$$

e –Contraintes (σ_s) :

$$\sigma_{sj} = \frac{M_{jser}}{A_s \times (d - \frac{y}{2})} ; \sigma_{sg} = \frac{M_{gser}}{A_s \times (d - \frac{y}{2})} ; \sigma_{sp} = \frac{M_{pser}}{A_s \times (d - \frac{y}{2})}$$

f –Inerties fictives (I_f) :

$$\mu_j = 1 - \frac{1,75 * f_{t28}}{4 * \rho * \sigma_{sj} + f_{t28}} ; \mu_g = 1 - \frac{1,75 * f_{t28}}{4 * \rho * \sigma_{sg} + f_{t28}} ; \mu_p = 1 - \frac{1,75 * f_{t28}}{4 * \rho * \sigma_{sp} + f_{t28}}$$

NB : si $\mu \leq 0 \rightarrow \mu = 0$

$$I_{f_{ij}} = \frac{1,1 * I_0}{1 + \lambda_i * \mu_j} ; I_{f_{ig}} = \frac{1,1 * I_0}{1 + \lambda_i * \mu_g} ; I_{f_{ip}} = \frac{1,1 * I_0}{1 + \lambda_i * \mu_p} ; I_{f_{vg}} = \frac{1,1 * I_0}{1 + \lambda_v * \mu_g}$$

g –Evaluation des flèches

$$E_i = 11000 * \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164,195 \text{Mpa} ; E_v = \frac{1}{3} * E_i = 10721,4 \text{Mpa} ;$$

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

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau ci-dessous

Etage	Terrasse inaccessible			Etages courants		
	Q _{jser}	Q _{gser}	Q _{pser}	Q _{jser}	Q _{gser}	Q _{pser}
(kN/ml)	2.15	4.41	5.06	2,15	3,77	4,75
M _{ser} (kN.m)	M _{jser}	M _{gser}	M _{pser}	M _{jser}	M _{gser}	M _{pser}
	6.72	13.78	15.81	6.72	11.78	14.84

.Chapitre III : Etude des éléments secondaires

Y (m)	0.043	0.041
I₀ (cm⁴)	80870.44	17325
I (cm⁴)	81195.00	20093
ρ	0.019	0,018
λ_i	2.25	2.37
λ_v	0.9	0.95

σ_{sj}(Mpa)	91.9	87.039
σ_{sg}(Mpa)	164.89	152.58
σ_{sp}(Mpa)	189.19	192.21
μ_j	0,55	0,56
μ_g	0,75	0,72
μ_p	0,777	0,77
I_{fij} (cm⁴)	8768.04	8189.03
I_{fig} (cm⁴)	7299.91	7041.64
I_{fip} (cm⁴)	7138.54	6746.26
I_{fvG} (cm⁴)	11712.54	11316.81
f_{ji} (mm)	0.6	0,64
f_{gi} (mm)	1.46	1,30
f_{pi} (mm)	1.7	1,71

.Chapitre III : Etude des éléments secondaires

$f_{gv} (mm)$	3.147	3.06
$\Delta f (mm)$	2.78	2.83

Tableau IV.9 : Calcul de la flèche.

$\Delta f < f_{adm} \rightarrow$ la condition de flèche est vérifiée dans les différents types de planchers

plancher	Schéma de ferrailage des poutrelles	
	Appuis de rive	Appuis intermédiaire
terrasse		
Etage courant		

Travée Etage courant

Travée terrasse

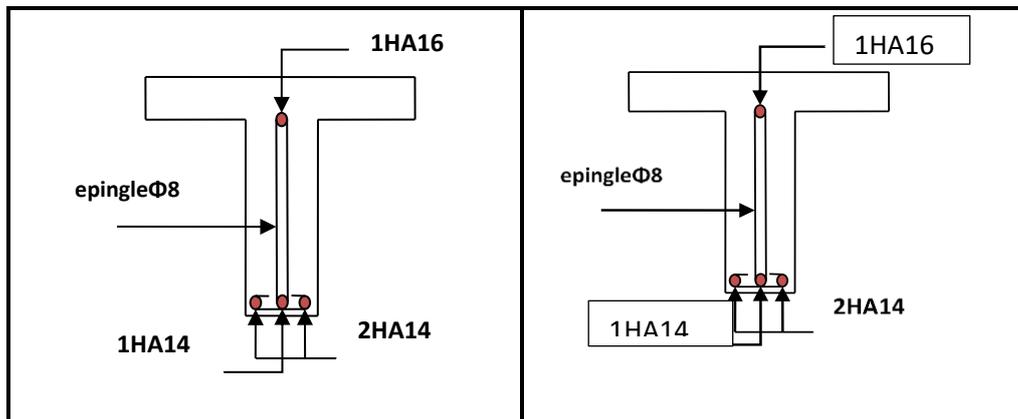


Tableau IV.10.Schéma de ferrailage des poutrelles

III.6..5. Ferrailage de la dalle de compression :

Le ferrailage de la dalle de compression sera ferrillé les deux sens afin d'éviter les fissurations, le ferrailage est en treille soudée (BEAL 91 B.6.8.4)

-Les conditions suivantes doivent être respectés :

-les dimensions des mailles sont normalisées (ART.B68.BAEL91) comme suit :

20 cm : pour les armatures perpendiculaires aux nervures.

30 cm : pour les armatures parallèles aux nervures.

Soit : A : la section des armatures perpendiculaires aux nervures. (A en : cm^2 pour mètre de nervures).

Avec : $A_{\perp} = 4b/f_c$

Avec : L_1 : distance entre l'axe des poutrelles ($L_1=65$ cm).

A_1 : diamètre perpendiculaire aux poutrelles.

A_2 : diamètre parallèle aux poutrelles.

$A_2=A_1/2$; $F_c=400$ MPa

.Chapitre III : Etude des éléments secondaires

$$A_1 = 4 \cdot \frac{65}{400} = 0,65 \text{ cm}^2 / m_l$$

$$5T6 \Rightarrow A_1 = 1,41 \text{ cm}^2$$

$$S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$$

$$A_2 = A_1/2 = 0,71 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } 5T6 \Rightarrow A_2 = 1,41 \text{ cm}^2$$

et $S_t = 20 \text{ cm}$.

Pour le ferrailage de la dalle de compression, on adopte un treillis Soudés dont la dimension des mailles est égale à 20 cm suivant les deux sens.

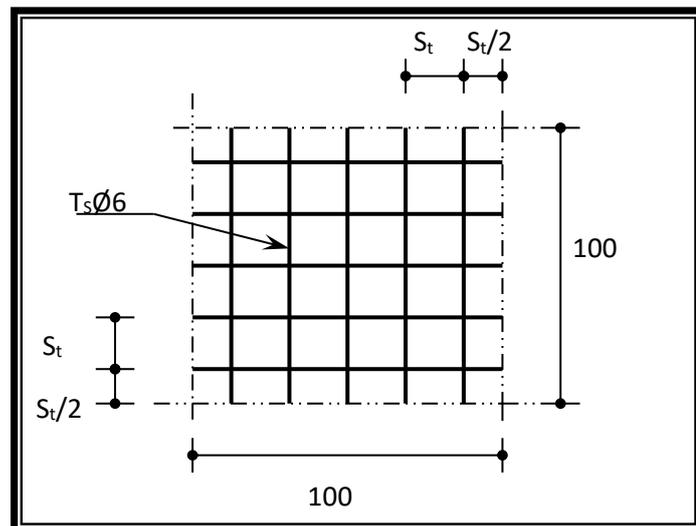


Figure IV.5. Disposition constructive des armatures de la dalle de compression

Chapitre IV : Etude dynamique

IV.1.Introduction:

Le séisme ou tremblement de terre correspond à une vibration de sol provoquée par une libération soudaine de l'énergie de déformation accumulée dans la croûte terrestre ou dans la couche sous-jacente appelée manteau.

Cette vibration du sol a pour origine, selon les géologues; le mouvement des plaques terrestres appelé aussi la **dérive des continents**. Car ils pensent que la planète est morcelée en six à quinze principales plaques appelées **plaques tectoniques** et de plusieurs plaques secondaires.

But de l'étude parasismique:

L'**étude parasismique** va permettre à l'ingénieur ou le concepteur d'une étude génie civil de déterminer théoriquement les sollicitations engendrées par un éventuel **séisme** à différents niveaux de la structure.

IV.2.Méthode de calcul : RPA99 (Art. 4.1.1)

Le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes:

- * par la méthode statique équivalente.
- * par la méthode d'analyse modale spectrale.
- * par la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes .

IV.2.1.Méthode statique équivalente :RPA99 (Art. 4.1.2)

a- Principe de la méthode :

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

Chapitre IV : Etude dynamique

Le mouvement du sol peut se faire dans une direction quelconque dans le plan horizontal. Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies par le projeteur.

Dans le cas général, ces deux directions sont les axes principaux du plan horizontal de la structure.

b-Condition d'application de la méthode statique équivalent :

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

a. Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation avec une hauteur au plus égale à 65m en zones I et IIa et à 30m en zones IIb et III.

b. Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outre les conditions de hauteur énoncées en a), les conditions complémentaires suivantes :

Zone I :

- tous groupes.

Zone IIa :

- groupe d'usage 3.
- groupes d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23 m.
- groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17 m.
- groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10 m.

Zone IIb et III :

- groupes d'usage 3 et 2, si hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17 m.
- groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10 m.
- groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 08 m.

IV.2.2.La méthode dynamique:

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

Pour offrir plus de performance, de capacité de calcul de vitesse d'exécution et de précision pour l'analyse dynamique ; on utilise le logiciel «ROBOT».

IV.3.1 Classification de l'ouvrage selon les RPA99 / Version 2003

- ✚ Notre ouvrage est implanté dans la wilaya de **Biskra** donc en Zone **I**.
- ✚ Notre bâtiment est à usage d'habitation donc classé dans le Groupe 2.
- ✚ Selon le rapport géotechnique relatif à notre ouvrage, on est en présence d'un sol **ferme** catégorie **S2**.

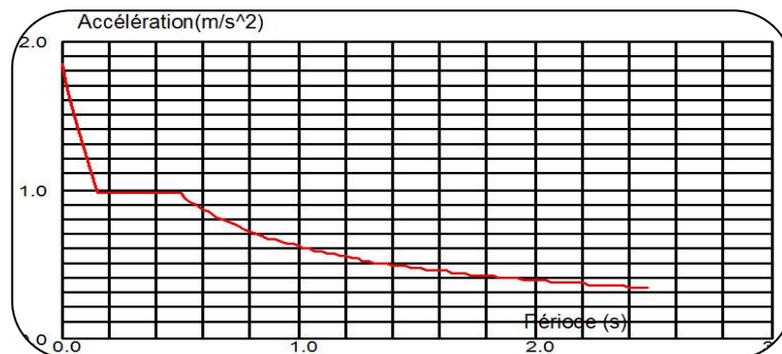
Le calcul sismique se fera par la méthode dynamique spectrale du fait que notre bâtiment ne répond pas aux critères exigés par le RPA99V2003, quant à l'application de la méthode statique équivalente.

- ✚ La hauteur du structure : $h = 25.00 > 23$ m (zone **I**)

IV.3.2.Spectre de réponse de calcul.

Le RPA99/version 2003 impose un spectre de réponse de calcul défini par la fonction suivante :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2,5\eta \cdot \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta (1,25A) \cdot \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta (1,25A) \cdot \left(\frac{Q}{R} \right) \cdot \left(\frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2,5\eta (1,25A) \cdot \left(\frac{T_2}{3} \right)^{\frac{2}{3}} \cdot \left(\frac{3}{T} \right)^{\frac{5}{3}} \cdot \left(\frac{Q}{R} \right) & T \geq 3s \end{cases}$$



Chapitre IV : Etude dynamique

Avec :

S_a/g : Accélération spectrale

g : accélération de la pesanteur.

A : coefficient d'accélération de zone.

η : facteur de correction d'amortissement (quand l'amortissement est différent de 5%).

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0,7 \quad (4.3)$$

$\xi(\%)$: **pourcentage d'amortissement critique**; fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages. *Tableau (4.2)RPA2003* .

On prend : $\xi = 7$ $\eta = \sqrt{7/(2 + 7)} = 0,882 \geq 0,7$

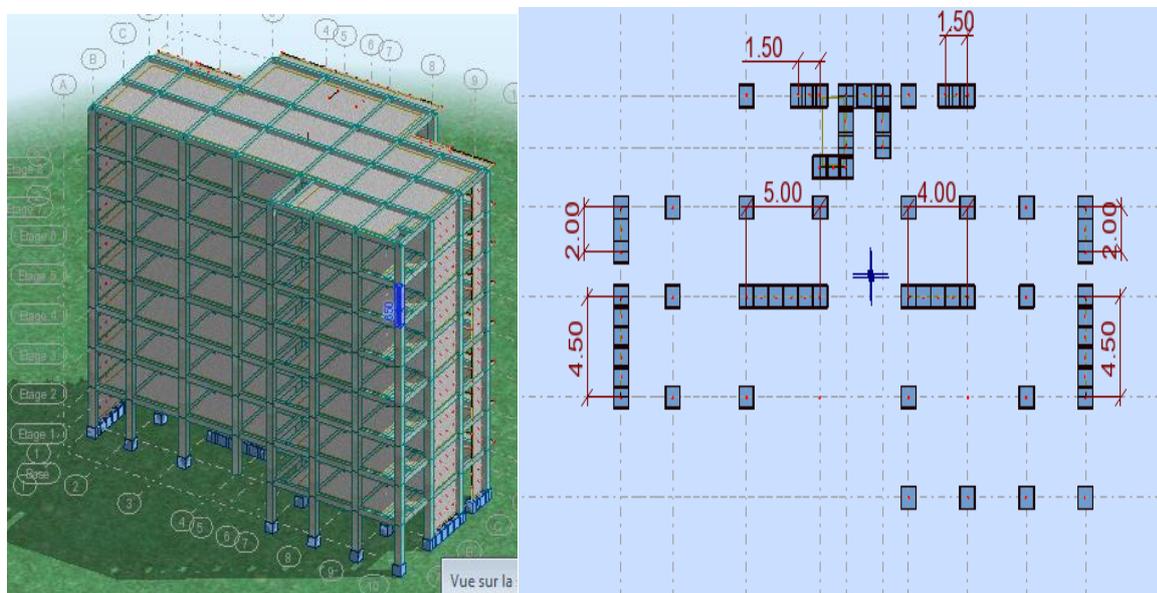
R : **coefficient de comportement global de la structure** donnée par le *Tableau (4.3)RPA2003* , en fonction de système de contreventement.

T_1, T_2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site. Q : facteur de qualité.

IV.4. Représentations des résultats de la méthode modale spectral et commentaires .

On a prit en considération le plan d'architecture et le nombre minimale des voiles dans chaque direction pour choisir une disposition initiale des voiles dans le bâtiment.

La disposition des voiles adoptée est indiquée à la figure suivante :



Après l'analyse automatique par le logiciel ROBOT, on a tiré les résultats qui sont illustrés

Chapitre IV : Etude dynamique

dans le tableau ci-dessous.

Tableau .IV.1: Périodes et facteurs de participation massique du modèle .

Mode	Période	Facteurs de Participation Massique (en%)				Nature
		U _X	U _Y	ΣU _X	ΣU _Y	
1	0,53	1,19	65,50	1,19	65,50	Trans.y
2	0,49	68,79	1,43	69,98	66,92	Trans.x
3	0,31	0,37	3,38	70,36	70,30	Torsion
4	0,16	0,18	0,22	70,54	70,52	/
5	0,14	1,41	14,13	71,95	84,65	/
6	0,13	15,01	1,74	86,96	86,39	/
7	0,11	0,00	0,00	86,96	86,39	/
8	0,10	0,03	0,00	86,99	86,39	/
9	0,10	0,42	0,01	87,41	86,40	/
10	0,08	0,14	0,82	87,55	87,22	/

Remarques:

L'analyse dynamique de la structure nous a permis d'obtenir les résultats suivants:

- ◆ La période fondamentale **T_y(dyn)= 0,53 s.**
- ◆ La période fondamentale **T_x(dyn)= 0,49 s.**

RPA99/version 2003 préconise (Art 4.2.4), qu'il faut que la valeur de T_{dyn} calculée par la

méthode numérique, ne dépasse pas la valeur $T_e = 0,05 \times \left(24,48^{\frac{3}{4}}\right) = 0,60 \text{sec.}$ estimée par les méthodes empiriques appropriées de plus de 30%.

$$T_x = \frac{0,09 \times 24,48}{\sqrt{31,80}} = 0,39 \text{ sec}$$

$$T_y = \frac{0,09 \times 24,48}{\sqrt{19,60}} = 0,49 \text{ sec}$$

On a : $1,3 \times T_{ey} = 1,3 \times 0,49 = 0,68 > T_y(\text{dyn}) = 0,53$ (la condition est vérifiée).

Chapitre IV : Etude dynamique

$1,3 \times T_{ex} = 1,3 \times 0,39 = 0,51 > T_x(\text{dyn}) = 0,49$ (la condition est vérifiée).

- ◆ Le premier et le deuxième mode sont des translations suivant les axes (yy') et (xx')
- ◆ successivement.
- ◆ Le troisième mode c'est un mode de torsion.
- ◆ Les 8 premiers modes sont nécessaires pour que la masse modale atteigne les 90%

(selon le **RPA99 version 2003**).

-Les schémas des trois premiers modes de vibration.

- ◆ Les trois premiers modes de vibratio

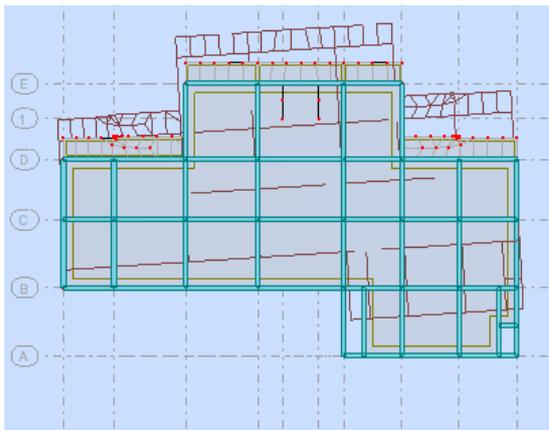


Fig.IV.1: Premier mode de vibration. Vue 3D et vue en plan (T1=0,53)

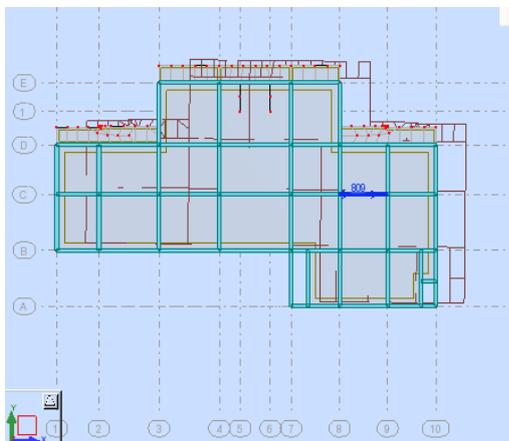


Fig.IV.2: Deuxième mode de vibration. Vue 3D et vue en plan. (T2=0,49 s)

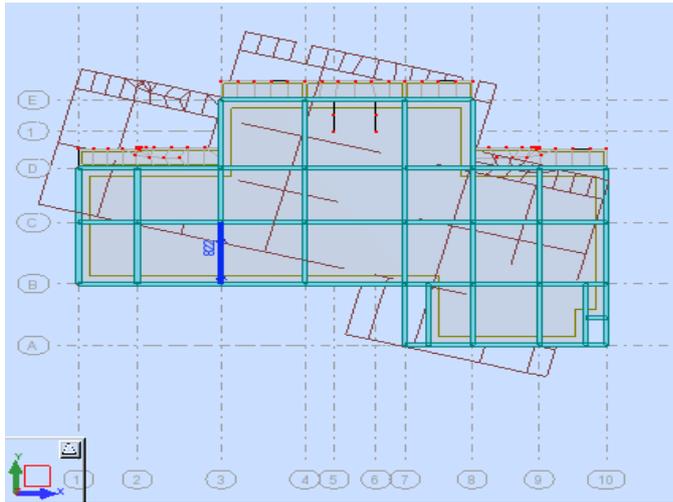


Fig.IV.3: Troisième mode de vibration. Vue 3D et vue en plan. (T=0,31s)

-distribution horizontale des forces sismiques:

L'effort tranchant au niveau de l'étage k est donné par la formule:

$$V_k = F_t + \sum_{i=k}^n F_i$$

$$V_{k \rightarrow F}$$

Tableau 2 : les efforts réduits sur les poteaux et les voiles.

FX [T]	FX sur les poteaux [T]	FY [T]	FY sur les poteaux [T]	FZ [T]	FZ sur les voiles [T]
189,86	48,19	184,71	45,27	-3557,25	-712,41

$$\frac{F_{xpoteau}}{F_{xtotal}} = \frac{48,19}{189,86} = 0,253819 = 25 \% \geq 25 \%$$

$$\frac{F_{ypoteau}}{F_{ytotal}} = \frac{45,27}{184,71} = 0,245087 = 25 \% \geq 25 \%$$

$$\frac{Fz\ voile}{Fz\ total} = \frac{-712,41}{-3557,25} = 0,20027 = 20 \% \leq 20 \%$$

Selon RPA 99 version 2003 (art 3.4.4.a) :

Système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques -voiles dans ce système de contreventement :

Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux .

Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.

Donc notre système de contreventement est mixte (portiques-voiles) .

IV.5.Calcul de force sismique total par la méthode statique équivalent :

- ◆ D'après l'art 4.2.3 de RPA 99/version 2003, la force sismique totale V qui s'applique à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \cdot W$$

- ◆ A : coefficient d'accélération de zone, donné par le tableau (4.1) de RPA 99/version 2003 en fonction de la zone sismique et du groupe d'usage du bâtiment Dans notre cas, on est dans une Zone de type **Ia** et un Groupe d'usage **2**.

Tableau .IV.3: coefficient d'accélération de zone A

Groupe D'usage	Zone			
	I	IIa	IIb	III
1A	0,15	0.25	0.30	0.40
1B	0.12	0.20	0.25	0.30
2	0,08	0,15	0.20	0.25
3	0.07	0.10	0.14	0.18

Nous trouverons : $A = 0.08$

- ◆ D : est un facteur d'amplification dynamique moyen qui est fonction de la catégorie de site du facteur d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

Chapitre IV : Etude dynamique

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3.0} \right)^{2/3} \left(\frac{3.0}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3.0 \text{ s} \end{cases}$$

- ◆ Avec T_2 : période caractéristique associée a la catégorie du site et donnée par le tableau 4.7 du RPA99/ version 2003, (site meuble S_3) : $T_2(S_3) = 0.5\text{sec}$

η : Facteur de correction d'amortissement donnée par la formule .

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + \xi)}} \geq 0.7$$

Où $\xi(\%)$ est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

ξ est donnée par le tableau 4.2 du RPA99 : $\xi = 7 \%$

D'où $\eta = 0,882 > 0.7$

$\eta = 0,882$

Tableau. IV.4 : Valeur de ξ (%) RPA 99

Remplissage	Portiques		Voiles ou murs
	Béton armé	Acier	Béton armé/ maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

Estimation de la période fondamentale.

T : période fondamentale de la structure qui peut être estimée à partir des formules empiriques

ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

Chapitre IV : Etude dynamique

La méthode empirique à utiliser selon les cas est la suivante :

$$T = C_T \times H_N^{3/4} \text{ (Formule 4.6 du RPA)}$$

- ♦ H_N : hauteur en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

$$H_N = 25.08 \text{ m}$$

- ♦ C_T : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage.

Il est donné par le tableau 4.6 (RPA 99)

Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en BA $\Rightarrow C_T = 0.05$

$$\text{Donc : } T = 0,05 \times (27.54)^{3/4} = 0.60 \text{ s}$$

Pour ce type de contreventement, on peut également utiliser la formule :

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

L : la dimension du bâtiment mesurée à la base dans la direction de calcul considérée.

$$T_x = \frac{0.09 \times h_n}{\sqrt{L_x}} = \frac{0.09 \times 24.48}{\sqrt{31.80}} = 0,39 \text{ sec}$$

$$T_y = \frac{0.09 \times h_n}{\sqrt{L_y}} = \frac{0.09 \times 27.54}{\sqrt{19.60}} = 0,49 \text{ sec}$$

D'après RPA99/version 2003, il faut utiliser la plus petite valeur des périodes obtenues dans chaque direction

- Sens longitudinal : $T_x = 0.39 \text{ s}$ ($0 \leq T_x \leq T_2$)
- Sens transversal : $T_y = 0.49 \text{ s}$ ($0 \leq T_y \leq T_2$)

$$D_x = 2,5 \times 0,882$$

$$D = \left\{ \begin{array}{l} D_x = 2,54 \\ D_y = 2,54 \end{array} \right.$$

- R : coefficient de comportement de la structure, donné par le tableau 4.3 (RPA99)

Pour une structure mixte portiques voiles avec interaction $\Rightarrow R = 5$

- Q : est le facteur de qualité et est fonction de :

Sa valeur est déterminé par la formule : $Q = 1 + \Sigma P_q$

Tableau. IV.5 : Valeurs des pénalités P_q

Critère q »	P_q		
	Observé	N/observé	condition
Conditions minimales sur les files de contreventement	✓ 0	0,05	observé
Redondance en plan	✓ 0	0,05	observé
Régularité en plan	✓ 0	0,05	N. observé
Régularité en élévation	✓ 0	0,05	observé
Contrôle de la qualité des matériaux	0	✓ 0,05	N. observé
Contrôle de la qualité de l'exécution	0	✓ 0,10	N. observé

A partir du tableau 4.4 de RPA 99 version 2003 on trouve : $Q= 1.2$

- W : poids total de la structure.

W est égal à la somme des poids W_i calculés à chaque niveau (i) .

$$W = \sum w_i \text{ Avec : } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

W_{Gi} : poids dû aux charges permanentes

W_{Qi} : la charge d'exploitation

β : coefficient de pondération donné par le tableau 4.5 (RPA)

Pour un bâtiment d'habitation $\Rightarrow \beta = 0.20$

Donc à chaque niveau : $W_i = W_{gi} + 0,2W_{Qi}$ Avec : $W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$

Donc : $W = \sum w_i = 3557.29$ (T)

$V_x = 1690.72$ N.

$V_y = 1952.40$ N.

Résumé des résultats :

Tableau. IV.6:les résultats des forces sismiques

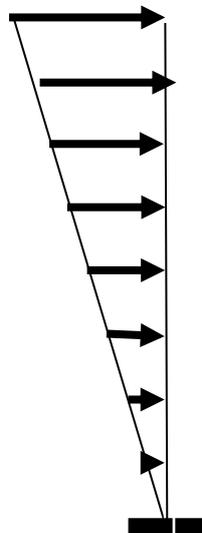
Sens	A	D	R	Q	W(T)	V _{dyn} (T)	V _{st} (T)	0,8V _{st}	
Longitudinale (X-X)	0,15	2.54	5	1,15	4097.45	189,86	221,5429	177,2343	C.V
Transversale (Y-Y)	0,15	2.54	5	1,15	4097.45	184,71	216,2361	172,9889	C.V

Donc : $V_{dyn} > 0,8 \times V_{stat}$ (RPA99 art 4.3.6) \Rightarrow Condition vérifier

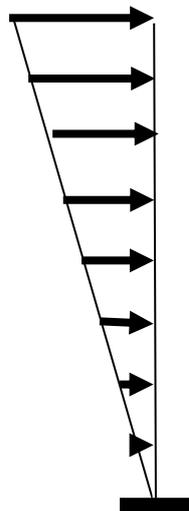
Sens X: Force sismique par niveau [T]

Sens Y: Force sismique par niveau [T]

- F₀₇=50.371
- F₀₅=30.512
- F₀₆=39.454
- F₀₄=24.85
- F₀₃=19.783
- F₀₂=15.107
- F₀₁=10.541
- F_{RDC}=4.621



- F₀₇= 48.124
- F₀₆= 37.419
- F₀₅=28.931
- F₀₄=26.37
- F₀₃=18.706
- F₀₂=14.354
- F₀₁=10.401
- F_{RDC}=4.733



IV.6. Distribution de la résultante des forces sismique selon la hauteur :

la résultante des forces sismiques à la base V doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules suivantes: (art 4.2.5 RPA99)

$$V = F_t + \sum F_i$$

F_t : force concentrée au sommet de la structure donnée par la formule suivante :

$$\begin{cases} F_t = 0,07 \cdot T \cdot V & \text{si } T > 0,7 \text{ sec} \\ F_t = 0 & \text{si } T \leq 0,7 \text{ sec} \end{cases}$$

Les forces F_i sont distribuées sur la hauteur de la structure selon la formule suivante :

$$F_i = \left[\frac{(V - F_t) \cdot W_i \cdot h_i}{\sum (W_j \cdot h_j)} \right]$$

Avec :

F_i : effort horizontal revenant au niveau i

h_i : niveau du plancher où s'exerce la force i

h_j : niveau d'un plancher quelconque.

$W_i ; W_j$: poids revenant au plancher $i ; j$

IV.7. Verification les déplacements:

Le déplacement horizontal à chaque niveau « k » de la structure est calculé comme suit:

$$\delta_k = R \cdot \delta_{ek}$$

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces sismique F_i

R : coefficient de comportement = 5

Δ_K : le déplacement relatif au niveau « k » par rapport au niveau « $k-1$ » est égal à $\Delta_K = \delta_k - \delta_{k-1}$

Nous allons relever à l'aide de Robot les déplacements à chaque niveau (EX et EY).

Tableau .IV.7 : Déplacements absolus pour les deux directions principales.

Etage	δ_{ky} (cm)	$\Delta_{x(cm)}= \delta_k- \delta_{k-1}$	δ_{kx} (cm)	$\Delta_{y(cm)}= \delta_k- \delta_{k-1}$
RDC	0,3	0,3	0,3	0,3
1	0,8	0,5	0,8	0,5
2	1,4	0,6	1,5	0,7
3	2,1	0,7	2,2	0,8
4	2,9	0,7	3	0,8
5	3,6	0,7	3,8	0,8
6	4,3	0,7	4,6	0,8
7	4,9	0,7	5,3	0,7

Donc: $\Delta_1, \Delta_2, \dots, \Delta_{RDC}$ sont inférieurs à $\Delta_{adm}=1\%(h) = 1\%(3,06) = 0,0306m=3.06cm$.

IV.8.Caractiristique geomitrique et massique:

a.centre de masse :

Définition:

Le centre de masse d'un niveau considère est simplement le centre de gravité de la structure, on peut dire aussi qu'il est calculé le point d'application de la résultante des efforts horizontaux extérieurs (vents ; séisme).il est calcule comme étant le barycentre des masses de structure dont les coordonnées sont données par rapport à un repère (globale) de la structure (XOY) par la formules suivantes :

$$X_G = \frac{\sum M_i \cdot x_i}{\sum M_i} \quad Y_G = \frac{\sum M_i \cdot y_i}{\sum M_i}$$

Avec :

M_i : masse de l'élément considéré.

X_i : cordonnés du centre de gravité de l'élément i par rapport au repère (x, o, y).

Y_i : cordonnés du centre de gravité de l'élément i par rapport au repère (x, o, y).

b. centre de torsion :

Le centre de torsion est le barycentre des rigidités de l'ensemble des éléments constituant le contreventement de la structure, autrement dit c'est le point par lequel passe la résultante des réactions des voiles et des poteaux.

- Si le centre de torsion et le centre de masse se confondent ; les efforts horizontaux (séisme, vent...etc.) ne provoquent qu'une translation sur la structure.
- -Si les deux centres sont excentrés la résultante provoque une translation et une rotation ce qui nous ramène à tenir compte dans les calculs un effort tranchant supplémentaire.

La position du centre de torsion se détermine à partir des formules suivantes :

$$X_{CT} = \frac{\sum I_{XJ} X_J}{\sum I_{XJ}} \quad Y_{CT} = \frac{\sum I_{YJ} Y_J}{\sum I_{YJ}}$$

exc: Tableau .IV.8: Les résultats des différents centres de gravité et de rigidité.

	Position du centre de masse			Position du centre de Torsion	
	W [t]	X _G (m)	Y _G (m)	X _{CR} (m)	Y _{CR} (m)
RDC	391.45	18.32	5.12	18.32	5.12
1	391.45	18.32	5.12	18.32	5.12
2	391.45	18.32	5.12	18.32	5.12
3	391.45	18.32	5.12	18.32	5.12
4	391.45	18.32	5.12	18.32	5.12
5	391.45	18.32	5.12	18.32	5.12
6	391.45	18.32	5.12	18.32	5.12
7	425.69	18.32	5.12	18.32	5.12

L'excentricité est la distance entre le centre de masse et le centre de torsion, donnée par les formules suivant :

$$e_x = |X_{CT} - X_{CM}|$$

$$e_y = |Y_{CT} - Y_{CM}|$$

Le tableau suivant résume les résultats :

Tableau .IV.9 :L'excentricité

d-L'excentricité accidentelle :

Cas/Etage	Nom	Masse [t]	G (x,y,z) [m]	R (x,y,z) [m]	ex0 [m]	ey0 [m]
3/ 1	Etage 1	391,45	10,60 9,60 1,53	10,60 9,75 2,24	0,00	0,16
3/ 2	Etage 2	391,45	10,60 9,60 4,59	10,60 9,75 5,30	0,00	0,16
3/ 3	Etage 3	391,45	10,60 9,60 7,65	10,60 9,75 8,36	0,00	0,16
3/ 4	Etage 4	391,45	10,60 9,60 10,7	10,60 9,75 11,4	0,00	0,16
3/ 5	Etage 5	391,45	10,60 9,60 13,7	10,60 9,75 14,4	0,00	0,16
3/ 6	Etage 6	391,45	10,60 9,60 16,8	10,60 9,75 17,5	0,00	0,16
3/ 7	Etage 7	391,45	10,60 9,60 19,8	10,60 9,75 20,6	0,00	0,16
3/ 8	Etage 8	391,45	10,60 9,60 22,9	10,60 9,75 23,6	0,00	0,16
3/ 9	Etage 9	425,69	10,60 9,67 26,0	10,60 9,68 26,7	0,00	0,00

L'excentricité exigée par le **RPA 99V2003** (art4.2.7) est de **5%** de la plus grande dimension en plan du bâtiment :

- $e_{ax}=0.05 L_x$ avec : $L_x= 31.80m$ $e_{ax}= 0.00 m$
- $e_{ay}=0.05 L_y$ avec : $L_y= 19.60 m$ $e_{ay}= 0,16 m$

L'excentricité à prendre dans le calcul :

- $e_{ax}= 1,59 m$
- $e_y= 0.967 m$

IV.9.Justification de l'effort P-Δ :

L'effet du second ordre (ou effet de P-Δ) peut être négligé lorsque la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

L'article 5.9 du RPA99/version2003 p40

$$\Theta = \frac{PK \cdot \Delta K}{VK \cdot hK} \leq 0,10$$

P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associée au dessus de niveau k

$$P_k = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta W_{qi})$$

Chapitre IV : Etude dynamique

V_k : effort tranchant d'étage au niveau k.

Δk : déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau k-1.

h_k : hauteur de l'étage k.

Tableau. IV.10: Vérification de l'effet P- Δ pour le sens longitudinal

Etage	W_i (T)	Δx	V_x (T)	H(m)	Θ	Vérification
RDC	2958,06	0,12	1952,39	3,06	0,000594	vérifier
1	2664,69	0,226	1906,18	3,06	0,001032	vérifier
2	2371,32	0,284	1800,77	3,06	0,001222	vérifier
3	2077,95	0,316	1649,7	3,06	0,001301	vérifier
4	1784,58	0,326	1451,87	3,06	0,001309	vérifier
5	1491,21	0,32	1203,37	3,06	0,001296	vérifier
6	1197,84	0,304	898,25	3,06	0,001325	vérifier
7	904,47	0,285	503,71	3,06	0,001672	vérifier

Tableau IV.11: Vérification de l'effet P- Δ pour le sens transversal

Etage	W_i (T)	Δy	V_y (T)	H(m)	Θ	Vérification
RDC	2958,06	0,12	1863,71	3,06	0,000622	vérifier
1	2664,69	0,234	1816,38	3,06	0,001122	vérifier
2	2371,32	0,299	1712,37	3,06	0,001353	vérifier
3	2077,95	0,333	1568,83	3,06	0,001441	vérifier
4	1784,58	0,344	1381,77	3,06	0,001452	vérifier
5	1491,21	0,337	1144,74	3,06	0,001435	vérifier
6	1197,84	0,32	855,43	3,06	0,001464	vérifier
7	904,47	0,29	481,24	3,06	0,001781	vérifier

Nous constatons que les déplacements inter étage ne dépassent pas le déplacement admissible, alors la condition de l'art 5.10 du RPA version 2003 est vérifiée

IV.10. Justification vis-a-vis de l'équilibre d'ensemble :

La vérification se fera pour les deux sens (longitudinal et transversal) avec la relation suivante :

$$\frac{M_S}{M_R} \geq 1,5$$

M_r : moment de renversement provoqué par les charges horizontales.

$$M_r = \sum F_i \times h_i$$

M_s : moment stabilisateur provoqué par les charges verticales.

$$M_s = W \times \frac{L}{2}$$

W : le poids total de la structure

➤ **Sens longitudinal:**

Tableau. IV.12: moment de renversement provoqué par les charges horizontales sens(X)

Etage	Fi (T)	hi (m)	Fi × hi
RDC	46,21	3,06	141,4026
1	105,41	6,12	645,1092
2	151,07	9,18	1386,823
3	197,83	12,24	2421,439
4	248,5	15,3	3802,05
5	305,12	18,36	5602,003
6	394,54	21,42	8451,047
7	503,71	24,48	12330,82

Vérifications:

$$M_s = 40182,32 \times (18.32) = 736140,1 \text{T.m}$$

$$M_r = 34780,69 \text{T.m}$$

$$\frac{M_s}{M_{Rx}} = 21,16519 > 1,5 \Rightarrow \text{Condition Vérifier}$$

Sens transversal :

Tableau.IV.13: moment de renversement provoqué par les charges horizontales sens (Y)

Etage	Fk (T)	hi (m)	Fi × hi
RDC	47,33	3,06	144,8298
1	104,01	6,12	636,5412
2	143,54	9,18	1317,697
3	187,06	12,24	2289,614
4	237,03	15,3	3626,559
5	289,31	18,36	5311,732
6	374,19	21,42	8015,15
7	481,24	24,48	11780,76

Vérifications:

$$M_s = 40182,32 \times (5.12) = 205733,5 \text{T.m}$$

$$M_r = 33122,88 \text{T.m}$$

$$\frac{M_s}{M_{Rx}} = 6,21122 > 1,5 \Rightarrow \text{Condition Vérifier}$$

IV.12.Conclusion:

Après toutes ces vérifications on peut dire que notre structure est une structure parasismique .

Les résultats obtenus pour le logiciel ROBOT 2018 (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 : Ferrailage des éléments

structuraux

V.1. Introduction:

La température et le retrait sont des déformations imposées, appelées aussi des charges indirectes, qui peuvent créer des contraintes dans les structures hyperstatiques dues à des restrictions aux déformations. La température et le retrait tendent à provoquer des déformations axiales ou des efforts normaux de traction ou de compression (dans le cas de restriction de déformation)

Les contraintes qui résultent de ce type d'actions dépendent directement de la rigidité des structures, ce qui signifie que moins la structure est rigide, plus les contraintes ne seront faibles.

V.1.1. Dimension la structure dans les zones thermiques : CBA 93 l'article B 5.1

Dans les calculs relatifs à la "construction courante" et aux "constructions industrielles" on peut ne pas tenir compte des effets de la variation de température pour les éléments de construction compris entre joints distants au maximum suivants :

30m dans les Wilayas côtières à l'exception d'Oran, Ain Témouchent et Tlemcen qui rentrent dans la catégorie suivante.

25m dans les autres Wilayas du Tell, des Hauts plateaux et de l'Atlas Saharien.

20m dans le moyen sud et l'extrême sud.

Vue que notre Project est implanté à BISKRA avec une largeur de 31.80 m et longueur de 19.60 m.

Dans le cas d'un léger dépassement de ces limites de dimensions, il est admis de ne prendre en compte qu'une fraction α des effets des variations de température si la dimension du bâtiment dépasse la dimension maximale (l_{max}) mais que cette dimension est inférieure à $1.25l_{max}$.

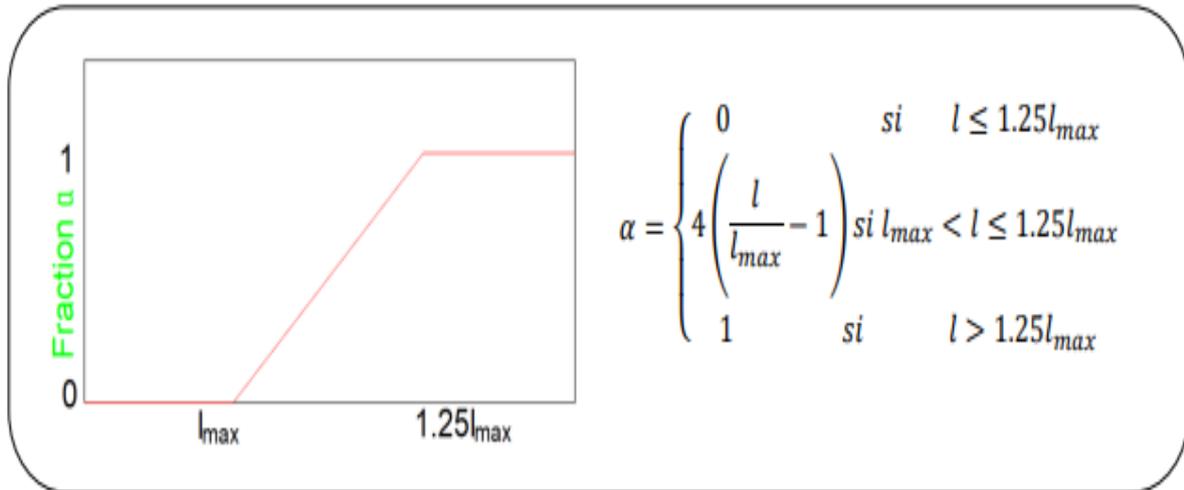


Figure VI. 8 : Schéma de la fraction α .

V.1 Vérifications de longueur maximale de l'effet de température :

- Sens-X :

$$l_{max} = 20m \Rightarrow 1.25l_{max} = 25m$$

$$\Rightarrow l = 30.80m > 1.25l_{max} = 25m \Rightarrow \alpha = 1$$

- Sens-Y :

$$l_{max} = 20m \Rightarrow 1.25l_{max} = 25m$$

$$\Rightarrow l = 19.60m < 1.25l_{max} = 25m \Rightarrow \alpha = 0$$

D'après le CBA93 les effets de retrait et température sont négligée à sens X et non négligée à sens Y.

V.3 Action de la température climatique :

A défaut de justification plus précises on adopte. Pour les constructions situées à l'air Libéré de la variation uniforme de température suivante :

Algérie du nord (climat tempéré)	$T_{max} = +35^{\circ}C$ et $T_{min} = -15^{\circ}C$
Proche et moyen sud	$T_{max} = +45^{\circ}C$ et $T_{min} = -20^{\circ}C$
Extrême sud	$T_{max} = +55^{\circ}C$ et $T_{min} = -30^{\circ}C$

Tab.V.1.Zone thermique

Chapitre V: Ferrailage des éléments structuraux

Les déformation linéaire a considérer entre les températures initiales moyennes moment de la réalisation de l'ouvrage (généralement comprises entre +10°C et +25°C) et les températures extrêmes peuvent être évaluées en admettant forfaitairement un coefficient de dilatation du béton armé égale a 10^{-5} .

VI.1. Calcule la variation uniforme de température :

La variation uniforme de température ΔT pour une structure ou un élément structurel donné est calculée comme la différence entre la température T_0 à l' instant initial au moment de la réalisation de l'ouvrage. CBA 93 recommande l'intervalle T_0 entre +10°C et +25°C.

$$\Delta T_{u1} = T_{max} - T_0 \quad \text{et} \quad \Delta T_{u2} = T_{min} - T_0$$

Zone Thermique	$T_{max} - T_0$	$T_{min} - T_0$	ΔT
Biskra du extrême sud (climat tempéré) +50°C et -30°C	Cas 1: $\Delta T = +50 - 10 = +40^\circ\text{C}$ Cas 2: $\Delta T = +50 - 25 = 25^\circ\text{C}$	Cas 3: $\Delta T = -30 - 10 = -40^\circ\text{C}$ Cas 4: $\Delta T = -30 - 25 = -55^\circ\text{C}$	$\Delta T_{u1} = +45^\circ\text{C}$ $\Delta T_{u2} = -55^\circ\text{C}$

V.1. Analyse de la structure:

VI. Hypothèse pour le calcul de structure :

- Coefficient de dilatation thermique du béton armé $\alpha = 10^{-5}$
- La température est généralement considéré comme un cas de charge lentement variable
qui est donc introduite avec le module de déformation longitudinale différée E_v
- La charge de température : $dL = \alpha \times \Delta T \times L$.

V.5.2. Les combinaisons d' actions :

E. L. U : $1.35G + 1.5Q + 0.8T$

E. L. S: $G + Q$ température n'intervient pas comme action variable d'accompagnement

Chapitre V: Ferrailage des éléments structuraux

V.1.1 INTRODUCTION :

Connaissant les sollicitations aux quelles sont soumises les différents éléments structuraux de notre ouvrage, Il est maintenant possible de procéder au ferrailage de ces éléments.

Le ferrailage des éléments résistant s'effectuera selon le règlement BAEL.91 et les règles parasismiques en vigueur en Algérie (RPA 99/ Version 2003).

Les objectifs du ferrailage sont la détermination des sections d'aciers nécessaires pour assurer les critères relatifs à la résistance, La ductilité. Et la stabilité des éléments constructifs de notre ouvrage.

FERRAILAGE DES POTEAUX

Les poteaux sont calculés en flexion composée. Chaque poteau est soumis un effort (N) et à deux moments fléchissant (M_{x-x} et M_{y-y}).

Les armatures sont obtenues à l'état limite ultime (E.L.U) sous l'effet des sollicitations les plus défavorables suivant les deux sens pour les cas suivants :

Tableau V.1 : Caractéristiques mécaniques des matériaux

Situation	Béton			Acier (FeE400)		
	γ_b	F_{c28} (Mpa)	σ_b (MPa)	γ_s	Fe (MPa)	σ_s (MPa)
Durable	1,5	25	14,2	1,15	400	348
Accidentelle	1,15	25	18.5	1	400	400

V.1.2.COMBINAISONS DES CHARGES:

Les combinaisons d'action:

* **Règlement BAEL 91 :**

Ce sont des combinaisons qui prennent en compte uniquement les charges permanentes

G et les charges d'exploitation **Q**

$\pm 1,35 G + 1,5 Q$ à l'E.L.U

$\pm G + Q$ à l'E.L.S

Chapitre V: Ferrailage des éléments structuraux

* Règlement RPA 99 :

Ce sont des combinaisons qui tiennent en compte les charges sismiques E.

$$\pm G + Q \pm E \quad (1)$$

$$\pm 0,8 G \pm E \quad (2)$$

* les poteaux :

$$\pm \text{à l'ELU} : 1,35 G + 1,5 Q \dots\dots\dots (\text{BAEL 91})$$

$$\pm \text{à l'ELS} : G + Q$$

$$\pm \text{accidentelle} G + Q \pm 1,2E \dots\dots\dots (\text{RPA99})$$
$$0,8 G \pm E$$

* les poutres :

$$\pm \text{à l'ELU} : 1,35 G + 1,5 Q \dots\dots\dots (\text{BAEL 91})$$

$$\pm \text{à l'ELS} : G + Q$$

$$\pm \text{accidentelle} G + Q \pm E \dots\dots\dots (\text{RPA99})$$
$$0,8 G \pm E$$

* Pour les voiles :

$$\pm G + Q \pm E \dots\dots\dots (\text{RPA99})$$

$$\pm 0,8 G \pm E$$

V.1.3. Recommandations du RPA99/version 2003 :

D'après le RPA99/version 2003 (**article 7.4.2 page 48**), les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sans crochets.

- Leur pourcentage minimal en zone sismique **Ia** sera de :
 - $A_s \geq 0.7\% b.h$ en zone I.
- Leur pourcentage maximal :
 - 3% en zone courante.
 - 6 % en zone de recouvrement.
- Le diamètre minimum est de 12mm
- La longueur minimale des recouvrements est de:
 - 12ϕ en zone I.
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser :
 - 25 cm en zone I.

❖ résultats obtenus :

Tab. V1.2. Tableau d pourcentages minimal et maximal des armatures longitudinales.

Niveau	Section des poteaux (cm ²)	A _{Smin} RPA (cm ²)	A _{Smax} RPA (cm ²) Zon courante	A _{Smax} RPA (cm ²) Zon de recouvrement
Poteau rectangulaire	55×60	23.2	99	180

V.1.4. Calcul de ferrailage des poteaux :

◆ Poteaux de section : (55×60) cm²

C=3cm ; d= h-c = 60-3 =57cm ; Acier Fe E = 400MPa ; fc28=25MPa

$$\underbrace{N(d - c') - M_1}_{(I)} < \underbrace{\left(0.337 - 0.81 \frac{c'}{h}\right) b \times h^2 \bar{\sigma}_b}_{(II)}$$

Tab. V1.3. tableau résumé les résultats des efforts et moments pour chaque combinaison

ELU		G+Q+E		0,8G+E		ELS	
N _{MAX} (KN)	M _{COR} (KN.M)	M _{MAX} (KN.M)	N _{COR} (KN)	N _{MIN} (KN)	M _{COR} (KN.M)	N _{MAX} (KN)	M _{COR} (KN.M)
2304,1	170,7	96,6	2044,3	20,7	60,1	1673	13,4

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.

Chapitre V: Ferrailage des éléments structuraux

1^{ère} Cas: G+Q+E

$$e = e_1 + e_2$$

$$e_1 = \frac{M_1}{N} + e_a = e_0 + e_a$$

- e_1 : excentricité du premier ordre de la résultante des contraintes normales avant application des excentricités additionnelles.
- e_2 : excentricité due aux effets du second ordre.
- e_a : excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales (Après exécution).

$$e_0 = \frac{M_{max}}{N_{corr}} = \frac{96.6}{2044.3} = 0,047253339$$

$$e_a = \max \left(2\text{cm}, \frac{L}{250} \right)$$

$$e_a = \max \left(2\text{cm}, \frac{306}{250} \right) \rightarrow e_a = \mathbf{0,02 \text{ m.}}$$

$$e_1 = e_0 + e_a = 0,04725 + 0,02 = 0,067253 \text{ m}$$

e_2 : excentricité due aux effets du second ordre.

$$\text{Si } \frac{l_f}{h} < \max \left(15 ; \frac{20 \cdot e_1}{h} \right)$$

l_f : la longueur de flambement du poteau.

$$l_f = 0,7 \times 3,06 = 2,142 \text{ m.}$$

$$\frac{l_f}{h} = 3,57 < \max (15 ; 1,09)$$

✓ **Donc on peut utiliser la méthode forfaitaire**

$$e_2 = \frac{3 \times l_f^2}{10^4 h} (2 + \alpha \phi) \quad \phi : \text{généralement on prend } \phi = 2$$

$$\lambda = 3,46 \frac{l_f}{h} = 12,35$$

$$\lambda \leq 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} = 0,8749$$

$$e_2 = \frac{3 \cdot (l_f)^2}{10^4 \cdot h} \cdot (2 + \alpha \cdot \phi) \rightarrow e_2 = 0,0086$$

α : Le rapport du moment du premier ordre, dû aux charges permanentes et quasi-permanentes, au moment total du premier ordre, le coefficient α est compris entre 0 et 1, on supposera $\alpha = 0,5$.

Chapitre V: Ferrailage des éléments structuraux

Φ : Le rapport de la déformation finale due au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée, ce rapport est généralement pris égal à 2.

$$e = e_1 + e_2 = 0,067253 + 0,0086 = 0,0758557m$$

$$M_{\text{corrigé}} = N \cdot e = 2044,3 \times 0,075843 = 155,072 \text{ (KN.m)}$$

❖ **Les efforts corrigés seront :**

$$N_{\text{MAX}} = 2044,3 \text{ (KN.m)} ; \quad M_{\text{corrigé}} = 155,072 \text{ (KN.m)}$$

$$II = (0,337 h - 0,81 c') \cdot b \cdot h \cdot \sigma_b$$

$$II = (0,337 \times 0,60 - 0,81 \times 0,03) \cdot 0,55 \times 0,6 \times 14,2 \text{ (N.m)}$$

$$II = 0,987345 \text{ (MN.m)}$$

$$I = N (d - c') - M_{\text{ua}}$$

$$M_{\text{ua}} = M_{\text{corr}} + N \times (d - h/2) = 155,072 + 2044,3 (0,57 - \frac{0,6}{2}) = 707,0328799 \text{ (KN.m)}$$

$$I = 2044,3(0,57 - 0,03) - 707,0328799 = 0,39688912 \text{ (MN.m)}$$

$II > I$; Donc la section est partiellement comprimée.

• **Détermination des armatures à la flexion simple :**

$$\mu = \frac{M_{\text{ua}}}{\sigma_b b \cdot d^2} = \frac{7070328799}{18,5 \times 55 \times 57^2} = 0,23526004$$

$$\overline{\sigma}_b = 18,5 \text{ Mpa}, \overline{\sigma}_s = 400 \text{ Mpa}$$

$$\mu > \mu_l \Rightarrow (\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}); (\beta = 1 - 0,4\alpha)$$

$$\Rightarrow \alpha = 0,34024 ; \beta = 0,8638854$$

$$A_f = \frac{M_a}{\sigma_b \cdot \beta \cdot d} = \frac{7070328799}{400 \times 0,86382 \times 57} = 35,8986452 \text{ cm}^2$$

$$A = A_f - \frac{N}{100 \times \sigma_s} = 35,898 - \frac{2044300}{100 \times 400} = -15,2088548 \text{ cm}^2$$

2^{ème} Cas ELU:

❖ **Les efforts corrigés seront :**

$$N_{\text{MAX}} = 2304,1 \text{ (KN)} ; \quad M_{\text{corr}} = 170,7 \text{ (KN.m)}$$

$$e_{0\mu} = \frac{M_{\text{corr}}}{N_{\text{max}}} = \frac{170,7}{2304,1} = 0,0740853$$

$$e_{\text{tot}} = 0,0971822$$

$$M_{\text{corrigé}} = N \cdot e = 2304,1 \times 0,0971822 = 223,917 \text{ (KN.m)}$$

$$II = 0,757854 \text{ (MN.m)}$$

$$I = N_u (d - c') - M_{\text{ua}}$$

Chapitre V: Ferrailage des éléments structuraux

$$M_{ua} = M_{\text{corrigé}} + N \times (d - h/2) = 223,917 + 2304,1 \left(0,57 - \frac{0,6}{2}\right) = 846,0244818 \text{ (KN.m)}$$

$$I = 2304,1(0,57-0,03) - 846,0244 = 0,398189518 \text{ (MN.m)}$$

$II > I$; Donc la section est partiellement comprimée.

$$\mu = \frac{M_{ua}}{\sigma_b b d^2} = \frac{846024,4818}{14,2 \times 55 \times 57^2} = 0,36675401$$

$$\overline{\sigma}_b = 14,2 \text{ Mpa}, \overline{\sigma}_s = 348 \text{ Mpa.}$$

$$\mu > \mu_l \Rightarrow (\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}); (\beta = 1 - 0,4\alpha)$$

$$\Rightarrow \alpha = 0,604714234; \beta = 0,758114306.$$

$$A_f = \frac{M_a}{\sigma_b \cdot \beta \cdot d} = \frac{846024,4818}{348 \times 0,758 \times 57} = 56,25927596 \text{ cm}^2$$

$$A = A_f - \frac{N}{100 \times \sigma_s} = 56,25927 - \frac{2304,1}{100 \times 348} = -9,95049 \text{ cm}^2$$

3^{ème} Cas . 0.8G+E :

❖ Les efforts corrigés seront :

$$M_{\text{corr}} = 60,1 \text{ (KN.m)} \quad ; \quad N_{\text{min}} = 20,7 \text{ (KN)}$$

$$e_0 = \frac{M_{\text{corr}}}{N_{\text{min}}} = \frac{60,1}{20,7} = 2,9033816$$

$$e_{\text{tot}} = 2,9264785$$

$$M_{\text{corrigé}} = N \cdot e = 20,7 \times 2,9264785 = 60,5781 \text{ (KN.m)}$$

$$II = 0,987345 \text{ (MN.m)}$$

$$I = N(d - c') - M_{ua}$$

$$M_{ua} = M_{\text{corrigé}} + N \times (d - h/2) = 60,5781 + 20,7 \left(0,57 - \frac{0,6}{2}\right) = 66,16710506 \text{ KN.m}$$

$$I = 20,7(0,57-0,03) - 66,16710506 = -0,054989105 \text{ MN.m}$$

$II > I$; Donc la section est partiellement comprimée.

$$\mu = \frac{M_{ua}}{\sigma_b b d^2} = \frac{66167,105}{18,5 \times 50 \times 57^2} = 0,022016622$$

$$\overline{\sigma}_b = 18,5 \text{ Mpa}, \overline{\sigma}_s = 400 \text{ Mpa.}$$

$$\mu > \mu_l \Rightarrow (\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}); (\beta = 1 - 0,4\alpha)$$

$$\Rightarrow \alpha = 0,027830595; \beta = 0,988867762.$$

$$A_f = \frac{M_a}{\sigma_b \cdot \beta \cdot d} = \frac{66167,105}{400 \times 0,988 \times 57} = 2,934736198 \text{ cm}^2$$

$$A = A_f - \frac{N}{100 \times \sigma_s} = 2,9347 - \frac{20700}{100 \times 400} = 2,417236198 \text{ cm}^2$$

V.1.5.Vérification des sections : RPA (99ver2003) art.7.4.2,1

❖ D’après (RPA2003) on a le pourcentage minimal des armatures longitudinales.

$$A_{\min}=0.7\%(h.b)=0.07(55\times 60)=23.2\text{cm}^2 \quad \text{Zone I}$$

zone courante :

$$A_{\max} = (4\times b\times h)/100 = 13.2 \text{ cm}^2$$

zone de recouvrement :

$$A_{\max} = (6\times b\times h)/100 = 19.8 \text{ cm}^2.$$

Condition de non fragilité :

$$A_{\min}^{BAEL} = 0.23d.b.\frac{f_{t28}}{f_e} = 4.50\text{cm}^2 \quad \text{BAEL91 (art A.4.2)}$$

$$A = \max(A_{cal}, A_{\min}^{BAEL}, A_{\min}^{RPA}) = 23.2\text{cm}^2$$

On adopte : **12HA16 =24.13cm²**

Tab. V.4. Tableau récapitulatif des résultats

	A_{cal} (cm²)	A_{RPA} (cm²)	A_{BAEL} (cm²)	A_{adopté}
G+Q+E	0	23.2	4.50	12HA16 = 24.13cm²
ELU	0			
0.8G+E	2,41			

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’E LS 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 : $\bar{\sigma}_s = 400\text{MPa}$

Les poteaux sont calculés en flexion composée.

$$M_{\text{corr}} = 13,4 \text{ (KN.m)} \quad ; \quad N_{\text{max}} = 1673 \text{ (KN)}$$

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{13,4}{1673} = 0,0080096\text{m} \quad e_0 = 0,0080096 < \frac{h}{6} = \frac{0,6}{6} = 0,1\text{m}$$

Chapitre V: Ferrailage des éléments structuraux

La section est entièrement comprimée et il faut vérifier que $\sigma_b < 0.6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$

Nous avons les notions suivantes :

$$B_0 = b \times h + 15(A_1) = 55 \times 60 + 15(25,13) = 3376,95 \text{ cm}^2$$

$$v_1 = \frac{1}{B_0} \left[\frac{bh^2}{2} + 15(A_1 c + A_2 d) \right]$$

$$v_1 = \frac{1}{3376,95} \left[\frac{55 \times 60^2}{2} + 15(12,56 \times 3 + 12,56 \times 57) \right] = 30 \text{ cm}$$

$$v_2 = h - v_1 = 60 - 30 = 30 \text{ cm}$$

$$I_{xx} = \frac{b}{3} (v_1^3 + v_2^3) + 15 \times (A_1 \times (v_1 - c_1)^2 + A_2 \times (v_2 - c_2)^2)$$

$$I_{xx} = \frac{55}{3} (30^2 + 30^2) + 15 \times [12,565(30 - 3)^2 + 12,565(30 - 3)^2] = 1174797 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_G}{I_{xx}}$$

M_G : Moment de flexion par rapport au centre de gravité de la section rendue homogène

$$M_G = 13,4 \text{ (KN.m)}$$

$$\sigma_0 = \frac{16730}{100 \times 33,7695} = 4,95 \text{ Mpa}$$

$$K = \frac{M_G}{I_{xx}} = \frac{13400}{1174797} = 0,0114062$$

$$\sigma_b = \sigma_0 + K \times v_1 = 4,95 + 0,0114062 \times 30 = 5,30 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_b = 5,30 \text{ Mpa} < 15 \text{ Mpa} \dots (cv)$$

Donc les armatures déterminées pour L' E.L.U de résistance conviennent.

La fissuration est peu préjudiciable, alors la vérification de σ_s à L'E.L.S est :

$$\sigma_s^1 = 15[\sigma_0 + K(v_1 - c')] = 15[4,95 + 0,0114062(30 - 3)] = 78,9321 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s^2 = 15[\sigma_0 - K(d - v_1)] = 15[4,95 - 0,0114062(30 - 30)] = 69,6931 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s^1 = 78,9321 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = f_e 400 = 400 \text{ MPa} \dots (C.V)$$

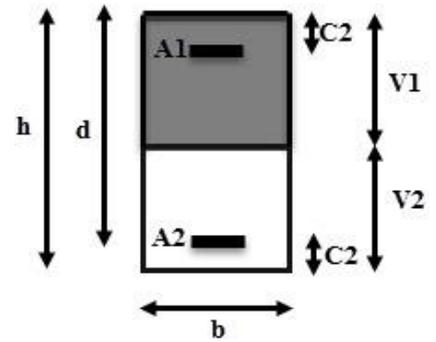
$$\sigma_s^2 = 69,6931 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = f_e 400 = 400 \text{ MPa} \dots (C.V)$$

Vérification du poteau à l'effort tranchant :BAEL91(A.5.1,212)

On prend l'effort tranchant max et on généralise la section d'armatures pour tous les poteaux. La combinaison (G + Q ± E) donne l'effort tranchant max .

$$V \text{ max} = 254,3 \text{ KN}$$

Vérification de la contrainte de cisaillement :



Chapitre V: Ferrailage des éléments structuraux

$$\tau = \frac{V}{bd} = \frac{254,3 \times 10^3}{550 \times 570} = 0,89228 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau} = \min\left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ Mpa}\right) = 3,33 \text{ MPa}$$

$\tau = 0,89228 \text{ Mpa} < \bar{\tau} = 3,33 \text{ MPa}$ conditions vérifiées.

Calcul d'armature transversale:

Selon (**RPA99 version 2003**) **ART 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 ($f_e = 235 \text{ MPa}$).

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par les effort tranchants.

$$\rho_a = 3,75 \quad \text{Si } \lambda_g < 5.$$

$$\rho_a = 2,5 \quad \text{Si } \lambda_g > 5.$$

λ_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

$$\lambda_g = \left(\frac{2,142}{0,55} \text{ ou } \frac{2,142}{0,60} \right) \lambda_g = (3,894) < 5 \text{ alors : } \rho_a = 3,75$$

t : c'est l'espacement des armatures transversales

- La zone nodale : $S_t \leq \min(10\phi_l, 15 \text{ cm})$. en prend $t = 10 \text{ cm}$ (**ART 7.4.2.2 RPA**)
- La zone courante : $S_t \leq 15\phi_l$ (**ART 7.4.2.2 RPA**)

ϕ_l : Le diamètre minimal des armatures longitudinales

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

On optera alors un espacement de 10 cm en zone nodale et de 15 cm en zone courante.

Alors :

Chapitre V: Ferrailage des éléments structuraux

En zone nodale :

$$A_t = \frac{\rho_a \times v_u}{h \times f_e} S_t = \frac{3.75 \times 254300 \times 0.10}{60 \times 400} = 1.74 \text{ cm}^2$$

En zone courante :

$$A_t = \frac{\rho_a \times v_u}{h \times f_e} S_t = \frac{3.75 \times 254300 \times 0.15}{60 \times 400} = 2.61 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 2.61 \text{ cm}^2 \text{ soit : } 4\text{T}10 / A_t = 3.14 \text{ cm}^2$$

V.1.6. Vérification des cadres des armatures minimales:

• **RPA99version2003 (7.4.2.2):**

Soit la quantité d'armature minimale (Zone I).

$$\frac{A_t}{S_t b} (\%) = \begin{cases} 0,3\% \Rightarrow \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,8\% \Rightarrow \text{si } \lambda_g \leq 3 \end{cases}$$

Si $3 < \lambda_g < 5$: interpoler entre les valeurs limites précédentes

Dans la zone nodale $t=10 \text{ cm}$

$$\frac{A_t}{S_t b} \geq 0.3\% \Rightarrow A_t = 0.003 \times 10 \times 30 = 1.20 \text{ cm}^2 \quad \text{Alors la condition est vérifiée.}$$

Dans la zone courant : $t=15 \text{ cm}$

$$\frac{A_t}{S_t b} \geq 0.3\% \Rightarrow A_t = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.80 \text{ cm}^2 \quad \text{Alors la condition est vérifiée.}$$

• **BAEL91 : (art A.8.1,3) :**

$$1/ \text{ Le diamètre des armatures transversales : } \phi_t \geq \frac{\phi_\ell}{3}$$

$$\phi_t \geq \frac{\phi_\ell}{3} = \frac{16}{3} = 5.33 \text{ mm}$$

- Le diamètre des armatures transversales : $\phi_t \geq \frac{\phi_\ell}{3}$ Condition Vérifiée

2/ leur espacement : $St \leq \min (15 \phi_\ell ; 40 \text{ cm} ; a + 10 \text{ cm})$

$St \leq \min (30 \text{ cm} ; 40 \text{ cm} ; 60 \text{ cm})$ Condition Vérifier.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

ETAGE	S _{POT} (cm ²)	A _{RPA} (Cm ²)	N ^{mbr} des barres	A _{adapt} (cm ²)
RDC-7	55x60	23.2	12H16	24.13cm

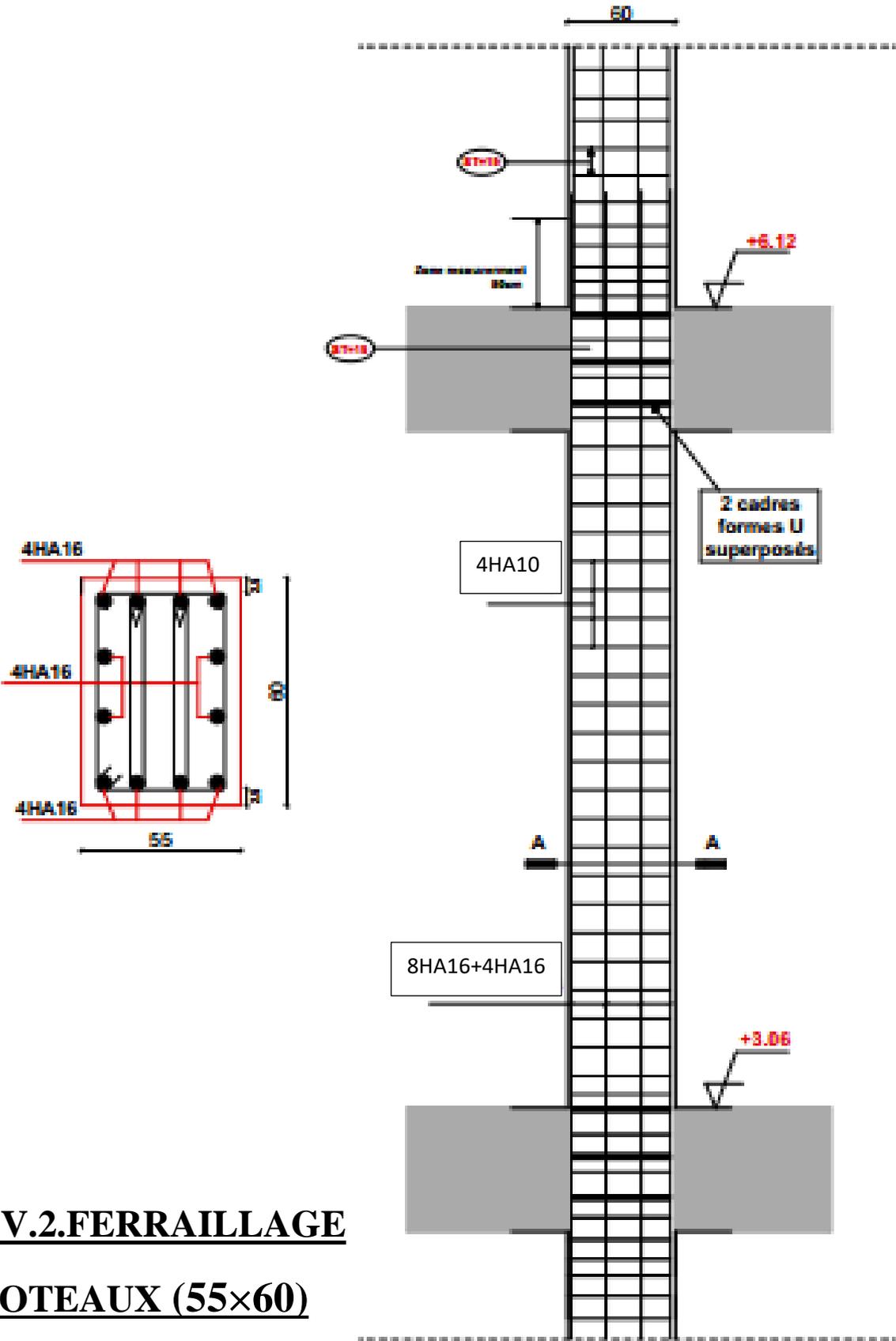


Fig.V.2.FERRAILLAGE
POTEAUX (55×60)

FERRAILLAGE DES POUTRES

V.2.1.Introduction :

Les poutres sont des éléments non exposés aux intempéries et sollicités par des Moments de flexion et des efforts tranchants. Donc le calcul se fera en flexion simple avec les sollicitations les plus défavorables en considérant la fissuration comme étant peu nuisible.

V.2.2.Recommandation des RPA 99/version 2003 : ART 7.5.2.1

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section.

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

- 4% en zone courante
- 6 % en zone recouvrement.

Les poutres supportant de faibles charges verticales et , doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.

- La longueur minimale de recouvrement est de : 40Ø en zone I.
- Les armatures longitudinales supérieures et inférieures doivent être coudées à 90°.

Dans notre cas, nous allons ferrailer les poutres les plus sollicitées .Le ferrailage sera fait pour une situation accidentelle (le cas le plus défavorable).

Les resultat sont tirés a partir de logiciel ROBOT 2014 ,sous les combinaisons d'action suivants :

Pour les poutres principales (30× 45) :

Combinaisons	1.35G+1.5Q		G+Q		G+Q+E	
	En travée	En appuis	En travée	En appuis	En travée	En appuis
Valeurs	156.46	344.21	114.84	251.15	19 118.19	17 135.33
	KN	KN	KN	KN	KN	KN

V.2.3.Les poutre principales

V.2.3.1.Étapes de calcul des armatures longitudinales :

- **EUL :**

$$\mu = \frac{M}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2}$$

Chapitre V: Ferrailage des éléments structuraux

$$\bar{\sigma}_b = 14.2 \text{ MPa} , \quad b = 30 \text{ cm} , \quad h = 45 \text{ cm} , \quad d = 41 \text{ cm}$$

$$\mu < \mu_l = 0,392 \rightarrow A' = 0, \alpha = 1.25 \left[1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right] ; \beta = 1 - 0,4\alpha$$

$$A_1 = \frac{M_{\max}}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} , \quad \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

- **ELS :**

- La fissuration est peu nuisible, donc il n'y a aucune vérification concernant σ_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

$$\text{vérifier : } \alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} , \quad \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$$

- **Pourcentage minimal d'après le RPA99V2003 (Art7.5.2.1) :**

$$A_{\min} = 0.5\% (b \times h) = 6.75 \text{ cm}^2$$

- **Pourcentage maximal d'après le RPA99V2003 :**

4 % en zone courante .

6 % en zone de recouvrement .

- **Pourcentage minimal d'après le BAEL91 (ArtB.6.4) :**

$$A_{\min} = 0.1\% (b \times h) = 1.35 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité :**

$$A^{BAEL} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \rightarrow A > \frac{0.23 \times 30 \times 42 \times 2.1}{400} = 1,485225 \text{ cm}^2$$

V.2.3.2. Calcul des armatures

Combinaisons: 1.35G+1.5Q

En travée

- **E.U.L :**

$$A_1 = \frac{M_{\max}}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d}$$

Niveau	M_u (N.m)	μ	μ_e	α	β	$A_{\text{travé}}$ (cm ²)
RDC- 7 etage	35100	0,0601858	0,392	0,07764367	0,96894253	2,813

Chapitre V: Ferrailage des éléments structuraux

- **E.U.S:**

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

Niveau	α	M_u (N.m)	M_{ser} (N.m)	γ	$\bar{\alpha}$	Condition
RDC- 7 etage	0,077643	35100	25500	1,3764 7	0,56176 4	Vérifier

- **Tableau récapitulatif :**

Niveau	$A_{travée}$ (cm ²)	A_{min}^{BAEL} (cm ²)	A^{BAEL} (cm ²)	A_{max}^{RPA} (cm ²)	A_{max} (cm ²)	A_{adopt} (cm ²)
RDC- 7 etage	2,8	1,35	1,41	6.75	6.75	5T14 =7,70cm²

La combinaison : G+Q+Ex :

En travée:

Niveau	M (N.m)	μ	μ_e	α	β	$A_{travé}$ (cm ²)
RDC- 7 etage	42100	0,07218867	0,392	0,09375158	0,96249937	3,39 cm²

- **E.L.S:**

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

Niveau	α	M_u (N.m)	M_{ser} (N.m)	γ	$\bar{\alpha}$	Condition
RDC- 7etage	0,09375	35100	25500	1,37647	0,56176	Vérifier

Sur Appuis :

Nappe supérieure :

Niveau	M _u (N.m)	μ	μ _e	α	β	A _{appui} (cm ²)
RDC- 7 etage	103200	0,17695655	0,392	0,24525587	0,90189765	7,187cm ²

• **Tableau récapitulatif :**

Niveau	A _{appui} (cm ²)	A ^{BAEL} _{min} (cm ²)	A ^{BAEL} (cm ²)	A ^{RPA} _{max} (cm ²)	A _{max} (cm ²)	A _{adopt} (cm ²)
RDC- 7etage	7,1	1,35	1,41	6.75	7,1	5T14 =7,70cm ²

V.2.4..État Limite de déformation : BAEL91 (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.

$$\diamond \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \quad ; \quad \frac{4.2}{f_e} \geq \frac{A}{b \times d}$$

$$\frac{h}{L} = 40/450 = 0.08 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \dots\dots\dots \text{(condition vérifier)}$$

$$\frac{4.2}{f_e} = 0.0105 > \frac{A}{b \times d} = 0.00639 \dots\dots\dots \text{(condition vérifier)}$$

Les conditions précédentes sont vérifiées.

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

$$V_u^{\max} = 240 \text{ KN.m}$$

$$\tau_{u\max} = \frac{240000}{300 \times 420} = 1.95 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau} = \min \left(0, 2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ Mpa} \right) = 3,33 \text{ MPa} \quad \text{(fissuration peu préjudiciable).}$$

$$\tau_{u\max} = 1.22 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 3,33 \text{ MPa} \quad \dots\dots\dots \text{(condition vérifier)}$$

Influence De L'effort Tranchant Au Voisinage Des Appuis : BAEL 91 (art A.5.1,313)

$$V_u=240\text{KN} \quad \alpha =0.9 \times d = 0.9 \times 42 =36,9$$

$$V_u=150.47 \leq 0.267 \times \alpha \times b \times f_{c28}$$

$$V_u= 68,6 \leq 0.267 \times 36,9 \times 30 \times 25 \times 10^2 =738922.5 \text{ N} \dots\dots\dots (\text{condition vérifier})$$

Influence De L'effort Tranchant Sur Les Armatures Longitudinales :

Au droit d'un appui ou existe un moment M (moment de continuité), la section A des armatures inférieures doit être elle que l'on ait :

$$A \geq \frac{1,15}{f_c} \left(V_u + \frac{M_u}{0,9.d} \right)$$

$$V_u=240\text{KN} \quad M_u= -49,8\text{KN}$$

$$A_s=25.5\text{cm}^2 > 1.15/40000 \times (240000 - (49800/0.9 \times 0.42)) = 18.699 \text{ cm}^2 \text{ .(condition vérifier)}$$

V.2.5..Les Armatures transversales :

- **Le diamètre : BAEL91 (art A.7.2,2)**

$$\phi_t \leq \min (h / 35, \phi_L , b / 10)$$

$$\phi_t \leq \min (450 / 35, 16, 300/ 10) = 11,42\text{mm}$$

Alors soit des cadres $\phi_t = 8 \text{ mm}$ de nuance FeE235

- **Espacement :**

- D'après BAEL 91 (art A.5.1, 22): $S_t \leq \min (0,9 d ; 40 \text{ cm}) = 36,9 \text{ cm}$

- D'après RPA 99 (art 7.5.2, 2) :

$$S_t \leq \min \left(\frac{h}{4} ; 12\phi_L^{\min} ; 30 \text{ cm} \right) = 10 \text{ cm} \text{ dans la Zone nodale.}$$

$$S_t \leq h / 2 = 20 \text{ cm} \text{ dans la Zone courante.}$$

Avec : $L' = 2h = 90 \text{ cm}$ (longueur de la zone nodale).

V.2.6.La section de ferrailage transversal:

- **D'après BAEL 91(art A.5.1, 22):**

$$S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0,4 \times b_0}$$

$$\Rightarrow A_t \geq \frac{0.4 \times b_0 \times S_t}{f_e} = \frac{0.4 \times 30 \times 20}{400} \dots\dots\dots A_t = 0.6\text{cm}^2$$

Chapitre V: Ferrailage des éléments structuraux

➤ D'après RP A 99 :

$$A_t \geq 0,003.S_t.b = 0,003 \times 20 \times 30 = 1.8 \text{ cm}^2$$

$$A_t \geq \max (A_t^{\text{BAEL}}; A_t^{\text{RPA}}) = A_t^{\text{RPA}}$$

$$\text{Soit : } A_t = 5\text{Ø}8 = 2.51 \text{ cm}^2$$

V.2.7. Les poutres secondaires (30*45) :

Pour les poutres secondaires le même principe adopté précédemment pour les étapes de calcul de ferrailage.

Pourcentage minimal d'après le RPA99V2003 :

$$A_{\min} = 0.5\% (b \times h) = 6.75 \text{ cm}^2$$

• **Pourcentage maximal d'après le RPA99V2003 :**

5 % en zone courante.

6 % en zone de recouvrement.

• **Pourcentage minimal d'après le BAEL :**

$$A_{\min} = 0.1\% (b \times h) = 1.35 \text{ cm}^2.$$

• **Condition de non fragilité :**

$$A^{\text{BAEL}} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \rightarrow A > \frac{0.23 \times 30 \times 42 \times 2.1}{400} = 1.41 \text{ cm}^2$$

V.2.8. Calcul des armatures :

COMBINAISONS	1.35G+1.5Q		G+Q			
	En travée	En appuis	En travée	En appuis		
VALEURS	170.12	241.07	176.71	124.13		
	KN	KN	KN	KN		

Combinaisons 1.35G+1.5Q :

• En travée. E.U.L :

$$A_1 = \frac{M_{\max}}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d}$$

Niveau	M _u (N.m)	μ	μ _e	α	β	A _{travée} (cm ²)
RDC-7etage	17671	0,06464569	0,392	0,08360289	0,96655885	4,8817cm ²

• E.U.S :

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

Niveau	α	M _u (N.m)	M _{ser} (N.m)	γ	$\bar{\alpha}$	Condition
RDC-7etage	0,0836028	28200	20500	1,3756	0,5621951	Vérifier

• Tableau récapitulatif :

Niveau	A _{travée} (cm ²)	A _{min} ^{BAEL} (cm ²)	A ^{BAEL} (cm ²)	A _{max} ^{RPA} (cm ²)	A _{max} (cm ²)	A _{adopt} (cm ²)
RDC-7etage	2,9199	1,35	1,41	6.75	6.75	6T12 =6.79cm ²

La combinaison : G+Q+Ex :

Niveau	M (N.m)	μ	μ _e	α	β	A _{travée} (cm ²)
RDC-7etage	68000	0,15588322	0,392	0,21300195	0,91479922	6,675

• E.U.S :

Chapitre V: Ferrailage des éléments structuraux

$$\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{e28}}{100}$$

Niveau	α	M_u (N.m)	M_{ser} (N.m)	γ	$\bar{\alpha}$	Condition
RDC- 7 etage	0,2130019	28200	20500	1,375609	0,5621951	Vérifier

Sur Appuis :

Nappe supérieure :

Niveau	M (N.m)	μ	μ_e	α	β	A_{appuis} (cm ²)
RDC- 7etage	59500	0,13639781	0,392	0,18404652	0,92638139	5,76763

• Tableau récapitulatif :

Niveau	$A_{travé}$ (cm ²)	A_{min}^{BAEL} (cm ²)	A^{BAEL} (cm ²)	A_{max}^{RPA} (cm ²)	A_{max} (cm ²)	A_{adopt} (cm ²)
RDC- 7etage	6,675	135	1,141	6.75	6.674	6T12 =6.79cm ²

V.2.9.État Limite de déformation : BAEL91 (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.

$$\forall \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \quad ; \quad \frac{4.2}{f_e} \geq \frac{A}{b \times d}$$

$$\frac{h}{L} = 0.079 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \dots\dots\dots \text{(condition vérifier)}$$

$$\frac{4.2}{f_e} = 0.0105 > \frac{A}{b \times d} = 0.00586 \dots\dots\dots \text{(condition vérifier)}$$

Les conditions précédentes sont vérifiées.

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

Chapitre V: Ferrailage des éléments structuraux

$$V_u^{\max} = 127.20 \text{ KN.m}$$

$$\tau_{u\max} = \frac{127200}{300 \times 410} = 1.03 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = \min \left(0, 2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) = 3,33 \text{ MPa} \quad (\text{fissuration peu préjudiciable}).$$

$$\tau_{u\max} = 1.03 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 3,33 \text{ MPa} \quad \dots\dots\dots (\text{condition vérifier})$$

Influence De L'effort Tranchant Au Voisinage Des Appuis : BAEL 91 (art A.5.1,313)

$$V_u = 127,20 \text{ KN} \quad \alpha = 0.9 \times d = 0.9 \times 42 = 36.9$$

$$V_u \leq 0.267 \times \alpha \times b \times f_{c28}$$

$$V_u = 127200 \leq 0.267 \times 36.9 \times 30 \times 25 \times 10^2 = 738922.5 \text{ N} \quad (\text{condition vérifier})$$

Influence De L'effort Tranchant Sur Les Armatures Longitudinales :

Au droit d'un appui ou existe un moment M (moment de continuité), la section A des armatures inférieures doit être elle que l'on ait :

$$A \geq \frac{1,15}{f_c} \left(V_u + \frac{M_u}{0,9.d} \right)$$

$$V_u = 127,20 \text{ KN} \quad M_u = -241,07 \text{ KN}$$

$$A_s = 20.2 \text{ cm}^2 > \frac{1.15}{40000} \times \left(127200 - \left(\frac{241070}{0,9 \times 0,42} \right) \right) = 15.12 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots (\text{condition vérifier})$$

V.2.10. Les armatures transversales :

- **Le diamètre** : BAEL91 (art A.7.2,2)

$$\phi_t \leq \min (h / 35, \phi_L, b / 10)$$

$$\phi_t \leq \min (450 / 35, 14, 300 / 10) = 10 \text{ mm}$$

Alors soit des cadres $\phi_t = 8 \text{ mm}$ 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) :

$$S_t \leq \min (h / 4, 12 \phi_t^{\min}, 30 \text{ cm}) = 10 \text{ cm} \quad \text{dans la Zone nodale.}$$

$$S_t' \leq 45 / 2 = 22.5 \text{ cm} \quad \text{dans la Zone courante.}$$

Chapitre V: Ferrailage des éléments structuraux

Avec : $L' = 2h = 80$ cm (longueur de la zone nodale).

V.2.11. La section de ferrailage transversal:

➤ D'après BAEL 91(art A.5.1, 22):

$$S_t \leq \frac{A_t x f_e}{0,4 x b_0}$$

$$\Rightarrow A_t \geq \frac{0,4 \times b_0 \times S_t}{f_e} = \frac{0,4 \times 30 \times 22,5}{400} \quad A_t = 0,675 \text{ cm}^2$$

➤ D'après RP A 99 :

$$A_t \geq 0,003.S_t.b = 0,003 \times 22,5 \times 30 = 2,01 \text{ cm}^2$$

$$A_t \geq \max (A_t^{\text{BAEL}}; A_t^{\text{RPA}}) = A_t^{\text{RPA}}$$

$$\text{Soit : } A_t = 4\text{Ø}8 = 2,01 \text{ cm}^2$$

Poutre	Position	N ^{mbr} des barres	A _{adopt} (cm ²)
P.P (30×45)	Travée	5HA14	7,70 cm ²
	Appui	5HA14	7,70 cm ²
P.S (30×45)	Travée	6HA12	6,79 cm ²
	Appui	6HA12	6,79 cm ²

Vérification a l'état limite de service :

En considère que la fissuration est peu préjudiciable la vérification se fait comme suite :

Calcule de (y_1) par résolution d'équation suivant :

$$\text{La résolution de cette équation est résumée comme suit : } \frac{b y_1^2}{2} - 15A(d - y_1) = 0$$

a) Pour Les poutre principales ;

✓ En travée : $M_{t(\text{ser})} = 15,34$ T.m

✓ En appuis : $M_{a(\text{ser})} = 9,44$ T.m

1. En apuis :

Chapitre V: Ferrailage des éléments structuraux

$$D = 15 \frac{A}{b} \qquad E = 2 D d$$
$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} \qquad \alpha_1 = \frac{y_1}{d}$$
$$\beta_1 = 1 - \frac{\alpha_1}{3} \qquad K_1 = 15 \frac{(1 - \alpha_1)}{\alpha_1}$$
$$\sigma_s = \frac{M}{A \beta_1 d} \qquad \sigma_b = \frac{2M}{\alpha_1 \beta_1 d^2 b}$$

Après les calculs en trouve :

$$D = 15 \times \frac{29.45}{0,3 \times 100} = 14,725 \text{ cm} \quad ; \quad E = 2 \times 14.725 \times 41 = 1207,45 \text{ cm}$$

$$y_1 = \left[-14.725 + \sqrt{14.725^2 + 284,9} \right] = 23,0146 \text{ cm} \quad ; \quad \alpha_1 = \frac{23,0146}{41} = 0,56133$$

$$\beta_1 = 0,81 \quad ; \quad K_1 = 11.722$$

$$\sigma_s = 156,84 \text{ MPa} \quad ; \quad \sigma_b = 1,338 \text{ MPA}$$

$$\sigma_s = 156,84 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa} \quad \dots\dots\dots \text{(Condition vérifier)}$$

$$\sigma_b = 1,338 \text{ MPA} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPA} \quad \dots\dots\dots \text{(Condition vérifier)}$$

2. En travée:

3. Après les calculs en trouve :

$$D = 15 \times \frac{14.04}{0,3 \times 100} = 7,02 \text{ cm} \quad ; \quad E = 2 \times 7.02 \times 41 = 575,64 \text{ cm}$$

$$y_1 = \left[-7.02 + \sqrt{7.02^2 + 575.64} \right] = 17,9784 \text{ cm} \quad ; \quad \alpha_1 = \frac{17,9784}{41} = 0,4384$$

$$\beta_1 = 0,8538 \quad ; \quad K_1 = 19,2153$$

$$\sigma_s = 188.76,062 \text{ MPa} \quad ; \quad \sigma_b = 7,3374 \text{ MPA}$$

$$\sigma_s = 188,76 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa} \quad \dots\dots\dots \text{(Condition vérifier)}$$

$$\sigma_b = 7,3374 \text{ MPA} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPA} \quad \dots\dots\dots \text{(Condition vérifier)}$$

b) Pour Les pouters secondaires ;

✓ **En travée** : $M_{t(\text{ser})} = 9,53 \text{ T.m}$

✓ **En appuis** : $M_{a(\text{ser})} = 6,96 \text{ T.m}$

Chapitre V: Ferrailage des éléments structuraux

1. En travée:

$$D = 3,38\text{cm} \quad ; \quad E = 216,32\text{cm}$$

$$y_1 = 11,713\text{cm} \quad ; \quad \alpha_1 = 0,365.$$

$$\beta_1 = 0,8780 \quad ; \quad K_1 = 25,98$$

$$\sigma_s = 107,93\text{MPa} \quad ; \quad \sigma_b = 4,153\text{MPa}$$

$$\sigma_s = 107,93\text{MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 400\text{MPa} \quad \dots\dots\dots (\text{Condition vérifier})$$

$$\sigma_b = 4,153 \text{MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 15\text{MPa} \quad \dots\dots\dots (\text{Condition vérifier})$$

2. En appuis:

$$D = 3,38\text{cm} \quad ; \quad E = 216,32\text{cm}$$

$$y_1 = 11,713\text{cm} \quad ; \quad \alpha_1 = 0,365.$$

$$\beta_1 = 0,8780 \quad ; \quad K_1 = 25,98$$

$$\sigma_s = 140,57 \text{MPa} \quad ; \quad \sigma_b = 5,40 \text{MPa}$$

$$\sigma_s = 140,57 \text{MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 400\text{MPa} \quad \dots\dots\dots (\text{Condition vérifier})$$

$$\sigma_b = 5,40 \text{MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 15\text{MPa} \quad \dots\dots\dots (\text{Condition vérifier})$$

V.2.12. Présentation du ferrailage :

Figure V.2. : Ferrailage des poutres principales

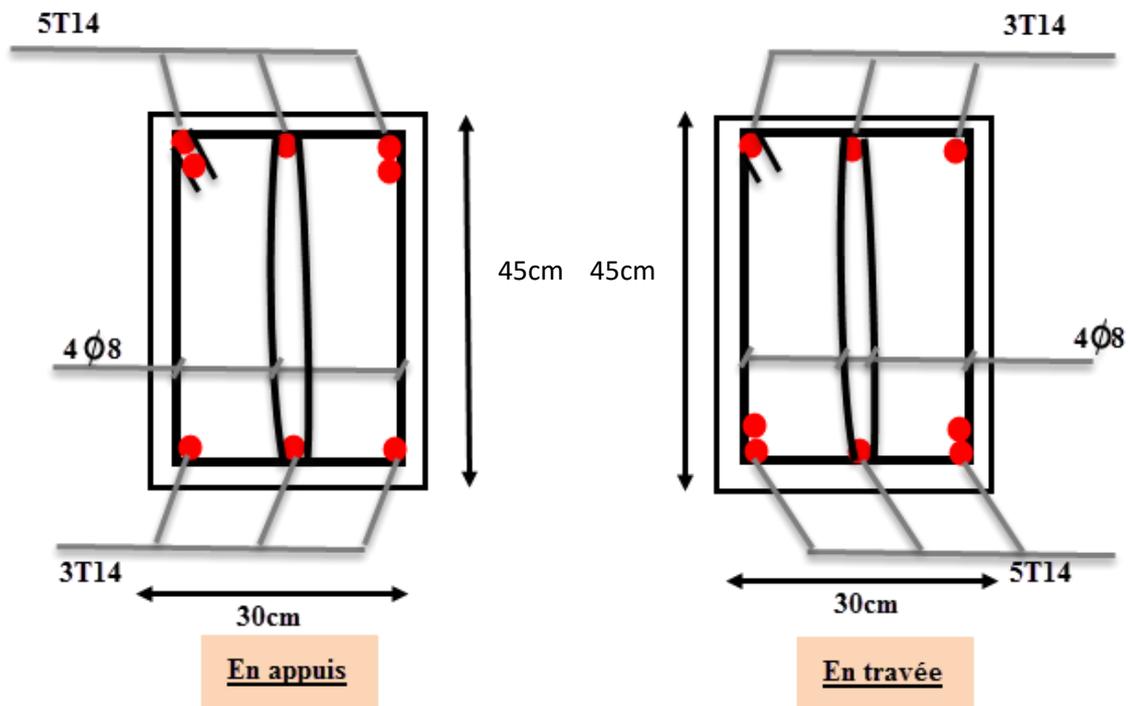
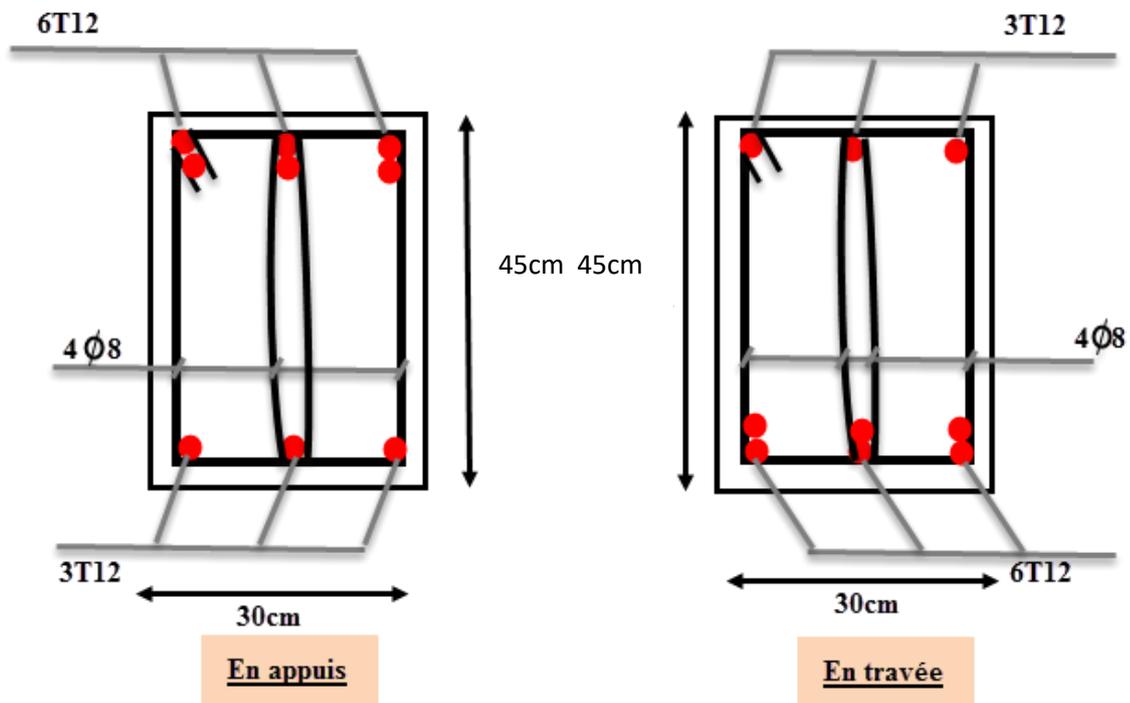


Figure V.3. : Ferrailage des poutres secondaire.



FERRAILAGE DES VOILES

V.3.1 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 ferrailé 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.3.2.Types d'armatures :

-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 (trumeau) l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la largeur du voile (figure VI.4). Cet espacement d'extrémité

Chapitre V: Ferrailage des éléments structuraux

doit être au plus égal à 15 cm.

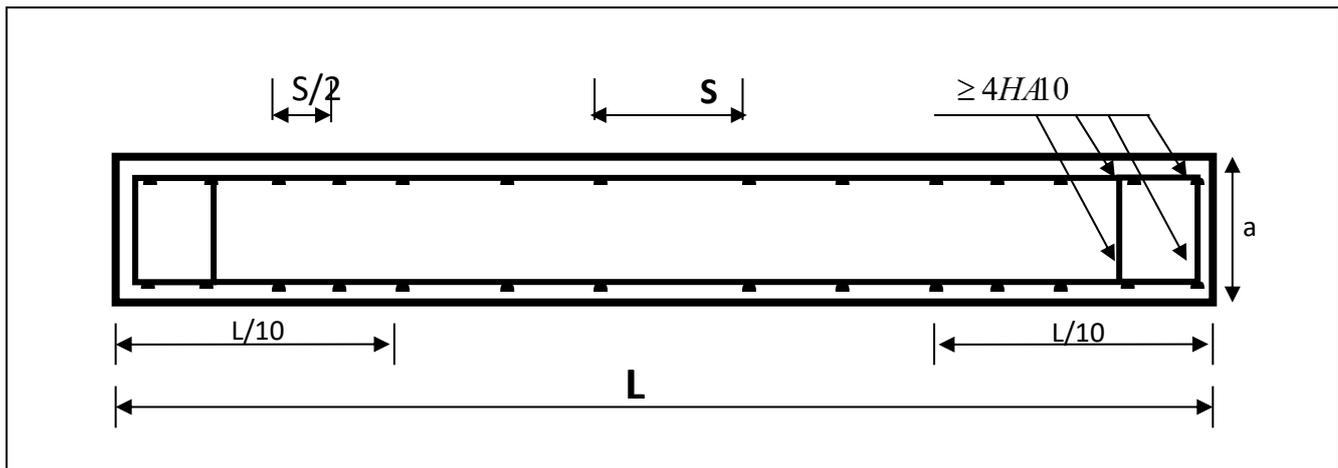


Fig.V.4. Disposition des armatures verticales dans les voiles

-Armatures horizontales

Les barres horizontales doivent munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10Φ .

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 :

$$\left. \begin{array}{l} S_t \leq 1,5a \\ S_t \leq 30\text{cm} \end{array} \right\} S_t \leq \text{Min} (30\text{cm} ; 1,5a), \text{ avec } a: \text{ épaisseur du voile.}$$

- Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'abouts) ne doit pas dépasser $1/10$ de l'épaisseur du voile.
- Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :
 - **40Φ** : pour les barres situées dans les zones où le renversement est possible ;

Chapitre V: Ferrailage des éléments structuraux

➤ **20Φ : 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 :

$$A_{vj} = 1,1 \frac{V}{F_e} \quad ; \quad \text{Avec} \quad V = 1,4 V_{\text{calculé}}$$

- Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

-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.3.3.Calcul de la section d'armature :

V.3.3.1. 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).

- Calcul des sections suivant leurs natures :

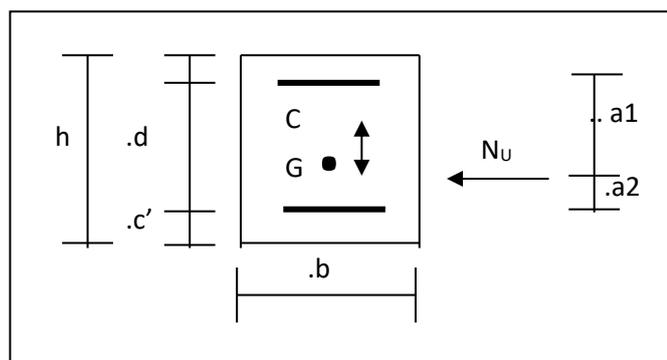
➤ Section entièrement tendue : on peut dire qu'une section est entièrement tendue si :

- N : L'effort normal appliqué est un effort de traction.

- C : Le centre de pression se trouve entre les deux nappes d'armatures :

$$a_1 = \left(\frac{h}{2} \right) - c' + e$$

$$a_2 = \left(\frac{h}{2} \right) - c' - e$$



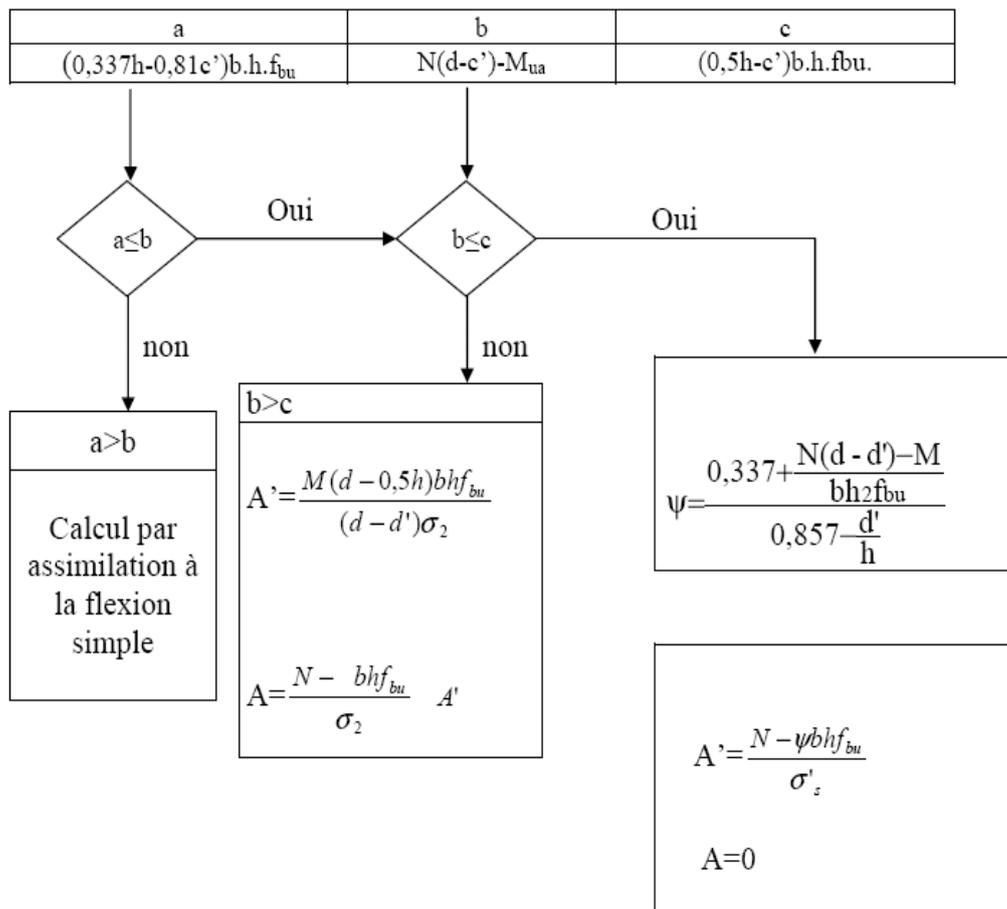
Chapitre V: Ferrailage des éléments structuraux

➤ 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 :

$$N \cdot (d - c') - M_A > (0,33h - 0,81d') \cdot b \cdot h^2 \cdot \sigma_{bc}$$



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.

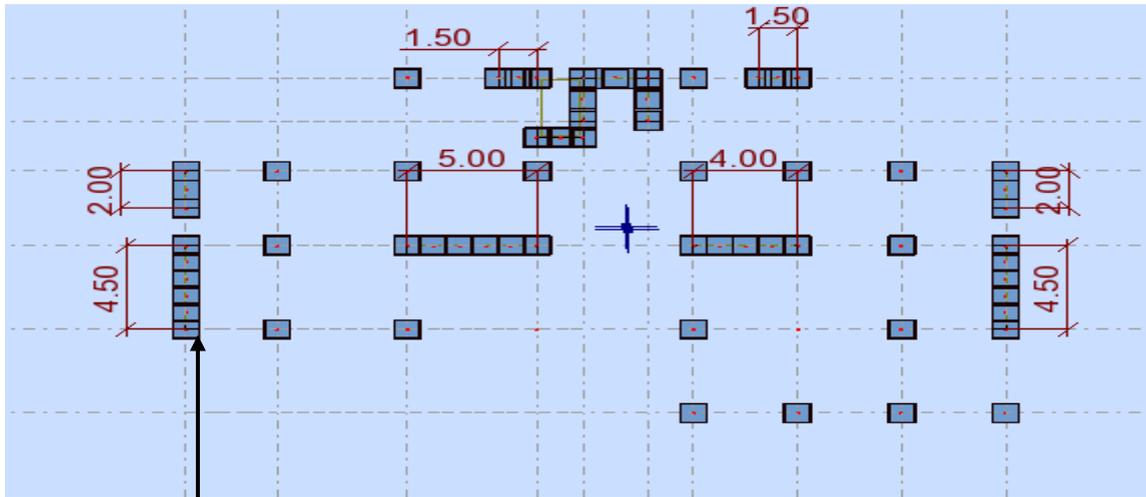
- N : L'effort normal est un effort de compression, le centre de pression « C » se trouve à l'extérieur de la section.

- 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 :

$$N \cdot (d - c') - M_A \leq (0,33h - 0,81c') \cdot b \cdot h^2 \cdot \sigma_{bc}$$

Exemple de calcul (RDC)

La figure suivant représente la disposition des voiles dans notre structure :



Soit le voile ‘VL 1’ niveau RDC

Le cas le plus défavorable est donné par la combinaison : (G+Q+Ex) .

Niveau	T(KN)	N (KN)	M(KN.m)	e=M/N (m)
RDC V(0,15×4,5×3,06)	1350,42	1952,39	4591,84	2,41

$M_{max}=4591,84KN.m$

$N_{cor}=1952,39KN$

$h= 3,9m$; $c= 2\text{ cm}$

$d= h-c = 3,88m$; $a=0,15m$

V.3.3.2.Armatures verticales :

$a= (0.337 h - 0.81 c')$. $b.h. \sigma_b$

$a = (0.337 \times 4,1 - 0.81 \times 0,02) 4,1 \times 0,15 \times 1330.231$

$a = 816.7255KN.m$

$b = N_u (d-c') - M_{ua}$

$M_{ua} = M_u + N_u \times (d - h/2) = 4591,84 + 1952.39.(3,88-1,95) = 8359,9527\text{ KN.m}$

$b = 1952.39 (3,88-0,02) - 8359,9527 = -823.7273KN.m$

$a > b \Rightarrow$ donc la section est partiellement comprimée.

a) Vérification de flambement:

$$\frac{l_f}{h} \leq \max\left(15; \frac{20e}{h}\right)$$

$$\frac{20e}{H} = \frac{20 \times 0,15}{3,06} = 0,98$$

$$\frac{l_f}{h} = \frac{0,7 \times 3,06}{3,9} = 0,594$$

$$\frac{l_f}{h} = 0,594 < 15 \dots \dots \dots (\text{condition vérifier})$$

b) Calcul de ferrailage :

- **Calcul des armatures à la flexion simple :**

$$M_1 = N \left(e + d - \frac{h}{2} \right) = 1952,39 (2,41 + 3,88 - 1,95) = 8473,3726 \text{ KNm}$$

M_1 (KN.m)	μ	μ_e	α	β	A_f (cm ²)
8473,3726	0,493154	0,392	1,103734	0,558506	39,63

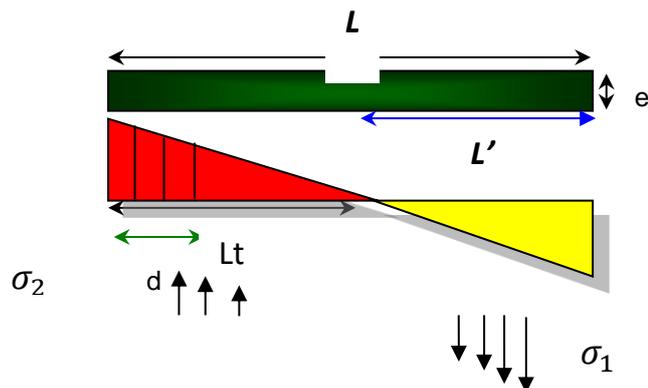
- **flexion composée:**

N (N)	A (cm ²)	A' (cm ²)
1952390	17,54	0

c) L'armature

verticale minimale:

-d'après (RPA99.version 2003) Suivant la formule de Navier Bernoulli



Chapitre V: Ferrailage des éléments structuraux

$$\sigma_1 = \frac{N}{a \times h} + \frac{6M}{a \times h^2} = \frac{19524 \times 10^3}{150 \times 3900} + \frac{6 \times 1849,5 \times 10^6}{150 \times (3900)^2} = 6,1757 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{a \times h} - \frac{6M}{a \times h^2} = \frac{767,4 \times 10^3}{150 \times 3900} - \frac{6 \times 1849,5 \times 10^6}{150 \times (3900)^2} = -3,55211 \text{ MPa}$$

$$l_t = h \cdot \frac{|\sigma_2|}{|\sigma_1| + |\sigma_2|} = 3,9 \times \frac{3,55211}{6,1757 + 3,55211} = 1,424 \text{ m}$$

$$\sigma_1 \geq 0 \quad ; \quad \sigma_2 \leq 0 \quad ;$$

$$L' = L - l_t = 3,9 - 1,424 = 2,476 \text{ m}$$

$$\text{Alors } A_{\min}^1 = 0,002 \times L_t \times a = 4,272 \text{ cm}^2$$

Niveau	$A_{\text{cal}} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{\min}^1 \text{ (cm}^2\text{)}$
RDC V(0,15×4,5×3,06)	6,915	4,272

d) 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)

$$A_{\min}^g = 0,0015 \times b \times h = 0,015 \times 15 \times 450 = 10,125 \text{ cm}^2$$

Donc on prend :

- Dans la zone tendue : $A = \max(A_{\text{cal}}, A_{\min}^{\text{RPA}})$

Alors on prend $A = 10,125 \text{ cm}^2$

- En zone courante

$$h' = h - 2l_t = 3,9 - 2 \times 1,46 = 1,052 \text{ m}$$

$$A_{\min 2} = 0,001 \cdot b \cdot h' = 0,001 \times 15 \times (105,2) = 1,578 \text{ cm}^2 \text{ donc on adopte : } A_c = 8T6 = 2,26 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{tot}} = 2 A_{\text{tendu}} + A_c > A_{\min}^g$$

Niveau	$A_{\text{tendue}} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_c \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{\text{tot}} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{\min}^g \text{ (cm}^2\text{)}$	condition	A_{adopt}

Chapitre V: Ferrailage des éléments structuraux

RDC						
V(0,15×4 .5×3,06)	9,225	2,26	20,71	10.125	Verifier	15,71=20HA10

-Choix d'armature:

- Dans la zone tendue :

$$A = 15,71 \text{ cm}^2 \longrightarrow \mathbf{20HA10}$$

- En zone courante :

$$A = 2,26 \text{ cm}^2 \longrightarrow \mathbf{8HA6}$$

e)L'espacement:

d'après (RPA99 version 2003)

$$S < \min(1,5a ; 30\text{cm}) = \min(15 \times 1,5 ; 30 \text{ cm}) = \min(22,5 ; 30 \text{ cm})$$

On prendre : $S=20\text{cm}$

Dans la zone $h/10$:

$$D \leq \frac{S}{2} = \frac{20}{2} = \min\left\{\frac{1,5a}{2}; \frac{30}{2} \text{ cm}\right\} \Rightarrow D = 10 \text{ cm}$$

On prendre : $D=10 \text{ cm}$

Les espacements suivant le(BAEL) sont négligés par rapport **RPA99** .

f)Vérification des voiles à l'Effort tranchant:

La vérification de la résistance des voiles au cisaillement se fait avec la valeur de l'effort tranchant trouvé à la base du voile, majoré de 40% (Art 7.7.2 RPA99 version 2003)

$$\text{La contrainte de cisaillement est } \tau_u = 1.4 \frac{T_{\text{calcul}}}{b_0 d}$$

Avec :

T : Effort tranchant à la base du voile .

b_0 : Epaisseur du voile .

d : Hauteur utile = 0.9 h.

h : Hauteur totale de la section brute .

Application numérique:

$$\tau_u = 1.4 \frac{T_{\text{calcul}}}{b_0 d} = 1.4 \frac{0.4522}{0.15 \times 0.9 \times 3.88} = 0,8633 \text{ MPA}$$

La contrainte limite est : $\bar{\tau} = 0.2 f_{c28} = 5 \text{ MPA}$ (l'article 7.7.2 RPA 99/version 2003).

il faut vérifier la condition suivante : $\tau_u \leq \bar{\tau}$

Alors, il n'y a pas de risque de cisaillement.

V.3.4. Armatures horizontales :

Le pourcentage minimum des armatures horizontales pour une bande de 1 m de largeur.

globalement dans la section du voile :(RPA99 version 2003) 7.7.4.3

$$A_{\min}^s = 0.0015 \times a \times 1m = 0.0015 \times 15 \times 100 = 2.5cm^2$$

En zone courante :

$$A_{\min}^c = 0.001 \times b \times h = 0.001 \times 15 \times 100 = 1.5cm^2$$

Donc on prend : $A_c = 8\phi 6 = 2,26cm^2 / ml$

V.3.5. Les Armatures Transversal :

-D'après les RPA99, les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré.

-Vérification de contrainte de compression :« à la base du refend»

-Il faut que $\sigma_c \leq \bar{\sigma}_{bc} = 18,5MPa$

- La vérifications se fait pour la combinaison suivant : G+Q+E

$$\sigma_1 = \frac{N}{a \times h} + \frac{6M}{a \times h^2} = \frac{767,4 \times 10^3}{150 \times 3900} + \frac{6 \times 1849,5 \times 10^6}{150 \times (3900)^2} = 4,984 MPa < 18.5 MPa$$

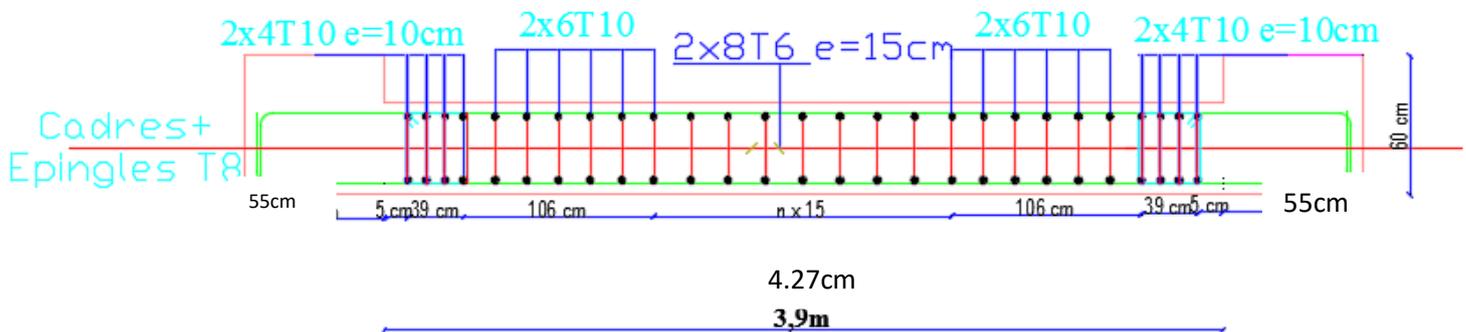


Fig.V.4.Schéma de ferrailage des voiles.

Chapitre VI :

Etude de l'infrastructure

ETUDE DES FONDATIONS

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...)

VI.2.Présentation de rapport de sol :

Le bâtiment est usage d'habitation dans la wilaya : de biskra

Les données géotechniques préliminaires de l'étude de sol du projet sont :

-contrainte admissible : $Q=1,60$ bars pour l'ensemble du site.

-types de sol : classé dans la catégorie S3 (site meuble)

-ancrage des fondations : $D = 3,366$ m

VI.3.Calcul des fondations :

Choix de type de fondation :

Fondations superficielles de type :

- Semelle isolée.
- Semelle filante.
- Radier général.

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure

Remarque :

Nous proposons en premier lieu des semelles isolées sous poteaux et filantes sous murs. 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 :

$$(S_s / S_b < 50 \%)$$

calcul la section des semelles :

la surface des semelles donne par :

$$S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

S : La surface total de la semelle

$$\sigma_{sol} = 1.6 \text{ bars} = 16 \text{ T/ m}^2$$

La somme des réactions des poteaux et voiles sont :

➤ **A L'ELS**

$$N_{ser} = N_G + N_Q$$

$$N_{ser} = 1796 \text{ T}$$

$$S_s = \frac{4547,16}{16} = 284,1975 \text{ m}^2$$

Vérification du chevauchement :

On a la surface totale du bâtiment $S_b = 396,769 \text{ m}^2$

Faisant le rapport $\frac{S_s}{S_b} = 71,63\%$ on déduit :

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, ce type de fondation présente plusieurs avantages qui sont :

- ✓ L'augmentation de la surface de la semelle qui minimise la forte pression apportée par la Structure.
- ✓ La réduction des tassements différentiels.
- ✓ La facilité d'exécution

VI.4.Radier général :

Un radier est une dalle pleine, éventuellement nervurée, constituant l'ensemble des fondations Du bâtiment, il s'étend sur toute la surface de l'ouvrage.

➤ Pré dimensionnement du radier :

- Selon la condition d'épaisseur minimale :

-La hauteur du radier doit avoir au minimum 25 cm ($h_{\min} \geq 25 \text{ cm}$)

- Selon la condition forfaitaire :

- *Sous poteaux :*

-La dalle :

La dalle du radier doit satisfaire aux conditions suivantes :

$$h \geq \frac{L_{\max}}{20}$$

Avec une hauteur minimale de 25 cm

$$h \geq \frac{450}{20} = 22.5 \text{ cm}$$

- *La nervure :*

La nervure du radier doit avoir une hauteur h_t égale à :

$$h \geq \frac{450}{10} = 45 \text{ cm}$$

➤ Condition de la rigidité :

$$L_e \geq \frac{2L_{\max}}{\pi}$$

L_{\max} : plus grande distance entre deux poteaux :

L_e : longueur élastique.

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4E \times I}{K \times b}}$$

E : module d'élasticité.

I : inertie d'une bande d'1 m de radier. $I = \frac{bh^3}{12}$

K : coefficient de raideur du sol, pour les sols moyenne résistance il est pris égal à ($K=40\text{MN/m}^3$).

b : largeur du radier (bande de 1m). D'où:

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure

$$h \geq \sqrt[3]{\frac{48KL_{\max}^4}{E\pi^4}}$$

$$L_{\max} = 4.5 \text{ m} ; E = 3,2 \times 10^6 \text{ t/m}^2 ; K = 4000 \text{ t/m}^3$$

$$h \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times 4000 \times 4.5^4}{3,2 \times 10^6 \times 3.14^4}} \Rightarrow h \geq 0,6325 \text{ m}$$

• Conclusion :

La valeur de l'épaisseur du radier à adopter est :

$$h_r = \max (60,28 \text{ cm} , 22 \text{ cm} , 44 \text{ cm})$$

On prend un épaisseur plus proche de l'épaisseur calculée :

- **On prend : $h_r = 80 \text{ cm}$.**

Calcul de surface minimale du radier:

La surface du radier est déterminé en vérifiant la condition suivante :

$$\frac{N_{ser}}{S} \leq \bar{\sigma}_{adm} \Leftrightarrow S \geq \frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_{adm}}$$

$$P_{Longrine} = L \times b \times h \times 2,5 = 198,8 \times 0,3 \times 0,25 \times 2,5 = 37,3 \text{ T}$$

$$P_{Dalle F} = S \times e \times 2,5 = 324,7 \times 0,1 \times 2,5 = 81,175 \text{ T}$$

$$H_T = 33,66 ; h_{infr} = (33,66 / 10) = 3,366 \text{ m} ; h_t = h_{infr} - h_r = 3,366 - 0,8 = 2,57 \text{ m}$$

$$V_T = h_t \times S = 2,57 \times (324,7) = 923,51 \text{ m}^3 ; V_{Pot} = 30 \times (b \times h \times h_t)$$

$$V_{voile} = 8 \times (b \times h \times h_t) ; V_{Remblaie} = V_T - (V_{Pot} + V_{voile}) = 887,478 \text{ m}^3$$

$$P_{Béton} = (V_{voile} + V_{Pot}) \times 2,5 = 90,07 \text{ T} ; P_{Remblaie} = V_{Remblaie} \times \gamma_S = 1597,5 \text{ T}$$

$$N_{infr} = 37,3 + 81,175 + 90,07 + 1597,5 = 1806,045 \text{ T}$$

$$N_{ser} = G + Q = 4532,85 \text{ T}$$

$$N_{Tot} = N_{ser} + N_{infr} = 1806,045 + 4532,85 = 6338,895 \text{ T}$$

$$\sigma_S = 1.6 \text{ bars} = 16 \text{ T/m}^2$$

$$\Rightarrow S_{rad} = \frac{6338,895}{16} = 396.18 \text{ m}^2$$

$$S_{bat} = 324,7 \text{ m}^2 > S_{rad} = 396.18 \text{ m}^2$$

La surface du bâtiment est supérieure à la surface de radier ,

On ajoute un débordement (D) .

L'emprise totale avec un débordement (D) sera:

$$S' = S + D \times 2 \times (L_x + L_y)$$

S' : la surface final du radier.

S : surface totale du bâtiment

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure

D : débordement

L_x : longueur en plan (31.80m)

L_y : largeur en plan (19.60 m)

- Calcul de débordement D:

$D \geq \text{Max} (h_r/2 ; 30 \text{ cm})$. Où: $h_r = 80\text{cm} \Rightarrow D \geq \text{Max} (40; 30 \text{ cm})$.

On prend :

$D = 0,5 \text{ m}$ alors l'emprise totale avec D est:

$$S' = 324,7 + 0,5 \times 2(31.80 + 19.60) = 366,4 \text{ m}^2.$$

Remarque:

pour des raison d' économie on vas choisir :

$$h_{\text{radie}} = 45 \text{ cm} \quad ; \quad h_{\text{Nervure}} = 80 \text{ cm}$$

❖ Vérification au poinçonnement:

a-vérification pour les poteaux :

Le poinçonnement se manifeste là où il y a une concentration des charges. Pour vérifier le non poinçonnement du radier (dalle) le BAEL 91 propose de vérifier la condition suivante : **(Article A.5.2.42) BAEL 91**

$$N_u \leq 0.045 \cdot \mu_c \cdot h \cdot f_{c28} / \gamma_b$$

Avec ;

N_u : Charge revenant au poteau plus chargé.

Dans notre cas **le poteau(C2)** le plus sollicité transmet au radier la charge à l'ELU suivante **260,47T**.

μ_c : Périmètre de la surface d'impact projeté sur le plan moyen.

$$\mu_c = 2(a + b + 2h_r)$$

$$\mu_c = 2(0,55 + 0,6 + 2 \times 0,8) = 5,5$$

h : Epaisseur du radier.

$$N_u \leq 0.045 \cdot \mu_c \cdot h \cdot f_{c28} / \gamma_b = 0,045 \times 5,5 \times 0,8 \times 25 \times 10^2 / (1,5) = 330T$$

$$N_u = 260,47T \leq 0.045 \cdot \mu_c \cdot h \cdot f_{c28} / \gamma_b = 330T \dots\dots\dots(\text{condition vérifier})$$

b .Vérification a l'effort de sous pression:

Elle est jugée nécessaire pour justifier le non soulèvement du bâtiment sont l'efforts de sous pression hydrostatique on doit vérifier :

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure

$$W \geq \alpha \cdot \gamma \cdot h \cdot S$$

avec:

W: poids total du bâtiment à la base du radier.

α : coefficient de sécurité vis-à-vis du soulèvement ($\alpha = 1.5$).

γ : poids volumique de l'eau ($\gamma = 10 \text{ KN/ m}^3$).

h: profondeur de l'infrastructure ($h = 3,366 \text{ m}$).

S: surface de radier ($S = 366,4 \text{ m}^2$).

- $W = N_T = 4689,25 \text{ T}$
- $\alpha \cdot \gamma \cdot h \cdot S = 1849,95$

$$W \geq \alpha \cdot \gamma \cdot h \cdot S$$

$$4689,25 \geq 1849,95 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

La condition est vérifiée, donc pas de risque de soulèvement.

VI.5. Caractéristiques géométriques du radier:

- Centre de gravité des masses du radier (infrastructure) d'après logiciel ROBOT :

$$X = \frac{\sum S_i \times X_i}{\sum S_i} = 14,75 \text{ m}$$

$$Y = \frac{\sum S_i \times Y_i}{\sum S_i} = 6,793 \text{ m}$$

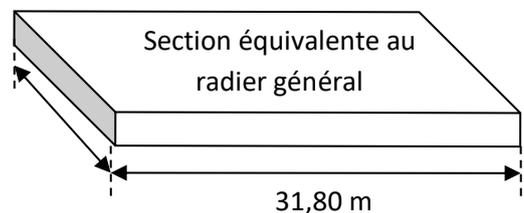
-Moment d'inertie d'un radier :

$$I_{x-x} = \frac{b \cdot h^3}{12} = 4463,959 \text{ m}^4$$

$$I_{y-y} = \frac{h \cdot b^3}{12} = 26100,2479 \text{ m}^4$$

$$a \times b = 359,9 \text{ m}^2 \text{ donc: } a = 29,5 \text{ m. et } b = 12,20 \text{ m}$$

19,6 m



VI.6. Vérification de stabilité :

➤ Vérification de la stabilité de radier :

Sous les charges horizontales (forces sismiques) il y'a naissance d'un moment de renversement.

Les extrémités du radier doivent être vérifiées dans les deux sens transversal et longitudinal sous les Combinaisons suivantes :

- (G+Q+E) pour les contraintes maximales de compression.
- (0,8G-E) pour vérifier le non soulèvement des fondations.

➤ Vérification de la stabilité du radier sous (0.8G± E) :

-Moment de renversement du au séisme pour chaque sens (x, y)

e : l'excentricité de la résultante des charges verticales.

M : moment dû au séisme.

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure

N : charge verticale.

D'après le RPA99/version2003(art10.1.5)le radier reste stable si :

$$e = \frac{M}{N} \leq \frac{L}{4} \longrightarrow e : \text{l'excentricité de la résultante des charges verticales.}$$

L= Lx ; Ly

Sens longitudinal :

$$\Sigma N_{total} = 2831,56 \text{ T}$$

$$\Sigma M_x = 146,91 \text{ T}$$

$$\Sigma M_y = 133,58 \text{ T}$$

	Sens (X-X)	Sens (Y-Y)
N _{tot} (T)	2831,56	2831,56
M (T.m)	146,91	133,58
e (m)	0,05	0,047
L / 4 (m)	7,375	3,05

➤ Vérification au non soulèvement des fondations (G+Q+E)

Sens longitudinal :

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} \leq \overline{\sigma_{sol}} \times 1,33$$

$$\sigma_{max} = \frac{N}{A} + \frac{M}{I} X_G ; \sigma_{min} = \frac{N}{A} - \frac{M}{I} Y_G$$

$$N = 6533,00 \text{ T.m}$$

$$M_{x-x} = 132,98 \text{ T.m}$$

$$M_{y-y} = 148,90 \text{ T}$$

$$S_{radier} = 366,4 \text{ m}^2$$

$$I_{x-x} = 4463,95 \text{ m}^4$$

$$I_{y-y} = 26100,25 \text{ m}^4$$

$$X_G = 14,75 \text{ m}$$

$$Y_G = 6,793 \text{ m}$$

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure

	G+Q+E			$\overline{\sigma_{sol}} \times 1,33$ (T/m ²)	Observation
	σ_{max} (T/m ²)	σ_{min} (T/m ²)	σ_{moy} (T/m ²)		
Sens (X-X)	18,269	17,390	18,0499	21.28	Condition vérifier
Sens (Y-Y)	17,868	17,79	18,049	21.28	Condition vérifier

VI.7.Ferraillage du radier :

- Le radier fonctionne comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux et les poutres qui sont soumis à une pression uniforme provenant du poids propre de l'ouvrage et des surcharges.
- 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 de BAEL91 annexe E3 pour déterminer les moments unitaires μ_x, μ_y qui dépend du coefficient de

POISSON et du rapport : $\rho = \frac{l_x}{l_y}$

➤ 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 :

$\mu_x ; \mu_y$: sont des coefficients en fonction de $\alpha = l_x/l_y$ et ν (prend 0.2 à l'ELS, 0 à l'ELU)

Pour le calcul, on suppose que les panneaux sont partiellement encastés 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 effectue les ventilations des moments comme suit :

	<i>Le panneau de rive</i>	<i>Le panneau intermédiaire</i>
<i>En travée</i>	$t_x = 0.85 M_x$ $M_{t_y} = 0.85 M_y$	$t_x = 0.75 M_x$ $t_y = 0.75 M_y$
<i>Sur appui</i>	$M_{ax} = M_{ay} = 0.3 M_x$	$M_{ax} = M_{ay} = 0.5 M_x$

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure

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
$q_u = (1.35G + 1.5Q) + (1.35 \times \frac{N_{Ramb} + PP_{rad}}{S_{rad}})$	$q_{ser} = (G + Q) + (\frac{N_{Ramb} + PP_{rad}}{S_{rad}})$
$q_u = \frac{6221,80 + (1,35 \times 2538,845)}{366,4}$	$q_s = \frac{4532,85 + (2538,845)}{366,4}$
$q_u = 26,335 \text{ T/m}$	$q_s = 19,3 \text{ T/m}$

Le plus grand panneau est le panneau du 4,40×4,20

a) l'ELU : $v = 0$; $q_u = 26,335 \text{ T/m}$

$\alpha = 4,2/4,4 = 0.95 > 0.4 \rightarrow$ alors le panneau travaille dans les deux sens .

- **A partir du tableau:**

$$\mu_x = 0,0410$$

$$\mu_y = 0,888$$

- **donc les moments sont:**

$$M_x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \rightarrow M_x = 0,0410 \times 16,98 \times 4,2^2 = 190465,25 \text{ T.m/ml.}$$

$$M_y = \mu_y \times M_x \rightarrow M_y = 0,888 \times 11,441657 = 169133,15 \text{ T.m/ml.}$$

$$M_{tx} = 0,85 \times M_x \rightarrow M_{tx} = 0,85 \times 11,441657 = 161895,47 \text{ T.m/ml.}$$

$$M_{ty} = 0,85 \times M_y \rightarrow M_{ty} = 0,85 \times 10,16 = 143763,17 \text{ T.m/ml.}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,3 \times M_x \rightarrow 0,3 \times 11,441657 = 57139,576 \text{ T.m/ml.}$$

Calcul des armatures :

$$\mu = \frac{Ms}{b \times d^2 \times \sigma_b}$$

$$A_s = \frac{Ms}{\beta \times d \times \sigma_s}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \quad , \quad \beta = (1 - 0.4\alpha)$$

$$A_{s\min} = \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e}$$

$$\sigma_b = 14.2 \text{Mpa} \quad b = 100 \text{cm}$$

$$dx = h - c - \frac{\varphi_x}{2} = 45 - 5 - 2/2 = 39 \text{cm}$$

$$dy = dx - \frac{(\varphi_x + \varphi_y)}{2} = 37 \text{cm}$$

	Dans le sens (x x')		Dans le sens (y y')	
	Sur appui (N.m)	En travée (N.m)	Sur appui (N.m)	En travée (N.m)
M (N.m)	57139,5762	161895,4659	57139,5762	143763,1737
μ	0,026455712	0,074957851	0,029393089	0,073953011
α	0,033519051	0,097499798	0,037297811	0,096138292
β	0,98659238	0,961000081	0,985080875	0,961544683
As (cm²/ml)	4,267321927	12,41273292	4,504889672	11,61173759
As min (cm²/ml)	4,70925	4,70925	4,46775	4,46775
Choix des barres	4HA12	9HA14	4HA12	9HA14
As Choix (cm²/ml)	4,52	13,85	4,52	13,85
Espacement (cm)	25	10	25	10

l'ELS : $v = 0.2$; $q_s = 19,3 \text{T/m}$

$\alpha = 4,2/4,4 = 0,95 > 0.4 \rightarrow$ le panneau travaille dans les deux sens

- **A partir du tableau:**

$$\mu_x = 0,0483 \quad ; \quad \sigma_b = 201,63$$

$$\mu_y = 0,923 \quad ; \quad \sigma_s = 400 \text{MPa}$$

- **donc les moments sont:**

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure

$$M_x = \mu_x \times q_s \times l_x^2 \rightarrow M_x = 164438,32 \text{ N.m/ml.}$$

$$M_y = \mu_y \times M_x \rightarrow M_y = 151776,57 \text{ N.m/ml.}$$

$$M_{tx} = 0,85 \times M_x \rightarrow M_{tx} = 139772,57 \text{ N.m/ml.}$$

$$M_{ty} = 0,85 \times M_y \rightarrow M_{ty} = 129010,08 \text{ N.m/ml.}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,3 \times M_x \rightarrow 49331,495 \text{ N.m/ml.}$$

VI.8. Calcul des armatures:

	Dans le sens (x x')		Dans le sens (y y')	
	Sur appui (N.m)	En travée (N.m)	Sur appui (N.m)	En travée (N.m)
M (N.m)	49331,4948	139772,5686	49331,4948	129010,0808
μ	0,021622395	0,061263453	0,024023129	0,062824485
α	0,027326693	0,079080827	0,030398539	0,081165759
β	0,989069323	0,968367669	0,987840584	0,967533696
As (cm²/ml)	6,342752809	18,35531779	6,693920288	17,87313246
As.min (cm²/ml)	4,70925	4,70925	4,46775	4,46775
Choix des barres	6HA12	7HA20	6HA12	7HA20
As Choix (cm²/ml)	6,79	21,99	6,79	21,99
Espacement (cm)	16	14	16	14

$$\sigma_s = 183,487 \text{ MPa} \leq \sigma_s = 201,63 \text{ MPa} \dots\dots\dots (\text{Condition vérifier}) \sigma_b =$$

$$6,17 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots (\text{Condition vérifier})$$

❖ Vérification au cisaillement : BAEL 91 (A.5.1 ,21)

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d}$$

$$V_u = \frac{q_u \cdot l_x \cdot l_y}{2l_y + l_x} = \frac{26,335 \times 4,2 \times 4,4}{2 \times 4,4 + 4,2} = 374,36 \text{ KN/m}$$

$$\tau_u = \frac{374,36 \times 10^3}{1000 \times 390} = 0,959 \text{ MPa}$$

$$\tau = \min \left(0,15 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right) = \min(2,5; 4 \text{ MPa})$$

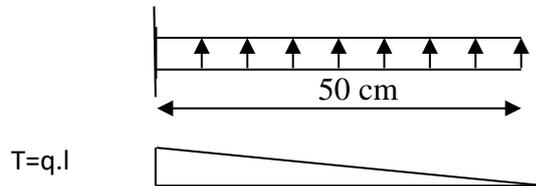
$$\tau_u = 0,959 \text{ MPa} < \tau = 2,5 \text{ MPa}$$

La condition est vérifié n'est pas nécessaire des armatures transversales.

VI.9. Etude du débord du radier :

Le débord du radier est assimilé à une console d'une longueur de 50 cm. Le calcul de ferrailage se fera pour une bande de largeur de un mètre .

b(cm)	h (cm)	d(cm)	L(cm)	qu KN/m	qs KN/m
100	45	39	50	263,35	193



$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{(1 - 2\mu)}) \quad , \quad \beta = (1 - 0.4\alpha)$$

$$A_{s\min} = \frac{0.23bd f_{t28}}{f_e}$$

$$A^{BAEL} = 0,0025 \times b \times h = 11,25 \text{ cm}^2$$

l'ELU :

$$M_u = q_u \times l^2 / 2 = 32,91875 \text{ KN.m}$$

Mu (KN.m)	M	α	β (m)	As (cm ²)	ASmin	ABAEEL	Aadopt
32,918	0,01524	0,019	0,992	2,44	4,7	11,25	7,7

Donc $A_s = \max (A_{BAEL} , A_{s\text{ser}} , A_{S\min})$.

$$A_s = 11,25 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

Donc on choisit $A=12,06= 6\text{HA}16$ /ml avec un espacement 16 cm.

Armature de répartition:

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{12,06}{4} = 3,015 \text{ cm}^2$$

Donc on choisit $A=3,14=4\text{HA}10$ avec un espacement 12 cm.

VI.10. Les sollicitations sur les nervures :

- **Charge triangulaire :**

$$P = \frac{q_u \times l_x}{4} \text{ avec } P \text{ charge équivalente produisant le même moment que le charge triangulaire.}$$

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure

- Charge trapézoïdale :

$P = (1 - \frac{\rho}{2}) \times \frac{q_u \times l_x}{2}$ avec P charge équivalente produisant le même moment que le charge trapézoïdale.

On a $\rho = 0,954 \Rightarrow$ la transmission des charges sera subdivisée en deux charges (trapézoïdales et triangulaires).

$$q_u = 26,335T / m^2$$

$$q_s = 19,3T / m^2$$

- Calcul des sollicitations :

Calcul les moments avec logiciel ROBOT 2014

Sens (x-x) :

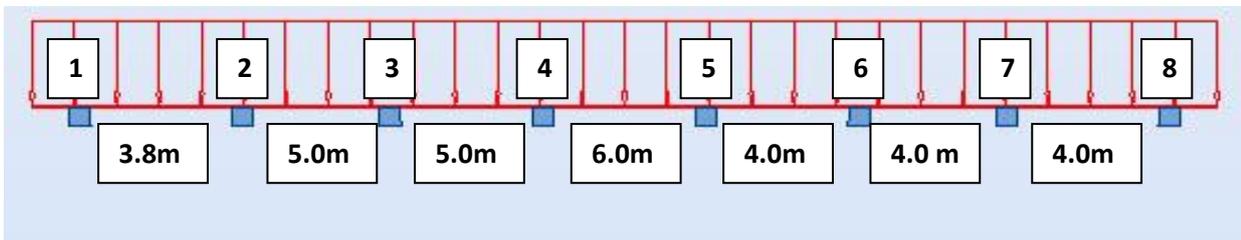


Schéma statique de la nervure sens (x-x)

I'ELU :

Travée	3.8m	5,0m	5,0m	6,0m	4,0m	4,0m	4,0m
La charge P (T/m)	60,6	57,14	55,08	60,6	55,08	57,14	60,6

I'ELS:

Travée	3.80m	5,0m	5,0m	6,0m	4,0m	4,0m	4,0m
La charge P (T/m)	44,4	41,88	40,36	44,4	40,36	41,88	44,4

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure

Sens (y-y) :

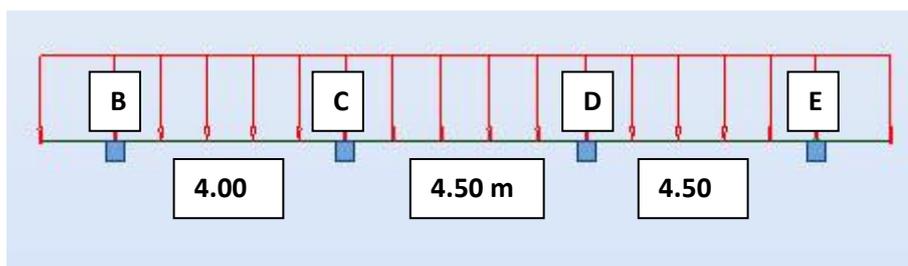


Schéma statique de la nervure sens (y-y)

l'ELU:

Travée	4m	4,50m	4.50m
La charge P (T/m)	55,08	57,84	57.84

l'ELS:

Travée	4m	4,50m	4.50m
La charge P (T/m)	40,36	42,38	42,38

❖ Diagrammes des sollicitations :

Le calcul des sollicitations agissant sur le radier sera effectué par le logiciel **ROBOT 2014**.

A L'ELU:

Sens (x-x) :

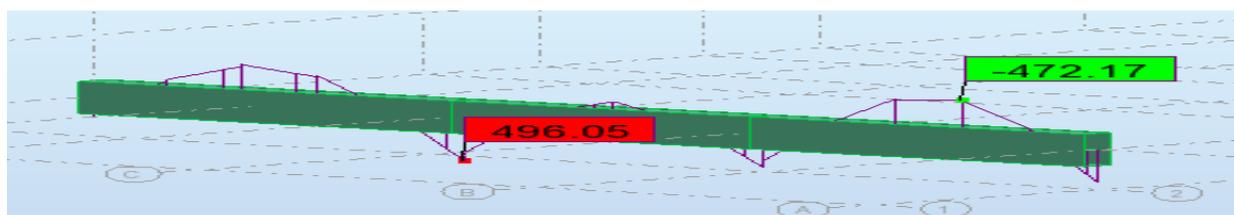


Diagramme des moments fléchissant

A L'ELS:

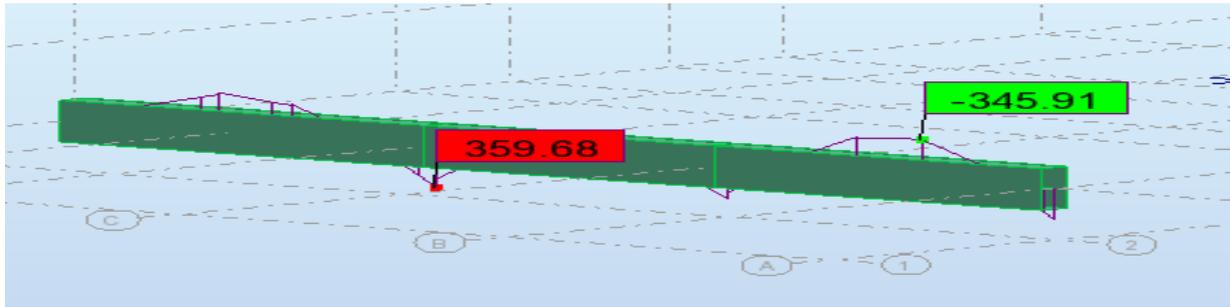


Diagramme des moments fléchissant

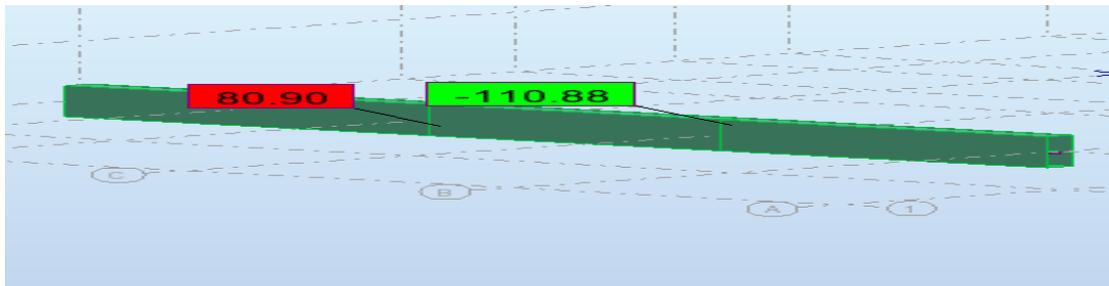


Diagramme des moments fléchissant

VI.11. Calcul du ferrailage :

- L'enrobage :

$$c \geq c_0 + \frac{\phi}{2}, \quad \phi \geq \frac{h}{10} \Rightarrow \frac{80}{10} = 8$$

$$c_0 \geq 1 \text{ cm} \Rightarrow c_0 = 1 \text{ cm.} \Rightarrow c \geq 1 + \frac{8}{2} = 5$$

- Alors on adopte $c = 5 \text{ cm.}$

➤ Calcul des armatures longitudinales :

- Sens (x-x)

A- En travée : $M_{uT} = 119.32T.m = 1193200N.m$

B- En appui : $M_{app} = 179.94T.m = 1799400N.m$

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure

$$\mu = \frac{M}{\bar{\sigma}_b \cdot b \cdot d^2}, A = \frac{M}{\sigma_s \cdot d \cdot \beta}, \alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8}, \beta = 1 - 0.4\alpha$$

- Tableau récapitulatif des résultats :

- Sens (y-y)

A- En travée : $M_t = 68.94T.m = 689400 N.m$

B- En appuis : $M_{app} = 128,02T.m = 1280200N.m$

-Tableau récapitulatif des résultats :

Élément	M(N.m)	dt(cm)	μ	μ_l	α	β	$A_{calc} (cm^2)$
Appuis	1280200	75	0,567252747	0.392	0,791562616	0,683374953	23,9054
Travée	689400	75	0,106441315	0.392	0,141004557	0,943598177	18,745215

- Condition de non fragilité : B.A.E.L (1.4.2.1)

$$A_{min} \geq 0.23 b \cdot d \frac{f_{t28}}{f_t}$$

$$A_{min} \geq 0.23 \times 50 \times 75 \times \frac{2.1}{400} = 4,528 cm^2$$

- Pourcentage minimale : B.A.E.L 91 (art B.6.4)

$$A'_m \geq 0.001 b h \quad ; \quad A'_m \geq 0.001 \times 50 \times 80 = 4 cm^2$$

- section minimale de RPA :

$$ARPA = 0.5\% b \cdot h = 20 cm^2$$

VI.12.État Limite de déformation : BAEL91 (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.

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure

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

$$\frac{80}{450} = 0,175 > \frac{1}{16} = 0,0625 \Rightarrow \text{condition vérifier}$$

$$2) \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10.M_o}$$

$$\frac{80}{450} = 0,175 > \frac{0,75M_o}{10M_o} = 0,075 \Rightarrow \text{condition vérifier}$$

$$3) \frac{A}{b.d} \leq \frac{4,2}{fe}$$

$$\cdot \text{ Sens (x-x) : } \frac{34,36}{75 \times 50} = 0,009162 < \frac{4,2}{400} = 0,0105 \Rightarrow \text{condition vérifier}$$

$$\cdot \text{ Sens (y-y) : } \frac{39,27}{75 \times 50} = 0,0104 < \frac{4,2}{400} = 0,0105 \Rightarrow \text{condition vérifier}$$

➤ Vérification de la Contrainte de Cisaillement : BAEL91 (art A.5.1)

$$\cdot \text{ Sens (x-x) : } T_{\max}^u = 228,56 \text{ T} = 228560 \text{ N}$$

$$\bar{\tau}_u = \frac{228560}{500 \times 750} = 0,609 \text{ MPa}$$

$$\cdot \text{ Sens (y-y) : } T_{\max}^u = 121,46 \text{ T} = 121460 \text{ N}$$

$$\bar{\tau}_u = \frac{121460}{500 \times 750} = 0,324 \text{ MPa}$$

· **La fissuration est préjudiciable :**

$$\tau_u \leq \min(0,15 f_{c28} / \gamma_b ; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \rightarrow \text{(condition vérifier)}$$

⇒ Selon BAEL les armatures transversale ne son pas nécessaire, et il font disposer des cadre des armatures minimale :

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}, \phi_l, \frac{b}{10} \right\}.$$

$$\Rightarrow \phi_t \leq \min \{ 22,85; 20 ; 10 \}$$

$$\Rightarrow \phi_t = 8 \text{ mm}$$

· **Espacement des armatures transversales : RPA 99.**

$$\cdot \text{ dans la zone nodale } S_t \leq \min \left(\frac{h}{4}; 12\phi; 30 \text{ cm} \right)$$

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure

$$\Rightarrow S_t \leq (20; 24; 30 \text{ cm})$$

$$S_t = 10 \text{ cm}$$

- dans la zone courante : $S'_t \leq \frac{h}{2} = \frac{80}{2} \Rightarrow S'_t \leq 40 \text{ cm}$

$$S'_t = 15 \text{ cm}$$

- la longueur de la zone nodale :

$$L' = 2h = 160 \text{ cm} .$$

- la quantité des armatures transversales : BAEL 91 (art .A.5.1).

$$A_t \geq 0.4b_0 \frac{S'}{f_e} \Rightarrow A_t \geq 0.4 \times 50 \times \frac{15}{235} = 1,2765$$

$$A_t \geq \frac{b_0 \times S \times (\tau_u - 0.3f_{e28})}{0.8f_e} .$$

- **Sens (xx)** $\Rightarrow A_t \geq \frac{50 \times 15 \times (0,609 - 0,3 \times 2,1)}{0.8 \times 235} = 3,98 \text{ cm}^2$

- **Sens (yy)** $\Rightarrow A_t \geq \frac{50 \times 15 \times (0,32 - 0,3 \times 2,1)}{0.8 \times 235} = 3,94 \text{ cm}^2$

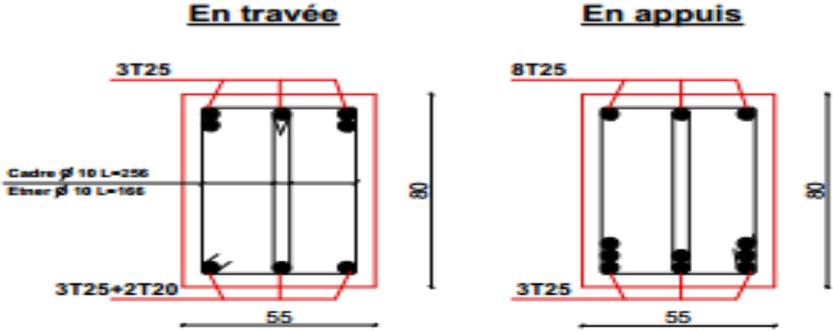
- **RPA 99 :**

$$A_t \geq 0.003 \times S \times b \Rightarrow A_t \geq 0.003 \times 15 \times 50 = 2,25 \text{ cm}^2 .$$

$$A_t = \max (A_t^{BAEL}, A_t^{RBA}) \Rightarrow A = 3,98 \text{ cm}^2 .$$

$$A_t = 6\phi 10 = 4,71 \text{ cm}^2 .$$

Sens Y-Y:



Sens X-X:

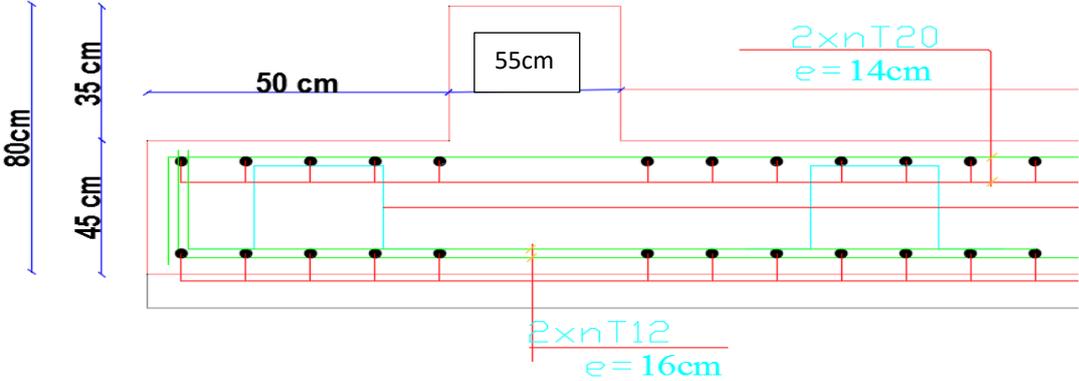
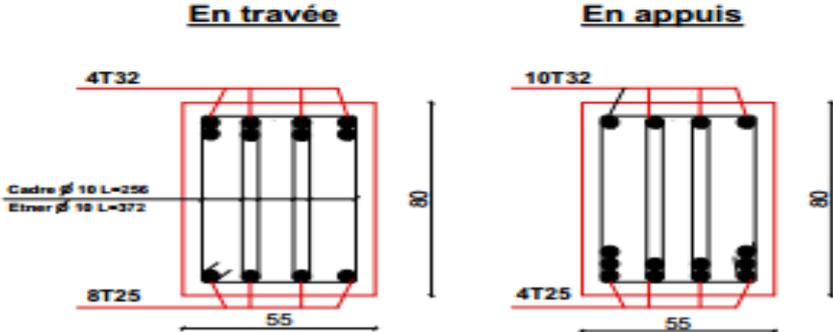
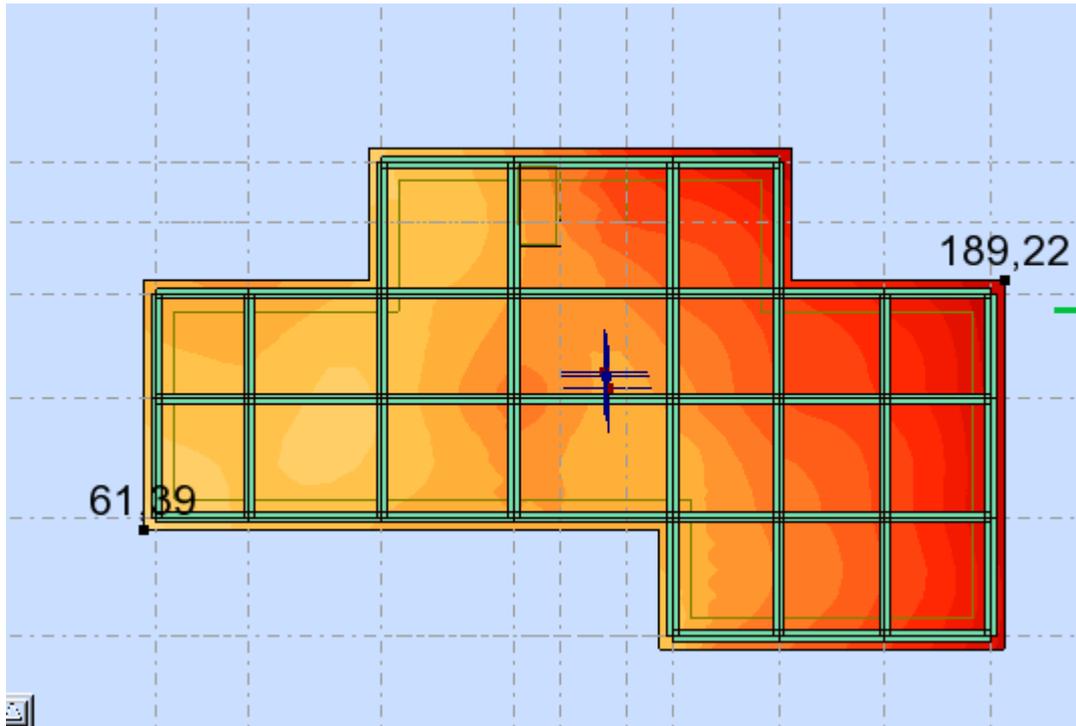
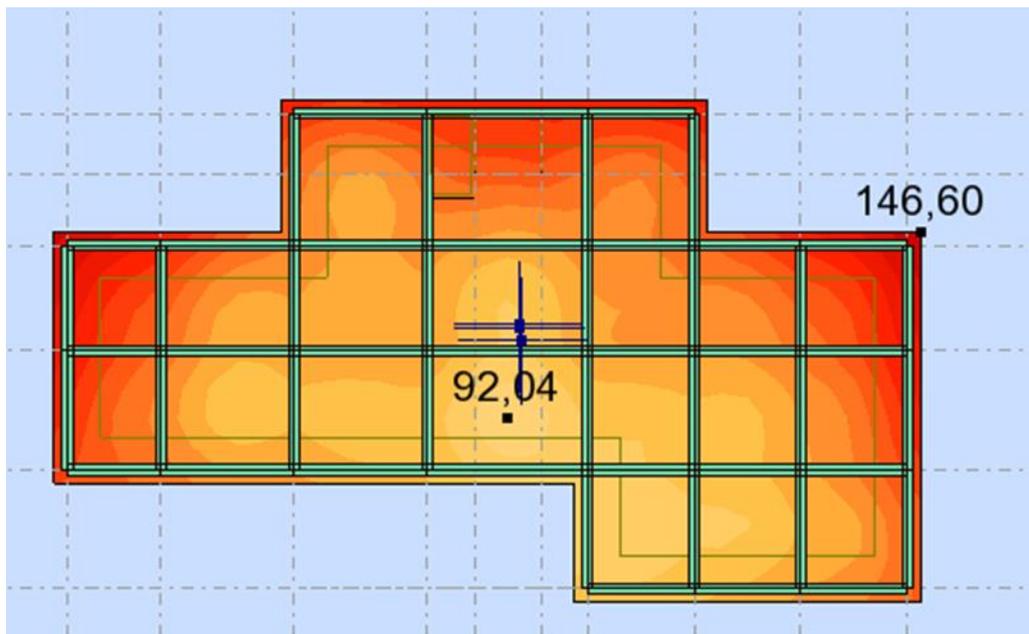


Fig.VI.1: ferraille de radier

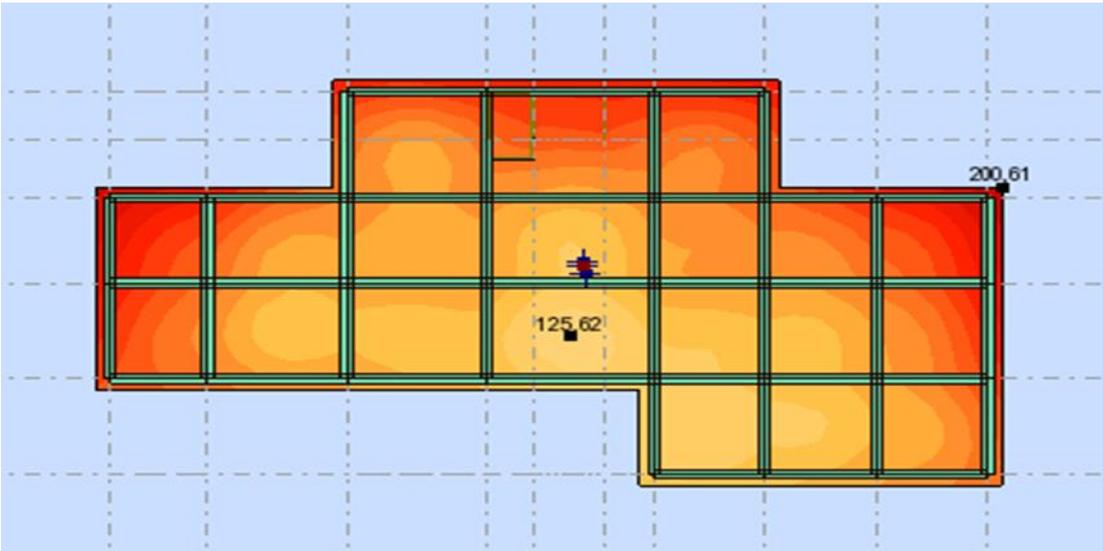


Radier résultat charge accidentelle

Radier résultat charge ELS



Radier résultat charge ELU



Conclusion général

Au cours de cette étude, nous pensons avoir réussi à avoir un aperçu général, sur la majorité des parties étudiées. Cette étude nous a permis d'enrichir nos connaissances sur les différentes étapes de calcul d'une structure et de se familiariser avec tous les règlements en vigueur.

L'intérêt pour nous a été double, apprendre à appréhender les problèmes complexes de calcul de structure et faire les premiers pas pour la résolution de questions pratiques concrètes.

Les conclusions auxquelles a abouti le présent travail, sont résumées dans les points suivants :

- Les planchers ne sont pas obligatoirement des éléments non structuraux, mais sont conçus pour résister aux forces qui agissent dans leurs plans et les transmettre aux éléments de contreventement.
- Dans l'étude dynamique plusieurs dispositions ont été essayés, mais elles donnaient des résultats non conformes aux recommandations du RPA. La variante retenue a donné des résultats acceptables en termes d'efforts et de déplacements.
- Les méthodes numériques pour l'étude dynamique utilisées par les logiciels de calcul de structure donnent des valeurs optimales des efforts par rapport à celles obtenues par la méthode statique équivalente proposée par le RPA 99 version 2003. C'est pourquoi, le RPA préconise que la résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par la combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V .
- Il est indéniable que l'analyse sismique constitue une étape déterminante dans la conception parasismique des structures. En effet des modifications potentielles peuvent être apportées sur le système de contreventement lors de cette étape. Par conséquent, les résultats déduits de l'étape de pré dimensionnement ne sont que temporaires lors du calcul d'une structure.
- L'étude de l'infrastructure, elle est conçue en radier général du fait de la faible portance du sol support et l'importance de la structure et cela pour bien reprendre les charges transmises par la structure au sol.

CONCLUSION GENERALE

Toutefois, ce travail n'est pas une fin en soi, mais un pas concret vers l'accumulation d'expériences, l'acquisition de l'intuition et le développement de la réflexion inventive de l'ingénieur.

Bibliographie

Les règlements :

-  **RPA99/Version2003** : règlement parasismique algérien.
-  **BAEL91** : béton armé aux états limites.
-  **D.T.R.B.C .2.2:** réglementaire de charges permanentes et charges d'exploitation.
-  **CBA93** : **Regle de conception et de calcul des structures en béton armé.**

Cours :

-  Béton armé.
-  Dynamique des structures.
-  Résistance des matériaux.

Logiciels :

- ROBOT 2018
- AUTOCAD 2017
- WORD + Excel 2010