

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

République Algérienne Démocratique et Populaire

وزارة التعليم العالي و البحث 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 :/2020



جامعة محمد خيضر بسكرة
كلية العلوم و التكنولوجيا
قسم الهندسة المدنية و الري
المرجع/2020

Mémoire de Master

Filière : Génie civil

Spécialité : Structure

Thème

***DIMENSIONNEMENT ET CONCEPTION D'UN BATIMENT
2SS+ C+11 A USAGE D'HABITATION A BISKRA***

Nom et Prénom de l'étudiant :
BEGA Yousra

Encadreur : ***YAGOUB Mohamed***

Année universitaire : 2019 - 2020

RESUME :

Ce projet présente une étude et conception détaillée d'un bâtiment à usage d'habitation constitué d'un 2SS+C plus (11) étages, implanté à la wilaya de BISKRA. Cette région est classée en zone I selon le RPA99 version 2003.

En utilisant règlements de calcul et vérifications du béton armé (RPA99V2003 et B.A.E.L91 modifié 99 CBA 93), cette étude entame la description générale du projet avec une présentation de projet, ensuite le pré dimensionnement de la structure, la descente des charges et étude thermique puis calcul des éléments principaux (poteaux, poutres et voiles) et secondaires (poutrelles, balcons, escaliers, acrotère, planchers corps creux et dalle plein pour sous sol)

En fin on a une étude dynamique de la structure avec le logiciel robot 2015, afin de déterminer les différentes sollicitations dues aux chargements (charges permanentes, d'exploitation et charge sismique), et on termine le travail avec une conclusion générale.

REMERCIEMENT

Toute notre parfaite gratitude et remerciement à Allah le plus puissant qui nous a donné la force, le courage et la volonté pour élaborer ce travail, et nos parents pour leurs soutiens et leurs sacrifices. C'est avec une profonde reconnaissance et considération particulière que je remercie mon encadreur Mr.YAGOUB.M Pour son soutien ses conseils judicieux et ses grandes bienveillances Nous remercions aussi l'ensemble des enseignants de l'institut de génie civil qui ont contribué à notre formation. Que tous ceux au celles qui nous ont apportés leur soutien et qui nous ont aidé de loin ou de près pour l'achèvement de ce projet trouvent ici l'expression de notre vive et sincère reconnaissance, en particulier nos familles et nos amis.

DÉDICACES

Je dédie ce modeste travail :

**Mes très chers parents qui m'ont guidé durant
Les moments les plus pénibles de ce long chemin,
Ma mère qui a été à mes côtés et ma soutenu
Durant toute ma vie, et mon père qui a sacrifié toute
sa vie afin de me voir devenir ce que je suis,
Que dieu le tout puissant les protégeant et les gardent.**

A mes frères les fleurs de mon coeur

Mohamed ;Abdelmoumen ;Saleh ;Farouk

A ma sœur ;Soundes;Ouajdan;Imen ;Lina

A mes cheres neveux majed et siradj

A mon encadreur Mr.YAGOUB

A tous mes enseignants.

A toute la famille Bega et Benali

Tous mes adorables amis sans exception.

SOMMAIRE

INTRODUCTION GENERALE	1
------------------------------------	---

Chapitre I: Généralités

1 . introduction	2
2 . Présentation de l'ouvrage.....	2
3 . Caractéristique géométriques.....	2
4 . Données du site	2
5 . Hypothèses de calcul,	3
6 . Règles et normes de calcul.....	3
7 . Conception de la structure du bâtiment	3
8 . structure de contreventement.....	5

Chapitre II : Pré dimensionnement et descente de charge

1. planchers dalle plein.....	6
2. planchers corps creux	6
3. les poutres principale.....	8
4. les poutres secondaire.....	9
5. les poteaux.....	10
6. les voils.....	10
7. balcon.....	12
7. l'acrotère	13
8. escaliers	14
9. descente de charge	15
10.Actions de la température climatique	27
11.conclusion.....	30

Chapitre III : Etude des éléments secondaires

1. Introduction	31
2. Planchers a corps creux.....	31
3. Les Escaliers.....	56
4. Les balcons.....	60
5. Dalle plein.....	66
6. l'acrotère	71
7. Conclusion	77

Chapitre IV : Etude dynamique.

1. Introduction.. ..	78
2. Choix de la méthode de calcul.....	78
3. Estimation de la période fondamentale de la structure.....	81
4. Analyse de la structure.....	83
5. Vérification les déplacements.....	92
6. Caractéristiques Géométriques et Massique de la Structure.....	96

7. Vérification VIS-A-VIS De L'effet P- Δ	94
8. Vérification au Renversement.....	97
9. Justification de la largeur des joints sismiques	98
10. Etude de vent	99

CHAPITRE V : Etude des éléments porteur

1. Introduction.....	103
2. Ferrailage des poteaux	103
3. Ferrailage des poutres	126
4. Ferrailage Des Voiles	132
5. Conclusion	140

CHAPITRE VI : Etude de l'infrastructure

1. Introduction	141
2. Voile périphérique.....	141
3. Etude de fondation	147
4. Calcul le Radier.....	149
5. Ferrailage de la dalle de radier.....	154
6. Etude de débord du radier.....	159

CONCLUSION GENERALE

BIBLIOGRAPHIE

LISTE DES FIGURES

Fig II.1 : Plancher à corps creux.....	7
Fig II.2 : Les caractéristiques géométriques de la poutrelle.....	8
Fig II.3 : schéma de voile en élévation.....	11
Fig II.4 : Coupes de voiles en plan.....	11
Fig II.5 : vue en plan de l'acrotère.....	13
Fig II.6: vue en plan de escalier.....	14
fig II.7: escalier en consol.....	14
Fig II.8:Coupe transversale d'un plancher terrasse inaccessible.....	16
Fig II.9: Coupe transversale d'un plancher étage courant.....	17
Fig II.10: Coupe verticale d'un mur extérieur.....	19
Fig II.11: Poteau de centre.....	22
Fig III.1: section de ferrailage de la poutrelle.....	49
Fig.III.2: Dimensions des poutrelles de section rectangulaire.....	50
Fig.III.3:Schémas de ferrailage de la dalle de compression.....	55
Fig III.4:Ferraillages des poutrelles.....	55
Fig III.5 : schéma d'escalier.....	57
FigIII.6 : escalier en consol....	57
FigIII.7 : section du ferrailage.....	58
Fig III.8 : plan de ferrailage de l'escalier.....	60
Fig III.9: Schéma statique des charges de balcon.....	61
Fig.III.10: section ferrailé.....	62
Fig III.11: ferrailage de la console de d'etage.....	66

Fig III.12: ferrailage de la console de terrasse.....	66
Fig III.13:Ferrailage de la dalle pleine.....	71
Fig III.14: Diagramme des efforts interne.....	71
Fig.III.15 : des efforts M, N, T.....	72
Fig III.16:section à ferrailer.....	73
Fig. III.17 : ferrailage d'acrotère.....	76
Fig IV.1:Courbe de spectre de réponse.....	77
Fig IV.2 : variante 01 d'un voile.....	81
Fig IV.3 : variante n : 02 d'un voile.....	82
Fig IV.4 : disposition final des voiles.....	84
Fig IV.5 : Premier mode de vibration Vue 3D et vue en plan.....	84
Fig IV.6 : Deuxième mode de vibration Vue 3D et vue en plan.....	85
Fig IV.7 : Troisième mode de vibration Vue 3D et vue en plan.....	85
Fig IV.8: largeur minimum du joint sismique.....	97
Fig IV. 9: Action du vent.....	98
Fig IV. 10: organigramme des étapes de calcul au vent.....	100
Fig V.1: section du poteau.....	112
Fig.V.2.Coupe de ferrailage de section de poteau.....	121
Fig V.3: section du poteau.....	122
Fig.V.4. Disposition des armatures verticales dans les voiles.....	131
Fig V.5: Disposition des voiles.....	133
Fig.V.6: Schéma de ferrailage des voiles.....	146

Fig VI.1 : La coupe du terrain de déférant couches.....	142
Fig VI . 2: Diagrammes des poussées du voile périphérique.....	143
Fig VI.3 : Ferrailage du voile périphérique.....	146
Fig VI.4: Schéma statique du Radier.....	149
Fig VI.5 : distribution de contrainte sur le radier	153
Fig VI.6 :schéma isostatique et sollicitations de les débords.....	159

LISTE DES TABLEAUX

Tableau II.1 : dimensions des panneaux de la dalle	6
Tableau II.2: dimensions de plancher à corps creux.....	7
Tableau II.3: dimension des poutres principales.....	9
Tableau II.4: dimension des poutres secondaires.....	9
Tableau II.5: dimensions des poutres principales et secondaires.....	9
Tableau II.6: dimensions des poteaux.....	10
Tableau II.7: dimension de voile.....	11
Tableau II.8:evaluation des charges et surcharge du plancher terrasse inaccessible.....	16
Tableau II.9:evaluation des charges et surcharge du plancher étage courant.....	17
Tableau II.10:evaluation des charges et surcharge du plancher usage commerce.....	18
Tableau II.11:evaluation des charges et surcharge du plancher dalle pleine (sous sol).....	18
Tableau II.12:evaluation des charges et surcharge du mur extérieurs.....	19
Tableau II.13:evaluation des charges et surcharge du mur intérieur.....	19
Tableau II.14:evaluation des charges et surcharge du balcon terrasse.....	20
Tableau II.15:evaluation des charges et surcharge du balcon étage courant.....	20
Tableau II.16:evaluation des charges et surcharge du paillassé.....	20
Tableau II.17:evaluation des charges et surcharge du palier.....	21
Tableau II.18:evaluation des charges et surcharge des éléments structuraux.....	21
Tableaux III.1:charge permanente de la Plancher terrasse; Plancher étage courant; Plancher étage courant(RDC).....	36
Tableaux III.2: les moments en travée et en appuis.....	50

Tableaux III.3: ferrailage poutrelle.....	52
Tableaux III.4:Tableau ricapitulatif escalier.....	59
Tableaux III.5:Tableau ricapitulatif balcon terrasse.....	63
Tableaux III.6:Tableau ricapitulatif dalle pleine	70
Tableau IV.1 : coefficient d'accélération de zone A.....	78
Tableau IV.2: Valeurs de $\epsilon(\%)$	78
Tableau IV.3: valeurs des pénalités P_q	79
Tableau IV .4: Paramètres sismiques.....	80
Tableau IV.5 : variante 1.....	81
Tableau IV.6: Périodes et coefficients de participation modaux variante 2.....	82
Tableau IV.7: Périodes et facteurs de participation massique du modèle.....	83
Tableau IV.8 : les résultats des forces sismiques.....	87
Tableau IV.9: les résultats des forces sismiques selon la hauteur sens X-X.....	89
Tableau IV.10: les résultats des forces sismiques selon la hauteur sens Y-Y.....	89
Tableau IV.11 : Vérification les déplacements X-X.....	90
Tableau IV.12 : Vérification les déplacements Y-Y	91
Tableau IV .13 : Tableau L'excentricité.....	93
Tableau IV.14: L'excentricité Accidentelle des Etages.....	93
Tableau IV.15: Vérification a L'effet P-	94
Tableau IV.16: Le moment de Renversement provoqué par effort sismique sens XX.....	95
Tableau IV.17: Le moment de Renversement provoqué par effort sismique sens YY.....	96
Tableau IV.18: Justification de la largeur des joints sismiques dans les 2 sens.....	97

Tableau IV .19: les dimensions de l'ouvrage.....	98
Tableau IV .20: données relatives au site	99
Tableau V.1 : Caractéristiques mécaniques des matériaux.....	102
Tableau V.2: Résultats recommandés par le RPA.....	104
Tableau V.3 : les pourcentages minimal et maximal des armatures longitudinal.....	105
Tab. V.4. Tableau récapitulatif des résultats.....	111
Tableau V.5: Résultats recommandés par le RPA.....	115
Tableau V.6 : les résultats des efforts et moments pour chaque combinassions.....	116
Tableau V.7 :Tableau recapitulatif.....	121
Tableau V.8 :Tableau recapitulatif.....	125
Tableau V.9 :Tableau recapitulatif.....	128
Tableau V.10 : les résultats des efforts et moments	134
Tableau V.11 :Tableau recapitulatif.....	137
Tableau VI.1:les caractéristique de la couche.....	142
Tableau VI.2:Tableau recapitulatif.....	145
Tableau VI.3:les poids de infer structure.....	148
Tableau VI.4: les moments d'excentricité dus aux charges verticales	153
Tableau VI.5: les résultats de contrainte sur le radier	154
Tableau VI .6: Tableau recapitulatif.....	159

Introduction générale

L'analyse approfondie des ouvrages touchés par le séisme nous renvoie souvent aux mêmes causes, dont les principales sont dues à de mauvaises dispositions constructives ou des malfaçons d'exécutions.

Pour cela on ne doit pas se contenter d'appliquer uniquement les règlements, mais on doit impérativement comprendre les facteurs déterminants le comportement dynamique de la structure afin de mieux prévoir sa réponse sismique à un niveau d'accélération donné.

En effet, on est directement lié à la conception et à la réalisation d'édifices de manière à préserver la sécurité des vies humaines et des biens matériels. Il doit tenir compte des aspects structuraux, fonctionnels et préserver la résistance, l'économie (en tenant compte du coût de réalisation), l'esthétique et la viabilité de l'édifice.

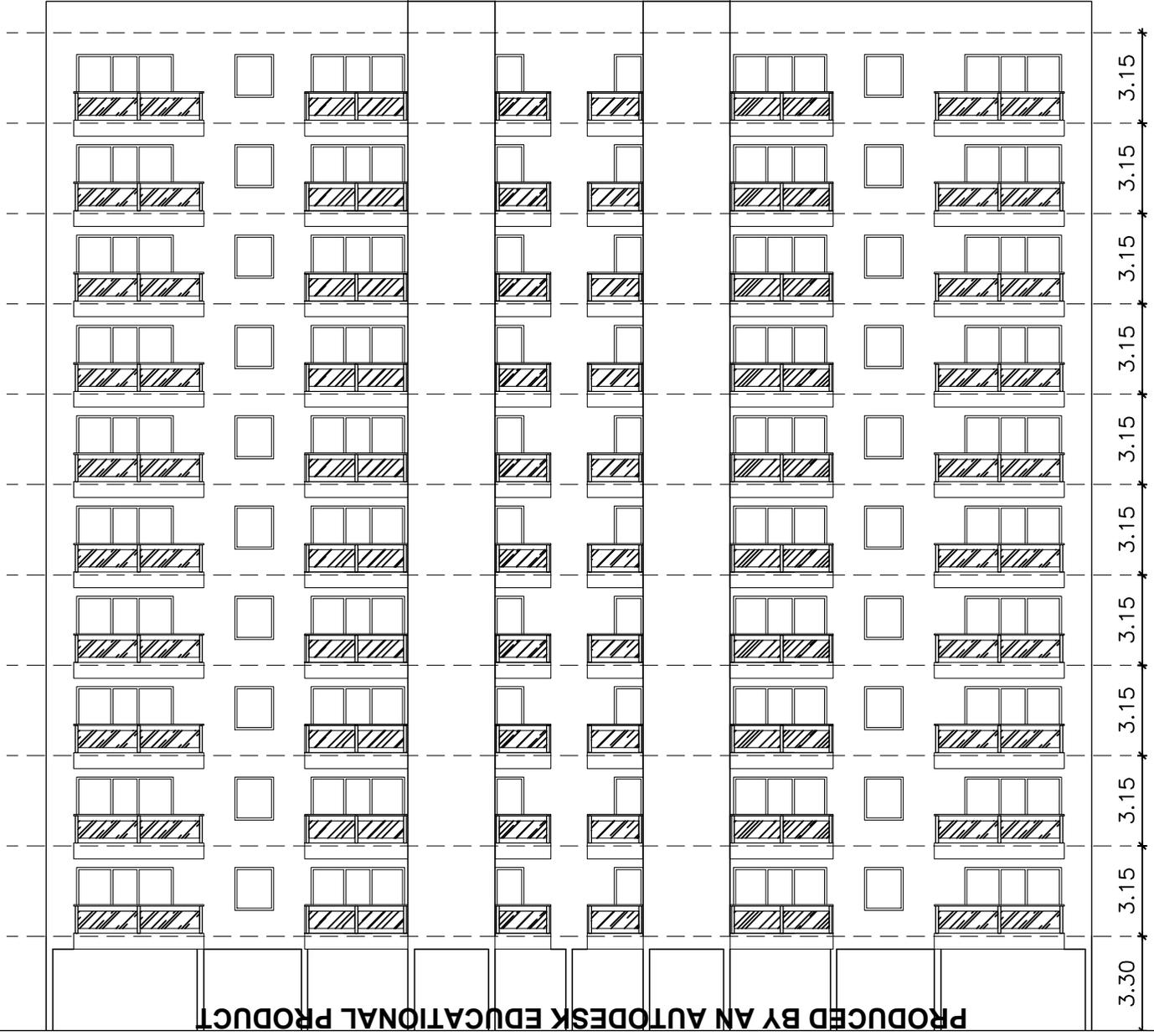
Le projet qui nous a été confié porte sur l'étude et conception d'un bâtiment (2SS+C+11 étage) à usage d'habitation, cet ouvrage sera implanté dans une région classée en Zone I à (wilaya de BISKRA), de faible sismicité selon Le Règlement Parasismique Algérien (R.P.A99 version 2003).

Une fois que la disposition est adoptée, le calcul du ferrailage des éléments structuraux sera exposé dans le chapitre V et le calcul de l'infrastructure fera l'objet du chapitre VI.

Enfin le manuscrit se termine par une conclusion générale qui résume les différents résultats obtenus.

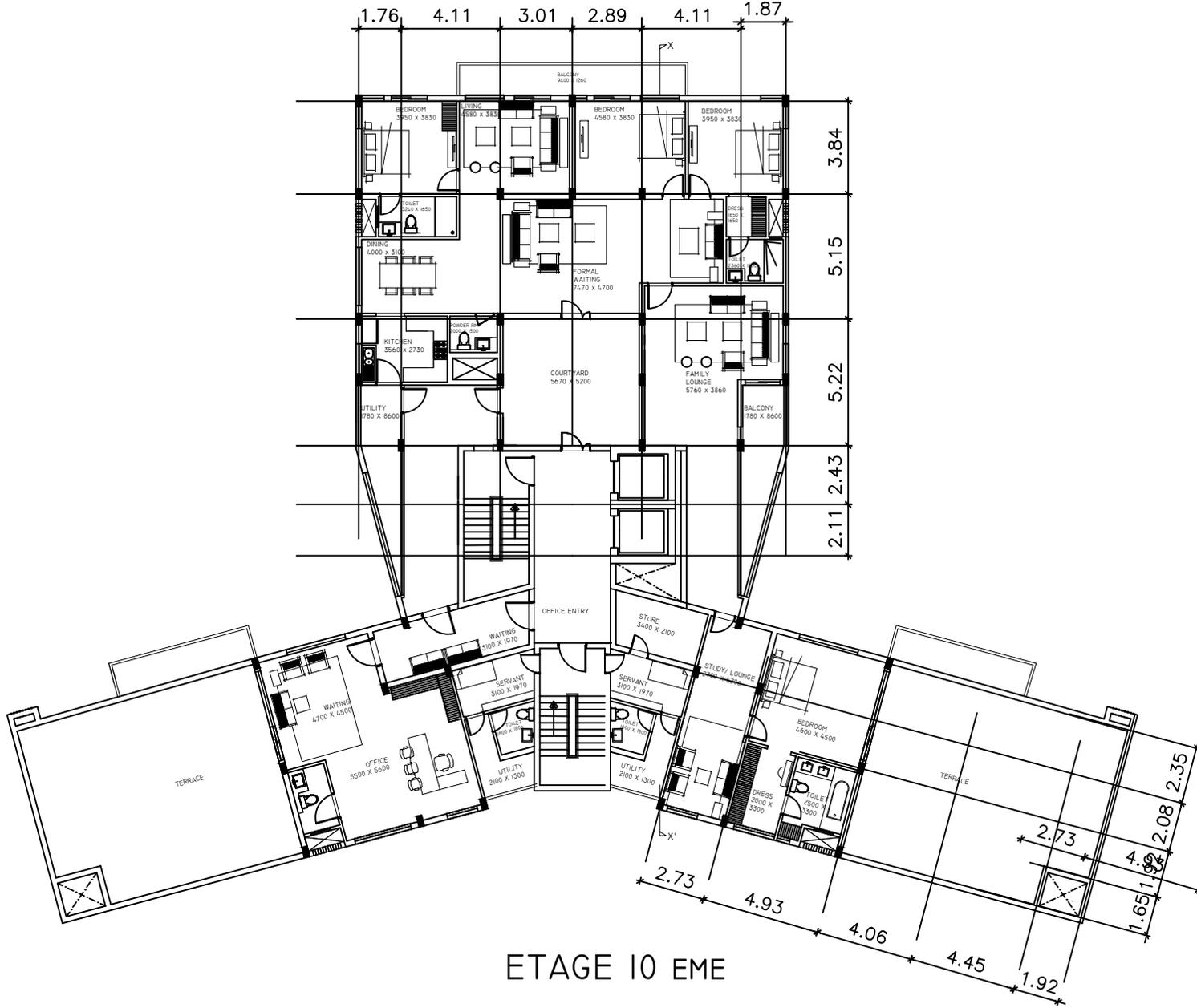
PRODUCED BY AN AUTODESK EDUCATIONAL PRODUCT

PRODUCED BY AN AUTODESK EDUCATIONAL PRODUCT



PRODUCED BY AN AUTODESK EDUCATIONAL PRODUCT

PRODUCED BY AN AUTODESK EDUCATIONAL PRODUCT

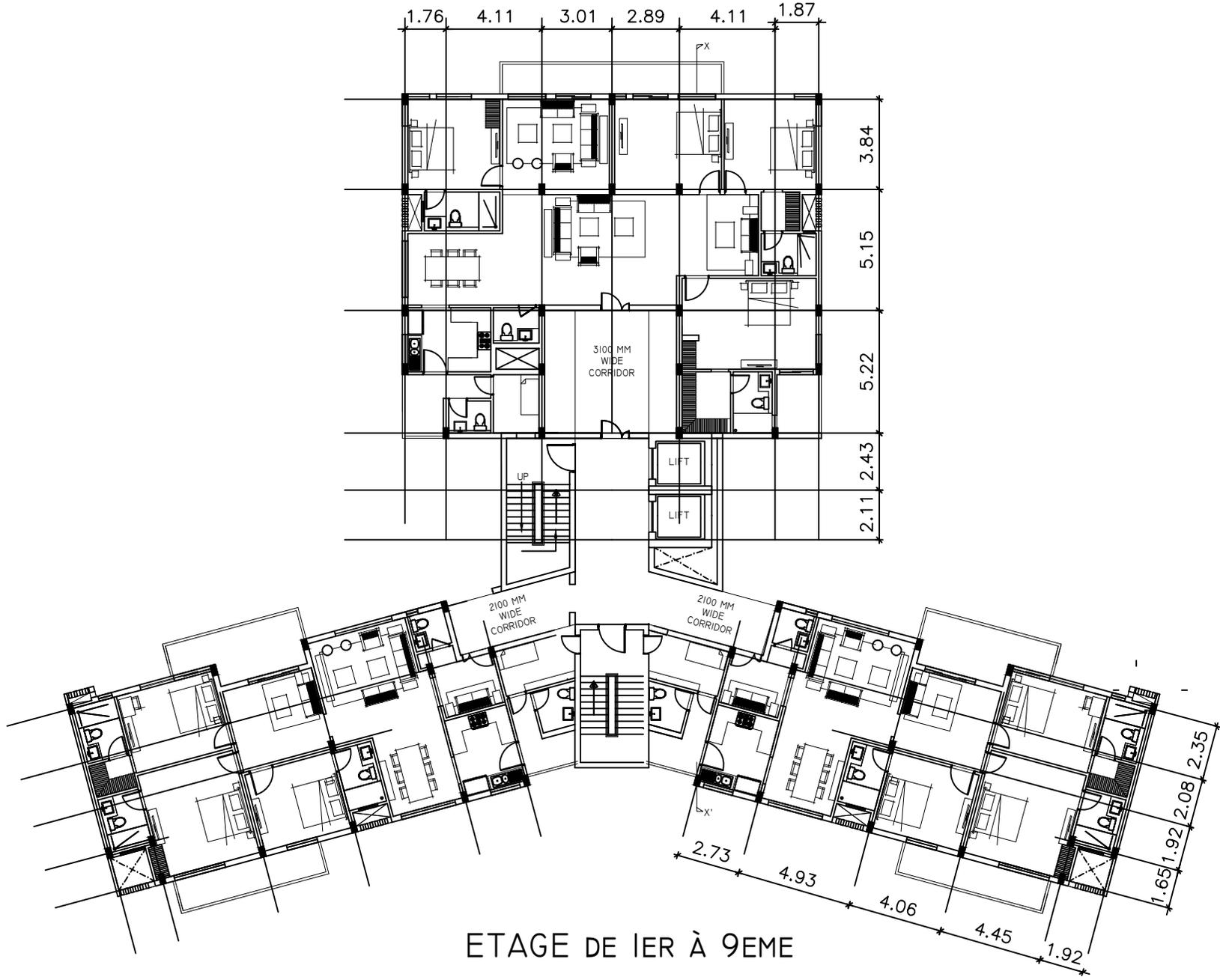


ETAGE 10 EME

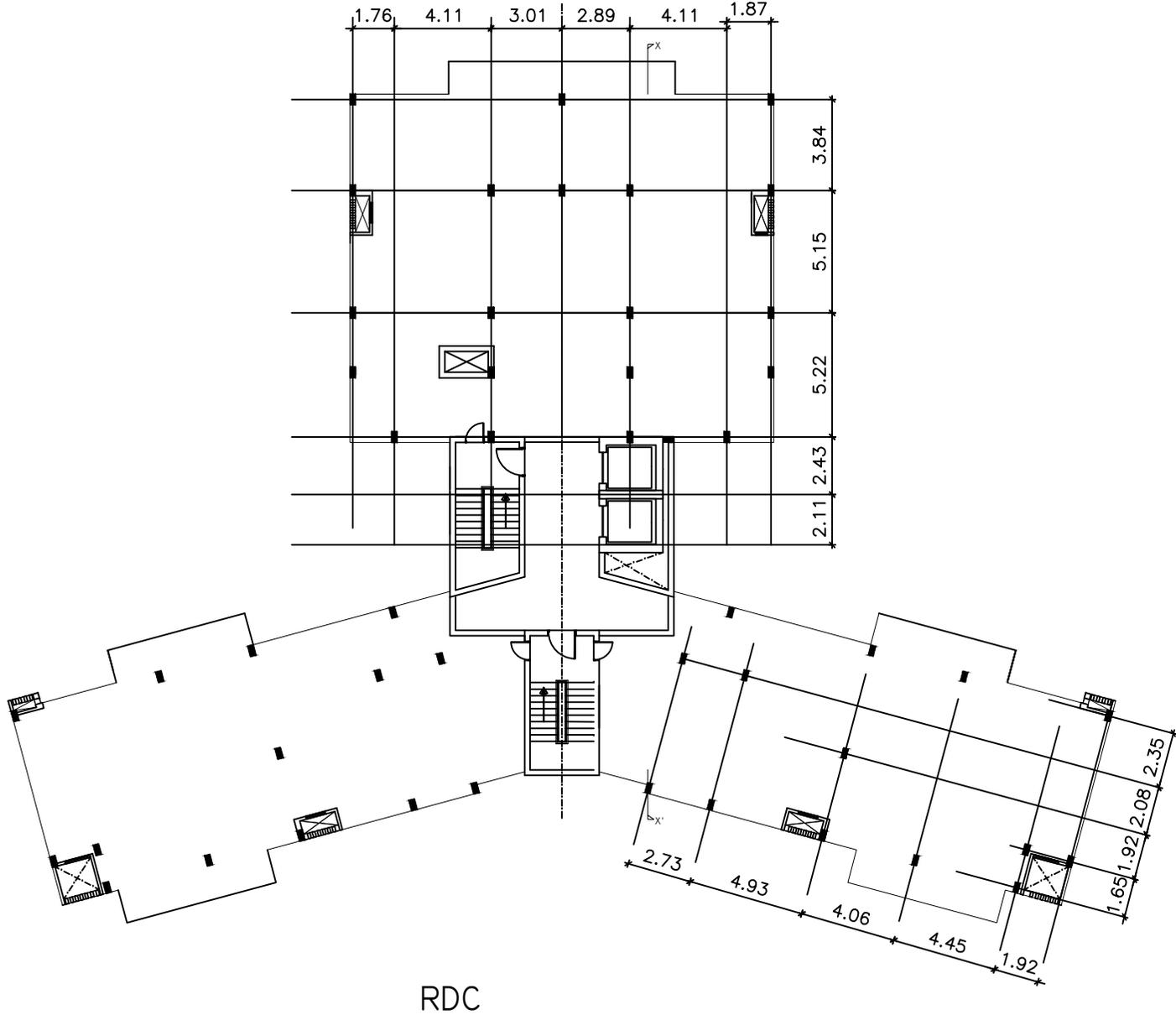
PRODUCED BY AN AUTODESK EDUCATIONAL PRODUCT

PRODUCED BY AN AUTODESK EDUCATIONAL PRODUCT

PRODUCED BY AN AUTODESK EDUCATIONAL PRODUCT



ETAGE DE 1ER À 9EME



CHAPITRE I

Présentation de l'ouvrage

CHAPITRE I : Généralités

I.1 Introduction :

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

Ce travail il est constitué conception et étude technique , qui est l'analyse et le dimensionnement du bâtiment tout en appliquant les règles de construction en vigueur (RPA99 version 2003, BAEL91 modifiée 99).

I.2.Présentation de la structure :

Ce projet présente une étude technico-dynamique d'une structure en béton armé à usage d'habitation, constitué de deux sous-sols et commerce plus (11) étages et irrégulier en plan , implanté à BISKRA.

I.3. Caractéristiques géométriques :

Les caractéristiques géométriques de la structure à étudier sont:

- Longueur en plan ----- 46.52m
- Largeur en plan ----- 35.28 m
- Hauteur étage courant ----- 3,06m
- Hauteur du RDC ----- 3,23m
- Hauteur totale -----37.89m

I.4.Données du site :

- Le bâtiment sera implanté dans la wilaya de Biskra, zone classée par le RPA99/version 2003 Comme une zone de faible sismicité (Zone I).
- Le bâtiment est à usage d'habitation donc appartient au groupe d'usage 2.

- Le site est considéré comme un site ferme : catégorie S2
- la contrainte de sol=2.2Bars

I.5.Hypothèses de calcul :

Dans cette étude les hypothèses de calcul adoptées sont :

- La résistance à la compression du béton à 28 jours : $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$.
- La résistance à la traction du béton : $f_{t28} = 2.1 \text{ Mpa}$.
- Module d'élasticité longitudinal différé : $E_{vj} = 10818.865 \text{ Mpa}$.
- Module d'élasticité longitudinal instantané : $E_{ij} = 32164,195 \text{ Mpa}$.
- Limite élastique de l'acier : $f_e = 400 \text{ MPa}$ et $f_e=235 \text{ MPA}$ (pour ronds lisses)

I.6.Règles et normes de calcul :

- Pour le calcul et la vérification on utilise :
- Les règles parasismiques algériennes (RPA 99.V 2003) **Règles Parasismiques Algériennes**.
- Les règles BAEL 91
- Charges permanentes et charges d'exploitation (DTR-B.C 2.2)
- Les Règles CBA93 (**Règles de conception et de calcul des structures en béton armé**).
- règlement neige et vent (**RNV2.4 2013**) (ETUDE DU VENT)
-

I.7.Conception de la structure du bâtiment :

a/ Planchers : On distingue deux types de plancher dans mon projet :

- planchers **corps creux** et une dalle de compression type (20+4) cm.
- Plancher dalle plein pour sous sol
- Aussi ; deux type de terrasse :
 - Terrasse accessible.
 - Terrasse inaccessible : elle contenir a de local technique et réservoir d'eau.

b/ Maçonnerie :

- Les murs extérieurs sont faits en doubles cloisons en briques creuses de (15cm et 10cm) séparées par un vide de 5 cm.

- Les murs intérieurs sont faits en simple cloison de 10 cm d'épaisseur.

c / Revêtement :

- Enduit en plâtre pour les plafonds et les cloisons.
- Enduit en ciment pour les murs extérieurs.
- Revêtement en Grés cérame pour Plancher à usage de commerce et étage courante les escaliers et la terrasse.

d/ Escalier :

Il ya un seul type d'escalier dans mon projet coulé en place encastré avec le voile ; La cage d'escalier permet l'accès des niveaux RDC au 11^{ème} étage s. Elle est constituée à chaque niveau de deux volées et d'un palier intermédiaire.

e/ Poutres :

Les poutres principales.

Les poutres secondaires.

f/ Poteaux :

Les poteaux sont des éléments porteurs verticaux en béton armé, leur rôle est de reprendre les efforts dus aux surcharge et charges ramenée par les poutres, et ensuite les transmettre aux fondations.

g/ Les murs :

La maçonnerie du bâtiment est réalisée en briques creuses :

- Les murs extérieurs sont constitués en double parois de briques creuses de 10 cm et 15cm
- d'épaisseurs séparées par une lame d'air de 5 cm d'épaisseur.
- Les murs intérieurs sont constitués d'une seule paroi de briques d'épaisseur 10cm

f/ Isolation :

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

g/ Les balcons :

- Les balcons sont réalisés en dalle pleine (consol).

h/ voile périphérique : L'infrastructure doit constituer un ensemble rigide capable de remplir la Réalise l'encastrement de la structure dans le terrain et Assurant la liaison avec le sol et répartissent les efforts...

i/ Acrotères :

La terrasse étant inaccessible, le dernier niveau est entouré d'un acrotère en béton armé d'une hauteur variant entre 60cm et 100cm et de 10cm d'épaisseur.

j/ Ascenseurs :

Vu la hauteur importante de ce bâtiment, la conception d'un ascenseur est indispensable pour faciliter le déplacement entre les différents étages Ascenseur fixé en voile

k/ Disposition des voiles symétriques.

l/ Fondation: La fondation est l'élément qui permet de transmettre les charges et surcharge de la structure vers le sol

I.8) Structure de contreventement :

L'ouvrage rentre dans le cadre de l'application des RPA99/Version2003. pour les structures en béton armé on ne peut pas adopter un contreventement par portique auto stable puisque la hauteur totale du bâtiment dépasse les 14 m. Par conséquent, nous avons adopté pour un contreventement assuré la stabilité de l'ensemble sous l'effet des actions verticales et des actions horizontales.

CHAPITRE II

Pré

dimensionnement

Chapitre II : Pré dimensionnement et descente de charge

Le pré dimensionnement des éléments structuraux a pour but de déterminer les dimensions de départ de ces éléments structuraux (poteaux, poutres, dalles). Pour cela, nos calculs seront basés sur les règles suivantes : [RPA99 V 2003 et BAEL91.]

II.1. Plancher dalle pleine :

Une dalle pleine est un élément à contour rectangulaire généralement dont les appuis peuvent être continus (poutre, voiles ou mur maçonnés) ou ponctuels (poteaux).

- On utilise dalle pleine au niveau du sous sol .

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} < 0.4 \quad \Rightarrow \quad h = \left(\frac{1}{30} ; \frac{1}{35} \right) : [\text{BAEL 91 / A.8.2, 31}]$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4.85}{5.20} = 0.93$$

- Cas d'une dalle portant dans deux sens l_x ; l_y :

$$0,4 \leq \rho \leq 1 \quad \Rightarrow \quad h = \left(\frac{1}{50} ; \frac{1}{40} \right) : [\text{BAEL 91 / Annexe E3}]$$

- L_x : La plus petite portée du panneau de dalle.
- L_y : La plus grande portée du panneau de dalle.

On illustre le pré -dimensionnement de tous les panneaux de la dalle dans le tableau suivant :

L_x (m)	L_y (m)	ρ	$\frac{l_x}{50} \leq e \leq \frac{l_x}{40}$ (cm)	Le choix adopte
4.85	5.20	0.93	$9.7 \leq e \leq 12$	$e=16$ cm

Tableau (II.1) : dimensions des panneaux de la dalle

II.2. plancher corps creux :

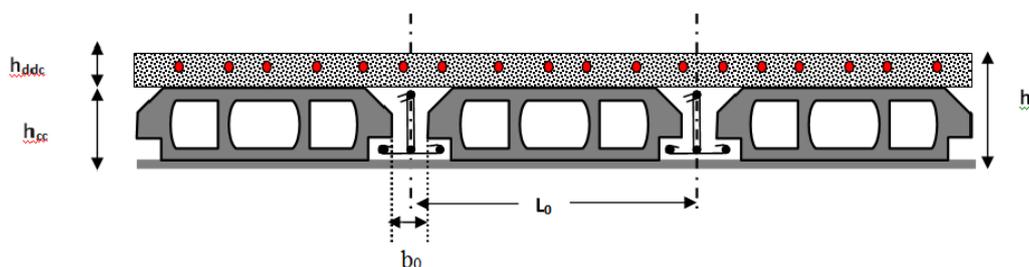
II.2.1. Pré dimensionnement des plancher :

II.2.1.1.Choix du type de plancher :

• Pour notre projet, il ya deux type de plancher ; plancher corps creux avec entrevous en terre cuite et dalle de compression, et plancher dalle pleine pour sous sol. Il nous assure une isolation thermique et acoustique entre les différents étages, en plus il est économique.

Ce sont les planchers les plus utilisés dans le bâtiment courants (habitation, bureaux,...) Il permet d'avoir un plafond uni et une bonne isolation thermique et phonique, en plus d'être économique. Ce type de plancher est constitué de :

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



- Treillis soudés.

Fig (II.1) : Plancher à corps creux.

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

Condition de flèche [BAEL91. B6.8.424 page172]

$$h_t \geq L_{max} / 22.5$$

L_{max} : est la plus grande portée parallèle au poutrelle.

h_t : Hauteur totale du plancher.

Avec :

$$L_{max} = 485 \text{ cm}$$

L_{max} (m)	$h_t = L_{max} / 22.5$ (cm)	Le choix adopté
485	21.55	On prend $h_t = 24 \text{ cm}$ (20+4) ; Corps creux de 20cm et dalle de compression de 4cm.

Tableau (II.2): dimensions de plancher à corps creux.

II.2.1.2. Pré dimensionnement des poutrelles :

Le dimensionnement des poutrelles se fait suivant h_t , b_0 et b_1 .

Tel que : $b_0 = (0,4 \text{ à } 0,6) h_t \Rightarrow (8.62 \text{ à } 12.93)$

\Rightarrow Soit : $b_0 = 12 \text{ cm}$

La section en travée à considérer est une section en T tel que la largeur de la table est donnée par les conditions suivantes :

*Le corps creux choisi est normalisé de hauteur 20 cm et de longueur 55 cm

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

$$b_1 = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{L_n}{2} = \frac{48.5}{2} = 24.2 \text{ cm} \\ \frac{L}{10} = \frac{52.0}{10} = 5.2 \text{ cm} \end{array} \right\}$$

$\left\{ \begin{array}{l} L_n : \text{la distance entre nus de deux nervures.} \\ L : \text{la longueur de la nervure.} \end{array} \right.$

on prend $b_1 = 24.5 \text{ cm}$.

$$b = 2.b_1 + b_0 = 2 \times 24.5 + 10 = 59$$

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

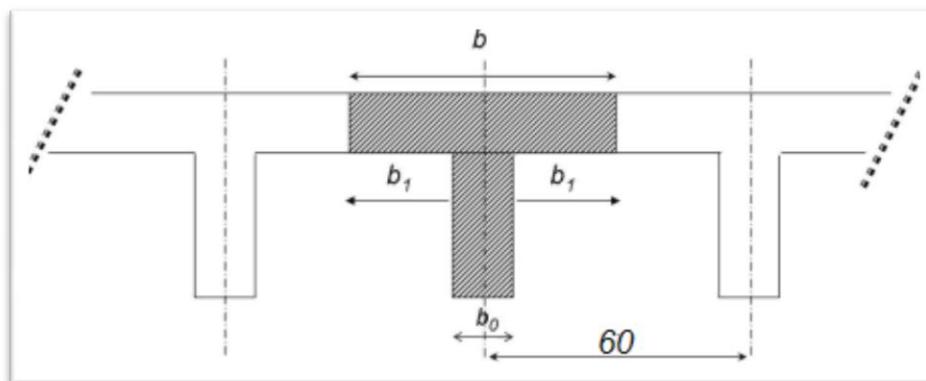


Fig (II.2) : Les caractéristiques géométriques de la poutrelle.

II.3.Poutres principale :

Selon « **RPA 99 version 2003** ». Les dimensions des poutres deviennent respecter les normes suivantes :

[BAEL 91 article B. 6.5.1]

L : La portée maximale de la poutre.

h : La hauteur de la section.

b : La largeur de la section.

L (m)	$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10}$	$0.3h \leq b \leq 0.7h$	Le chois adopté (b × h) cm²
5.20	$32.5 \text{ cm} \leq h \leq 52\text{cm}$	$12\text{cm} \leq b \leq 24\text{cm}$	$(30 \times 50) \text{ cm}^2$

Tableau(II.3): dimension des poutres principales.

II.4. Poutres secondaire : [BAEL 91 article B. 6.5.1]

L : La portée maximale de la poutre.

h : La hauteur de la section.

b : La largeur de la section.

L (m)	$\frac{L_{max}}{16} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10}$	$0.3h \leq b \leq 0.7h$	Le chois adopté (b × h) cm²
4.85	30.31 cm ≤ h ≤ 48.5 cm	10.5cm ≤ b ≤ 21cm	(30× 40) cm ²

Tableau (II.4): dimension des poutres secondaires.

Le chois est convenable aux conditions de Règlement Parasismique Algérienne.

[RPA 99 version 2003 Article .7.5.1]

$$\left. \begin{aligned}
 b \geq 20\text{cm} \rightarrow b = 20\text{cm} > 20\text{cm} \\
 h \geq 30\text{cm} \rightarrow h = 30\text{cm} > 30\text{cm} \\
 h/b \leq 4 \rightarrow h/b = 1.3 < 4
 \end{aligned} \right\} \text{Condition Vérifiée.}$$

Donc :

	Section (bxh) cm²
Poutre principale	(30× 50)
Poutre secondaire	(30× 40)

Tableau(II.5): dimensions des poutres principales et secondaires.

II. 5.Pré dimensionnement des poteaux:

Le pré dimensionnement des poteaux se fera en fonction des sollicitations de calcul en compression centrée selon les règles du BAEL91, en appliquant les trois critères suivant :

- Critère de résistance.
- Critère de stabilité de forme.
- Règles du RPA99 (version2003).

RPA (Article 7.4.1)

Les exigences de RPA en zone I :

$$\left\{ \begin{array}{l} \min(b, h) \geq 25cm \\ \min(b, h) \geq \frac{h_e}{20} \\ 0.25 < \frac{b}{h} < 4. \end{array} \right.$$

Min (b,h) > 25

Min (b,h) > 266/20

0.25 < 1 < 4



Condition Vérifiées.

	Section (b× h) cm ²
Poteaux	(60 ×60)

Tableau(II.6): dimensions des poteaux.

II.6.Pré dimensionnement des voiles:

Les voiles sont des murs en béton armé, pleins ou comportant des ouvertures, liées entre eux par des planchers. L'épaisseur du voile doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage et des conditions de rigidité aux extrémités.

hp : Hauteur totale de la poutre ;

he : Hauteur libre d'étage ;

Les dimensions des voiles doivent satisfaire la condition suivante selon [l'article 7.7.1 de RPA 99/Version2003.]

-sont considérés comme voiles les éléments satisfaisants la condition

$L > 4e$ telle que e : Epaisseur du voile.

L : Longueur du voile.

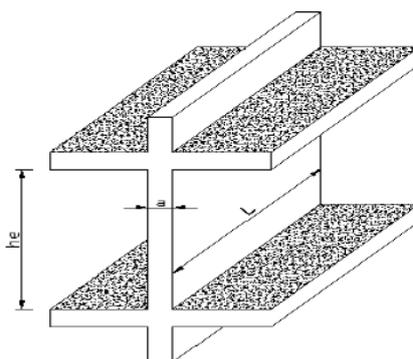


Fig (II.3) : schéma de voile en élévation.

-L'épaisseur minimale du voile est de 15 cm. De plus l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage H_e et des conditions de rigidité aux extrémités selon les formules suivantes :

$$a \geq \max \left\{ \frac{h_e}{20}, \frac{h_e}{22}, \frac{h_e}{25} \right\}$$

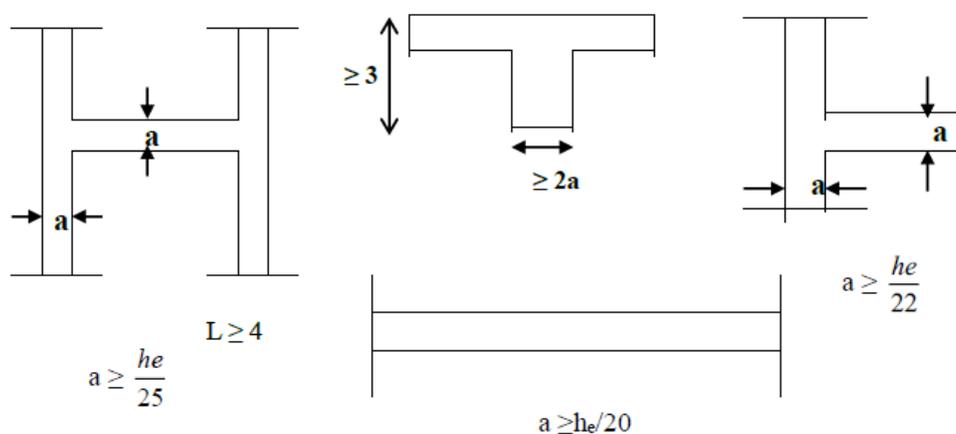


Fig (II.4) : Coupes de voiles en plan

	he (cm)	$a \geq he/25$	$a \geq he/22$	adoptée
RDC	283	11.32	12.86	20
Etage courant	266	10.64	12.09	20

Tableau(II.7): dimension de voile.

- Donc on prend une épaisseur constante pour tous les voiles **e = 20 cm**.

Il nous reste à vérifier si l'épaisseur vérifie la condition de la longueur citée au début du paragraphe :

- Sens longitudinal : $L = 485 \text{ cm} > 4 e = 80 \text{ cm}$ (Vérifiée)
- Sens transversal : $L = 520 \text{ cm} > 80 \text{ cm}$ (Vérifiée)

II.7. Pré dimensionnement du balcon:

Les balcons sont des dalles pleines qui sont supposées être des plaques horizontales minces en béton armé, dont l'épaisseur est relativement faible par rapport aux autres dimensions. Ces panneaux sont des dalles en béton armé coulés sur place .Elles reposent sur 1,2,3 appuis constituées par des poutres. Le dimensionnement de ces panneaux dépend de deux critères ;

a-Critère de flexion :

$$e \geq \frac{L_x}{20} \quad \text{pour une dalle sur un seul appui.}$$

$$\frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30} \quad \text{pour une dalle sur deux appuis.}$$

$$\frac{L_x}{50} \leq e \leq \frac{L_x}{40} \quad \text{pour une dalle sur trois ou quatre appuis}$$

b- Critère de flèche :

Nous devons vérifier que la flèche maximale f_{\max} subie par la dalle est Inférieure aux valeurs limites des flèches fixées par l'article B65.3 du CBA93.

$$f_{\max} < L_{\max} / 250$$

c-Dalle reposante sur un seul appui :

Dalle pleine reposant sur un seul appui : la dalle sera calculée comme une console encastrée dans la poutre de rive du plancher, en flexion simple et on prend une bande de 1.0 m de largeur.

$$e > \frac{135}{20} \rightarrow e > 6.75$$

L_x : la plus petite portée de panneau sollicité.

Ou :

e : Épaisseur de la dalle.

L : la plus grande portée mesurée entre nus.

Donc : $e = 16\text{cm}$

II.8.Pré dimensionnement de l'acrotère:

L'acrotère est un élément non structural, il sera calculé comme une console encastrée au niveau du plancher terrasse qui est la section dangereuse, d'après sa disposition, L'acrotère est soumis à la flexion composé due à :

-Un effort normale du à son poids propre

-Un moment dû à la surcharge $Q_{acr} = 1 \text{ KN/ml}$ (DTR B.C.2.2).

Les dimensions de l'acrotère :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Hauteur : } 60 \text{ cm} \\ \text{Epaisseur : } 10 \text{ cm} \\ \text{Poids propre de l'acrotère : } P = 25 \times S \end{array} \right.$$

Tel que :

$$S = 0.02 \times 0.12 + 0.08 \times 0.2 + 0.1 \times 0.6 = 0.069 \text{ m}^2$$

$$P = 25 \times 0.069 = 1.725 \text{ KN ml}$$

$$P = G = 1.725 \text{ KN ml.}$$

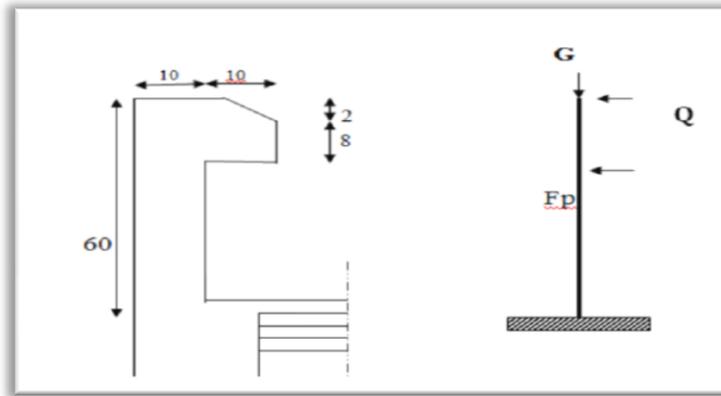


Fig (II.5) : vue en plan de l'acrotère.

II.8. Pré dimensionnement des escaliers :

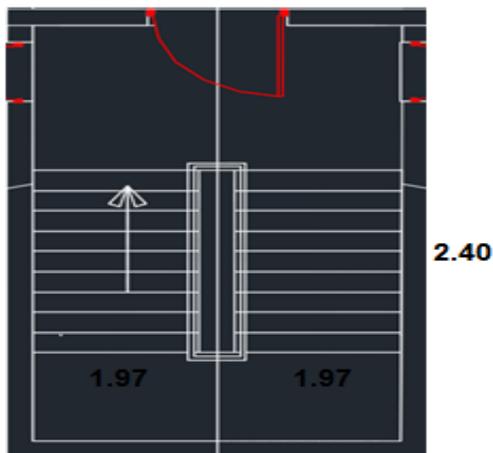
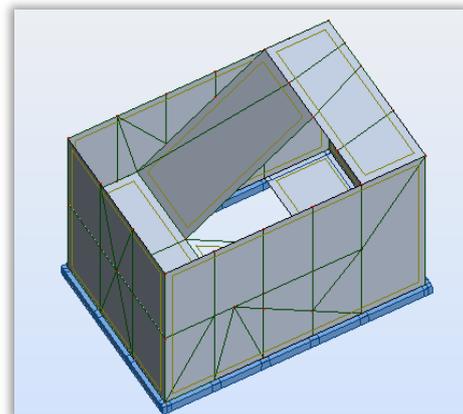


Fig (II.6) : vue en plan de escalier



fig(II.7) : escalier en consol

a/La marche et la contre marche :

h : hauteur : $14 \leq h \leq 18$ cm

g: largeur : $25 \leq g \leq 32$ cm

On prend $\Rightarrow h = 17$ cm ; $g = 30$ cm

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

$$2h+g = 2 \times 17 + 30 = 64 \Rightarrow 59 < 64 < 66 \quad \text{condition vérifiée}$$

b/Nombre de contre marche:

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

n : nombre de contre marche.

H : hauteur d'étage.

h : hauteur de la contre marche

$$n = \frac{3.23}{0.17} = 19$$

Pour deux volées n = 19

Un volée n=9

c/Longueur de la volée:

$$L = (n-1) g = (9-1) \times 30 = 8 \times 30 = 240 \text{ cm} = 2.40 \text{ m}$$

d/Inclinaison de la pailasse:

$$\tan \alpha = \frac{17}{30}$$

$$\alpha = 29.53^\circ$$

e/Calcule l'épaisseur de volé :

Dalle pleine reposant sur un seul appui la dalle sera calculée comme une console encastrée dans la poutre de rive du plancher, en flexion simple et on prend une bande de 1.0 m de largeur.

$$e > \frac{115}{20} \rightarrow e > 5.75 ; e = 14 \text{ cm}$$

L_x : la plus petite portée de panneau sollicité.

Ce type d'escalier est composé de :

- Paliers d'épaisseur 14cm.
- Volées parallèles d'épaisseur 14cm.
- Giron de 30cm.
- Contre marche de 17cm

II.9.descente de charges :

II.9.1.Introduction :

Afin d'assurer la résistance et la stabilité de l'ouvrage, une distribution des charges et Surcharges pour chaque élément s'avèrent nécessaire. La descente des charges permet L'évaluation de la plus part des charges revenant à chaque élément de la structure, on aura à Considérer :

- le poids propre de l'élément.
- la charge de plancher qu'il supporte.
- la part de cloison répartie qui lui revient.
- les éléments secondaires (escalier, acrotère...)

II.9.2.Evaluation des charges et surcharges

II.9.2.1Plancher terrasse inaccessible :

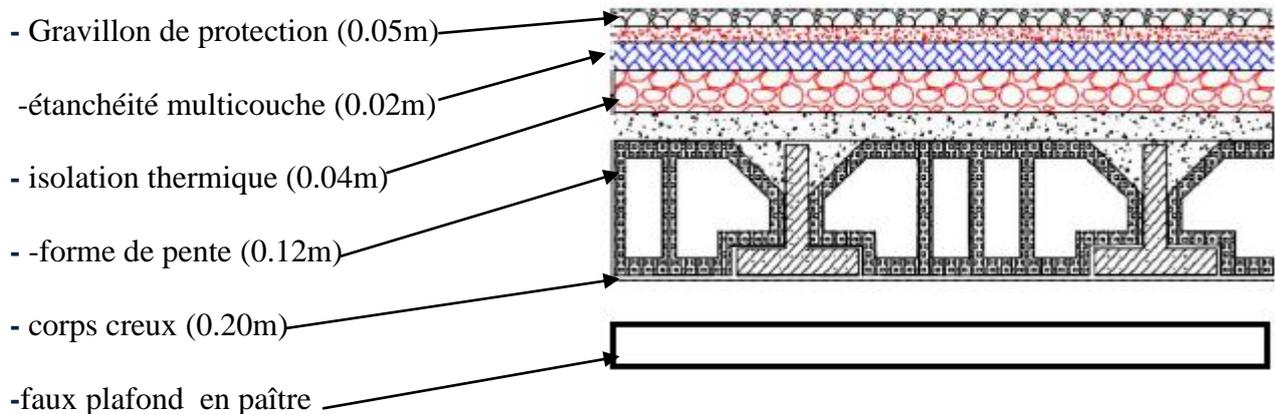


Fig (II.8):Coupe transversale d'un plancher terrasse inaccessible.

Plancher	réfèrent	désignation	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseurs (m)	Poids G (KN/m ²)	Surcharges Q (KN/m ²)
Terrasse inaccessible	1	Gravillon de protection	20	0.05	1	1
	2	Etanchéité multicouches	6	0.02	0.12	
	3	Forme de pente avec béton non armé	22	0.08	1.76	
	4	Isolation thermique	4	0.04	0.16	
	5	Plancher avec entrevous en terre cuite avec dalle de compression (20+4)			2.90	
	6	faux plafond en plâtre	10	0.02	0.20	
Total					G= 6.14	Q=1

Tableau(II.8):Evaluation des charges et surcharges du Plancher terrasse inaccessible

II.9.2.2. Plancher étage courant :

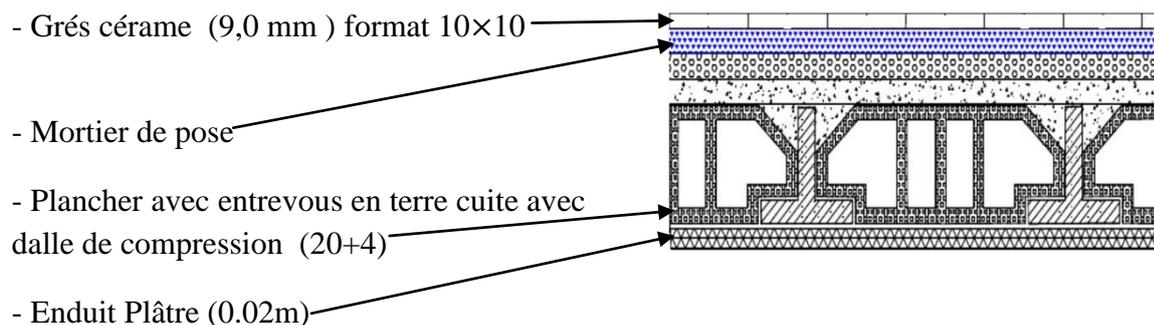


Fig (II.9) : Coupe transversale d'un plancher étage courant.

Plancher	réfèrent	désignation	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseurs (m)	Poids G (KN/m ²)	Surcharges Q (KN/m ²)
étage courant	1	Grés cérame (9,0 mm) format 10×10			0.6	1.5
	2	Mortier de pose	20	0.02	0.44	
	3	Enduit en plâtre	10	0.02	0.20	
	4	Plancher avec entrevous en terre cuite avec dalle de compression (20+4)			2.90	
	5	Cloisons légères			1.20	
Total					G=5.34	Q= 1.5

Tableau(II.9):Evaluation des charges et surcharges du Plancher étage courant

II.9.2.3. Plancher à usage de commerce :

Plancher	réfèrent	désignation	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseurs (m)	Poids G (KN/m ²)	Surcharges Q (KN/m ²)
étage courant	1	Grés cérame (9,0 mm) format 10×10			0.6	2.5
	2	Mortier de pose	20	0.02	0.44	
	3	Enduit en plâtre	10	0.02	0.20	
	4	Plancher avec entrevous en terre cuite avec dalle de compression (20+4)			2.90	
	5	Cloisons légères			1.20	
Total					G=5.34	Q= 2.5

Tableau(II.10):Evaluation des charges et surcharges du Plancher usage de commerce

II.9.2.4. Dalle pleine (sous sol) :

Plancher	réfèrent	désignation	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseur (m)	Poids G KN/m ²	Surcharges Q (KN/m ²)
étage courant	1	Grés cérame (9,0 mm) format 10×10			0.6	3.5
	2	Mortier de pose en béton non armé	20	0.02	0.44	
	3	Enduit en plâtre	10	0.02	0.20	
	4	Dalle pleine	25	0.16	4	
	5	Cloisons légères			1.20	
Total					G=6.44	Q= 3.5

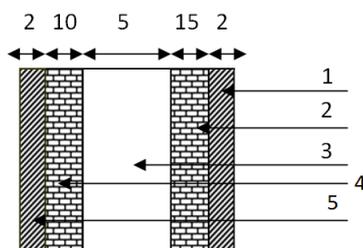
Tableau(II.11):Evaluation des charges et surcharges du Plancher Dalle pleine (sous sol)

II.9.2.5. Maçonnerie :

a. Murs extérieurs :

	désignation	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseurs (m)	Poids G (KN/m ²)
1	Enduit extérieur	18	0.02	0.36
2	Brique creuse	9	0.15	1.35
3	L'âme D'aire	/	0.05	
4	Brique creuse	9	0.10	0.90
5	Enduit intérieur	10	0.02	0.20
Total				2.81

Tableau(II.12):Evaluation des charges et surcharges du Murs extérieurs.



Fig(II.10) : Coupe verticale d'un mur extérieur.

b. Murs intérieur :

	désignation	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseurs (m)	Poids G (KN/m ²)
1	Brique creuse	9	0.10	0.90
2	Enduit en plâtre	10	0.015	0.15
3	Enduit en plâtre	10	0.015	0.15
Total				1.2

Tableau(II.13):Evaluation des charges et surcharges du Mur intérieur

II.9.2.6. Balcon :

a. Balcon terrasse :

	désignation	ρ (kg/m ³)	e (m)	G(kN/m ²)
1	Gravillon de protection	16	0.05	0.8
2	Etanchéité multicouche	6	0.02	0.12
3	Isolant thermique lige	4	0.04	0.16
4	Forme de pente avec béton non armé	22	0.05	1.1
5	Plancher en dalle pleine	25	0.12	3
6	Enduit en plâtre	10	0.02	0.2
Total				5.38

- Charges exploitation $Q= 1 \text{ KN/m}^2$

Tableau(II.14):Evaluation des charges et surcharges Balcon terrasse

b. Balcon étage courant :

	désignation	ρ (kg/m ³)	e (m)	G(kN/m ²)
1	Grés cérame (9,0 mm) format 10×10			0.60
2	Mortier de pose	20	0.02	0.4
3	Dalle pleine	25	0.12	3
4	Enduit de ciment	18	0.01	0.18
Total				4.18

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

Tableau(II.15):Evaluation des charges et surcharges étage courant

II.9.2.7. L'escalier :

a. Paillasse :

n	Désignations	γ (kN/m ³)	e (m)	G (kN/m ²)
1	Marbre	27	0.03	0.81
2	Mortier de pose	20	0.02	0.4
3	Poids propre de marche	22	0.17	$\frac{0.17}{2} \times 22 = 1.87$
4	Poids propre de Paillasse	25	0.14	$\frac{0.15}{\cos 29.53} \times 25 = 4.3$
5	Enduit en plâtre	10	0.02	0.2
6	Garde corps			1
Total				9.58

- Charges exploitation : $Q = 2.50 \text{ KN/m}^2$

Tableau(II.16):Evaluation des charges et surcharges du Paillasse

c. Palier :

n	Désignations	γ (kN/m ³)	e (m)	G (kN/m ²)
1	Marbre	27	0.03	0.81
2	Mortier de pose	20	0.02	0.4
3	Poids propre de palier	25	0.14	3.5
4	Enduit ciment	10	0.02	0.2
Total				4.91

- Charges exploitation : $Q = 2.50 \text{ KN/m}^2$

Tableau(II.17):Evaluation des charges et surcharges du Palier

On résume les résultats dans le tableau suivant :

Elément		Charge permanente G (KN/m ²)	Charge d'exploitaton Q (KN/m ²)
Plancher terrasse		6.14	1
Plancher étage courant		5.34	1.5
Plancher étage commerce		5.34	2.5
dalle pleine sous sol		6.44	3.5
Mur extérieur		2.81	-
Mur intérieur		1.20	-
Balcon	Etage courant	4.18	3.5
	Terrasse	5.38	1
Acrotère		1.45	1
Escalier	Paillasse	9.58	2.5
	Palier	4.91	2.5

Tableau(II.18):Evaluation des charges et surcharges des éléments structuraux

II.9.2.8.Descente de la charge sur les poteaux :

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

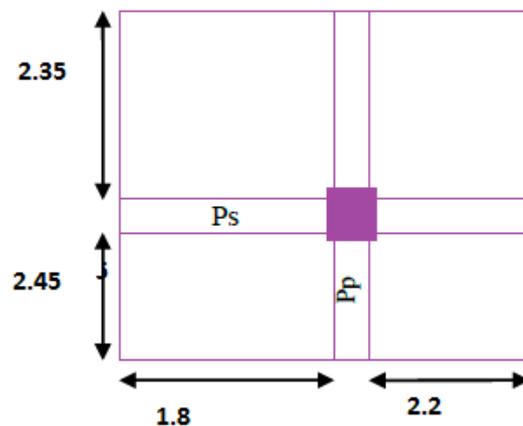
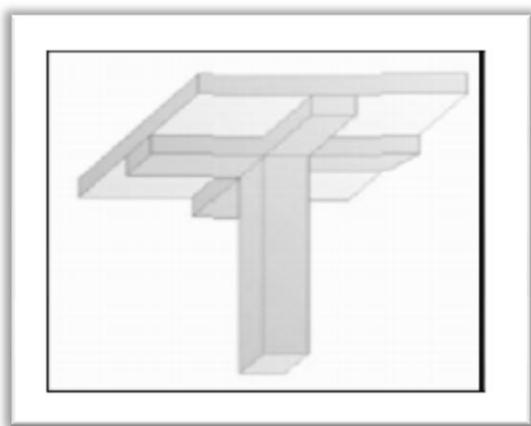
- le poids propre de l'élément.
- la charge de plancher qu'il supporte.
- la part de cloison répartie qui lui revient.
- les éléments secondaires (escalier, acrotère.....)

La descente de charge se fait du niveau le plus haut (charpente ou toiture terrasse) vers le niveau inférieur et cela jusqu'au niveau le plus bas (les fondations).

Nous appliquons les lois de dégression uniquement pour les étages à usages d'habitation.

Loi de dégression des charges (DTR.B.C2.2.art.6.3) :

- ✓ 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.11) : Poteau de centre

Niveau	Eléments							Les charges										
								g	q	G(KN)	Q(KN)							
1-1	Plancher terrasse =							4,8	x	4	=	19,30	6,14	1	118,477	19,296		
	poutre principal =							0,3	x	0,5	x	4,8	=	0,72	25		18,000	
	poutre secondaire =							0,3	x	0,40	x	4	=	0,48	25		12,060	
	poteau =							0,6	x	0,60	x	3,06	=	1,10	25		27,540	
	poutre principal =							0,3	x	1	x	4,8	=	1,44	3,24	1	4,666	1,44
	poutre secondaire =							0,3	x		x	4	=	1,21	3,24	1	3,907	1,206
	Poteau =							0,5	x	0,6	x		=	0,30	3,24	1	0,972	0,3
	Total															185,622	22,242	
	venant 1 – 1															185,622	22,242	

2-2	Plancher Etage =		4,8	x	4	=	19,30	5,34	1,5	103,041	28,944	
	poutre principal =	0,3	x	0,5	x	4,8	=	0,72	25	18,000		
	poutre secondaire =	0,3	x	0,40	x	4	=	0,48	25	12,060		
	Poteau =	0,6	x	0,60	x	3,06	=	1,10	25	27,540		
	poutre principal =	0,3	x	1	x	4,8	=	1,44	2,44	1,5	3,514	2,16
	poutre secondaire =	0,3	x	1	x	4	=	1,21	2,44	1,5	2,943	1,809
	Total									167,097	32,913	
	venant 2 – 2									352,719	55,155	
3-3	Plancher Etage =		4,8	x	4	=	19,30	5,34	1,5	103,041	28,944	
	poutre principal =	0,3	x	0,5	x	4,8	=	0,72	25	18,000		
	poutre secondaire =	0,3	x	0,40	x	4	=	0,48	25	12,060		
	Poteau =	0,6	x	0,60	x	3,06	=	1,10	25	27,540		
	poutre principal =	0,3	x	1	x	4,8	=	1,44	2,44	1,5	3,514	2,16
	poutre secondaire =	0,3	x	1	x	4	=	1,21	2,44	1,5	2,943	1,809
	Total									167,097	29,6217	
	venant 3 – 3									519,816	84,7767	
4-4	Plancher Etage =		4,8	x	4	=	19,30	6,44	1,5	124,266	28,944	
	poutre principal =	0,3	x	0,5	x	4,8	=	0,72	25	18,000		
	poutre secondaire =	0,3	x	0,40	x	4	=	0,48	25	12,060		
	Poteau =	0,6	x	0,60	x	3,06	=	1,10	25	27,540		
	poutre principal =	0,3	x	1	x	4,8	=	1,44	2,44	1,5	3,514	2,16
	poutre secondaire =	0,3	x	1	x	4	=	1,21	2,44	1,5	2,943	1,809
	Total									188,322	26,3304	
	venant 4 – 4									708,139	111,107	
5-5	Plancher Etage =		4,8	x	4	=	19,30	5,34	1,5	103,041	28,944	
	poutre principal =	0,3	x	0,5	x	4,8	=	0,72	25	18,000		
	poutre secondaire =	0,3	x	0,40	x	4	=	0,48	25	12,060		
	Poteau =	0,6	x	0,60	x	3,06	=	1,10	25	27,540		
	poutre principal =	0,3	x	1	x	4,8	=	1,44	2,44	1,5	3,514	2,16
	poutre secondaire =	0,3	x	1	x	4	=	1,21	2,44	1,5	2,943	1,809
	Total									167,097	23,0391	
	venant 5 – 5									875,236	134,146	
6-6	Plancher Etage =		4,8	x	4	=	19,30	5,34	1,5	103,041	28,944	
	poutre principal =	0,3	x	0,5	x	4,8	=	0,72	25	18,000		
	poutre secondaire =	0,3	x	0,40	x	4	=	0,48	25	12,060		
	Poteau =	0,6	x	0,60	x	3,06	=	1,10	25	27,540		

	poutre principal =	0,3	x	1	x	4,8	=	1,44	2,44	1,5	3,514	2,16
	poutre secondaire =	0,3	x	1	x	4	=	1,21	2,44	1,5	2,943	1,809
	Total										167,097	19,7478
	venant 6 – 6										1042,332	153,894
7-7	Plancher Etage =			4,8	x	4	=	19,30	5,34	1,5	103,041	28,944
	poutre principal =	0,3	x	0,5	x	4,8	=	0,72	25		18,000	
	poutre secondaire =	0,3	x	0,40	x	4	=	0,48	25		12,060	
	Poteau =	0,6	x	0,60	x	3,06	=	1,10	25		27,540	
	poutre principal =	0,3	x	1	x	4,8	=	1,44	2,44	1,5	3,514	2,16
	poutre secondaire =	0,3	x	1	x	4	=	1,21	2,44	1,5	2,943	1,809
	Total										167,097	16,4565
	venant 7 – 7										1209,429	170,351
8-8	Plancher Etage =			4,8	x	4	=	19,30	6,44	1,5	124,266	28,944
	poutre principal =	0,3	x	0,5	x	4,8	=	0,72	25		18,000	
	poutre secondaire =	0,3	x	0,40	x	4	=	0,48	25		12,060	
	Poteau =	0,6	x	0,60	x	3,06	=	1,10	25		27,540	
	poutre principal =	0,3	x	1	x	4,8	=	1,44	2,44	1,5	3,514	2,16
	poutre secondaire =	0,3	x	1	x	4	=	1,21	2,44	1,5	2,943	1,809
	Total										188,322	16,4565
	venant 8 – 8										1397,752	186,807
9-9	Plancher Etage =			4,8	x	4	=	19,30	5,34	1,5	103,041	28,944
	poutre principal =	0,3	x	0,5	x	4,8	=	0,72	25		18,000	
	poutre secondaire =	0,3	x	0,40	x	4	=	0,48	25		12,060	
	Poteau =	0,6	x	0,60	x	3,06	=	1,10	25		27,540	
	poutre principal =	0,3	x	1	x	4,8	=	1,44	2,44	1,5	3,514	2,16
	poutre secondaire =	0,3	x	1	x	4	=	1,21	2,44	1,5	2,943	1,809
	Total										167,097	16,4565
	venant 9 – 9										1564,849	203,264
10-10	Plancher Etage =			4,8	x	4	=	19,30	5,34	1,5	103,041	28,944
	poutre principal =	0,3	x	0,5	x	4,8	=	0,72	25		18,000	
	poutre secondaire =	0,3	x	0,40	x	4	=	0,48	25		12,060	
	Poteau =	0,6	x	0,60	x	3,06	=	1,10	25		27,540	
	poutre principal =	0,3	x	1	x	4,8	=	1,44	2,44	1,5	3,514	2,16
	poutre secondaire =	0,3	x	1	x	4	=	1,21	2,44	1,5	2,943	1,809
	Total										167,097	16,4565
	venant 10 – 10										1731,946	219,72
11-11	Plancher Etage =			4,8	x	4	=	19,30	5,34	1,5	103,041	28,944

	poutre principal =	0,3	x	0,5	x	4,8	=	0,72	25		18,000	
	poutre secondaire =	0,3	x	0,40	x	4	=	0,48	25		12,060	
	Poteau =	0,6	x	0,60	x	3,06	=	1,10	25		27,540	
	poutre principal =	0,3	x	1	x	4,8	=	1,44	2,44	1,5	3,514	2,16
	poutre secondaire =	0,3	x	1	x	4	=	1,21	2,44	1,5	2,943	1,809
	Total										167,097	16,4565
	venant 11 –11										1899,042	236,177
12-12	Plancher Etage =			4,8	x	4	=	19,30	6,44	2,5	124,266	48,24
	poutre principal =	0,3	x	0,5	x	4,8	=	0,72	25		18,000	
	poutre secondaire =	0,3	x	0,40	x	4	=	0,48	25		12,060	
	Poteau =	0,6	x	0,60	x	3,23	=	1,16	25		29,070	
	poutre principal =	0,3	x	1	x	4,8	=	1,44	2,44	2,5	3,514	3,6
	poutre secondaire =	0,3	x	1	x	4	=	1,21	2,44	2,5	2,943	3,015
	Total										189,852	27,4275
	venant 12 –12										2088,895	263,604
13-13	Plancher Etage =			4,8	x	4	=	19,30	5,34	2,5	103,041	48,24
	poutre principal =	0,3	x	0,5	x	4,8	=	0,72	25		18,000	
	poutre secondaire =	0,3	x	0,40	x	4	=	0,48	25		12,060	
	Poteau =	0,6	x	0,60	x	3,00	=	1,08	25		27,000	
	poutre principal =	0,3	x	1	x	4,8	=	1,44	2,44	2,5	3,514	3,6
	poutre secondaire =	0,3	x	1	x	4	=	1,21	2,44	2,5	2,943	3,015
	Total										166,557	27,4275
	venant 13 –13										2255,452	291,032

$$\Rightarrow N_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$N_u = 1.35 \times 225.452 + 1.5 \times 291,032 = 3418.22 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow N_{ser} = G + Q$$

$$N_{ser} = 2255.425 + 291,032 = 2546.45 \text{ KN}$$

II.9.2.9. Dimensionnement des poteaux BAEL91 (B.8.4.1) :

on prendre un poteau de $(60 \times 60) \text{ cm}^2$

A/ Les vérifications :

$$N_u \leq \alpha \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right] \quad (\text{a. B.8.2.1 CBA 93})$$

B_r : Section réduite du béton.

A_s : Section des armatures.

γ_b : coefficient de sécurité de béton .

γ_s : coefficient de sécurité des aciers.

α : Coefficient en fonction de l'élancement λ .

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \rightarrow 0 < \lambda \leq 50. \\ 0.6 \times \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 \rightarrow 50 < \lambda \leq 70. \end{cases}$$

$$N_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$N_u = 3481.4082$$

$$B_r = (h-2)(b-2) = (60-2)(60-2) = 3364 \text{ cm}^2 = 3364 \times 10^2 \text{ mm}^2$$

$$A_s = 0.7 \times \frac{60 \cdot 60}{100} = 25.2 \times 10^2 \text{ mm}^2$$

calcul α :

- λ : Elancement d'EULER $\left(\lambda = \frac{l_f}{i} \right)$.

- l_f : Longueur de flambement.

- i : Rayon de giration $\left(i = \sqrt{\frac{I}{B}} \right)$.

- I : Moment d'inertie de la section par rapport à l'axe passant par son centre de gravité et

perpendiculaire au plan de flambement $\left(I = \frac{bh^3}{12} \right)$.

$$B = 60 \times 60 = 3600 \text{ cm}^2 ; I = 60 \times 60^3 / 12 = 1080000 \text{ cm}^4$$

$$\left(i = \sqrt{\frac{I}{B}} \right) = \sqrt{\frac{1080000}{3600}} = 17.32$$

$$l_f = 0.7 \times l = 0.7 \times 323 = 226.1 \text{ cm}$$

$$\left(\lambda = \frac{l_f}{i} \right) = 13.05 < 50$$

$$\lambda < 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{13.05}{35} \right)^2} = 0.827$$

donc

$$N_u = 0.827 \left[\frac{3364 \times 10^2 \times 25}{0.9 \times 1.5} + \frac{25.2 \times 10^2 \times 400}{1.15} \right] = 5876.79 \text{ KN}$$

$$N_u = 3481.4082 \text{ KN} < 5876.79 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{cv}$$

II.10.Actions de la température climatique :

II.10.1.Introduction :

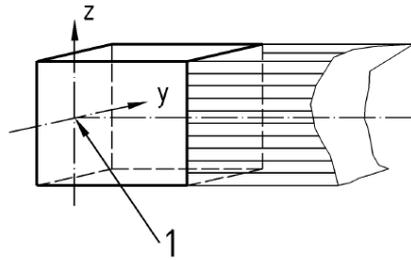
Lorsqu'ils sont exposés à l'ensoleillement, les éléments subissent un flux solaire sur leur face supérieure qui engendre un gradient thermique. Ce différentiel de température qui peut être significatif, provoque des efforts d'allongement et de ressourcement sur éléments poutre et plancher sous l'effet de la dilatation. Ce phénomène n'aurait pas d'autres conséquences que la déformation du plancher si celui-ci était totalement désolidarisé de la . Dans la plupart des cas, la dalle forme un ensemble monolithique avec ses appuis, ce qui gêne la libre rotation. Les déformations, gênées par ces liaisons, génèrent des sollicitations au niveau des appuis et nécessitent des dispositions constructives particulières. Ce phénomène physique doit également être pris en compte dans le calcul.

II.10.2.Représentation des actions :

Les variations journalières et saisonnières de la température de l'air sous abri, les rayonnements solaires, les rayonnements réémis, etc., entraînent des variations de la distribution de la température à l'intérieur des différents éléments particuliers d'une structure.

La valeur des effets thermiques dépend des conditions climatiques locales, ainsi que de l'orientation de la structure, de sa masse totale, des finitions (par exemple les revêtements extérieurs dans les bâtiments), et dans le cas de structures de bâtiments, des conditions de chauffage et ventilation, ainsi que de l'isolation thermique.

La distribution de la température à l'intérieur d'un élément de structure particulier peut être divisée selon les quatre composantes constitutives essentielles suivantes, illustrées à la Figure suivante.



II.10.3. Calcul manuel :

le sujet m'intéresse aussi, je me trouve souvent dans des cas similaires, ou l'architecte oublie de mettre des joints, et qu'il n'y a pas beaucoup de choix, contrainte architecturale, thermique,etc, ce que je peux dire, la dilatation thermique tend à allonger l'élément, et le retrait aura l'effet inverse,

L'effet thermique $dL = a \times dT \times L$

- **a** : coefficient de dilatation de béton = 10^{-5} en $(1/^\circ\text{C})$
- **dT** : variation de température selon la région (voire le CBA93) en $(^\circ\text{C})$
- **L** : longueur de la pièce.

retrait total : somme de plusieurs retraits approximatifs $dL = 3 \times L$ (en cm) (équation que j'ai récupérée d'un confrère qui reste à vérifier)

les deux valeurs tendent à s'annuler, après ce que je pense, c'est de calculer l'effet du retrait et l'effet thermique comme si on avait des joints de dilatation (respect de la réglementation) et de les comparer avec les valeurs trouvées

tout cela reste théorique, je l'ai jamais fait en pratique, pas de certitude sur le sujet, pour cela que le sujet m'intéresse et j'aimerais avoir l'avis des confrères

II.10.4. Action des gradients thermiques :

variation relative de longueur de -4.10^{-4} à $+3.10^{-4}$.

A défaut de justifications plus précises on adopte pour les constructions situées à l'air libre des variations uniformes de température suivante :

- En Algérie du Nord (climat tempéré): **+35°C et -15°C**;
- Pour le proche et le moyen Sud: **+45°C et -20°C**;
- Pour l'extrême Sud: **+50°C et -30°C**;

Les déformations linéaires à considérer entre les températures initiales moyennes au moment de la réalisation de l'ouvrage (*généralement comprises entre +10° et +25°*) et les températures extrêmes peuvent être évaluées en admettant forfaitairement un coefficient de dilatation du béton armé à **10E-5**

Étant donné que la distance maximale bout à bout des plancher atteint **>25m**, il y a donc lieu de tenir compte de l'effet de la température dans le calcul béton armé.

Pour notre cas on a **45° > T > -20°** on prend $T_{moy} = 15°$ donc on obtient les gardiens thermiques suivants :

$$T_1 = T_{max} - T_{moy} (45) - (15) = +35$$

$$T_2 = T_{min} + T_{moy} (-20) - (15) = -35$$

pour l'effet de la température sur les structure sans joint de dilatation, je voulais savoir si les variation de température doivent être introduit selon **dtx**.

ces variation de température vont être introduit sur robot selon **dtx** ce qui va donner des effort d'allongement(**+35°**) et de resourcement (**-35°**) sur robot tu les introduit selon le repère **X** (repère local de l'élément)

II.10.5. Les combinaisons d'actions dans les règles actuelles (CNRIB) :

Selon Le Centre National D'études et de Recherches Intégrées du Bâtiment

Pour les structures en béton armé on distingue deux types de combinaisons d'action pour les structures en béton armé

Les combinaisons dites du premier genre:

$$G+1,2Q+T \dots\dots\dots(1)$$

$$G+Q+Cn+T \dots\dots\dots(2)$$

Les combinaisons dites du second genre:

$$G+1,5Q+1,5Cn+T \dots\dots\dots(3)$$

$$G+Q+\gamma_w C_e+T \dots\dots\dots(4)$$

Cette étude permet de déterminer, en l'absence d'indications précisées au CCTP, les valeurs de gradients thermiques caractéristiques qui pourraient être considérées pour dimensionner aux actions thermiques différents types d'éléments hauts non isolés. Deux méthodes de détermination de ce gradient thermique sont proposées.

III.11. Conclusion :

Après les calculs et les vérifications nous avons adopté les sections suivantes :

Elément	Dimension
Plancher corps creux	Ht=(20+4)cm
Plancher dalle plein	Epp= 16 cm
Balçon	Epp = 16 cm
Voile	Epp =20 cm
Poutre principale	(30×50) cm ²
Poutre secondaire	(30×40) cm ²
Poteaux	(60×60) cm ²
Escalier : Paliers d'épaisseur	15cm
: Volées parallèles d'épaisseur	15cm

CHAPITRE III

Calcul des l'élément secondaire

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

III.1. Introduction:

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

- Planchers
- Escaliers
- Balcons
- Acrotère

III.2. Planchers a corps creux :

Les planchers sont des éléments horizontaux de la structure capables de reprendre les Charges verticales. On peut considérer les corps creux comme des poids morts n'interviennent pas dans la résistance de l'ouvrage.

Plancher = Poutrelles + Corps creux + Dalle de compression.

Plancher à corps creux (20+4) pour tous les étages :

$\left\{ \begin{array}{l} 20 \text{ cm} : \text{courps creux} \\ 4 \text{ cm} : \text{dalle de compresion} \end{array} \right.$

Dans notre construction il ya deux types de planchers:

- Plancher à corps creux.
- Plancher à dalle plein (sous sol)

III.2.1.Types des nervures :

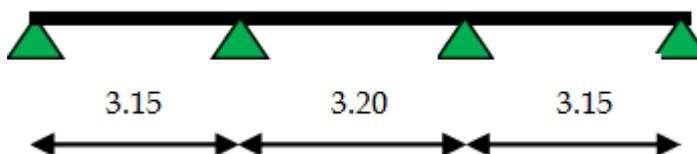
Type 1 :



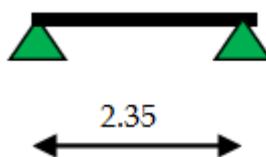
Type 2 :



Type 3 :



Type 4 :



Type 5:



Type 6:



III.2.2.Méthode de calcul:

Plusieurs méthodes peuvent être utilisées dans le calcul des éléments secondaires d'un bâtiment, nous citerons comme exemple la méthode forfaitaire et la méthode exacte et de Caquot.

Le bon choix de la méthode de calcul permet d'aboutir de bons résultats c'est-à-dire la détermination de la section nécessaire d'armature pour chaque élément secondaire.

III.2.2.1.Plancher corps creux:

Il est constitué de :

- Hourdis portant sur les poutrelles et éventuellement sur les poutres principales.
- Poutrelles transmettant aux poutres principales les efforts en provenance de l'hourdis.

III.2.2.2.Calcul des poutrelles:

a/méthode forfaitaire

Pour la détermination des efforts (M) et (T) on utilise la méthode forfaitaire si :

- La fissuration n'est pas préjudiciable.
- Les charges d'exploitation sont modérées $Q \leq 2G$
- Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées.
- Les portées successives sont comprises entre (0.8 et 1.25) :

$$0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25$$

b/Méthode de Caquot :

Condition d'application :

- $Q > 2G$ et $Q > 500 \text{ Kg/m}^2$
 - Les charges permanentes et d'exploitations sont élevées.
 - Les moments d'inertie de la section des poutres ne sont pas constants

III.2.2.3.Calcul des moments: (méthode forfaitaire) :

A/Les moments en appui :

- $0.2M_0$ pour appui de rive
- $0.6M_0$ pour poutre de deux travées
- $0.5M_0$ pour appui voisins des appuis de rive pour poutre de plus de deux travées
- $0.4M_0$ pour les appuis intermédiaires (plus de trois travées)

- Avec :

$$M_0 = \frac{q \times L^2}{8}$$

B/Les moments en travées :

- $M_t \geq \max[1.05 M_0 ; (1 + 0.3\alpha)M_0 - \frac{Mg+Md}{2}]$
- $M_t \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_0$ travée de rive.
- $M_t \geq \frac{1+0.3\alpha}{2} M_0$ travée intermédiaire.
- $\alpha = \frac{Q}{G+Q}$

III.2.2.4.Valeur des efforts tranchants :

$$T_d = -\frac{p.l}{2} + \frac{Md-Mg}{L} \quad ; \quad T_g = \frac{p.l}{2} + \frac{Md-Mg}{L}$$

- T_d = l'effort tranchant a droite de la travée
- T_g = l'effort tranchant a gauche de la travée

III.2.2.5.Les combinaison d'action :

A/Plancher étage courant (habitation): D'après le (DTR BC 2.2)

Charge permanente $G=5.34 \text{ KN/m}^2$

Surcharge d'exploitation $Q=1.5 \text{ KN/m}^2$

B/Plancher terrasse : D'après le (DTR BC 2.2)

Charge permanente $G=6.14 \text{ KN/m}^2$

Surcharge d'exploitation $Q=1 \text{ KN/m}^2$

C/Plancher étage courant (RDC) : D'après le (DTR BC 2.2)

Charge permanente $G=5.34 \text{ KN/m}^2$

Surcharge d'exploitation $Q=2.5 \text{ KN/m}^2$

III.2.2.7.Application de la méthode forfaitaire :

A/Plancher terrasse :

- $1000 \leq 2 \times 6140 = 12280 \text{ N} \Rightarrow$ condition vérifiée.

- Inertie constante \Rightarrow **condition vérifiée.**
- Le rapport de longueur entre deux portées successives doit vérifier :

$$0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

- Fissuration non préjudiciable \Rightarrow **condition vérifiée**

B/Planchers étagé courant :

$$\bullet Q=1500 \text{ N} \quad ; \quad G=5340 \text{ N}$$

$$1500 \leq 2 \times 5340 = 10400 \text{ N}$$

$$Q \leq (2.G ; 5000\text{N/m}^2). \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Inertie constante. \Rightarrow **Condition vérifiée.**

Le rapport de longueur entre deux portées successives doit vérifier :

$$\left(0.8 \leq \frac{4.85}{4.00} = 1.21 \quad ; \quad \frac{4.00}{4.00} = 1 \quad ; \quad \frac{4.00}{4.85} = 0.82 \leq 1.25 \right) \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Fissuration non préjudiciable. \Rightarrow **Condition vérifiée.**

Remarque :

La méthode de calcul que nous choisissons est "la méthode forfaitaire" parce que Toutes les conditions sont vérifiées.

III.2.2.Calcul des planchers :

Nous avons six types des poutrelles continues dans le plancher étagé courant et Plancher étagé courant (RDC) et le plancher Terrasse.

➤ **E.L.U :**

$$P_{u_{EC}} = (1.35 G + 1.5 Q) \times 0.65 = ((1.35 \times 5.34) + (1.5 \times 1.5)) \times 0.65$$

$$P_{u_{EC}} = 6.14 \text{ KN/ml.}$$

$$P_{u_{EC}(\text{rdc})} = (1.35 G + 1.5 Q) \times 0.65 = ((1.35 \times 5.34) + (1.5 \times 2.5)) \times 0.65$$

$$P_{u_{EC}(\text{rdc})} = 7.12 \text{ KN/ml.}$$

$$P_{u_{terrasse}} = (1.35 G + 1.5 Q) \times 0.65 = ((1.35 \times 6.14) + (1.5 \times 1)) \times 0.65$$

$$P_{u_{terrace}} = 6.36 \text{ KN/ml.}$$

➤ **E.L.S:**

$$P_{S_{EC}} = (G + Q) \times 0.65 = (5.34 + 1.5) \times 0.65$$

$$P_{S_{EC}} = 4.44 \text{ KN/ml.}$$

$$P_{S_{EC}(\text{rdc})} = (G + Q) \times 0.65 = (5.34 + 2.5) \times 0.65$$

$$P_{S_{EC}(\text{rdc})} = 5.09 \text{ KN/ml.}$$

$$P_{S_{terrace}} = (G + Q) \times 0.65 = (6.14 + 1) \times 0.65$$

$$P_{S_{terrace}} = 4.64 \text{ KN/ml.}$$

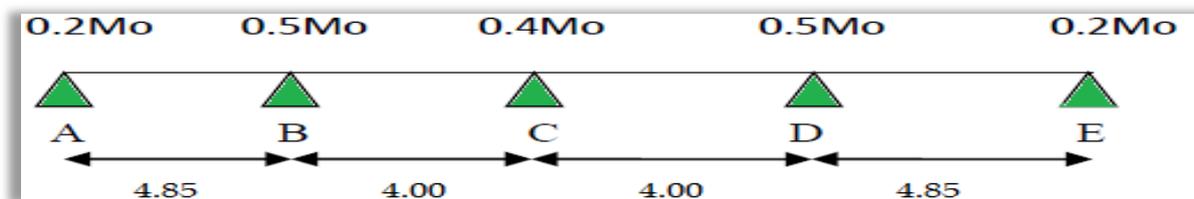
	Plancher terrasse KN/ml	Plancher étage courant KN/ml	Plancher étage courant (RDC) KN/ml
E .L.U	6.36	6.14	7.12
E .L.S	4.64	4.44	5.09

Tableaux (III.1): charge permanente de la Plancher terrasse ; Plancher étage courant ; Plancher étage courant(RDC)

$$\alpha = \frac{q}{G+q}$$

	α
Plancher terrasse	0.14
Plancher étage	0.22
Plancher étage (RDC)	0.32

III.1.2.1. Corps creux type 1 poutre repose sur 5 appuis



III.1.2.2.Détermination des sollicitations :A/Planchers terrasse :

Tableau récapitulatif pour Les moments sur appuis et travée :

Travée	1	2	3	4	
L(m)	4,85	4,00	4,00	4,85	
Q	0,65	0,65	0,65	0,65	
G	3,99	3,99	3,99	3,99	
Qu (KN/M)	6,3615	6,3615	6,3615	6,3615	
Qs (KN/M)	4,64	4,64	4,64	4,64	
α	0,14	0,14	0,14	0,14	
Mo s	13,64	9,28	9,28	13,64	
Mo u	18,70	12,72	12,72	18,70	
Appui	1	2	3	4	5
C.F	0,2	0,5	0,4	0,5	0,2
Ma u	3,74095959	9,35239898	5,0892	9,35239898	3,74095959
Ma s	2,72861	6,821525	3,712	6,821525	2,72861
MTU1	13,09	6,14	6,14	13,09	
MTU2	11,62	6,63	6,63	11,62	
MTU max	13,09	6,63	6,63	13,09	
MTS 1	9,550135	4,4772375	4,4772375	9,550135	
MTS 2	8,47	4,84	4,84	8,47	
MTS	9,55	4,84	4,84	9,55	

Tableau récapitulatif Efforts tranchants à ELU et ELS de plancher Type 1 :

	Travée	V_w	V_e
	1	18.23	-12.62
ELU	2	13.99	-14.85
	3	13.99	10.59
	4	16.96	-18.23

	Travée	V_w	V_e
	1	11.25	-12.37
ELU	2	10.20	-10.20
	3	10.20	-10.20
	4	12.37	11.25

B/Planchers étage courant :

Tableau récapitulatif pour Les moments sur appuis et travée :

Travée	1	2	3	4	
L(m)	4,85	4,00	0,98	4,85	
Q	0,98	0,98	0,65	0,98	
G	3,47	3,47	3,47	3,47	
qu(KN/M)	6,147	6,1545	5,6595	6,1545	
qs(KN/M)	4,445	4,45	4,12	4,45	
α	0,22	0,22	0,16	0,22	
Mo s	13,07	8,90	0,49	13,08	
Mo u	18,07	12,31	0,68	18,10	
Appui	1	2	3	4	5
C.F	0,2	0,5	0,4	0,5	0,2
Ma u	3,61482019	9,03705047	4,9236	9,04807664	3,61923066
Ma s	2,61393781	6,53484453	3,56	6,54219531	2,61687813
MTU1	12,94	6,14	-6,27	12,96	
MTU2	11,44	6,56	0,36	11,46	
MTU	12,94	6,56	0,36	12,96	
MTS1	9,3553393	4,44057773	- 4,53176136	9,36930578	
MTS2	8,27	4,74	0,26	8,28	
MTS	9,36	4,74	0,26	9,37	

Tableau récapitulatif Efforts tranchants à ELU et ELS de plancher Type 1:

	Travée	V_w	V_e
ELU	1	17.62	-12.20
	2	13.53	-14.37
	3	3.05	-0.71
	4	16.41	-17.64

	Travée	V_w	V_e
ELS	1	10.78	11.85
	2	9.79	-9.79
	3	2.22	-2.22
	4	11.87	10.79

C/Planchers étage courant (RDC)

Travée	1	2	3	4	
L(m)	4,85	4,00	0,98	4,85	
Q	1,63	1,63	1,63	1,63	
G	3,47	3,47	3,47	3,47	
Qu (KN/M)	7,122	7,1295	7,1295	7,1295	
Qs (KN/M)	5,095	5,1	5,1	5,1	
α	0,32	0,32	0,32	0,32	
Mo s	14,98	10,20	0,61	15,00	
Mo u	20,94	14,26	0,86	20,96	
Appui	1	2	3	4	5
C.F	0,2	0,5	0,4	0,5	0,2
Ma u	4,18	10,47	5,70	10,26	4,19
Ma s	2,99	7,49	4,08	7,49	2,99
MTU1	15,62	7,54	-7,15	15,64	
MTU2	13,57	7,81	0,47	13,58	
MTU	15,62	7,81	0,47	15,64	
MTS1	11,1709823	5,39277695	- 5,11793899	11,1849488	
MTS2	9,71	5,59	0,34	9,72	
MTS	11,17	5,59	0,34	11,18	

Tableau récapitulatif Efforts tranchants à ELU et ELS de plancher Type 1 :

	Travée	V_w	V_e
ELU	1	20.41	-14.13
	2	15.68	-16.64
	3	3.84	1.10
	4	19.01	-20.43

	Travée	V_w	V_e
ELS	1	12.36	13.59
	2	11.22	-11.22
	3	2.74	-2.74
	4	13.60	12.37

III.1.2.3. Corps creux type 2 poutres repose sur 6 appuis :

A/Planchers terrasse

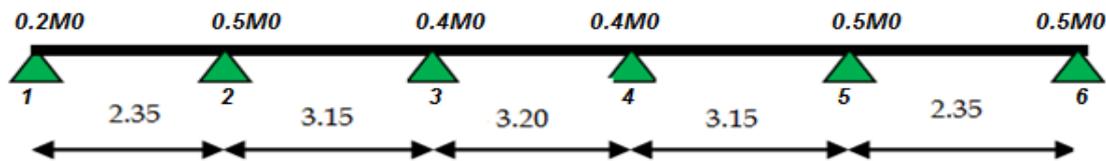


Tableau récapitulatif pour Les moments sur appuis et travée :

Travée	1	2	3	4	5	
L(m)	2,35	3,15	3,20	3,15	2,35	
Q	0,65	0,65	0,65	0,65	0,65	
G	3,99	3,99	3,99	3,99	3,99	
Qu (KN/M)	6,3615	6,3615	6,3615	6,3615	6,3615	
Qs (KN/M)	4,64	4,64	4,64	4,64	4,64	
α	0,14	0,14	0,14	0,14	0,14	
Mos	3,20	5,76	5,94	5,76	3,20	
Mou	4,39	7,89	8,14	7,89	4,39	
Appui	1	2	3	4	5	6
C.F	0,2	0,5	0,4	0,4	0,5	0,2
Mau	0,878	3,945	3,257	3,257	3,945	0,878
Mas	0,640	2,877	2,375	2,375	2,877	0,640
MTU1	2,20	4,68	5,29	4,68	2,20	
MTU2	2,73	4,11	4,24	4,11	2,73	
MTU	2,73	4,68	5,29	4,68	2,73	
MTS1	1,604135	3,4162	3,86048	3,4162	1,604135	
MTS2	1,99	3,00	3,09	3,00	1,99	
MTS	1,99	3,42	3,86	3,42	1,99	

Tableau récapitulatif Efforts tranchants à ELU et ELS de plancher Type 2 :

	Travée	V_w	V_e
ELU	1	8.78	-6.17
	2	8.90	-10.23
	3	10.18	-10.17
	4	10.24	-9.80
	5	6.17	-8.78

	Travée	V_w	V_e
	1	6.40	-4.50
ELS	2	7.15	-7.46
	3	7.42	-7.42
	4	7.47	-7.15
	5	4.50	-6.40

B/Planchers étage courant :

Tableau récapitulatif pour Les moments sur appuis et travée :

Travée	1	2	3	4	5	
L(m)	2,35	3,15	3,20	3,15	2,35	
Q	0,98	0,98	0,98	0,98	0,98	
G	3,47	3,47	3,47	3,47	3,47	
Qu (KN/M)	6,147	6,1545	6,1545	6,1545	6,1545	
Qs (KN/M)	4,445	4,45	4,45	4,45	4,45	
α	0,22	0,22	0,22	0,22	0,22	
Mo s	3,07	5,52	5,70	5,52	3,07	
Mo u	4,24	7,63	7,88	7,63	4,25	
Appui	1	2	3	4	5	6
C.F	0,2	0,5	0,4	0,4	0,5	0,2
Mau	0,84867019	3,81675164	3,151104	3,151104	3,81675164	0,84970566
Mas	0,61368781	2,75969531	2,2784	2,2784	2,75969531	0,61437813
MTU1	2,19	4,65	5,25	4,65	2,20	
MTU2	2,69	4,07	4,20	4,07	2,69	
MTU	2,69	4,65	5,25	4,65	2,69	
MTS1	1,58366391	3,36499484	3,79392	3,36499484	1,58780578	
MTS2	1,94	2,94	3,04	2,94	1,94	
MTS	1,94	3,36	3,79	3,36	1,94	

Tableau récapitulatif Efforts tranchants à ELU et ELS de plancher Type 2 :

	Travée	V_w	V_e
	1	8.49	-5.66
ELU	2	9.48	-9.90
	3	9.85	-9.85
	4	9.90	-9.48
	5	5.97	-8.49

	Travée	V_w	V_e
	1	6.14	-4.30
ELU	2	6.86	-7.16
	3	7.12	-7.12
	4	7.16	-6.86
	5	4.32	-6.14

C/Planchers étage courant (RDC)

Tableau récapitulatif pour Les moments sur appuis et travée :

Travée	1	2	3	4	5	
L(m)	2,35	3,15	3,20	3,15	2,35	
Q	1,63	1,63	1,63	1,63	1,63	
G	3,47	3,47	3,47	3,47	3,47	
Qu (KN/M)	7,122	7,122	7,122	7,122	7,122	
Qs (KN/M)	5,095	5,095	5,095	5,095	5,095	
α	0,32	0,32	0,32	0,32	0,32	
Mos	3,52	6,32	6,52	6,32	3,52	
Mou	4,92	8,83	9,12	8,83	4,92	
Appui	1	2	3	4	5	6
C.F	0,2	0,5	0,4	0,4	0,5	0,2
Mau	0,98328113	4,41675281	3,646464	3,646464	4,41675281	0,98328113
Mas	0,70342844	3,15969609	2,60864	2,60864	3,15969609	0,70342844
MTU1	2,69	5,65	6,34	5,65	2,69	
MTU2	3,19	4,84	4,99	4,84	3,19	
MTU	3,19	5,65	6,34	5,65	3,19	
MTS1	1,92210727	4,03987648	4,53696	4,03987648	1,92210727	
MTS2	2,28	3,46	3,57	3,46	2,28	
MTS	2,28	4,04	4,54	4,04	2,28	

Tableau récapitulatif Efforts tranchants à ELU et ELS de plancher Type 2 :

	Travée	V_w	V_e
	1	9.83	-6.91
ELU	2	10.97	-11.46
	3	11.40	-11.39
	4	11.46	-10.97
	5	6.91	-9.83

	Travée	V_w	V_e
	1	7.03	-4.94
ELS	2	7.85	-8.19
	3	8.15	-8.15
	4	8.20	-7.85
	5	4.94	-7.03

III.1.2.4. Corps creux type 3 poutres repose sur 4 appuis :

A/Planchers terrasse :

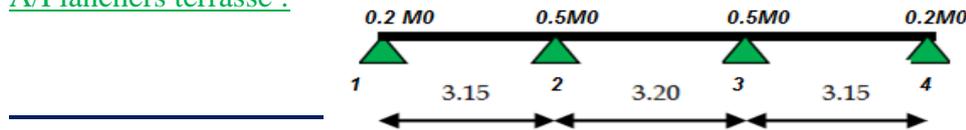


Tableau récapitulatif pour Les moments sur appuis et travée :

Travée	1	2	3	
L(m)	3,15	3,20	3,15	
Q	0,65	0,65	0,65	
G	3,99	3,99	3,99	
Qu (KN/M)	6,3615	6,3615	6,3615	
Qs (KN/M)	4,64	4,64	4,64	
α	0,14	0,14	0,14	
Mo s	5,76	5,94	5,76	
Mo u	7,89	8,14	7,89	
Appui	1	2	3	4
C.F	0,2	0,5	0,5	0,2
Ma u	1,5780	4,071	4,071	1,578
Ma s	1,15101	2,9696	2,9696	1,15101
MTU 1	5,46	4,48	5,46	
MTU 2	4,90	4,24	4,11	
MT U	5,46	4,48	5,46	
MT S1	3,9824975	3,26656	3,9824975	
MT S2	3,57	3,09	3,00	
MT S	3,98	3,27	3,98	

Tableau récapitulatif Efforts tranchants à ELU et ELS de plancher Type 3 :

	Travée	V_w	V_e
	1	14.22	-10.89
ELU	2	11.89	-11.89
	3	9.15	-12.47

	Travée	V_w	V_e
	1	9.05	-9.95
ELS	2	9.18	-9.18
	3	8.67	-7.89

B/Planchers étage courant :

Tableau récapitulatif pour Les moments sur appuis et travée :

Travée	1	2	3	
L(m)	3,15	3,20	3,15	
Q	0,98	0,98	0,98	
G	3,47	3,47	3,47	
Qu (KN/M)	6,147	6,147	6,147	
Qs (KN/M)	4,445	4,445	4,445	
α	0,22	0,22	0,22	
Mo s	5,51	5,69	5,51	
Mo u	7,62	7,87	7,62	
Appui	1	2	3	4
C.F	0,2	0,5	0,5	0,2
Mau	1,52484019	3,93408	3,93408	1,52484019
Mas	1,10263781	2,8448	2,8448	1,10263781
MTU1	5,40	4,45	5,40	
MTU2	4,83	4,19	4,06	
MTU	5,40	4,45	5,40	
MTS1	3,90226156	3,2192	3,90226156	
MTS2	3,49	3,03	2,94	
MTS	3,90	3,22	3,90	

Tableau récapitulatif Efforts tranchants à ELU et ELS de plancher Type 3 :

	Travée	V_w	V_e
	1	10.89	-8.47
ELU	2	9.83	-9.83
	3	8.47	-10

	Travée	V_w	V_e
	1	7	-7.70
ELS	2	7.82	-7.82
	3	7.70	-7

C/Plancher RDC :

Tableau récapitulatif pour Les moments sur appuis et travée :

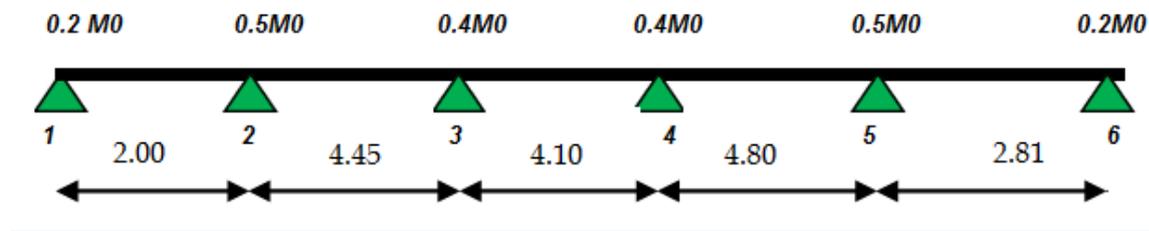
Travée	1	2	3	
L(m)	3,15	3,20	3,15	
Q	1,63	1,63	1,63	
G	3,47	3,47	3,47	
Qu (KN/M)	7,122	7,122	7,122	
Qs (KN/M)	5,095	5,095	5,095	
α	0,32	0,32	0,32	
Mos	6,32	6,52	6,32	
Mou	8,83	9,12	8,83	
Appui	1	2	3	4
C.F	0,2	0,5	0,5	0,2
Mau	1,76670113	4,55808	4,55808	1,76670113
Mas	1,26387844	3,2608	3,2608	1,26387844
MTU1	6,52	5,43	6,52	
MTU2	5,72	4,99	4,84	
MTU	6,52	5,43	6,52	
MTS1	4,66170531	3,8848	4,66170531	
MTS2	4,09	3,57	3,46	
MTS	4,66	3,88	4,66	

Tableau récapitulatif Efforts tranchants à ELU et ELS de plancher Type 3 :

	Travée	V_w	V_e
	1	12.61	-9.82
ELU	2	11.39	-11.39
	3	9.82	-12.61

	Travée	V_w	V_e
	1	8.02	-8.82
ELS	2	8.96	-8.96
	3	8.82	-8.02

III.1.2.5. Corps creux type 5 poutre repose sur 6 appuis :



A/Planchers terrasse :

Tableau récapitulatif pour Les moments sur appuis et travée :

Travée	1	2	3	4	5	
L(m)	2,00	4,45	4,10	4,80	2,81	
Q	0,65	0,65	0,65	0,65	0,65	
G	3,99	3,99	3,99	3,99	3,99	
Qu (KN/M)	6,3615	6,3615	6,3615	6,3615	6,3615	
Qs (KN/M)	4,64	4,64	4,64	4,64	4,64	
α	0,14	0,14	0,14	0,14	0,14	
Mos	2,32	11,49	9,75	13,36	4,58	
Mou	3,18	15,75	13,37	18,32	6,28	
Appui	1	2	3	4	5	6
C.F	0,2	0,5	0,4	0,4	0,5	0,2
Mau	0,63615	7,87335023	6,29868019	7,328448	9,16056	1,255776
Mas	0,464	5,742725	4,59418	5,34528	6,6816	0,9159476
MTU1	-0,91	9,45	7,22	10,99	1,38	
MTU2	1,98	8,20	6,96	9,55	3,90	
MTU	1,98	9,45	7,22	10,99	3,90	
MTS1	- 0,6673625	6,89127	5,26756	8,01792	1,0099511	
MTS2	1,44	5,98	5,08	6,96	2,84	
MTS	1,44	6,89	5,27	8,02	2,84	

Tableau récapitulatif Efforts tranchants à ELU et ELS de plancher Type 5 :

	Travée	V_w	V_e
	1	9.98	-2.74
ELU	2	13.80	-14.50
	3	13.29	-12.89
	4	15.65	-14.89
	5	6.12	-11.75

	Travée	V_w	V_e
	1	7.28	-2.00
EL	2	10.07	-10.58
	3	9.70	-9.32
	4	11.41	-10.86
	5	4.47	-8.57

B/Plancher étage courant :

Tableau récapitulatif pour Les moments sur appuis et travée :

Travée	1	2	3	4	5	
L(m)	2,00	4,45	4,10	4,80	2,81	
Q	0,98	0,98	0,98	0,98	0,98	
G	3,47	3,47	3,47	3,47	3,47	
qu(KN/M)	6,1545	6,1545	6,1545	6,1545	6,1545	
qs(KN/M)	4,45	4,45	4,45	4,45	4,45	
ALPHA	0,22	0,22	0,22	0,22	0,22	
Mos	2,23	11,02	9,35	12,82	4,39	
Mou	3,08	15,23	12,93	17,72	6,07	
Appui	1	2	3	4	5	6
C.F	0,2	0,5	0,4	0,4	0,5	0,2
Mau	0,61545	7,61715539	6,09372431	7,089984	8,86248	1,21491369
Mas	0,445	5,50757031	4,40605625	5,1264	6,408	0,87844113
MTU1	-0,84	9,39	7,19	10,92	1,44	
MTU2	1,95	8,12	6,89	9,45	3,85	
MTU	1,95	9,39	7,19	10,92	3,85	
MTS1	- 0,60428516	6,78606922	5,20210188	7,89552	1,03916674	
MTS2	1,41	5,87	4,98	6,83	2,78	
MTS	1,41	6,79	5,20	7,90	2,78	

Tableau récapitulatif Efforts tranchants à ELU et ELS de plancher Type 5 :

	Travée	V_w	V_e
	1	9.66	-2.65
ELU	2	13.35	-14.03
	3	12.86	-12.37
	4	15.14	-14.40
	5	5.93	-11.37

	Travée	V_w	V_e
	1	6.98	-1.91
ELS	2	9.95	-10.14
	3	9.30	-8.94
	4	10.95	-10.41
	5	4.28	-8.22

C/Plancher RDC :

Tableau récapitulatif pour Les moments sur appuis et travée :

Travée	1	2	3	4	5	
L(m)	2,00	4,45	4,10	4,80	2,81	
Q	1,63	1,63	1,63	1,63	1,63	
G	3,47	3,47	3,47	3,47	3,47	
Qu (KN/M)	7,122	7,1295	7,1295	7,1295	7,1295	
Qs (KN/M)	5,095	5,1	5,1	5,1	5,1	
α	0,32	0,32	0,32	0,32	0,32	
Mos	2,55	12,62	10,72	14,69	5,03	
Mou	3,56	17,65	14,98	20,53	7,04	
Appui	1	2	3	4	5	6
C.F	0,2	0,5	0,4	0,4	0,5	0,2
Mau	0,7122	8,82387023	7,05909619	8,213184	10,26648	1,40738112
Mas	0,5095	6,31204688	5,0496375	5,8752	7,344	1,00675275
MTU1	-0,87	11,40	8,78	13,26	1,87	
MTU2	2,31	9,67	8,21	11,25	4,56	
MTU	2,31	11,40	8,78	13,26	4,56	
MTS1	- 0,61952344	8,15367938	6,2814675	9,48672	1,34103649	
MTS2	1,65	6,92	5,87	8,05	3,26	
MTS	1,65	8,15	6,28	9,49	3,26	

Tableau récapitulatif Efforts tranchants à ELU et ELS de plancher Type 5 :

	Travée	V_w	V_e
	1	11.18	-3.07
ELU	2	15.47	16.25
	3	14.33	-14.33
	4	17.54	-16.68
	5	6.86	-13.17

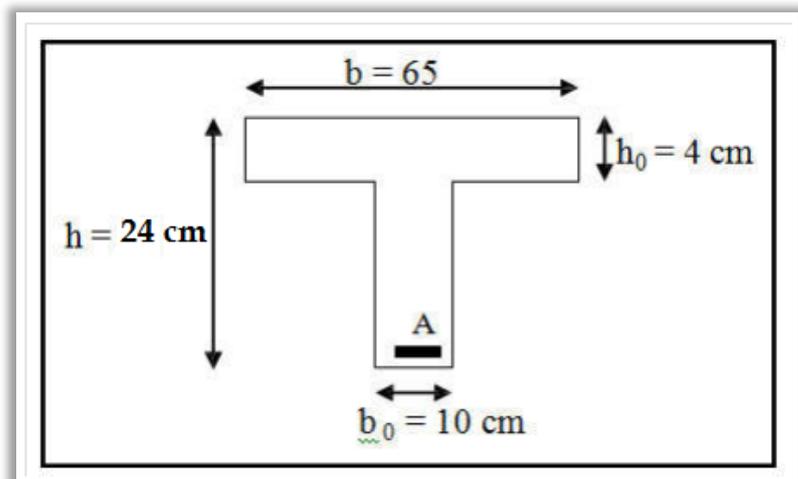
	Travée	V_w	V_e
	1	8	-2.19
ELS	2	11.06	-11.63
	3	10.66	-10.25
	4	12.55	-11.93
	5	4.91	-9.42

III.1.2.6. Calcul du Ferrailage :

Les caractéristiques géométriques des poutrelles :

$$b = 65\text{cm} ; \quad b_0 = 10\text{cm}$$

$$h = 24\text{cm} ; \quad h_0 = 4\text{cm}$$



Fig(III.1) : section de ferrailage de la poutrelle

A/L'enrobage :

$$c \geq c' + \Phi/2.$$

$$c' = 1\text{cm (fissuration peu préjudiciable) (BAEL91.A.7)}$$

$$\Phi = \frac{h}{10} = \frac{24}{10} = 2.4\text{ cm.} \quad (\text{BAEL91.A.7.2.1})$$

$$c \geq 1 + \frac{2.4}{2} = 2.2\text{cm.}$$

* Donc on adopte $c = 3\text{ cm.}$

$$d = h - c = 24 - 3 = 21 \text{ cm}$$

$$d = 21 \text{ cm} ; c = 3 \text{ cm}$$

	M_{max} (appui)	M_{max} (travée)	T_{max}
E.L.U	10.46	15.64	18.56

Tableaux (III.2) : les moments en travée et en appuis.

B/Les armatures longitudinales :

ELU :

- En Travée :

Le moment fléchissant M_0 équilibré par la table est :

$$M_0 = \bar{\sigma}_b \times b \times h_0 \times \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$M_0 = 14.2 \times 65 \times 4 \times \left(21 - \frac{4}{2} \right) = 70148 \text{ N.m}$$

$$M_t^{\max} = 15640 \text{ N.m} \leq M_0 = 70148 \text{ N.m}$$

Donc une partie seulement de la table est comprimée, et la section en T sera calculée comme une section rectangulaire de largeur $b=65$ cm et de hauteur $h=24$ cm et de hauteur utile $d=21$ cm.

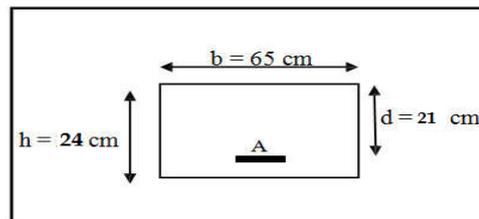


Fig.(III.2): Dimensions des poutrelles de section rectangulaire.

$$\mu = \frac{M_t}{\bar{\sigma}_b \times b \times d^2} = \frac{15640}{14.2 \times 65 \times 21^2} = 0.03837 < \mu_\ell = 0.392$$

Alors Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$\mu = \frac{M}{\bar{\sigma}_b \cdot b \cdot d^2}, \quad \alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8}, \quad \beta = 1 - 0.4\alpha, \quad A = \frac{M}{\sigma_s \cdot d \cdot \beta}$$

$$\mu = 0.03837 \Rightarrow \alpha = 0.0489 \Rightarrow \beta = 0.980 \Rightarrow A = \frac{15620}{348 \times 0.980 \times 21} = 2.18 \text{ cm}^2$$

M_t (N.m)	μ	μ_ℓ	α	β	A cm ²
15640	0.03837	0.392	0.0489	0.980	2.18

- En Appuis

Le moment sur appui est négatif, donc le béton de la dalle se trouve dans la partie tendue, alors nous considérons une section rectangulaire de largeur $b_0 = 10$ cm.

M_a (N.m)	μ	μ_ℓ	α	β	A cm ²
10460	0.0256	0.392	0.0324	0.987	1.45

E. L. S :

D'après le **BAEL91** ;

- ✓ La fissuration est peut nuisible → 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 :

$$\alpha \leq \alpha_t = \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}, \text{ avec } \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$$

	α	M_u	M_{ser}	γ	f_{c28}	α_t	Condition
En Travée	0.0489	15640	11160	1.39	25	0.44	vérifier
Sur Appuis	0.0324	10460	7480	1.39	25	0.44	vérifier

C/Condition de non fragilité : BAEL (A.4.2, 1)

$$A_{min} \geq 0.23 \text{ b.d. } \frac{f_{t28}}{f_e}; \text{ avec } f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 201 \text{ MPA}$$

$$\text{En Travée : } A_{min} \geq 0.23 \times 65 \times 21 \times \frac{2.1}{400} = 1.64 \text{ cm}^2$$

$$\text{En appuis : } A_{min} \geq 0.23 \times 10 \times 21 \times \frac{2.1}{400} = 0.25 \text{ cm}^2$$

D/Pourcentage minimale : B.A.E.L 91 (art B.6.4)

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

$$\text{En travée : } A_{\min}' \geq 0,001 \times 65 \times 24 = 1.56 \text{ cm}^2$$

$$\text{En appuis : } A_{\min}' \geq 0,001 \times 10 \times 24 = 0.24 \text{ cm}^2$$

Tableau Récapitulatif : $A = \max (A_{cal}; A_{min} ; A_{\min}') :$

Eléments	$A_{cal} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{min} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{\min}' \text{ (cm}^2\text{)}$	$A \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{adp} \text{ (cm}^2\text{)}$
Travée	2.18	1.64	1.56	2.18	3HA12=2.36
Appuis	1.45	0.25	0.24	1.45	2HA10=2.26

Tableaux (III.3) : ferrailage poutrelle.

E/Calcul des armatures transversales: BAEL91 (A.7.2, 2)

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

ϕ_l : Diamètre minimale des armatures longitudinales.

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{240}{35}; 10; \frac{100}{10} \right)$$

$$\phi_t \leq \min (6.85 ; 10 ; 10)$$

soit $\phi_t = 7 \text{ mm}$

$$A = \frac{2.26}{4} = 0.56$$

Donc en adopte des cadres $\phi 6$ d'où : $A_t = 2 \phi 6 = 0.57 \text{ cm}^2$; de nuance FeE235.

F/Espacement des cadres : BAEL91 (A.5.1, 22)

$$\bullet S_t 1 \leq \min (0.9 d ; 40 \text{ cm}) = \min (18.9 ; 40 \text{ cm}) = 18.9 \text{ cm}$$

$$\bullet S_t 2 \leq \frac{A \times f_e}{0.4 b_0} = \frac{0.57 \times 235}{0.4 \times 10} = 33.48 \text{ cm}$$

$$\bullet S_t 3 \leq \frac{0.9 \times A_t \times f_e}{\gamma_s b_0 (\tau_u - K \cdot 0.3 \times f_{t28})}; \text{ avec } K = 1 \text{ (flexion simples)}$$

$$\bullet S_t 3 \leq \frac{0.9 \times 0.57 \times 235}{1.15 \times 10 (0.88 - 1 \times 0.3 \times 2.1)} = 41.93 \text{ cm}$$

Soit $S_t \leq \min (S_t 1 ; S_t 2 ; S_t 3)$

On prend : $S_t = 18.9 \text{ cm}$.

On dispose les armatures transversales avec un espacement de **16 cm**

G/Vérification de l'effort tranchant : BAEL91 (art A.5.1)

- La contrainte tangente : $\tau_u = T_u / (b_0 \times d)$ **BAEL91 (A.5.1, 1)**

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

b₀ : Désigne la largeur de l'âme.

d : La hauteur utile de la nervure.

$$T_u = 18560$$

$$\tau_u = \frac{18560}{100 \times 210} = 0.88 \text{ Mpa}$$

- Les armatures d'âme sont droites (c'est-à-dire perpendiculaires à la fibre moyenne), donc τ_u doit être au plus égale à la plus basse des deux valeurs :

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

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0,20 \left[\frac{25}{1,5} \right]; 5 \text{ Mpa} \right) = 3.333 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0.88 \leq \bar{\tau}_u = 3.333 \text{ Mpa} \quad \text{condition vérifié}$$

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

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

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

Au maximum $a = 0,9d = 0,9 \times 21 = 18.9 \text{ cm}$

$$V_u \leq \frac{0,8 \times 10 \times 18,9 \times 2500}{1,5 \times 2} = 126000 \text{ N} \quad \text{condition vérifiée}$$

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

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

$$A = 2.36 \text{ cm}^2. A = 236 \text{ mm}^2.$$

$$A \geq 1.15 \times \frac{18560}{400} = 53.36 \text{ mm}^2$$

$$A = 236 \geq 53.36 \text{ mm}^2 \quad \text{condition vérifiée}$$

I/Vérification de la flèche :(BAEL91 B.6.8.424)

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{15M_0} \rightarrow \frac{24}{485} = 0.049 \geq \frac{15620}{15 \times 20930} = 0.049 \dots\dots\dots CV \\ \frac{A}{b \times d} \leq \frac{3.6}{f_e} \rightarrow \frac{2.36}{65 \times 21} = 0.002 \leq 0.009 \dots\dots\dots CV \\ \frac{h}{L} \geq \frac{1}{22.5} \rightarrow \frac{24}{485} = 0.049 \geq \frac{1}{22.5} = 0.044 \dots\dots\dots CV \end{array} \right.$$

Les 3 conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche ne s'impose pas.

III.1.2.7.La dalle mince (Table de compression) BAEL91 (B.6.8, 423)

Le hourdis doit avoir un quadrillage de barres dont les dimensions de mailles sont définies comme suit:

- 20 cm (5 p.m.) pour les armatures perpendiculaires aux nervures.
- 33 cm (3 p.m.) pour les armatures parallèles aux nervures.
- Treillis soudé FeE500 $f_e = 500 \text{ MPa}$

L'écartement L entre axes des nervures égal à 65cm donc : $L_n = 65 \text{ cm}$

$$50 \text{ cm} < L_n < 80 \text{ cm}$$

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

$$A_{\perp} = (4 \times 65) / 500 = 0.52 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adapte } 5\emptyset 5 = 0.98 \text{ cm}^2$$

A/Espacement :

n : nombres des barres.

$$S_t = 100/n = 100/5 = 20 \text{ cm}$$

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

B/Pour les armatures parallèles aux nervures :

$$A_{//} = A_{\perp} / 2 = 0.98 / 2 = 0.49$$

$$\text{On adopte } 3\emptyset 5 = 0.59 \text{ cm}^2$$

C/Escapement:

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

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

Donc on choisit un quadrillage dont la maille est de dimension (20×30) cm².

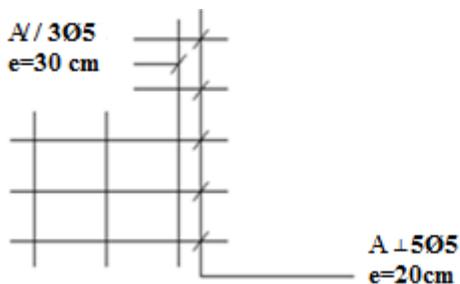


Fig.III.3 :Schémas de ferrailage de la dalle de compression.

III.1.2.8.Présentation de ferrailage:

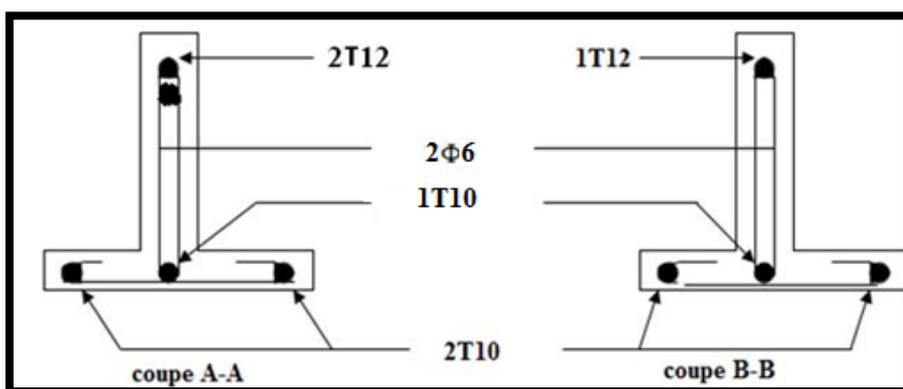
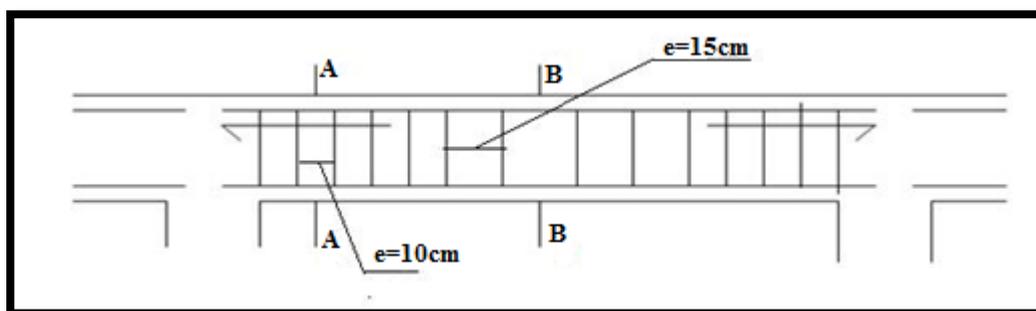


Fig.(III.4):Ferrillages des poutrelles.

III.3.Les Escaliers :

III.3.1 : Introduction :

L'escalier est un élément essentiel dans un bâtiment, puisqu'il joue le rôle d'une liaison entre Les différents niveaux de ce dernier et assure la circulation verticale. Il est fait en béton armé coulé sur place et comporte un palier intermédiaire qui sépare les deux volées (paillasse) , il Sert aussi à relier deux différents niveaux d'une construction.

III.3.2.Définition :

Un escalier est une succession de marches permettant le Passage d'un niveau à un autre, il peut être en béton armé, en acier ou en bois. Dans notre structure on a un seul type d'escalier et il est fait en béton armé.

III.3.3. Etude de l'escalier :

Ce type d'escalier est composé de :

- Paliers d'épaisseur 14cm.
- Volées parallèles d'épaisseur 14cm.
- Giron de 30cm.
- Contre marche de 17cm.

L'escalier travaille à la flexion simple en considérant la dalle comme une console chargée et en tenant Pour déterminer les sollicitations .

III 3.3.2 : Méthode de calcul :

Le calcul se fait comme une console.

a/Combinaison Des Charges :

• Volée :

Charge permanente: $G = 5.98 \text{ KN/m}^2$

Surcharge d'exploitation $Q = 2.50 \text{ KN/m}^2$

Surcharge exercée sur le garde-corps $Q_1 = 1 \text{ KN/ml}$

• Palier :

Charge permanente: $G = 4.91 \text{ KN/m}^2$

Surcharge d'exploitation $Q = 2.50 \text{ KN/m}^2$

b/Combinaisons d'action :

• ELU:

$$q_u = (1,35 \times G + 1,5Q) \times 1\text{ml}$$

$$P_u = (1,35 \times 1)1 \text{ ml}$$

- **ELS :**

$$q_s = (G + Q) \times 1 \text{ ml}$$

$$P_s = 1 \text{ KN/ml}$$

- **ELU :** palier

La dalle : $q_u = (1,35 \times G + 1,5Q) \times 1 \text{ ml} = (1,35 \times 4,91 + 1,5 \times 2,5) 1 \text{ ml} = 10,37 \text{ KN/ml}$

Garde corps : $q_{u1} = (1,35 \times G_1) 1 \text{ ml} = (1,35 \times 1) = 1,35 \text{ KN/ml}$

- **ELS :** palier

La dalle : $q_s = (G + Q) \times 1 \text{ ml} = (4,91 + 2,5) 1 \text{ ml} = 7,57 \text{ KN/ml}$

Garde corps : $q_{s1} = 1 \text{ KN/ml}$

- **ELU :** (volé)

La dalle : $q_u = (1,35 \times G + 1,5Q) \times 1 \text{ ml} = (1,35 \times 9,58 + 1,5 \times 2,5) 1 \text{ ml} = 16,68 \text{ KN/ml}$

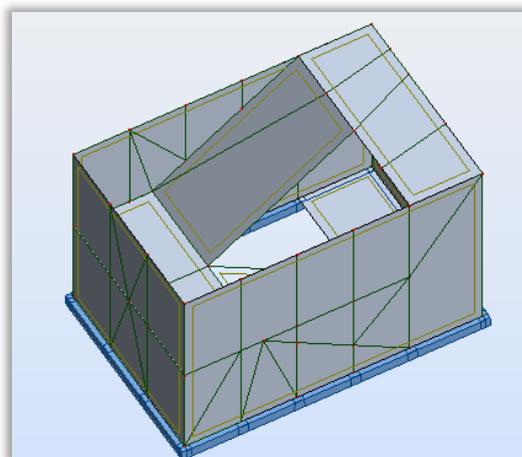
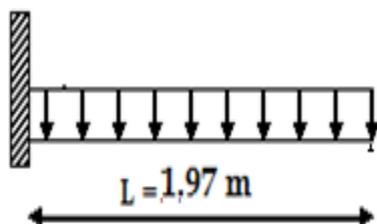
Garde corps : $q_{u1} = (1,35 \times G_1) 1 \text{ ml} = (1,35 \times 1) = 1,35 \text{ KN/ml}$

- **ELS :** (volé)

La dalle : $q_s = (G + Q) \times 1 \text{ ml} = (9,58 + 2,5) 1 \text{ ml} = 12,08 \text{ KN/ml}$

Garde corps : $q_{s1} = 1 \text{ KN/ml}$

III.3.3.3 : Détermination des sollicitations :



Fig(III.5) : schéma d'escalier

Fig(III.6) : escalier en consol

III.3.3.4 : Calcul du ferrailage :

Le calcul se fait comme une console.

a/Armatures Longitudinales :

- Calcul des moments d'encastements :

Dalle pleine : $q_u = 16.68 \text{ KN/ml}$

$$M_{qu} = q_u \times L^2 / 2 = 33.36 \text{ KN.m}$$

Garde corps : $q_{u1} = 1.35 \text{ KN/ml}$

$$M_{qu1} = q_{u1} \times L = 2.65 \text{ KN.m}$$

- Le moment total est :

$$M_u = M_{qu} + M_{qu1} = 35.86 \text{ KN.m}$$

- Le moment total est :

Le calcul du ferrailage se fait en flexion simple :

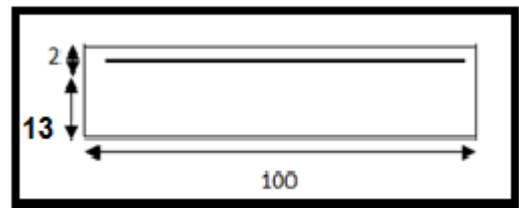
- **E.L.U :**

$$\sigma_{st} = 348 \text{ MPa} ; f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

$$b = 1,00 \text{ m} ; f_{bu} = 14,2 \text{ MPa}$$

$$h = 0,15 \text{ m} ; c = 2$$

$$d = h - c = 0.13 \text{ m}$$



Fig(III.7) : section du ferrailage

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b d^2 f_{bu}} = \frac{23200}{100 \times 13^2 \times 14.20} = 0.096$$

$$\mu = 0,113 < \mu_e = 0,392 \rightarrow A' = 0$$

✓ La section est simplement armée.

$$\mu = \frac{M}{\bar{\sigma}_b \cdot b \cdot d^2}, \alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8}, \beta = 1 - 0.4\alpha, A = \frac{M}{\sigma_s \cdot d \cdot \beta}$$

$$\mu = 0.113 \Rightarrow \alpha = 0.12 \Rightarrow \beta = 0.94 \Rightarrow A = \frac{23200}{348 \times 0.94 \times 13} = 5.45 \text{ cm}^2$$

$$A = 5.45 \text{ cm}^2$$

M_u (N.m)	μ	μ_ρ	α	β	A cm ²
23190	0.113	0.392	0.15	0.94	8.27

• **E.L.S :**

-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.

$$\alpha \leq \alpha_t = \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}, \text{ avec } \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}, f_{c28} = 25MPa$$

M_u (N.m)	M_{ser} (N.m)	γ	α	α_t	Condition
23190	16650	1.39	0.15	0.445	V

b/Pourcentage minimale : BAEL91 (art B.6.4)

$$A'_{min} \geq 0,001 \times b \times h = 0,001 \times 100 \times 14 = 1,4 \text{ cm}^2$$

c/Condition de non fragilité : BAEL (art A.4.2)

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

$$A_{min} \geq 0,23 \times 100 \times 12 \times \frac{2,1}{400} = 1,449 \text{ cm}^2.$$

$$A = \max (A_u ; A_{min} ; A'_{min})$$

A_u (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A'_{min} (cm ²)	A (cm ²)	A_{cal} (cm ²)
5.45	1,449	1,40	2,65	6HA14=9.24

Tableaux (III.4) : Tableau récapitulatif

d/Armature de réparation :

$$A_T = \frac{A_{cal}}{4} = \text{Soit : } A_r = 5HA12 \text{ cm}^2$$

e/Espacement des armatures :

A) armature longitudinal :

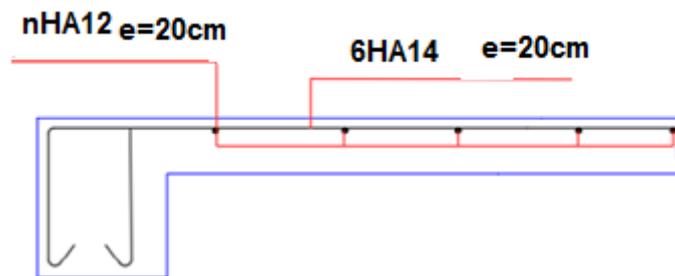
$$S_l = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$$

$$20 \text{ cm} \leq \min(3h ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm.}$$

B) armature de répartition :

$$S_r \leq \min(4h ; 45 \text{ cm}) = 20 \text{ cm}$$

$$n\text{HA}10 = e = 20 \text{ cm}$$



Fig(III.8) : plan de ferrailage de l'escalier

III.4:Balcon :

III.4.1. Méthode de calcul :

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

- G : Poids propre de la console.
- Q : Surcharge d'exploitation.
- P : charge concentrée due au poids des murs extérieurs et l'acrotère.

III.4.1.1.Combinaison des charges:

a/Terrasse :

$$g = G \times 1\text{m} = 5.38 \times 1 = 5.38 \text{ kN/m}\ell \quad (\text{charge permanentes}).$$

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

$$P = \gamma_{mur} \times b \times h = \left[(0.6 \times 0.1) + \left(\frac{0.1 + 0.07}{2} \times 0.1 \right) \right] = 1.71 \text{ KN} (\text{Poids de l'acrotère})$$

b/Étage courant :

$$g = G \times 1\text{m} = 4.18 \times 1 = 4.18 \text{ kN/m}\ell \quad (\text{charge permanentes}).$$

$$q = Q \times 1\text{m} = 3.5 \times 1 = 3.5 \text{ kN/m}\ell \quad (\text{surcharge d'exploitation})$$

La charge des murs (force concentrée) :

La hauteur du mur : $h = 3.06 - 0.14 = 2.92 \text{ m}$.

$P = \gamma_{mur} \times b \times h = 2.81 \times 1 \times 2.92 = 2.92 \text{ KN}$

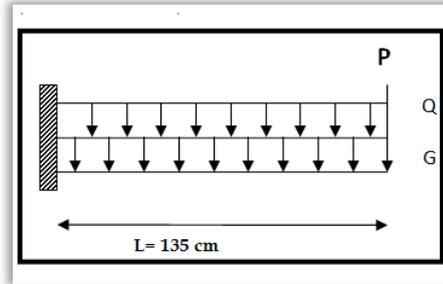


Fig (III.9): Schéma statique des charges de balcon.

III.4.1.2. Calcul des sollicitations :

- $M_g = \frac{g}{2} l^2 = \frac{5380 \times 1.35^2}{2} = 4902.525 \text{ N. m}$
- $M_q = \frac{q}{2} l^2 = \frac{1 \times 1.35^2}{2} = 911.25 \text{ N. m}$
- $M_p = pL = 1710 \times 1.35 = 2308.5 \text{ N. m}$
- $T_g = g L = 5380 \times 1.35 = 7263 \text{ N. m}$
- $T_q = q L = 1000 \times 1.35 = 1350 \text{ N. m}$
- $T_p = p = 1710 \text{ N. m}$

	M_g (N.m)	M_q (N.m)	M_p (N.m)	T_g (N.m)	T_q (N.m)	T_p (N.m)
Terrasse	4902.525	911.25	2308.5	7263	1350	1710
Etage courant	309.025	3189.375	3942	5643	4725	1990

III.4.1.3. 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

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

		Terrasse	Étage courant
ELU	M_u (N.m)	11101.75	8317.72
	T_u (N)	12113.55	10304.55
ELS	M_{ser} (N.m)	8577.9	9035.087

III.4.1.4. Calcul du ferrailage :

III.4.1.5. Armatures Longitudinales :

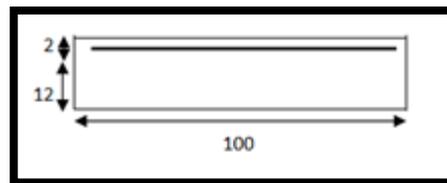


Fig.(III.10) : section ferrailé

a/Terrasse:

E.L.U :

$$M_u = 11101.75 \text{ N.m}$$

$$\sigma_{st} = 348 \text{ MPa} \quad ; \quad f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

$$b = 1,00\text{m} \quad ; \quad f_{bu} = 14,2\text{MPa}$$

$$h = 0,14\text{m} \quad ; \quad c = 2$$

$$d = h - c = 0.12\text{m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{11101.75}{14.2 \times 100 \times 12^2} = 0.0542$$

$$\mu = 0,0542 < \mu_e = 0,392 \rightarrow A' = 0$$

- La section est simplement armée.

$$\mu = \frac{M}{\bar{\sigma}_b \cdot b \cdot d^2}, \quad \alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8}, \quad \beta = 1 - 0.4\alpha, \quad A = \frac{M}{\sigma_s \cdot d \cdot \beta}$$

$$\mu = 0,0542 \Rightarrow \alpha = 0,0696 \rightarrow \beta = 0,972$$

$$A = \frac{M_u}{\sigma_b \cdot \beta \cdot d} = \frac{11101,75}{348 \times 0,972 \times 12} = 2,73 \text{ cm}^2$$

$$A = 2,73 \text{ cm}^2$$

E.L.S :

- 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.

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

M_u (N.m)	M_{ser} (N.m)	γ	α	$\bar{\alpha}$	condition
11101.75	8577.9	1.294	0,0696	0.397	V

A/Pourcentage minimale : BAEL91 (art B.6.4)

$$A'_{min} \geq 0,001 \times b \times h = 0,001 \times 100 \times 14 = 1,4 \text{ cm}^2$$

B/Condition de non fragilité : BAEL (art A.4.2)

$$A_{min} \geq 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{min} \geq 0,23 \times 100 \times 12 \times \frac{2,1}{400} = 1,449 \text{ cm}^2.$$

$$A = \max (A_u ; A_{min} ; A'_{min})$$

A_u (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A'_{min} (cm ²)	A (cm ²)	A_{adp} (cm ²)
2,73	1,449	1,40	2,73	4T10 = 3.14

Tableaux (III.5) : Tableau récapitulatif

b/Étage courant :

E.L.U :

M_u (N.m)	μ	μ_t	α	β	A_u (cm ²)
8317.72	0.0406	0,392	0.0518	0,979	2.03

E.L.S :

M_u (N.m)	M_{ser} (N.m)	γ	α	$\bar{\alpha}$	condition
8317.72	9035.087	0.92	0.0518	0.21	V

$$A = \max (A_u ; A_{\min} ; A'_{\min})$$

A_u (cm ²)	A_{\min} (cm ²)	A'_{\min} (cm ²)	A (cm ²)	A_{adp} (cm ²)
2.03	1,449	1,4	2.03	2T12 = 2.26

Tableaux (III.6) : Tableau récapitulatif

C/Vérification de L'effort tranchant : BAEL91 (A.5.1)

$$\tau_u = \frac{V_u^{max}}{d \times b_0} = \frac{12113.55}{120 \times 1000} = 0.1009 \text{ MPa}$$

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

$$\tau_u = 0,1009 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa} \rightarrow \text{(C.V)}$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

D/Les Armatures de Répartition :

Terrasse:

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

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

Étage courant :

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{2.26}{4} = 0.565 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_r = 2 \emptyset 8 = 1,01 \text{ cm}^2$$

E/Les armatures longitudinales :

-Espacement Entre Les Armatures :

$$\text{Terrasse: } S_L = \frac{100}{6} = 16 \text{ cm}$$

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

$$\text{Étage courant : } S_L = \frac{100}{6} = 16 \text{ cm}$$

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

-armature de répartition :

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

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

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

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

F/Vérification de la flèche: BAEL91 (art B.6.5, 1)

- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_o} \Rightarrow \frac{14}{130} = 0,108 > 0,1 \quad (M_t=M_o) \quad (\text{c.v})$

- $\frac{A}{b_0.d} \leq \frac{4,2}{f_e}$

Étage courant :

$$\frac{A}{b_0.d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{2,03}{100 \times 12} = 0,00169 \leq \frac{4,2}{F_e} = 0,0105 \quad (\text{c.v})$$

$$\frac{h}{L} > \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{14}{135} = 0,1037 > \frac{1}{16} = 0,0625 \quad (\text{c.v})$$

Terrasse :

$$\frac{A}{b_0.d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{2,73}{100 \times 12} = 0,00227 \leq \frac{4,2}{F_e} = 0,0105 \quad (\text{c.v})$$

$$\frac{h}{L} > \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{14}{135} = 0,1037 > \frac{1}{16} = 0,0625 \quad (\text{c.v})$$

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

III.4.1.6. Présentations ferrailage :

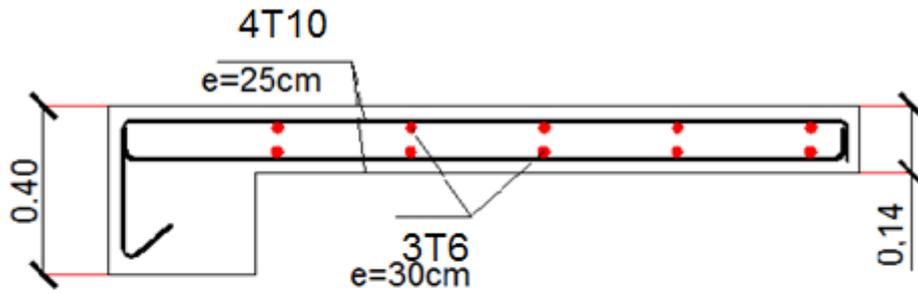


Fig III.11 : ferrailage de la console d'etge

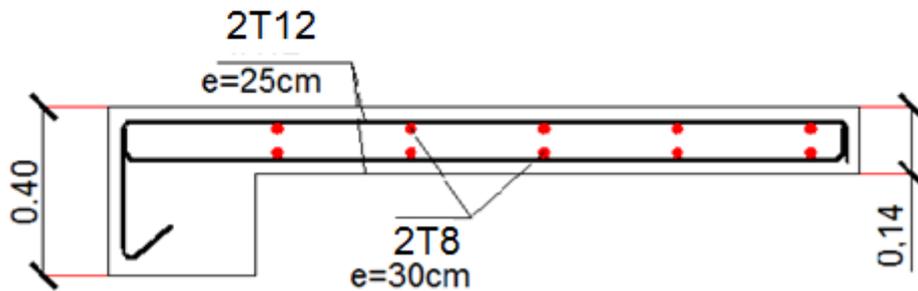


Fig III.12 : ferrailage de la console de terrasse

III.5.Dalle plein :

Les panneaux de la dalle pleine sont calculés comme une section rectangulaire à la flexion simple sous l'effet de :

- la charge permanente G.
- la charge d'exploitation Q.

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

- E.L.U :

$$P_u = (1.35 G + 1.5 Q) \times b = (1.35 \times 6.44 + 1.5 \times 1.5) \times 1$$

$$P_u = 13.97 \text{ KN/ml.}$$

- E.L.S :

$$P_s = (G + Q) \times b = (6.44 + 3.5) \times 1$$

$$P_s = 9.94 \text{ KN/ml.}$$

III.5.1.Combinaisons d'actions :

Charge permanente (sous sol) $G=6.44 \text{ KN/m}^2$

Surcharge d'exploitation (sous sol) $Q=3.5 \text{ KN/m}^2$

E .L.U= 13.94 (KN/ml)

E .L.S = 9.94 (KN/ml)

III.5.2.Les sollicitations :

On calcul le panneau ayant les dimensions suivantes :

- $\rho = \frac{L_x}{L_y} < 0.4$
- $\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4.85}{5.20} = 0.93$

Cas d'une dalle portant dans deux sens l_x ; l_y :

- $0,4 \leq \rho \leq 1$

- **E.L.U :**

$$\mu_x = 0.0425$$

$$\mu_y = 0.8450$$

En supposant que la dalle repose librement sur son pourtour.

$$M_x = \mu_x \cdot P_u L_x^2 = 0.0425 \times 1394 \times (4.85^2) = 1393.59 \text{ N.m}$$

$$M_y = \mu_y \cdot M_x = 1177.58 \text{ N.m}$$

Pour tenir compte de la continuité, nous prendrons :

En travée :

$$M_x^t = 0.75 M_x = 1045.19 \text{ N.m}$$

$$M_y^t = 0.75 M_y = 883.185 \text{ N.m}$$

Sur Appui :

$$M_x^a = M_y^a = 0.5 M_x = 696.79 \text{ N.m}$$

L'effort tranchant maximal :

$$V = \frac{1394 \times 4.85 \times 5.20}{2 \times 5.20 + 4.85} = 2305.35 \text{ N}$$

- **E.L.S :**

$$\frac{l_x}{l_y} = 0.4 \rightarrow \mu_x = 0.0500, \mu_y = 0.8939$$

$$M_x = \mu_x \cdot P_u L_x^2 = 0.0500 \times 949 \times (4.85^2) = 1116.14 \text{ N.m}$$

$$M_y = \mu_y \cdot M_x = 997.71 \text{ N.m}$$

En travée :

$$M_x^t = 0.75 M_x = 837.105 \text{ N.m}$$

$$M_y^t = 0.75 M_y = 748.28 \text{ N.m}$$

Sur Appui :

$$M_x^a = M_y^a = 0.5 M_x = 558.07 \text{ N.m}$$

Mx (N.m)	My (N.m)	M_x^t (N.m)	M_y^t (N.m)	M_x^a (N.m)	M_y^a (N.m)
1116.14	997.71	837.105	748.28	558.07	558.07

III.5.3. Calcul des armatures :

La dalle n'étant pas exposée aux intempéries, nous placerons la génératrice des armatures de la nappe inférieure à 1 cm de la paroi.

Comme le diamètre maximal des armatures qu'ils possibles d'utiliser dans une dalle de 16 cm est : $\phi = h / 10 = 1,6 \text{ mm}$ (BAEL91 (A.7.2, 1)).

nous prendrons : $d_x = 1 + \frac{\phi}{2} = 1,8 \text{ cm} \Rightarrow d_x = 2 \text{ cm}$.

- E.L.U :

*En Travée, Sens l_x :

$$\mu = \frac{1045.19}{14.2 \times 100 \times 14^2} = 0.0073 < 0.392$$

$$\alpha = 0.0091 ; \beta = 0.996 ; A' = 0$$

$$A_x = \frac{M_x^t}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{1045.19}{348 \times 0.997 \times 14} = 1.01 \text{ cm}^2$$

En Travée, Sens l_y :

En supposant que nous utilisons des armatures de 8 mm de diamètre, donc $d_y = 13,2 \text{ cm}$.

M_y^t (N.m)	μ	μ_1	α	β	A^{cal} (cm ²)
883.185	0,0031	0,392	0,0038	0,998	0,18

Sur Appui :

M^a (N.m)	μ	μ_1	α	β	A^{cal} (cm ²)
696.79	0.0025	0.392	0.31	0.98	0.14

E.L.S:

- La fissuration est peut nuisible → Il n'y a aucune vérification concernant σ_s .
- Section rectangulaire soumise à la flexion simple, les armatures sont de la classe FeE400 → La vérification de la contrainte max du béton n'est pas nécessaire si la condition suivante est remplie : $\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$, avec : $\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$

		α	M_u (N.m)	M_{ser} (N.m)	γ	$\bar{\alpha}$	Condition
En Travée	Sens xx	0.0091	1045.19	837.105	1.25	0.37	v
	Sens yy	0,0038	883.185	748.28	1.18	0.34	v
Sur Appui		0.31	696.79	558.07	1.24	0.37	v

III.5.3.1. Condition de non fragilité : BAEL91 (B.7.4)

La dalle est appuyée sur ces 4 cotés, avec : 12 cm < h = 16 cm < 30 cm.

On doit avoir pour les armatures inférieures et supérieures.

$$A_x \geq \rho_0 \frac{3-lx/ly}{2} b.h0 = 0.008 \cdot \frac{3-4.85/5.20}{2} \times 100 \times 16 = 1.23 \text{ cm}^2$$

$$A_y \geq \rho_0 \cdot b.h0 = 1.28 \text{ cm}^2$$

Tableau Récapitulatif : A = max (A^{cal} ; A_{min})

		A^{cal} (cm ²)	A^{min} (cm ²)	A (cm ²)	A_{adp} (cm ²)
En Travée	Sens xx	1.01	1.23	1.23	5HA6=1.41
	Sens yy	0,18	1.28	1.28	5HA6=1.41
Sur Appui		0.14	1.23	1.23	5HA6=1.41

Tableaux (III.6) : Tableau récapitulatif dalle pleine**III.5.3.2. L'écartement des armatures :** BAEL91 (art A.8.2,42)

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

- La direction la plus sollicitée : $\min(3h ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$.
 $S_t = 25 \text{ cm p } 33 \text{ cm}$.
- La direction perpendiculaire : $\min(4h ; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$.
 $S_t = 25 \text{ cm p } 45 \text{ cm}$.

III.5.3.3. Vérification de l'effort tranchant : BAEL91 (art A.5.1)

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{14163,14}{1000 \times 140} = 0,101 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = \frac{2305,35}{1000 \times 140} = 0,0164 < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa (cv)}$$

Donc il n'y a pas lieu de prévoir d'armatures transversales.

III.5.3.4. Etat limite de déformation : BAEL91 (art B.7.5)

$$1/ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{20M_x} \quad , \quad (M_t = 0,75M_x)$$

$$\frac{16}{335} = 0,0478 > \frac{0,75}{20} = 0,0375 \quad (c.v)$$

$$2/ \frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{2}{f_e} \Rightarrow \frac{2,01}{100 \times 14} = 0,0014 < \frac{2}{400} = 0,005 \quad (c.v)$$

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

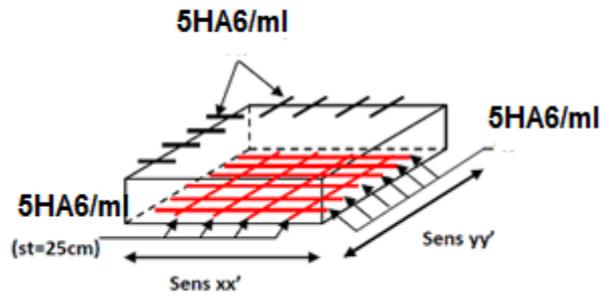


Figure III.13: Ferrailage de la dalle pleine

III.6. Etude de l'acrotère :

L'acrotère est un élément de protection conçu à contourner le bâtiment, c'est un mur périphérique réalisé en béton armé. Le rôle d'acrotère est d'éviter l'infiltration des eaux pluviales et leur ruissellement sur les façades.

III.6.1. Mode de travail:

L'acrotère est calculé comme une console encadrée à sa base dans le plancher terrasse et travaillant à la flexion composée sous l'effet :

- De la surcharge "Q" horizontale due à la poussée de la main courante appliquée à l'extrémité supérieure.
- Un effort normal "N" appliquée au centre de gravité (charge verticale) due à son poids propre "G".
- Le calcul des armatures se fait sur une bande de 1m de largeur.

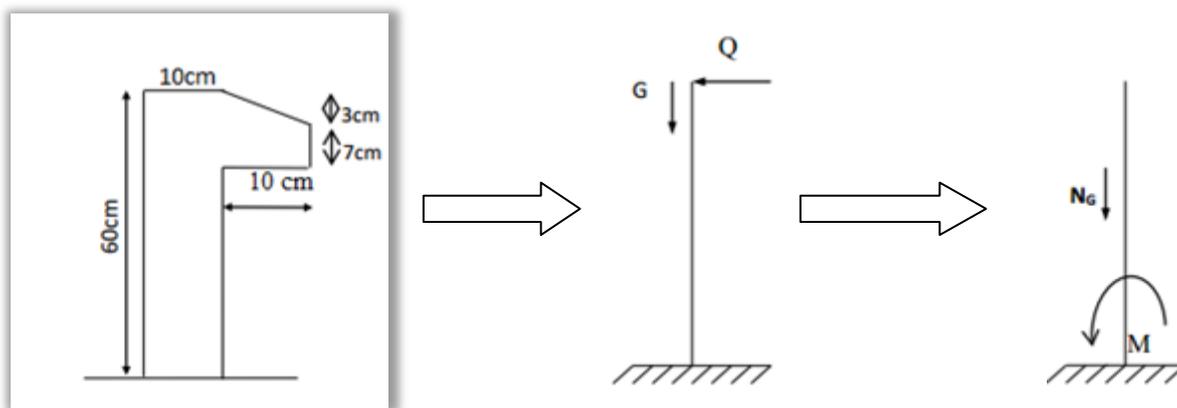


Fig III.14: Diagramme des efforts interne

III.6.2. Sollicitation:

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

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

$$Nu = g = 171.25 \text{ kg.}$$

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

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 :

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

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 :

$$F_p = 4 \times 0.08 \times 0.80 \times 1712.5 \Rightarrow F_p = 438.4 \text{ N/ml.}$$

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

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

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

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

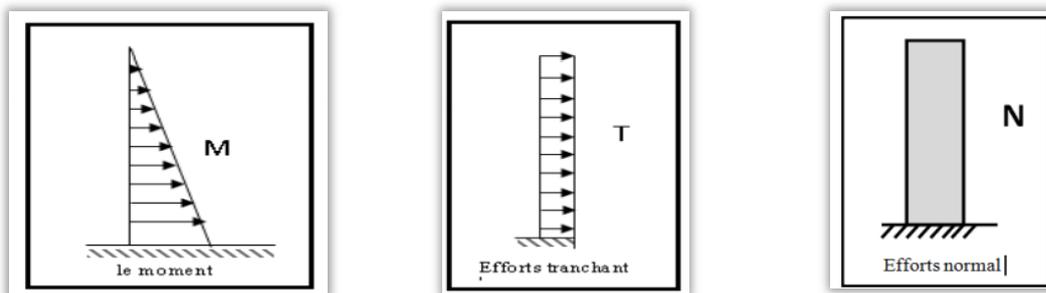


Fig.III.15 : diagrammes des efforts M, N, T .

III.6.3. 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.

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

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

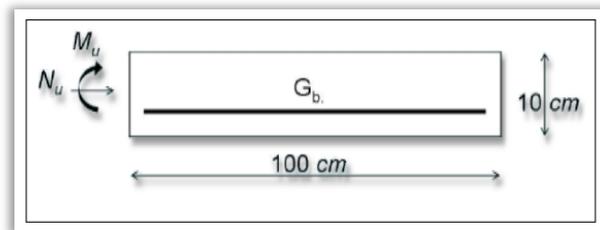
E.L.S :

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

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

III.6.4. 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.



Fig(III.16):section à ferriller.

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

III.6.5. Armatures Longitudinales :

E.L.U :

a/Détermination de l'excentricité du centre de pression :

$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{900}{1712.5} = 0.525 \text{ m}$$

$$\frac{h}{2} = \frac{0.10}{2} = 0.05 \text{ m} \rightarrow e_G = 0.525 \text{ m} > h/2 = 0.05 \text{ m}$$

Le centre de pression se trouve à l'extérieure de la section. Donc la section est partiellement comprimée, et par conséquent sera calculée en flexion simple soumise à un moment M_1 égale au moment par rapport aux armatures tendues.

b/Détermination de la section des armatures à la flexion simple :

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

$$\mu = \frac{934.25}{14.2 \times 100 \times (7)^2} = 0.0134 < \mu_\ell = 0.392$$

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

$$\alpha_u = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} \right) = 0.017$$

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

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

M_1 (N.m)	μ	α	β	A_1^u (cm ²)	A (cm ²)
934.25	0.01342	0.017	0.993	0.386	0.336

c/Détermination de la section des armatures à la flexion composée :

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

$$A = 0.387 - \frac{15600}{100 \times 348} = 0.334 \text{ cm}^2$$

E.L.S :

d/Détermination de l'excentricité du centre de pression :

$$e = \frac{Mu}{Nu} = \frac{900}{1712.5} = 0.525 \text{ m}$$

$$\frac{h}{2} = \frac{0.10}{2} = 0.05 \text{ m} \rightarrow eG = 0.525 \text{ m} > h/2 = 0.05 \text{ m}$$

La section est partiellement comprimée.

e/Calcul de la section à la flexion simple :

$$M_1 = M_u + N_u \left[\left(\frac{h}{2} - c \right) \right] = 1.56 + 2.18 \left(\frac{0.1}{2} - 0.03 \right) = 1.6 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{16000}{14.2 \times 100 \times (7)^2} = 0.22 < \mu_\ell = 0.392$$

$$\mu_1 = 0.0006 \Rightarrow \beta_1 = 0.956 ; k = 0.0095$$

$$\sigma_b = k \times \bar{\sigma}_s^1 = 0.0095 \times 201.63 = 1.91 \text{ MPA}$$

$$\sigma_b = 1.91 \text{ MPA} < \bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPA} \Rightarrow A' = 0$$

$$A_1^{ser} = \frac{M_{ser}^1}{\sigma_s^1 \cdot \beta_1 \cdot d} = \frac{634.25}{0.956 \times 7 \times 201.63} = 0.47 \text{ cm}^2$$

f/Calcul de la section à la flexion composée :

$$A^{ser} = A_1^{ser} - \frac{N_{ser}}{100 \sigma_s} = 0.47 - \frac{1712.5}{100 \times 201.63} = 0.38 \text{ cm}^2$$

g/ Condition De Non Fragilité : BAEL (A.4.2.1)

$$A^{min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 7 \times \frac{2.1}{400} = 0.84 \text{ cm}^2$$

$$A^{min} \geq 0.84 \text{ Cm}^2$$

H/Pourcentage minimal d'armature longitudinale_ : BAEL(B.5.3.1)

$$A_L \geq 0.0025. b. h = 0.0025 \times 100 \times 10 = 25 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc } A = \max (A^u ; A^{ser} ; A_L ; A_{min}) \Rightarrow A = A_L = 2.5 \text{ cm}^2$$

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

III.6.6.Vérification De L'effort Tranchant : BAEL (A.5.1,1)

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{1500}{1000 \times 70} = 0.021 \text{ MPA}$$

La fissuration est préjudiciable, alors :

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0.15 \cdot \frac{f_{cj}}{\gamma_b} ; 4 \text{ Mpa} \right) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0.21 \leq \bar{\tau}_u = 2.50 \text{ Mpa} \dots \dots \dots (c.v)$$

Donc les armatures traversables ne sont pas nécessaires.

A/Armatures de répartition :

$$A_r = \left(\frac{1}{4} \div \frac{1}{2} \right) A^l = (0.35 ; 0.705)$$

On adopte : $A^r = 3 \text{ } \emptyset 6 = 0.85 \text{ cm}^2$

B/Espacement Des Armatures :

$$A_\ell = 5\text{HA8} \Rightarrow S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm.}$$

$$A_r = 3\text{HA6} \Rightarrow S_t = 33 \text{ cm.}$$

III.6.7.Présentation de ferrailage:

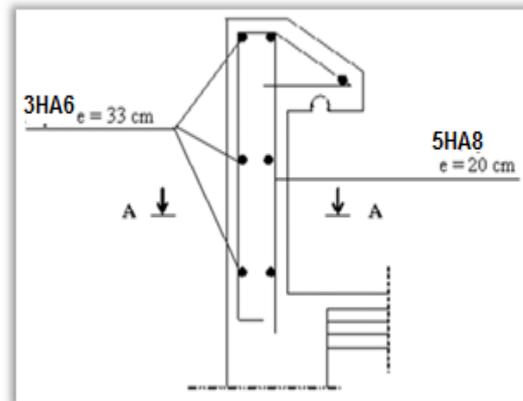
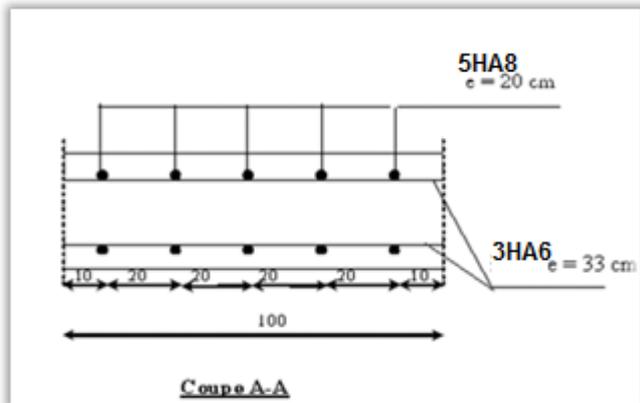


Fig. III.17 : ferrailage d'acrotère

III.7.Conclusion :

Après les calculs et les vérifications nous avons adopté les sections suivantes.

Dalle plein		A_{adp} (cm ²)
En Travée	Sens x	5HA12 = 1.41
	Sens y	6HA6 = 1.41
Sur Appui	Sens x	5HA6 = 1.41
	Sens y	6HA6 = 1.41

Plancher	A_{adp} (cm ²)
Travée	3HA12=2.36
Appuis	3HA10=2.26

Elément	A_{adp} (cm ²)	
Balcon étage	2HA12 = 2.26	
Balcon terrasse	4HA10 = 3.14	
Acrotère	5HA8	3HA6

CHAPITRE IV

Etude dynamique et vent

Chapitre IV :Etude dynamique et vent

IV.1 Introduction :

Parmi les catastrophes naturelles qui affectent la surface de la terre le mouvement du sol instantané (séisme) est un résultant de la libération brusque d'énergie accumulée par les contraintes exercées sur les roches, Cette libération d'énergie se fait par rupture le long d'une faille.

Les secousses sismiques ont les effets plus destructeurs dans les zones urbanisées alors il est nécessaire de construire des structures pouvant résister à de tels phénomènes, afin d'assurer au moins une protection acceptable des vies humaines, d'où l'apparition de la construction parasismique.

Cette dernière se base généralement sur une étude dynamique des constructions.

But de l'étude parasismique : (art.4.1 de R.P.A 99, version 2003)

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 différent niveau de la structure.

IV.2 .Choix de la méthode de calcul : (art.4.1 de R.P.A 99, version 2003)

Le calcul des forces sismique 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. Principe de la méthode statique équivalente :

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

-Condition d'application de la méthode statique équivalent :

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

- 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.
- 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
- groupe d’usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23m.
- groupe d’usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m
- groupe d’usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m

Zone IIb et III :

- groupe d’usage 3 et 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.
- groupe d’usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.
- groupe d’usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 08m.

IV 2.2. Principe de 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 sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure. on utilise le logiciel «ROBOT

Remarque :

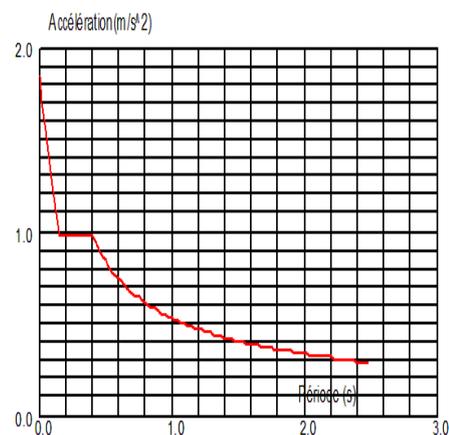
Dans notre cas la méthode statique équivalente n’est pas applicable, puisque notre bâtiment ne vérifie pas toutes les conditions de l’article 4.1.2 ; d’où la méthode utilisable c’est la méthode d’analyse modale spectrale.

- ✓ La hauteur du structure : $h = 36.89m > 23 m$ (Zone I)

IV 2.3. Spectre de réponse de calcul :

Cette analyse compte essentiellement à représenter l’action sismique par un spectre de calcul, comme il est indiqué dans chapitre IV, paragraphe 4.3.3 du RPA 99 / version 2003, défini par la fonction suivante.

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



Fig(IV.1):Courbe de spectre de réponse.

- $\frac{s_a}{g}$: Accélération spectrale.
- g : accélération de la pesanteur.
- $T1, T2$: Périodes caractéristiques associées à la catégorie du site.
- A : coefficient d'accélération de zone
- ξ : Pourcentage d'amortissement critique donnée par le tableau 4.2 RPA 99 / version 2003
- η : Coefficient de correction d'amortissement $\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0.7$
- R : coefficient de comportement global de la structure.
- $T1, T2$: Période caractéristiques associées à catégorie de site
- Q : facteur de qualité.

D'après le R.P.A 99 (version 2003) on a :

Classification des zones sismiques : (tableau 4.1 RPA 99 / version 2003)

- Sol ferme \Rightarrow site 2 donc $T1 = 0.15$ sec et $T2 = 0.40$ sec
- $A = 0.10$ (tableau 4.1 RPA99/version2003) } zone sismique I
} Groupe d'usage 2

Groupe D'usage	Zone			
	I	IIa	IIb	III
1A	0.15	0.025	0.30	0.40
1B	0.12	0.20	0.25	0.30
2	0.1	0.15	0.20	0.25
3	0.07	0.10	0.14	0.18

Tableau (IV.1) : coefficient d'accélération de zone A

- $\xi = 7\%$. tableau 4.2 du RPA99 [Portique en béton armé Remplissage dense]

Remplissage	Portiques		Voiles ou murs
	Béton armé	Acier	Béton armé/maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

Tableau (IV.2): Valeurs de ξ (%)

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} = 0.882 \geq 0.7$$

R : Coefficient de comportement de la structure donné par le tableau 4.3 RPA99/version 2003) ; Contreventement mixte R = 5

Facteur qualité :

La valeur de Q est déterminée par la formule : $Q=1+ \sum P_q$

P_q: valeurs des pénalités le Tableau 4.4 (RPA 99 ver. 2003 la page 44).

Le tableau suivant présente les pénalités à retenir (tableau 4.4 du RPA99 ver. 2003)

Q = 1.15

Critère "q "	P _q	
	Observé	N/observé
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0	0.05
2. Redondance en plan	0	0.05
3. Régularité en plan	0	0.05
4. Régularité en élévation	0	0.05
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0	0.05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0.10
$\sum P_q$	0.15	

Tableau (IV.3): valeurs des pénalités P_q

IV.3.Estimation de la période fondamentale de la structure :

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

- La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante :

$$T = C_t (h_N)^{\frac{3}{4}} \text{ RPA99/2003 (Art.4.2.4).}$$

- h_N: hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'aux dernier niveau (N) .
- C_t: Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donnée par le tableau (4,6).
- C_t=0.05

- $h_N=36.89m$

Donc : $T = 0.05 \times (37.89)^{3/4} = 0.75sec$

On peut également utiliser aussi la formule suivante :

$$T_{x,y} = \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{D}}$$

D: Distance du bâtiment mesuré à la base dans les deux directions de calcule considérée

$D_x = 33.93m ; D_y = 46.52m$

$$T_x = \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{L_x}} = \frac{0.09 \times 37.89}{\sqrt{33.93}} = 0.58 \text{ sec}$$

$$T_y = \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{L_y}} = \frac{0.09 \times 37.89}{\sqrt{46.52}} = 0.50 \text{ sec}$$

Coefficient	A	R	Q	ϵ	η	T1	T2	Ty	Tx
Conditions	Ouvrage groupe 2 Hauteur bâtiment 36,89 m Zone sismique I	Système de contreventement mixte assuré par des voiles.	$Q=1+ \sum P_q$						
Valeur	0.10	3.5	1.15	7%	0.882	0.15	0.4	0.50	0.58

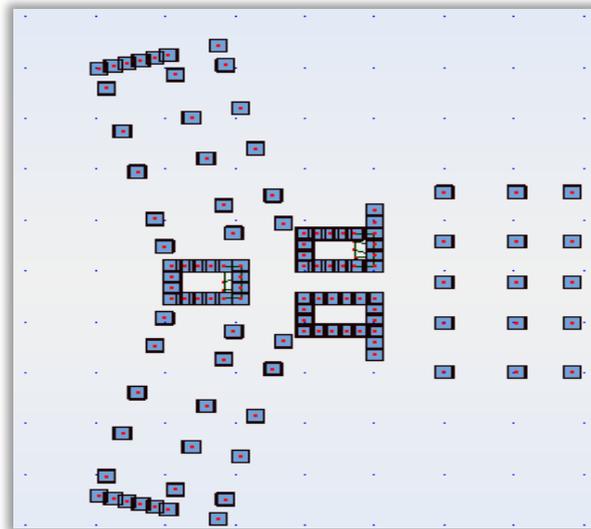
Tableau (IV .4) : Paramètres sismiques.

IV.4: Analyse de la structure :**IV.4.1 : Représentations des résultats de la méthode modale spectrale 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.

Première variante :

Cas/Mode	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]
3/ 1	0,84	0,00	65,24	0,00	65,24
3/ 2	0,65	67,85	65,24	67,85	0,00
3/ 3	0,63	67,91	68,48	0,05	3,24
3/ 4	0,20	67,91	84,53	0,00	16,05
3/ 5	0,16	67,91	86,26	0,00	1,73
3/ 6	0,15	86,27	86,26	18,36	0,00
3/ 7	0,09	86,27	92,24	0,00	5,98
3/ 8	0,07	86,27	92,92	0,00	0,67
3/ 9	0,06	93,06	92,92	6,79	0,00
3/ 10	0,05	93,06	95,54	0,00	2,62

Tableau (IV.5) : variante 1***Figure (IV.2) : variante 01 d'un voile***

- Le 1^{er} mode est un mode de translation selon l'axe Uy= 65.24 %.
- Le 2^{ème} mode est un mode de translation selon l'axe Ux= 67.85 %.
- Le 3^{ème} mode est un mode de torsion selon l'axe Uy 3.24 % de participation de masse modale.

Deuxième variante :

Cas/Mode	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]
3/ 1	0,82	0,00	65,11	0,00	65,11
3/ 2	0,64	68,12	65,12	68,12	0,00
3/ 3	0,61	68,15	68,94	0,03	3,83
3/ 4	0,19	68,15	84,77	0,00	15,83
3/ 5	0,16	68,15	86,31	0,00	1,54
3/ 6	0,15	86,36	86,31	18,21	0,00
3/ 7	0,09	86,36	92,31	0,00	6,00
3/ 8	0,07	86,36	92,85	0,00	0,54
3/ 9	0,06	93,10	92,85	6,74	0,00
3/ 10	0,05	93,10	95,51	0,00	2,66

Tableau (IV.6): Périodes et coefficients de participation modaux variante 2

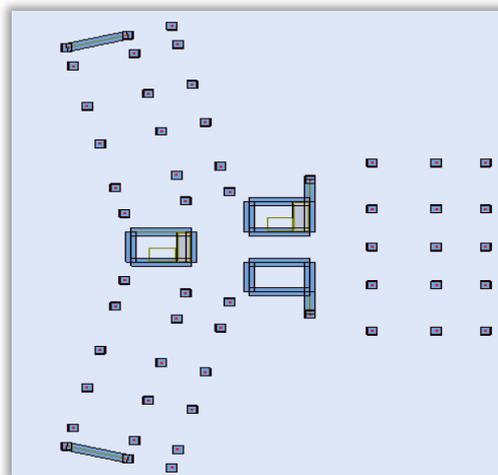


Figure (IV.3) : variante n : 02 d'un voile.

- Le 1^{er} mode est un mode de translation selon l'axe Uy= 65.11 %
- Le 2^{ème} mode est un mode de translation selon l'axe Ux= 68.12 %.
- Le 3^{ème} mode est un mode de torsion selon l'axe Uy 3.83 % de participation de masse modale

Après plusieurs variantes On trouve la Périodes parfaite dans le 10^{ème} variante.

Solution :

J'ai augmentée le nombre des voiles et je change leur disposition et leur épaisseur.

La 10^{ème} variante :

Cas /Mode	Fré [Hz]	Période [sec]	M. Modale UX [%]	M. Modale UY [%]	M. Cumulées UX [%]	M. Cumulées UY [%]	Nature
1	1,54	0,65	0,00	66,66	0,00	66,66	Trans.y
2	1,65	0,61	70,94	0,01	70,94	66,67	Trans.x
3	1,82	0,55	0,02	4,81	70,96	71,49	Torsion
4	5,74	0,17	0,00	14,06	70,96	85,54	-
5	6,33	0,16	16,76	0,00	87,72	85,54	-
6	7,08	0,14	0,00	2,27	87,72	87,81	-
7	11,93	0,08	0,00	4,87	87,72	92,68	-
8	13,42	0,07	5,93	0,00	93,65	92,68	-
9	15,14	0,07	0,00	0,95	93,65	93,63	-
10	18,82	0,05	0,00	2,27	93,65	95,90	-

Tableau (IV.7): Périodes et facteurs de participation massique du modèle

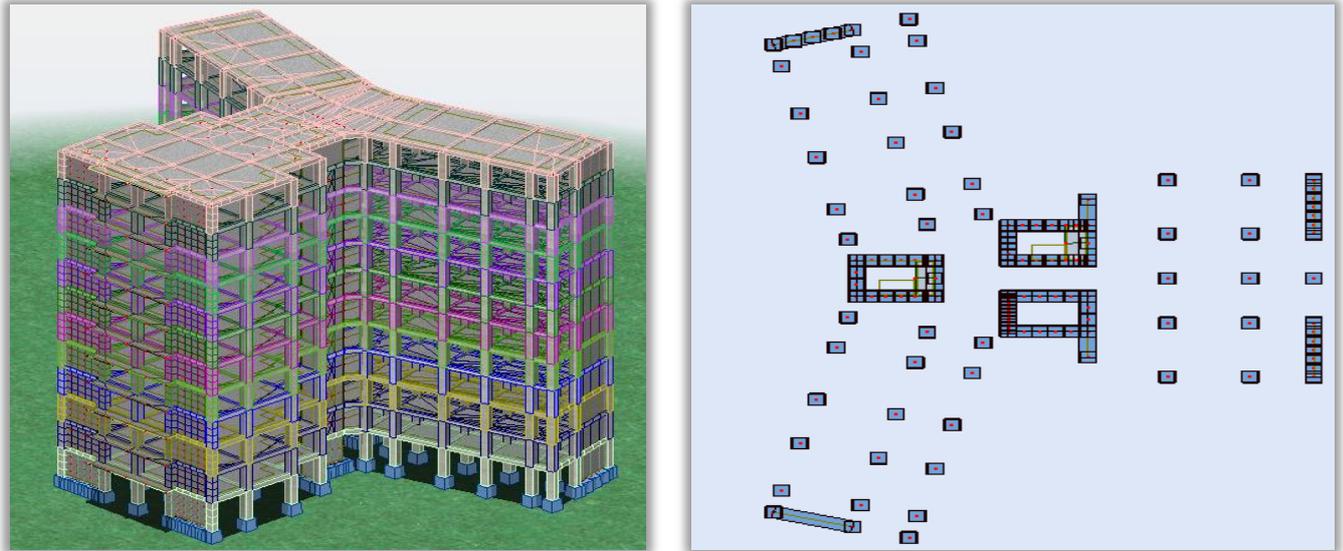


Figure (IV.4) : disposition finale des voiles

Remarque :

L'analyse dynamique de la structure nous a permis d'obtenir les résultats suivants:

- La période fondamentale **Ty(dyn)= 0,65 s**
- La période fondamentale **Tx(dyn)= 0,61 s**

On a : $1,3 \times T_{ey} = 1,3 \times 0,50 = 0,65 \geq T_y(\text{dyn}) = 0,65$ (la condition est vérifiée).

$1,3 \times T_{ex} = 1,3 \times 0,58 = 0,75 \geq T_x(\text{dyn}) = 0,61$ (la condition est vérifiée).

- Le 1^{er} mode est un mode de translation selon l'axe Uy= 66,66 % de participation de masse modale.
- Le 2^{ème} mode est un mode de translation selon l'axe Ux= 70.94 %.
- Le 3^{ème} mode est un mode de translation 71,49%.
- Les 7 premiers modes sont nécessaires pour que la masse modale atteigne les 90% (Selon le **RPA99version 2003**).

Les schémas des trois premiers modes de vibration dans La 10^{ème} variante :

Les trois premiers modes de vibration engendrés de cette disposition des voiles

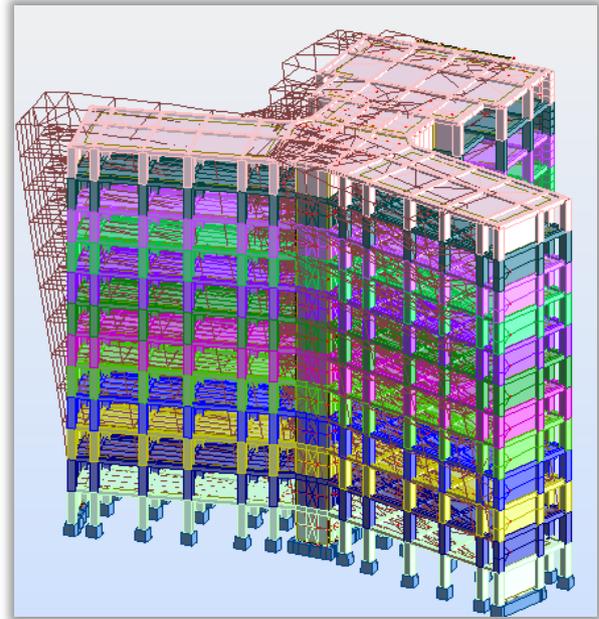
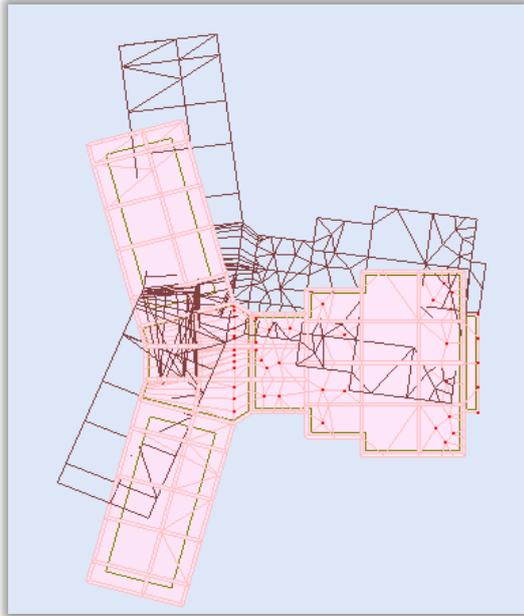


Figure IV.5 : Premier mode de vibration Vue 3D et vue en plan

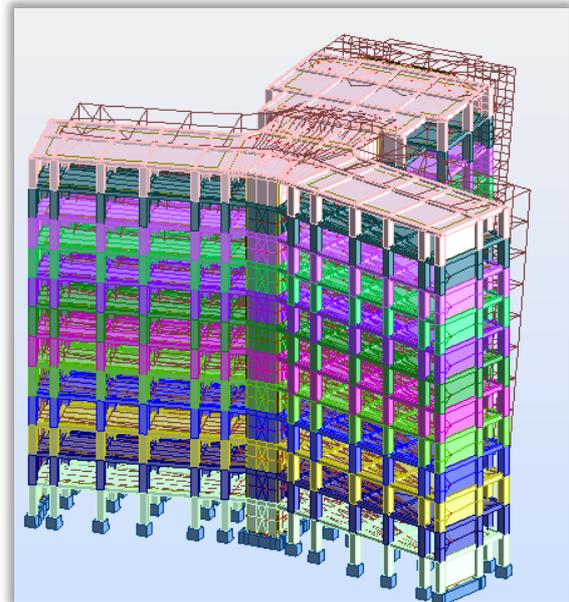
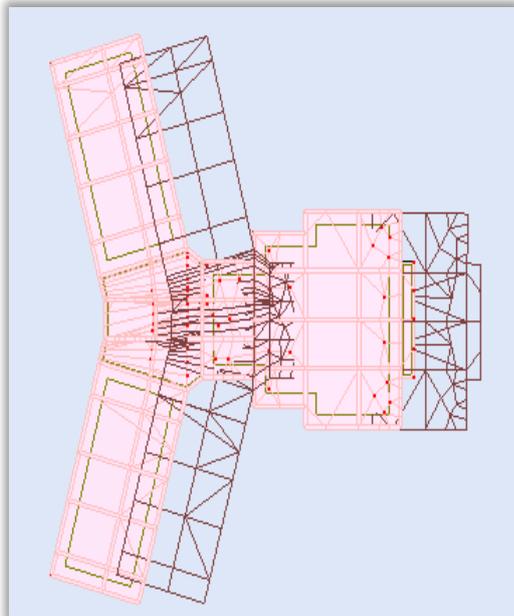


Figure IV.6 : Deuxième mode de vibration Vue 3D et vue en plan

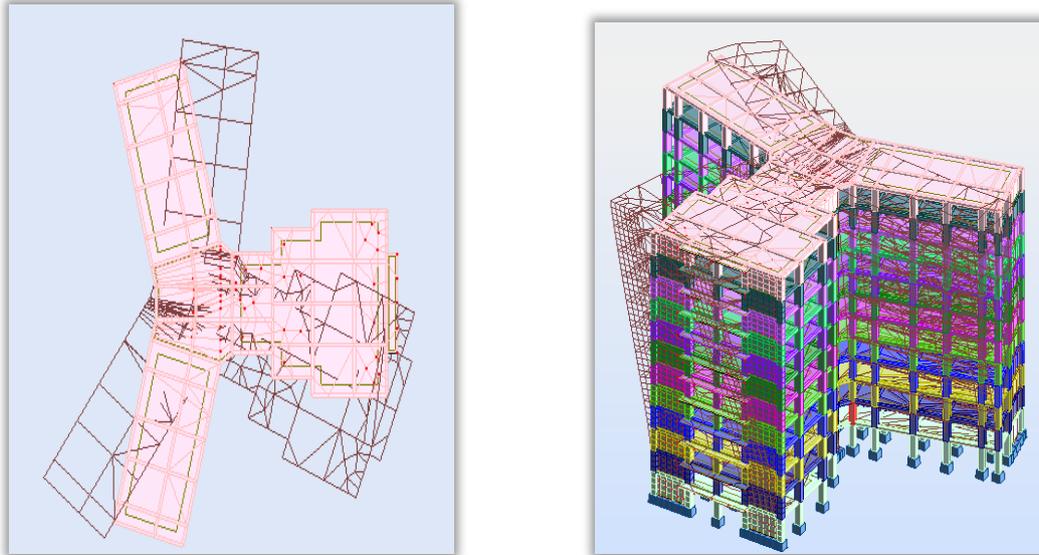


Figure IV.7 : Troisième mode de vibration Vue 3D et vue en plan

A/Vérification du coefficient de comportement R :

Dans notre étude R proposée est **R=3,5** constitué par des voiles porteurs en béton armé.

Selon RPA 99 version 2003 (art 3.4.2) :

Le système est constitué de voiles uniquement ou de voiles et de portiques. Dans ce dernier cas les voiles reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales. On considère que la sollicitation horizontale est reprise uniquement par les voiles.

Charges verticales :

$$\frac{P_{\text{global}}}{P_{\text{voiles}}} = \frac{172802,11}{51621,63} = 29.87\% > 20\%$$

Avec :

P_{global} : l'effort normal de la structure global.

P_{voiles} : l'effort normal des voiles.

Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues au charge vertical.

IV.4.1 Calcul de force sismique total par la méthode statique équivalent :

D'après l'art 4.2.3 de RPA99/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 :

$$V = \frac{A.D.Q}{R} . W$$

V : effort tranchant à la base.

A : Coefficient d'accélération de zone : donné par le tableau 4.1 suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment ; On a A=0.10

R : Coefficient de comportement global de la structure : Sa valeur unique est donnée par le tableau 4.3 en fonction du système de contreventement tel que défini en 3.4 ; On a R=3.5

Q : facteur de qualité : est donnée par le tableau 4.4 de RPA 99 version 2003: **Q= 1.15**

D : Facteur d'amplification dynamique moyen : fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

Coefficient	A	R	Q	ξ	η	T1	T2	Ty	Tx
Valeur	0.10	3.5	1.15	7%	0.882	0.15	0.40	0.65	0.61

$$D = \begin{cases} 2.5 \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5 \eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} \left(\frac{3.0}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3.0 \text{ s} \end{cases}$$

Sens x :

On a : T2 = 0.40 s ; T=0.61 s

Alors $T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \Rightarrow D_x = 2.5 \times 0.882 \left(\frac{0.40}{0.61} \right)^{\frac{2}{3}} = 1.59$

Sens y :

On a : T2 = 0.40 s ; T=0.65 s

Alors $T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \Rightarrow D_y = 2.5 \times 0.882 \left(\frac{0.40}{0.65} \right)^{\frac{2}{3}} = 1.66$

W : poids total de la structure

W : la somme des poids **Wi** , calculés à chaque niveau (i)

W= Σw_i avec $W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$ (formule 4-5 P44 RPA99-v2003)

W_{Gi} Poids dû aux charges permanentes=113814,93 KN

W_{Qi} La charge d'exploitation=12767,97 KN

β : Coefficient de pondération donné par le tableau 4.5 (RPA99-v2003)

Pour un bâtiment a usage d’habitation ($\beta= 0.20$).

Le poids de chaque Niveau de la bâtiments et donnée par la logiciel ROBOT

Donc : $W=\sum w_i$ **116368,52 KN**

Sens	A	R	D	Q	W (KN)	V_{st} (KN)	V_{dy} (KN)	$0.8 V_{st}$
Longitudinal (X-X)	0.10	5	1.63	1.15	116368.52	6085,82	5876,89	4868,66
Transversal (Y-Y)	0.10	5	1.55	1.15	116368.52	6362,87	5451,55	5090,30

Tableau(IV.8) : les résultats des forces sismiques

Donc :

Sens longitudinal: $V_{dyn} > 0.8 V_{Stat}$ (RPA99 art 4.3.6)⇒ **Condition vérifiée**

Sens transversal : $V_{dyn} > 0.8 V_{Stat}$ (RPA99 art 4.3.6)⇒ **Condition vérifiée**

	V_{dyn} (KN)	V_{sta} (KN)	$0.8 \times V_{stat}$	condition
Sens (X-X)	5876,89	6085,82	4868,66	Vérifiée
Sens (Y-Y)	5451,55	6362,87	5090,30	Vérifiée

IV.4.2 Distribution de la résulté de forces sismiques selon la hauteur :

La résultante des forces sismiques a’ la base V doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules suivantes : (art.4.2.5. p 46.RPA99_V2003)

$V=F_t + \sum F_i$: (formule 4-10 RPA99_V2003)

F_t : Force concentrée au sommet de la structure donnée par la formule suivant :

Si $T > 0.7$ sec $F_t = 0.07 \times T \times V = 170.27$ KN

Si $T \leq 0.7 \text{ sec}$ $F_t = 0$

On a pour les 2 sens $T \leq 0,7 \text{ sec}$

F_i : Les forces sont distribuées sur la hauteur de la structure selon la formule suivant :

$$F_i = \left[\frac{(V - F_t) \times W_i \times h_i}{\sum(W_j \times h_j)} \right]$$

(formule 4-10 RPA99_V2003)

Avec :

F_i : Effort horizontal revenant au niveau i.

h_i : Niveau du plancher ou s'exerce la force i.

h_j : Niveau du plancher quelconque i ;j

W_i, W_j : Poids revenant

1. $V_x = 6085.82 \text{ KN}$

Niveau	W_i	h_i	h_i	$W_i h_i$	$F_i X$	$V_k X$
	(kN.m)	(m)	(m)	(kN.m ²)	(kN)	(kN)
12	7763,66	3,06	36,89	286401,27	766,23	97,04
11	9798,30	3,06	33,83	331476,49	886,82	863,27
10	9698,39	3,06	30,77	298419,46	798,38	1750,09
9	9699,10	3,06	27,71	268762,06	719,04	2548,47
8	9699,10	3,06	24,65	239082,82	639,63	3267,50
7	9699,10	3,06	21,59	209403,57	560,23	3907,14
6	9699,10	3,06	18,53	179724,32	480,83	4467,37
5	9771,02	3,06	15,47	151157,68	404,36	4948,20
4	9771,02	3,06	12,41	121258,36	243,31	5352,55
3	9771,02	3,06	9,35	91359,04	233,30	5595,86
2	9769,06	3,06	6,29	61447,39	164,39	5829,16
1	11229,66	3,23	3,23	36271,80	97,04	6085.82
						6085.82
Σ	116368,52	36,89		2274764,24	5993,55	

Tableau IV.9: les résultats l'effort tranchant selon la hauteur sens X-X

$V_y = 6362.87 \text{ KN}$

Nv	wi	hi	hi	wi.hi	Fi Y	Vk Y
	(kN.m)	(m)	(m)	(kN.m ²)	(kN)	(kN)
12	7763,66	3,06	36,89	286401,27	801,11	101,46
11	9798,30	3,06	33,83	331476,49	927,19	902,57
10	9698,39	3,06	30,77	298419,46	834,73	1829,76
9	9699,10	3,06	27,71	268762,06	751,77	2664,48
8	9699,10	3,06	24,65	239082,82	668,75	3416,25
7	9699,10	3,06	21,59	209403,57	585,73	4085,01
6	9699,10	3,06	18,53	179724,32	502,72	4670,74
5	9771,02	3,06	15,47	151157,68	422,81	5173,46
4	9771,02	3,06	12,41	121258,36	339,18	5596,27
3	9771,02	3,06	9,35	91359,04	255,55	5935,45
2	9769,06	3,06	6,29	61447,39	171,88	6190,99
1	11229,66	3,23	3,23	36271,80	101,46	6362,87
EFFOERT TRANCHANT A LA BASE						6362,87
Σ	116368,52	36,89		2274764,24	6362,87	

Tableau IV.10: les résultats l'effort tranchant selon la hauteur sens Y-Y

IV.5. Vérification les déplacements :

Le déplacement horizontal à chaque niveau « k » de la structure est calculé comme suit:

$$\delta_k = R \cdot \delta_{ck}$$

(RPAart 4.4.3)

δ_k : Déplacement Horizontal

a chaque niveau < k > de la structure.

δ_{ck} : Déplacement dû aux forces sismique Fi.

R : coefficient de comportement (R= 5).

Δ_k : Le déplacement relatif au niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

Selon [RPA: Art 5.10] : Préconise que les déplacements relatifs inter étages ne doivent pas

dépasser 1% de la hauteur de l'étage considéré, il faut vérifier alors que : $\Delta_k \leq 0.01 \times h_e$.

Avec :

he: étant la hauteur de l'étage considéré.

$$\Delta_k \leq \Delta_{adm}$$

Δ_{adm} :Diplacement admissible (égale à (1%he= 0,01 he).

Sens Longitudinal :

Etage	h_k [m]	$\delta_{ek} X[cm]$	$\delta_k X[cm]$	Δ_k [m]	1% h[cm]	Résultats
Rdc	3,23	0,1	0,35	0,35	3,23	Condition Vérifiée
1	3,06	0,3	1,05	0,70	3,06	Condition Vérifiée
2	3,06	0,6	2,10	1,04	3,06	Condition Vérifiée
3	3,06	1,0	3,50	2.46	3,06	Condition Vérifiée
4	3,06	1,3	4,55	2.09	3,06	Condition Vérifiée
5	3,06	1,7	5,95	3.86	3,06	Condition Vérifiée
6	3,06	2,1	7,35	3.49	3,06	Condition Vérifiée
7	3,06	2,5	8,75	5.26	3,06	Condition Vérifiée
8	3,06	2,8	9,80	4.54	3,06	Condition Vérifiée
9	3.06	3,2	11,20	6.66	3,06	Condition Vérifiée
10	3.06	3,5	12,25	5.59	3,06	Condition Vérifiée
11	3.06	3,8	13,30	7.71	3,06	Condition Vérifiée

Tableau IV.11 : Vérification les déplacements X-X**Sens transversal :**

Etage	h_k [m]	$\delta_{ek} X[cm]$	$\delta_k X[cm]$	Δ_k [m]	1% h[cm]	Résultats
Rdc	3.23	0,10	0,35	0,35	3,23	Condition Vérifiée
1	3,06	0,40	1,4	1.05	3,06	Condition Vérifiée
2	3,06	0,60	2,10	1.05	3,06	Condition Vérifiée
3	3,06	1,00	3,50	2.45	3,06	Condition Vérifiée
4	3,06	1,30	4,55	2.1	3,06	Condition Vérifiée
5	3,06	1,70	5.95	3.85	3,06	Condition Vérifiée
6	3,06	2,00	7	3.15	3,06	Condition Vérifiée
7	3,06	2,40	8.40	5.25	3,06	Condition Vérifiée
8	3,06	2,70	9,45	4.2	3,06	Condition Vérifiée
9	3.06	3,00	10.5	6.3	3,06	Condition Vérifiée
10	3.06	3,30	11.55	5.25	3,06	Condition Vérifiée
11	3.23	3,60	12.60	7.35	3,06	Condition Vérifiée

Tableau IV.12 : Vérification des déplacements Y-Y

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{RDC :} \\ \text{Etage courant :} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \Delta_{adm} = 0.01 \times 3.23 = 0.0323 \text{ m} = 3.23 \text{ cm} \\ \Delta_{adm} = 0.01 \times 3.06 = 0.0306 \text{ m} = 3.06 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Donc: $\Delta_1 \dots \Delta_{11}$ sont inférieurs à $\Delta_{adm} = 1\%(h) = 1\%(3.06) = 0.0306\text{m} = 3.06\text{cm}$.

Δ_{rdc} est inférieurs à $\Delta_{adm} = 1\%(h) = 1\%(3.23) = 0.0323\text{m} = 3.23\text{cm}$.

IV.6. Caractéristiques Géométriques et Massique de la Structure:

Détermination de centre de gravité des masses et le centre des rigidités.

A/ Centre de gravité des masses :

La détermination du centre de gravité des masses est basée sur le calcul des centres des masses de chaque élément de la structure (Acrotère, Balcon, plancher, poteaux, poutres, voiles, ... etc.).

Les coordonnées du centre de gravité des masses et données par :

$$X_G = \frac{\sum M_i \times X_i}{\sum M_i} \quad \text{Et} \quad Y_G = \frac{\sum M_i \times Y_i}{\sum M_i}$$

Avec :

- _ M_i : la masse de l'élément i.
- _ X_i, Y_i : les coordonnées du centre de gravité de l'élément i par rapport à un repère global

B/ Centre de gravité des rigidités:

Les coordonnées du centre des rigidités peut être déterminé par les formules ci-après Avec :

$$e_{cj} = \frac{\sum I_{jy} X_j}{\sum I_{jy}} \quad ; \quad e_{cj} = \frac{\sum I_{jx} Y_j}{\sum I_{jx}}$$

- I_{yi} : Inertie de l'élément i dans le sens y.
- X_i : Abscisse de l'élément I_{yi} .
- I_{xi} : Inertie de l'élément i dans le sens x.
- Y_i : Ordonnée de l'élément I_{xi} .

C/L'excentricité:

L'excentricité est la distance entre le **Centre de Gravité des Masses** et le **Centre de Torsion**, donnée par les formules suivant :

$$e_x = X_{cm} - X_{cr}$$

$$e_y = Y_{cm} - Y_{cr}$$

D/L'excentricité Théorique:

$$e_y = |y_{cm} - y_{ct}|$$

$$e_x = |X_{cm} - X_{ct}|$$

e_x : Excentricité théorique suivant x.

e_y : Excentricité théorique suivant y.

-Le tableau suivant résume les résultats :

Toutes ces caractéristiques géométriques et massique sont calculer par **logiciel ROBOT** et nous avons résumé dans les tableaux suivant : **RPA99-v2003** (Art : 4.3.7) (Page : 59).

Le tableau ci-après résumé les résultats des différents Centre de Gravité, de Rigidité et L'excentricité

Cas/Etage	Nom	Masse [kg]	G (x,y,z) [m]	R (x,y,z) [m]	Ix [kgm2]	Iy [kgm2]	Iz [kgm2]	ex0 [m]	ey0 [m]	ex2 [m]	ey2 [m]
6/	RDC	1009364,58	-0,23 8,89 1,59	8,00 8,85 2,54	125882177,54	107500945,97	233383123,51	8,24	0,04	1,76	2,33
6/	Etage 1	996365,87	-0,07 8,93 4,76	8,00 8,85 5,68	122814657,26	107173675,75	229988333,01	8,07	0,08	1,76	2,33
6/	Etage 2	996365,87	-0,07 8,93 7,82	8,00 8,85 8,74	122835786,33	107223787,44	230059573,78	8,07	0,08	1,76	2,33
6/	Etage 3	996365,87	-0,07 8,93 10,88	8,00 8,85 11,80	122815640,25	107173134,23	229988774,48	8,07	0,08	1,76	2,33
6/	Etage 4	996365,87	-0,07 8,93 13,94	8,00 8,85 14,86	122815265,05	107171226,16	229986491,20	8,07	0,08	1,76	2,33
6/	Etage 5	989033,60	-0,13 8,90 17,00	8,00 8,85 17,92	122600284,62	106566330,43	229166615,05	8,14	0,04	1,76	2,33
6/	Etage 6	989033,60	-0,13 8,90 20,06	8,00 8,85 20,98	122591398,76	106573351,86	229164750,62	8,14	0,04	1,76	2,33
6/	Etage 7	989033,60	-0,13 8,90 23,12	8,00 8,85 24,04	122600201,42	106564334,06	229164535,48	8,14	0,04	1,76	2,33
6/	Etage 8	989033,60	-0,13 8,90 26,18	8,00 8,85 27,10	122600204,95	106564371,32	229164576,27	8,14	0,04	1,76	2,33
6/	Etage 9	988798,99	-0,14 8,90 29,24	8,00 8,85 30,16	122618281,85	106590708,04	229208989,89	8,14	0,04	1,76	2,33
6/	Etage 10	988558,87	-0,13 8,90 32,30	8,00 8,85 33,22	122587753,19	106534961,09	229122714,28	8,14	0,04	1,76	2,33
6/	Etage 11	937966,44	0,00 8,85 35,14	7,96 8,24 36,35	111557105,10	98919168,54	210476273,64	7,96	0,61	1,76	2,33

Tableau (IV.13) : Tableau L'excentricité

- **L'excentricité Accidentelle:** RPA99-v2003 (Art : 4.3.7) (page50)

Dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle (additionnelle) égale à $\pm 0.05 L$, (L'étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

Donc:

$$\begin{cases} \text{Sens-X} : & e_{ax} = 0.05 \times L_x = 0.05 \times 33,93 = 1.76 \\ \text{Sens-Y} : & e_{ay} = 0.05 \times L_y = 0.05 \times 46,52 = 2.33 \end{cases}$$

- Le tableau ci-après résumé les Valeur de L'excentricité Accidentelle de chaque niveau de la Structure :

Etage	Lx [m]	Ly [m]	ex [m]	ey [m]
RDC	35.28	46.52	1.76	2.33
1	35.28	46.52	1.76	2.33
2	35.28	46.52	1.76	2.33
3	35.28	46.52	1.76	2.33
4	35.28	46.52	1.76	2.33
5	35.28	46.52	1.76	2.33
6	35.28	46.52	1.76	2.33
7	35.28	46.52	1.76	2.33
8	35.28	46.52	1.76	2.33
9	35.28	46.52	1.76	2.33
10	35.28	46.52	1.76	2.33
11	35.28	46.52	1.76	2.33

Tableau IV.14: L'excentricité Accidentelle des Etages.

IV.7.Vérification VIS-A-VIS De L'effet P-Δ:

Selon [RPA99-v2003: Art 5.10] Les effets du 2^{ème} ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la Condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\Theta = \frac{Pk \times \Delta k}{V_k \times h_k} \leq 0.10$$

Avec :

Pk: Poids total de la structure et des charges d'exploitation associée au dessus de niveau k.

Δ_k: Déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau k-1.

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau k.

h_k: Hauteur de l'étage k.

Etage	Pk	VKx	Vky	θx	θy	Resutats	
	(kN)	(kN)	(kN)	Sans unité	Sans unité	Suivant X	Suivant Y
1	11229,66	97,04	96,15	0,01308	0,01320	Condition.V	Condition.V
2	9769,06	164,39	176,58	0,01273	0,01778	Condition.V	Condition.V
3	9771,02	233,30	243,26	0,01346	0,00860	Condition.V	Condition.V
4	9771,02	243,31	248,72	0,01720	0,01683	Condition.V	Condition.V
5	9771,02	404,36	409,11	0,00776	0,00767	Condition.V	Condition.V
6	9699,10	480,83	486,68	0,00864	0,00854	Condition.V	Condition.V

7	9699,10	560,23	564,20	0,00742	0,00552	Condition.V	Condition.V
8	9699,10	639,63	641,73	0,00650	0,00647	Condition.V	Condition.V
9	9699,10	719,04	719,25	0,00433	0,00433	Condition.V	Condition.V
10	9698,39	798,38	796,77	0,00520	0,00391	Condition.V	Condition.V
11	9798,30	886,82	874,30	0,00355	0,00360	Condition.V	Condition.V
12	7763,66	766,23	1012,33	0,00326	0,00246	Condition.V	Condition.V

Tableau IV.15: Vérification a L'effet (P- Δ)

IV.8.Vérification au Renversement: (Art 4.41 p50 RPA99-v2003)

La vérification se fera pour les deux sens (longitudinal est transversal) avec la relation

suiuante :
$$\frac{M_s}{M_r} \geq 1.5$$

- **Ms** : moment stabilisateur provoqué par les charges verticales.

$$M_s = W \times L/2$$

- **W** : le poids total de la structure.
- **L** : Dimension de la structure (Largeur Ou Longueur). L=20.05m.
- **Mr** : moment de renversement provoqué par les charges horizontales.

$$M_r = \sum F_i \times h_i$$

- **Sens Longitudinal :**

$$M_s = W \times L/2 = 101193,57 \times \frac{33,93}{2} = 1716748.91 \text{ kn.m}$$

Etage	F _i	h _i [m]	F _i × h _i
12	766,23	36,89	28266,2247
11	886,82	33,83	30001,1206
10	798,38	30,77	24566,1526
9	719,04	27,71	19924,5984
8	639,63	24,65	15766,8795
7	560,23	21,59	12095,3657
6	480,83	18,53	8909,7799

5	404,40	15,47	6256,068
4	324,41	12,41	4025,9281
3	244,42	9,35	2285,327
2	164,39	6,29	1034,0131
1	97,04	3,23	313,4392
$M_{rx} = \sum F_i \times h_i =$			153444,9

Tableau IV.16: Le moment de Renversement provoqué par effort sismique sens XX.

Vérifications : $\frac{M_s}{M_r} = \frac{1716748,91}{153444,9} = 11,18 > 1,5$ Condition Vérifiée

- **Sens Transversal:**

$$M_s = W \times L/2 = 101193,57 \times \frac{46,52}{2} = 2353762,43 \text{ kn.m}$$

Etage	F_i	h_i [m]	$F_i \times h_i$
12	1027,48	36,89	37903,7372
11	885,94	33,83	29971,3502
10	805,80	30,77	24794,466
9	725,67	27,71	20108,3157
8	645,53	24,65	15912,3145
7	565,40	21,59	12206,986
6	485,26	18,53	8991,8678
5	405,13	15,47	6267,3611
4	243,74	12,41	3024,8134
3	234,40	9,35	2191,64
2	164,72	6,29	1036,0888
1	82,10	3,23	265,183
$M_{rx} = \sum F_i \times h_i =$			162674,124

Tableau IV.17: Le moment de Renversement provoqué par effort sismique sens YY.

Vérifications : $\frac{M_s}{M_r} = \frac{2353762,43}{162674,124} = 14,46 \geq 1,5$ Condition Vérifiée

DONC : La stabilité au renversement est alors vérifiée pour les deux sens.

IV.9. Justification de la largeur des joints sismiques : (Art 5.8 p53 RPA99-v2003)

Deux blocs voisins doivent être séparés par des joints sismiques dont la largeur minimale d_{min} satisfait la condition suivante

$$d_{min} = 15 \text{ mm} + (\delta_1 + \delta_2) \text{ mm} \geq 40 \text{ mm} \quad (\text{ formule 4-19 })$$

δ_1 et δ_2 : déplacements maximaux des deux blocs, calculés selon 4.43 au niveau du sommet du bloc le moins élevé incluant les composantes dues à la torsion et éventuellement celles dues à la rotation des fondations

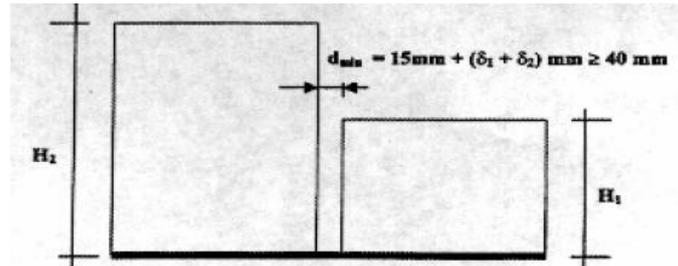


Figure (IV.8) : largeur minimum du joint sismique

mm	Sens X-X	Sens Y-Y
δ_1	133,00	180,00
δ_2	133,00	180,00
d_{min}	281,00	375,00

Tableau IV.18: Justification de la largeur des joints sismiques dans les 2 sens

IV .10. Etude de vent :

IV .10. 1. Introduction :

L'effet du vent sur une construction est assez prépondérant et a une grande influence sur la stabilité de l'ouvrage. Pour cela, une étude approfondie doit être élaborée pour la détermination des différentes actions dues au vent et ceci dans toutes les directions possibles, Le calcul sera mené conformément au Règlement Neige et Vent 2013.

Ce document technique réglementaire (DTR) fournit les procédures et principes généraux pour la détermination des actions du vent sur l'ensemble d'une construction et sur ses différentes parties et s'applique aux constructions dont la hauteur est inférieure à 200m.

Les actions du vent appliquées aux parois dépendent de :

La direction. L'intensité. La région. Le site d'implantation de la structure et leur environnement. La forme géométrique et les ouvertures de la structure.

IV.10.2. Domaine d'application :

Le présent règlement DTR s'applique aux constructions suivantes dont la hauteur est inférieure à 200 m :

- l'ensemble des Bâtiments (à usage d'habitation, administratifs, scolaires, industriel, de santé etc.....)
- Les Cheminées et ouvrages similaires.
- Les Ouvrages de stockages (réservoirs, châteaux d'eau, silos, etc....)

IV.10.3.L'action de Vent :

- Principe de calcul :
Le calcul doit être effectué séparément pour chacune des directions
- Perpendiculaires aux différentes parois de la construction

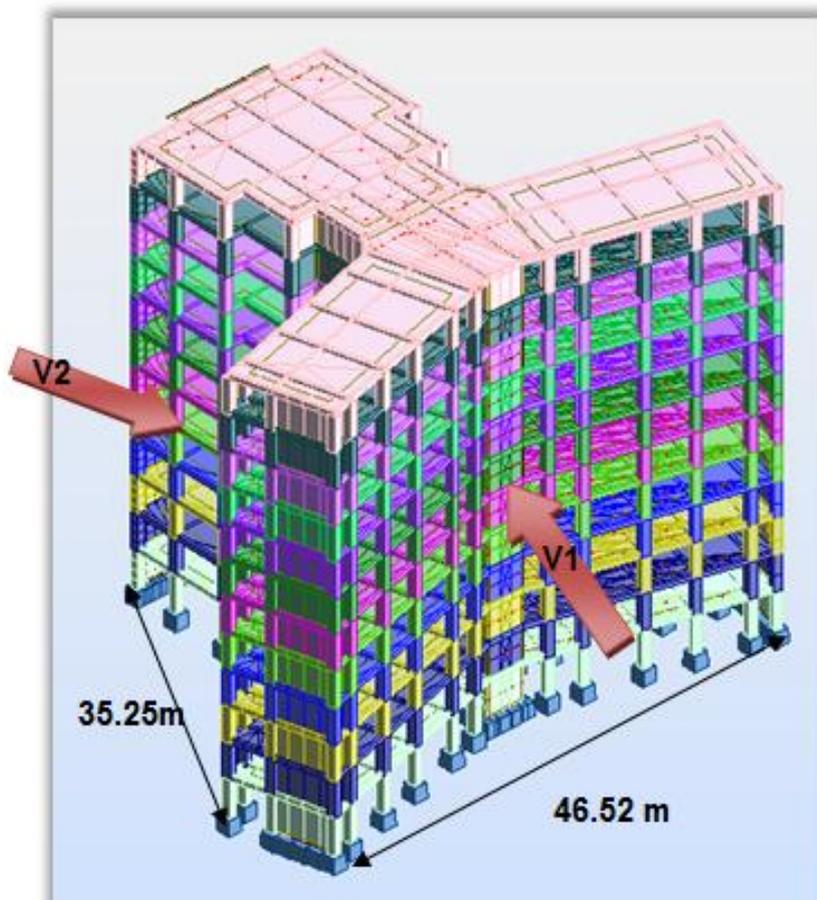


Figure (IV. 9): Action du vent

V1 : La résultante des actions du vent sur les parois suivant la direction XX.

V2 : La résultante des actions du vent sur les parois suivant la direction YY.

Largeur	Longueur	Hauteur totale
35.25	46.52	37.89

Tableau (IV .19) : les dimensions de l'ouvrage.

IV.10.4.Application des R N V 99 :

On doit considérer que notre bâtiment est séparé de l'autre structure voisine et cela pour les causes suivantes :

- manque de données sur la construction voisine (la géométrie ; la durée de sa construction.)
- un plus de sécurité.

Le calcul doit être effectué séparément pour les deux directions du vent, qui sont Perpendiculaires aux parois de la construction.

IV.10.5.Données relatives au site :

- **A/ Effet de la région :**

Mon structure est située dans la **zone I** ; la pression de référence est donnée par le tableau 2-2 du RNVA2013 (chapitre II-bases de calcul) par **qref= 375 N/m²**.

- **B/ Effet de site :**

La structure sera implantée à Biskra, d'après les données de tableau 2-4 dans le RNVA2013 (chapitre 2- bases de calcul) la catégorie de terrain est **III**

D'où :

- K_T**: facteur de terrain
- Z₀**: paramètre de rugosité
- Z_{min}**: la hauteur minimale
- ε** : coefficient utilisé pour le calcul de C_d

(Tableau 2-4, chapitre II RNVA2013)

Catégorie de terrain III	K _T	Z ₀ (m)	Z _{min} (m)	ε
Zone a couverture végétale régulier ou des bâtiments ou avec des obstacles isolés séparé d'eau plus 20 fois leur hauteur (des villages, des zones suburbaines...)	0.215	0.3	5	0.61

Tableau (IV . 20) :Données relatives au site

C/Coefficient de topographie :

Le coefficient de topographies $C_t(z)$ prend en compte l'accroissement de la vitesse du vent lorsque celui-ci souffle sur des obstacles que les collines, les dénivellations isolées .etc. Le site est plat, le coefficient de topographie $C_t = 1$. (Chapitre II RNV 2013)

IV.10.6.Générer Les Charges De Vent Automatiquement. (Robot 2015)

On peut simuler et générer les charges de vent directement dans le logiciel Robot, ou exporter votre structure vers Autodesk Simulation CFD

Robot utilise la technologie Autodesk Simulation CFD pour simuler l'écoulement d'air autour de notre structure.Cette technologie de simulation du vent sert de tunnel de vent et nous permet de visualiser des cartographies de pression colorées sur notre modèle afin de comprendre les effets du vent, même avec des structures complexes.

Plusieurs paramètres de vent sont disponibles, tels que la direction, la vitesse et la pression du vent. Nous pouvez également spécifier le niveau du sol et les éléments exposées au vent.Par défaut, la direction du vent est définie dans le repère global et dans la direction X positive

Organigramme des étapes de calcul au vent

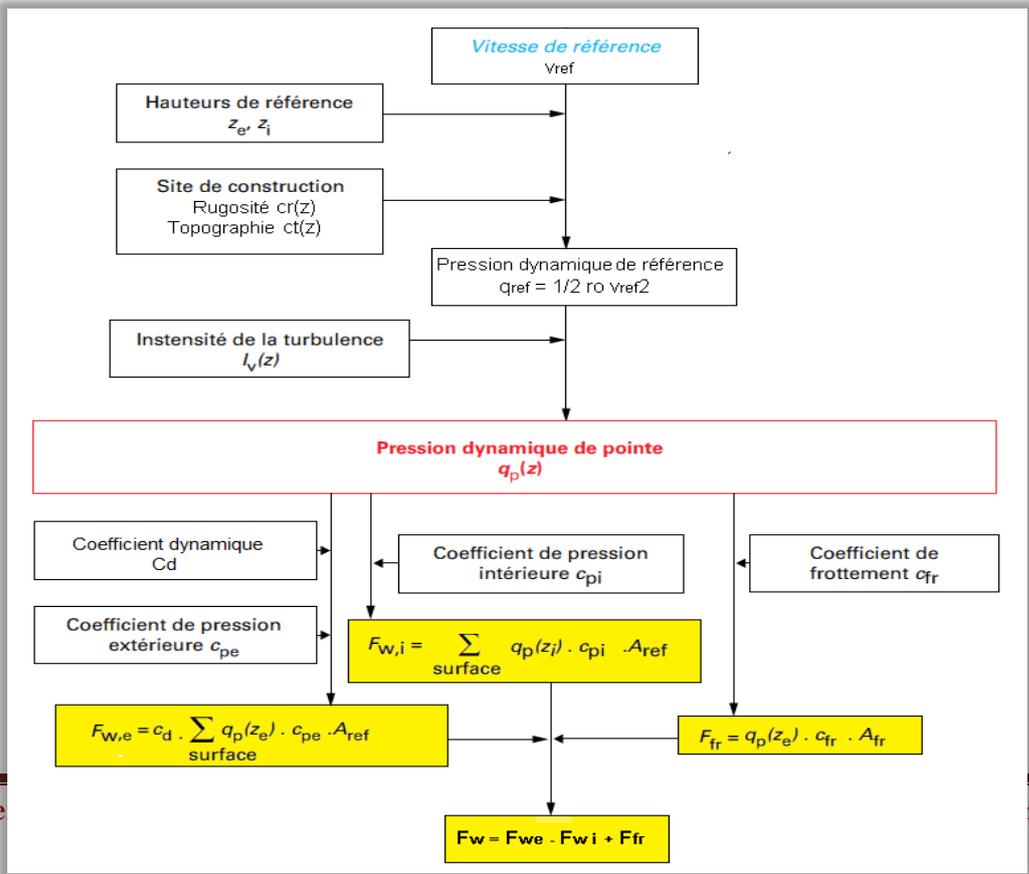


Fig IV.10 : Organigramme des étapes de calcul au vent

Après calcul nous avons constaté que les effets engendrés par l'action de vent sur notre bâtiment sont faibles par rapport à ceux engendrés par le séisme.

Par une comparaison des actions du vent à celle du séisme, on remarque que ces derniers sont plus importants. Et la probabilité d'avoir les deux actions simultanément est faible .et pour cela on peut négliger l'effet du vent au ferrailage.

CHAPITRE V

Etude des éléments structuraux

Chapitre V : Étude des éléments porteurs

V.1 Introduction :

Les éléments principaux sont soumis aux actions dues aux charges permanentes et aux charges d'exploitation ainsi qu'aux actions sismiques.

Leurs ferrailages doivent être réalisés de manière à résister aux combinaisons des différentes actions en considérant les combinaisons les plus défavorables.

La réglementation en vigueur BAEL 91 et RPA 99 version 2003 nous dictent un certain nombre de combinaisons avec lesquelles nous allons travailler.

V.2.Ferrailage des poteaux :

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts arrivant des poutres vers les fondations, et sont soumis à un effort normal (N) et à un moment de flexion (M) dans les deux sens : longitudinal et transversal. Donc ils sont calculés en flexion composée.

Les armatures seront calculées à l'état limité ultime ELU sous l'effet des sollicitations les plus défavorables et dans les situations suivantes.

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

Tableau V.1 : Caractéristiques mécaniques des matériaux

V.2.1.Le ferrailage :

Une section soumise à la flexion composée est dite partiellement comprimée si:
 N est un effort de compression et le centre pression (c) se trouve à l'extérieur de la section.
 N est un effort de compression et le centre (c) se trouve à l'intérieur de la section, et la condition suivante est remplie.

V.2.2. Combinaisons d'actions :**Selon le BAEL 91 :**

Ce sont des combinaisons qui prennent en compte uniquement les charges permanentes **G** et les charges d'exploitation **Q**.

- $1.35 G + 1.5 Q$ à l'E.L.U
- $G + Q$ à l'E.L.S

Règlement RPA 99 :

Ce sont des combinaisons qui tiennent en compte les charges sismiques **E**.

- $G + Q \pm E$ ($M_{max} \rightarrow N_{corr}$)
- $0.8 G \pm E$ ($N_{min} \rightarrow M_{corr}$)
- **E** : Efforts sismiques.

Recommandations du RPA99/version 2003 :**a. Ferrailage longitudinale :**

D'après RPA99/version 2003 (Article 7.4.2 p 62), les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sans crochet. Leur pourcentage en zone sismique II est limité par :

- Leur pourcentage minimal sera de :

$$A_{\min} = 0,7 \% bh \quad \text{en Zone I}$$

- Leur pourcentage maximal :

- 4% en zone courante.

- 6 % en zone de recouvrement.

- Le diamètre minimum est de 12mm

- La longueur minimale des recouvrements est de :

- 40 en zone I

- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser :

- 25 cm en zone I

Section des poteaux (cm ²)	A _s min RPA (cm ²)	A _s max RPA Zone courante (cm ²)	A _s max RPA Zone de recouvrement (cm ²)
75 × 70	36.75	21	31.5

Tableau V.2 : Résultats recommandés par le RPA.

b. Armatures transversales :

BAEL91 : (art A.8.1,3)

1/ Le diamètre des armatures transversales : $\Phi_t > \frac{\Phi_l}{3}$

2/ leur espacement : $S_t \leq \min (15\Phi_l, 40\text{cm} ; a+10 \text{ cm})$

3/ la quantité des armatures transversales $\frac{A_t}{S_t \cdot b_1}$ en % est donnée comme suit

Si $\lambda_g \geq 5 \rightarrow 0.3\%$

Si $\lambda_g \leq 5 \rightarrow 0.8\%$

Si $3 < \lambda_g < 5$: interpoler entre les valeurs limites précédentes.

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 ($l_f = 0.7 L$)

RPA99(VER2003):

1/ Les armatures transversales des poteaux sont calculées par la formule :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \cdot V_u}{H_1 \cdot f_e}$$

* V_u : est l'effort tranchant de calcul.

* h_1 : Hauteur total de la section brute.

* f_e : Contrainte limite élastique des aciers transversales ($f_e = 235\text{MPa}$).

* ρ_a : Coefficient correcte qui tient compte du mode fragile de la rupture par l'effort tranchants

$$\rho_a = 2.5 \quad \text{si } \lambda_g \geq 5.$$

$$\rho_a = 3.75 \quad \text{si } \lambda_g < 5.$$

St : est l'espace des armatures transversales

- La zone nodale : $St \leq \min(10 \Phi_1, 15 \text{ cm})$

- La zone courante : $St \leq 15 \Phi_1$

Φ_l : Le diamètre minimal des armatures longitudinales.

c. combinaison de calcul :

Les combinaisons d'actions sismiques et les actions dues aux charges verticales Sont données d'après le RPA 99 et BAEL 91 comme suit :

RPA99ver 2003 :

➤ $G + Q \pm E \dots\dots\dots (5.1)$

➤ $0.8 G \pm E \dots\dots\dots (5.2)$

BAEL 91 :

$$1.35 G + 1.5 Q$$

La section d'acier sera calculée pour différentes combinaisons d'efforts internes.

N^{max} : $M^{correspondant}$

N^{min} : $M^{correspondant}$

M^{max} : $N^{correspondant}$

ELU		G + Q + E		0,8G + E		ELS	
N_{max} (KN)	M_{COR} KN	M_{MAX} (KN)	N_{cor} (KN)	N_{min} KN	M_{cor} (KN)	N_{max} (KN)	M_{COR} (KN)
3552.27	13.08	184.16	174.92	-788.28	74.03	2595.00	9.58

Tableau V.3 : les pourcentages minimal et maximal des armatures longitudinal.

d/Vérification spécifique :

Selon article 7.4.3 RPA version 2003

$$v = \frac{N_d}{B_C \times f_{c28}} = \frac{0.17492}{0.75 \times 0.70 \times 25} = 0.0133 \leq 0.3$$

Soit le poteau du RDC :

$c = c' = 2.5 \text{ cm}$; $S = (75 \times 70) \text{ cm}^2$; acier Fe E400; $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$
 $f_{bu} = 0.85 f_{c28}$; $\bar{\sigma}_b = 14.2 \text{ MPa}$; $\bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa}$; $\bar{\sigma}_b = 18,5 \text{ MPa}$

$l = 3.23 \text{ m}$: hauteur totale du Poteau.

d. Ferrailage longitudinal :

1er cas : ELU :

Poteau 1

$$M_{max} = 13.08 \text{ KN.m} ; M_{corr} = 3552.27 \text{ KN}$$

Correction des efforts pour tenir compte de l'excentricité additionnelle.

- e_a : excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales (Après exécution).

L : hauteur totale du Poteau.

L_f : longueur de flambement du poteau.

- $e_a = \max(2 \text{ cm} ; l / 250)$

$$\frac{l}{250} = 1.292 \text{ cm}$$

$$e_a = 2 \text{ cm.}$$

- e_1 : Excentricité du premier ordre de la résultante des contraintes normales avant application des excentricités additionnelles.

$$e_0 = \frac{M_{corr}}{N_{max}} = \frac{13.08}{3552.27} = 0.0036 \text{ m} = 0.36 \text{ cm}$$

$$e_1 = e_a + e_0 = 0.02 + 0.0036 = 0.0236 \text{ m}$$

On peut considérer les effets du second ordre d'une manière forfaitaire :

- e_2 : excentricité due aux effets du second ordre.

$$\text{Si } \frac{L_f}{h} < \max(15 ; 20 \cdot e_1 / h)$$

On pourra utiliser la méthode forfaitaire.

$$\frac{l_f}{h} < \max (15 ; 20. \frac{e_1}{h})$$

L: hauteur totale du Poteau.

lf: longueur de flambement du poteau

h: longueur de section de poteau (75x70) cm²

$$l_f = 0,7 l_0 = 0,7 \times 3.23 = 2.26 \text{ m.}$$

$$\frac{20 \times 0.0236}{0.70} = 0.674$$

$$\frac{2.26}{0.70} = 3.22 < \max(15 ; 0.674)$$

Donc : les effets du second ordre doivent être considérés d'une manière forfaitaire :

$$\lambda = \sqrt{12} \times \frac{l_f}{h} = 3.46 \times \frac{2.26}{0.7} = 11.18$$

$$\lambda < 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{11.18}{35}\right)^2} = 0.833$$

$$e_2 = \frac{3 \times l_f^2}{10^4 \times h} \times (2 + \alpha \times \phi)$$

ϕ : généralement égal à 2

$$e_2 = \frac{3 \times 2.26^2}{10^4 \times 0.70} \times (2 + 2 \times 0.83) = 0.0080 \text{ m}$$

$$\Rightarrow \mathbf{e = e_1 + e_2 = 0.0236 + 0.0080 = 0.0316 \text{ m}}$$

$$M_{\text{corrigé}} = N_{\text{max}} \times e = 3552.27 \times 0.0316 = 112.25 \text{ KN.m.}$$

* Les efforts corrigés seront :

$$N_{\text{max}} = 3552.27 \text{ KN} \quad ; \quad M_{\text{corrigé}} = 112.25 \text{ KN.m.}$$

$$A = (0.337 h - 0.81c). \text{ b.h. } \sigma_b$$

$$A = (0.337 \times 0.70 - 0.81 \times 0.025) 0.75 \times 0.70 \times 14,2$$

$$\Rightarrow \mathbf{A = 1.6076 \text{ MN.m}}$$

$$B = Nu (d - c') - M_{ua}$$

$$M_a = M_{\text{corrigé}} + Nu \times \left(d - \frac{h}{2}\right) = 112.25 + 3552.27 \times (0.675 - 0.35) = 1266.73 \text{ KN.m}$$

$$\Rightarrow \mathbf{B = 1266.73 \text{ MN.m} = 1.26 \text{ MN.m}}$$

$A > B$; Donc la section est partiellement comprimée.

$$\mu = \frac{M_{ua}}{f_{bu} \times b \times d^2} = \frac{1266.73 \times 10^3}{14.2 \times 75 \times 67.5^2} = 0.26 < \mu_l = 0.392$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires, $A' = 0$

$$\alpha = 1.25[1 - \sqrt{1 - 2\mu}] = 0.383 ; \beta = (1 - 0.4\alpha_l) = 0.846$$

$$A_f = \frac{M_{ua}}{\bar{\sigma}_s \times \beta \times d}$$

$$= 62.63 \text{ cm}^2$$

$$A = A_f - \frac{N}{100 \times \bar{\sigma}_s} = -39.44 \text{ cm}^2 \leq 0$$

2^{ème} Cas : G+Q+EY :

$$M_{\max} = 184.16 \text{ KN.m} \quad N_{\text{corr}} = 174.92 \text{ KN}$$

- $e_a = \max(2 \text{ cm} ; l / 250)$

$$\frac{l}{250} = 1.292 \text{ cm}$$

$$e_a = 2 \text{ cm.}$$

$$e_0 = \frac{M_{\text{corr}}}{N_{\max}} = \frac{184.16}{174.92} = 1.05 \text{ m}$$

$$e_1 = e_a + e_0 = 0.02 + 1.05 = 1.07 \text{ m}$$

$$e_2 = \frac{3 \times l_f^2}{10^4 \times h} \times (2 + \alpha \times \phi) \quad \phi : \text{généralement égal à } 2$$

$$e_2 = \frac{3 \times 2.26^2}{10^4 \times 0.70} \times (2 + 2 \times 0.83) = 0.0080 \text{ m}$$

$$\Rightarrow e = e_1 + e_2 = 1.07 + 0.0080 = 1.078 \text{ m}$$

$$M_{\text{corrigé}} = N_{\max} \times e = 174.92 \times 1.078 = 188.563 \text{ KN.m}$$

* Les efforts corrigés seront :

$$N_{\max} = 174.92 \text{ KN} ; M_{\text{corrigé}} = 188.563 \text{ KN.m}$$

Situation accidentelle : $\bar{\sigma}_s=400$ MPa ; $\bar{\sigma}_b=18,5$ MPa

$$A = (0.337 h - 0.81c') \cdot b \cdot h^2 \cdot \sigma_b$$

$$A = (0.337 \times 0.70 - 0.81 \times 0.025) \times 0.75 \times 0.70 \times 18.5$$

$$\Rightarrow A = 2.09 \text{ MN.m}$$

$$B = Nu (d - c') - M_{ua}$$

$$M_a = M \text{ corrigé} + Nu \times (0.675 - \frac{0.70}{2}) = 188.56 + 174.92 \times (0.675 - 0.35) = 245.409 \text{ KN.m}$$

$$\Rightarrow B = -0.131 \text{ MN.m}$$

A > B ; Donc la section est partiellement comprimée.

$$\mu = \frac{M_{ua}}{f_{bu} \times b \times d^2} = \frac{245.409 \times 10^3}{18.5 \times 75 \times 67.5^2} = 0.03688 < \mu_l = 0.392$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires, $A' = 0$

$$\alpha = 1.25 [1 - \sqrt{1 - 2\mu}] = 0.046 ; \beta = (1 - 0.4\alpha_l) = 0.98$$

$$A_f = \frac{M_{ua}}{\bar{\sigma}_s \times \beta \times d}$$

$$A_f = \frac{245.409 \times 10^3}{400 \times 0.97 \times 67.5} = 9.27 \text{ cm}^2$$

$$A = A_f - \frac{N}{100 \times \bar{\sigma}_s} = 4.9 \text{ cm}^2$$

3^{ème} Cas 0.8G-EX :

$$N_{min} = -788.28 \text{ KN} ; M_{corr} = 74.03 \text{ KN.m}$$

$$e_a = \max (2 \text{ cm} ; l / 250)$$

$$\frac{l}{250} = 1.292 \text{ cm}$$

$$e_a = 2 \text{ cm.}$$

$$e_0 = \frac{M_{corr}}{N_{max}} = \frac{74.03}{788.28} = 0.0939 \text{ m}$$

$$e_1 = e_a + e_0 = 0.02 + 0.0939 = 0.1139 \text{ m}$$

$$e_2 = \frac{3 \times l_f^2}{10^4 \times h} \times (2 + \alpha \times \phi)$$

ϕ : généralement égal à 2.

$$e_2 = \frac{3 \times 2.26^2}{10^4 \times 0.70} \times (2 + 2 \times 0.83) = 0.0080 \text{ m}$$

$$\Rightarrow e = e_1 + e_2 = 0.1139 + 0.0080 = 0.1219 \text{ m}$$

$$M_{\text{corrigé}} = N_{\text{max}} \times e = 788.28 \times 0.1219 = 96.09 \text{ KN.m}$$

* Les efforts corrigés seront :

$$N_{\text{max}} = 788.28 \text{ KN} ; M_{\text{corrigé}} = 96.09 \text{ KN.m}$$

Situation accidentelle : $\bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa}$; $\bar{\sigma}_b = 18,5 \text{ MPa}$

$$A = (0.337 h - 0.81 c') \cdot b \cdot h^2 \cdot \sigma_b$$

$$A = (0.337 \times 0.7 - 0.81 \times 0.025) \cdot 0.75 \times 0.70 \times 18.5$$

$$\Rightarrow A = 2.09 \text{ MN.m}$$

$$B = Nu (d - c') - Mua$$

$$Ma = M_{\text{corrigé}} + Nu \times (d - \frac{h}{2}) = 96.09 + 788.28 \times (0.675 - 0.35) = 352.281 \text{ KN.m}$$

$$\Rightarrow B = 0.35 \text{ MN.m}$$

A > B ; Donc la section est partiellement comprimée.

$$\mu = \frac{Mua}{f_{bu} \times b \times d^2} = \frac{352.281 \times 10^3}{18.5 \times 75 \times 67.5^2} = 0.055 < \mu_l = 0.392$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires, $A' = 0$

$$\alpha = 1.25 [1 - \sqrt{1 - 2\mu}] = 0.069 ; \beta = (1 - 0.4\alpha_l) = 0.97$$

$$A_f = \frac{Mua}{\bar{\sigma}_s \times \beta \times d}$$

Situation accidentelle : $\bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa}$; $\bar{\sigma}_b = 18,5 \text{ MPa}$.

$$A_f = \frac{352.281 \times 10^3}{400 \times 0.97 \times 67.5} = 13.45 \text{ cm}^2$$

$$A = A_f - \frac{N}{100 \times \bar{\sigma}_s} = -6.25 < 0 \text{ cm}^2$$

V.2.3. Vérification des sections : RPA (99ver2003)

D’après (RPA2003) on a le pourcentage minimal des armatures longitudinales.

➤ A_{mi} Leur pourcentage minimal sera de :

$$A_{min} = 0,7 \% (b \times h) = 0.007 \times (70 \times 75) = 36.75 \text{ cm}^2 \text{ en Zone I}$$

a/Condition de non fragilité : BAEL91 art A.4.2

$$A_{min} = \frac{0.23bd ft_{28}}{f_e} = 6.13 \text{ cm}^2$$

	$A_{cal} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{min} \text{ BAEL (cm}^2\text{)}$	$A_{RPA} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{adop} \text{ (cm}^2\text{)}$
ELU	4.9	6.33	36.75	10HA20+6HA16=43.46cm²
0,8G±E	0			
G+Q±E	9.27			

Tab. V.4. Tableau récapitulatif des résultats.

V.2.4. Vérification à L’ELS :

Après avoir fait le calcul du ferrailage longitudinal des poteaux à l’ELU, il est nécessaire de faire une vérification à l’état limite de service.

- les contraintes sont calculées à l’ELS sous les sollicitations de (N_{ser}, M_{ser})

la fissuration est considérée peu nuisible donc il faut vérifier les contraintes dans la section de l’acier.

La contrainte du béton est limitée par :

la contrainte du béton est limitée par : $\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPA}$

La contrainte d’acier est limitée par : $\sigma_s = 400 \text{ MPa}$

Les poteaux sont calculés en flexion composée.

$N_{ser} = 2595.00 \text{ KN}$; $M_{ser} = 9.58 \text{ KN.m.}$

$$e_0 = \frac{M_s}{N_s} = \frac{9.58}{2595.00} = 0.00369 \text{ m}$$

$$e_0 = 0.00369 < \frac{h}{6} = 0.125 \text{ cm}$$

La section est entièrement comprimée et il faut vérifier que $\sigma_b < 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

Nous avons les notions suivantes :

$$B_0 = b \times h + 15 (A_1 + A_2) = 70 \times 75 + 15(37.5) = 5812.5 \text{ cm}^2$$

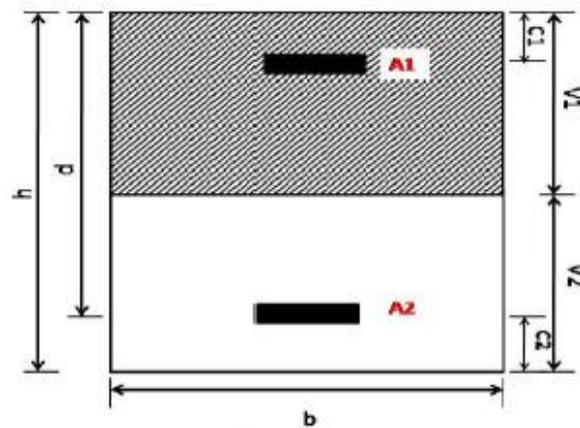


Fig V.1 : section du poteau.

$$v_1 = \frac{1}{B_0} \left[\frac{bh^2}{2} + 15(A_1c + A_2d) \right] = 33.20 \text{ cm}$$

$$v_2 = h - v_1 = 70 - 33.20 = 36.8 \text{ cm}$$

$$K = \frac{M_G}{I_{xx}}$$

M_G : Moment de flexion par rapport au centre de gravité de la section rendue homogène.

$$M_G = 9850 \text{ N.m}$$

$$I_{xx} = \frac{b}{3} (v_1^3 + v_2^3) + 15(A_1(v_1 - c_1)^2 + A_2(v_2 - c_2)^2)$$

$$I_{xx} = \frac{75}{3} (33.20^3 + 36.80^3) + 15(29.45 (33.20 - 2.5)^2 + 8.04 (36.8 - 2.5)^2) = 2303282.75 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_0 = \frac{N_{ser}}{100 \times B_0} = \frac{2595.00 \times 10^3}{100 \times 5812.5} = 4.46 \text{ Mpa}$$

$$K = \frac{M_G}{I_{xx}} = \frac{9850}{2303282.75} = 0.00427$$

$$\sigma_b = \sigma_0 + k \times v_1 = 4.46 + 0.0042 \times 33.20 = 4.599 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_b = 4.599 < 15 \text{ Mpa}$$

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

$$\sigma_s^1 = 15[\sigma_0 + K(v_1 - c')] = 15[4.46 + 0.00427 (33.20 - 2.5)] = 66.94 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s^2 = 15[\sigma_0 + K(d - v_1)] = 15[4.46 + 0.0042(67.5 - 2.5)] = 70.995 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s^1 = 66.94 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = f_e 400 = 400 \text{ MPa} \dots (\text{C.V})$$

$$\sigma_s^2 = 70.995 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = f_e 400 = 400 \text{ MPa} \dots (\text{C.V})$$

V.2.5.Vérification du poteau à l'effort tranchant :

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.

$$V_{\max} = 167.48 \text{ KN}$$

Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\tau = \frac{V}{b \times d} = \frac{167.48 \times 10^3}{750 \times 675} = 0.33 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau} = \min \left(0, 2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) = 3.33 \text{ Mpa}$$

$$\tau = 0.33 < \bar{\tau} = 3.33 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{CV}$$

A/Calcul armature transversal:

- RPA99(VER2003) : Art 7.4.2.2

1/ Les armatures transversales des poteaux sont calculées par la formule :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_l \times f_e}$$

V_u : est l'effort tranchant de calcul.

h_l : Hauteur totale de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique des aciers transversaux ($f_e = 400\text{MPa}$).

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par les efforts tranchants.

$$\rho_a = 2.5 \text{ Si } \lambda_g \geq 5.$$

$$\rho_a = 3.75 \text{ Si } \lambda_g < 5.$$

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 :

$$\lambda_g = \left(\frac{2.26}{0.70} \text{ ou } \frac{2.26}{0.75} \right) = 3.01 < 5 \text{ alors } \rho_a = 3.7$$

t : c'est l'espacement des armatures transversales

ρ_0	V	h	f_e	S_t	$A_t(\text{cm}^2)$
3.75	167.48	0.7	400	15	3.36

$$A_t = 3.36 \text{ cm}^2 \text{ soit } \mathbf{3 \text{ cadres de } \Phi 8} \quad A_t = \mathbf{3.39 \text{ cm}^2}$$

V.2.6. Vérification des cadres des armatures minimales :

D'après RPA99 (7.4.2.2)

Soit la quantité d'armature minimale.

$$\frac{A_t}{S_t b} (\%) = \begin{cases} 0,3\% \Rightarrow \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,8\% \Rightarrow \text{si } \lambda_g \leq 3 \end{cases}$$

Si $3 < \lambda_g < 5$: interpoler entre les valeurs limites précédentes

A/Dans la zone nodale $t < \min(10\phi_1; 15 \text{ cm})$ en zone $St=15\text{cm}$

$$\frac{A_t}{S_t b} \geq 0.3\% = 0.003 \times 15 \times 75 = 3.375 \text{ cm}^2$$

Alors la condition est vérifiée.

B/Dans la zone courant : $t' \leq 15\phi_1$ $t = 12.4 \text{ cm}^2$

$$\frac{A_t}{S_t b} \geq 0.3\% = 0.003 \times 12.4 \times 75 = 2.79 \text{ cm}^2$$

Alors la condition est vérifiée

C/BAEL91 :(art A.8.1, 3)

1/ Le diamètre des armatures transversales : $\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3}$

$$\phi_t \geq \frac{25}{3} = 8.33 \text{ cm}^2$$

2/ leur espacement : $St \leq \min(15 \phi_l; 40 \text{ cm}; a + 10 \text{ cm})$.

$$St \leq \min(124.95 \text{ cm}; 40 \text{ cm}; 80) \rightarrow \text{Condition Vérifier}$$

Poteau 2 :

a/Ferrailage longitudinale :

D'après RPA99/version 2003 (Article 7.4.2 p 62), les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sans crochet. Leur pourcentage en zone sismique II est limité par :

- Leur pourcentage minimal sera de :

$$A_{\min} = 0,7 \% bh \quad \text{en Zone I}$$

- Leur pourcentage maximal :

- 4% en zone courante.

- 6 % en zone de recouvrement.

- Le diamètre minimum est de 12mm

- La longueur minimale des recouvrements est de :

- 40 en zone I

- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser :

- 25 cm en zone I

Section des poteaux (cm ²)	A _s min RPA (cm ²)	A _s max RPA Zone courante (cm ²)	A _s max RPA Zone de recouvrement (cm ²)
70 × 70	34.3	19.6	29.4

Tableau V.5: Résultats recommandés par le RPA

ELU		G + Q + E		0,8G + E		ELS	
N _{max} KN	M _{COR} KN	M _{MAX} KN	N _{cor} KN	N _{min} KN	M _{cor} (KN)	N _{max} (KN)	M _{COR} (KN)
3008.06	24.66	105,68	128,31	258,53	63,21	2196,96	17.87

Tableau V.6 : les résultats des efforts et moments pour chaque combinassions.

Selon article 7.4.3 RPA version 2003

$$v = \frac{N_d}{B_C \times f_{c28}} = \frac{0.12831}{0.7 \times 0.7 \times 25} = 0.0104 \leq 0.3$$

b/ Ferrailage longitudinal :

1er cas : ELU :

$$N_{max} = 3008.06 \text{ KN.m} ; M_{corr} = 24.66 \text{ KN}$$

Correction des efforts pour tenir compte de l'excentricité additionnelle.

- e_a : excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales (Après exécution).

L : hauteur totale du Poteau.

Lf : longueur de flambement du poteau.

- $e_a = \max (2 \text{ cm} ; l / 250)$

$$\frac{L}{250} = 1.292 \text{ cm}$$

$$e_a = 2\text{cm.}$$

- e_1 : Excentricité du premier ordre de la résultante des contraintes normales avant application des excentricités additionnelles.

$$e_0 = \frac{M_{corr}}{N_{max}} = \frac{24.66}{3008.06} = 0.00817 \text{ m}$$

$$e_1 = e_a + e_0 = 0.02 + 0.0081 = 0.0281$$

On peut considérer les effets du second ordre d'une manière forfaitaire :

- e_2 : excentricité due aux effets du second ordre.

$$\text{Si } \frac{l_f}{h} < \max(15 ; 20 \cdot e_1 / h)$$

On pourra utiliser la méthode forfaitaire.

$$\frac{l_f}{h} < \max(15 ; 20 \cdot \frac{e_1}{h})$$

L: hauteur totale du Poteau.

lf: longueur de flambement du poteau

h: longueur de section de poteau (75x70) cm²

$$l_f = 0,7 l_0 = 0,7 \times 3.23 = 2.26 \text{ m.}$$

$$\frac{20 \times 0.02817}{0.70} = 0.80$$

$$\frac{2.26}{0.70} = 3.22 < \max(15 ; 0.80)$$

Donc : les effets du second ordre doivent être considérés d'une manière forfaitaire :

$$\lambda = \sqrt{12} \times \frac{l_f}{h} = 3.46 \times \frac{2.26}{0.7} = 11.18$$

$$\lambda < 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{11.18}{35}\right)^2} = 0.833$$

$$e_2 = \frac{3 \times l_f^2}{10^4 \times h} \times (2 + \alpha \times \phi) \quad \phi : \text{généralement égal à } 2$$

$$e_2 = \frac{3 \times 2.26^2}{10^4 \times 0.70} \times (2 + 2 \times 0.83) = 0.0080 \text{ m}$$

$$\Rightarrow \mathbf{e} = \mathbf{e}_1 + \mathbf{e}_2 = 0.0281 + 0.0080 = 0.0361 \text{ m}$$

$$M_{\text{corrigé}} = N_{\text{max}} \times e = 3008.06 \times 0.0361 = 108.59 \text{ KN.m.}$$

* Les efforts corrigés seront :

$$N_{\text{max}} = 3008.06 \text{ KN} ; M_{\text{corrigé}} = 108.59 \text{ KN.m.}$$

$$A = (0.337 h - 0.81c'). b.h^2. \sigma_b$$

$$A = (0.337 \times 0.70 - 0.81 \times 0.025) 0.70 \times 0.70 \times 14,2$$

$$\Rightarrow A = 1.50 \text{ MN.m}$$

$$B = Nu (d - c') - M_{ua}$$

$$M_a = M \text{ corrigé} + Nu \times (d - \frac{h}{2}) = 108.59 + 3008.06 \times (0.675 - 0.35) = 1086.20 \text{ kn.m}$$

$$\Rightarrow B = 1955.23 \text{ MN.m} = 1.09 \text{ MN.m}$$

A > B ; Donc la section est partiellement comprimée.

$$\mu = \frac{M_{ua}}{f_{bu} \times b \times d^2} = \frac{1086.20 \times 10^3}{14.2 \times 70 \times 67.5^2} = 0.23 < \mu_l = 0.392$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires, A'=0

$$\alpha = 1.25 [1 - \sqrt{1 - 2\mu}] = 0.33 ; \beta = (1 - 0.4\alpha_l) = 0.868$$

$$A_f = \frac{M_{ua}}{\bar{\sigma}_s \times \beta \times d}$$

$$= 46.34 \text{ cm}^2$$

$$A = A_f - \frac{N}{100 \times \bar{\sigma}_s} = 19.19 \text{ cm}^2$$

2^{ème} Cas : G+Q+EY :

$$M_{max} = 105,68 \text{ KN.m} \quad N_{corr} = 128,31 \text{ KN}$$

- $e_a = \max (2 \text{ cm} ; l / 250)$

$$\frac{l}{250} = 1.292 \text{ cm}$$

$$e_a = 2 \text{ cm.}$$

$$e_0 = \frac{M_{corr}}{N_{max}} = \frac{105.68}{128.31} = 0.823 \text{ m}$$

$$e_1 = e_a + e_0 = 0.02 + 1.05 = 0.843 \text{ m}$$

$$e_2 = \frac{3 \times l_f^2}{10^4 \times h} \times (2 + \alpha \times \phi)$$

ϕ : généralement égal à 2

$$e_2 = \frac{3 \times 2.26^2}{10^4 \times 0.70} \times (2 + 2 \times 0.83) = 0.0080 \text{ m}$$

$$\Rightarrow e = e_1 + e_2 = 1.07 + 0.843 = 1.913 \text{ m}$$

$$M_{\text{corrigé}} = N_{\text{max}} \times e = 128,31 \times 1.913 = 245.457 \text{ KN.m}$$

* Les efforts corrigés seront :

$$N_{\text{max}} = 174.92 \text{ KN} ; M_{\text{corrigé}} = 245.45 \text{ KN.m}$$

Situation accidentelle : $\bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa}$; $\bar{\sigma}_b = 18,5 \text{ MPa}$

$$A = (0.337 h - 0.81 c') \cdot b \cdot h^2 \cdot \sigma_b$$

$$A = (0.337 \times 0.70 - 0.81 \times 0.025) \times 0.70 \times 0.70 \times 18.5$$

$$\Rightarrow A = 1.95 \text{ MN.m}$$

$$B = Nu (d - c') - Mua$$

$$Ma = M_{\text{corrigé}} + Nu \times \left(0.675 - \frac{0.70}{2}\right) = 105,68 + 128,31 \times (0.675 - 0.35) = 147.38 \text{ KN.m}$$

$$\Rightarrow B = 0.083 \text{ MN.m}$$

A > B ; Donc la section est partiellement comprimée.

$$\mu = \frac{Mua}{f_{bu} \times b \times d^2} = \frac{147.38 \times 10^3}{18.5 \times 70 \times 67.5^2} = 0.02 < \mu_l = 0.392$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires, $A' = 0$

$$\alpha = 1.25 [1 - \sqrt{1 - 2\mu}] = 0.025 ; \beta = (1 - 0.4\alpha_l) = 0.99$$

$$A_f = \frac{Mua}{\bar{\sigma}_s \times \beta \times d}$$

$$A_f = \frac{147.38 \times 10^3}{400 \times 0.99 \times 67.5} = 5.51 \text{ cm}^2$$

$$A = A_f - \frac{N}{100 \times \bar{\sigma}_s} = 1.82 \text{ cm}^2$$

3^{ème} Cas 0.8G-EX :

$$N_{\text{min}} = -258,53 \text{ KN} ; M_{\text{corr}} = -63,21 \text{ KN.m}$$

$$e_a = \max (2 \text{ cm} ; 1 / 250)$$

$$\frac{L}{250} = 1.292 \text{ cm}$$

$$e_a = 2 \text{ cm.}$$

$$e_0 = \frac{M_{corr}}{N_{max}} = \frac{63,21}{258,53} = 0.244 \text{ m}$$

$$e_1 = e_a + e_0 = 0.02 + 0.244 = 0.26 \text{ m}$$

$$e_2 = \frac{3 \times l_f^2}{10^4 \times h} \times (2 + \alpha \times \phi) \quad \phi : \text{généralement égal à } 2$$

$$e_2 = \frac{3 \times 2.26^2}{10^4 \times 0.70} \times (2 + 2 \times 0.83) = 0.0080 \text{ m}$$

$$\Rightarrow e = e_1 + e_2 = 0.26 + 0.0080 = 0.268 \text{ m}$$

$$M_{\text{corrigé}} = N_{\min} \times e = 258,53 \times 0.268 = 69.28 \text{ KN.m}$$

* Les efforts corrigés seront :

$$N_{\min} = 258,53 \text{ KN} ; M_{\text{corrigé}} = 69.28 \text{ KN.m}$$

Situation accidentelle : $\bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa}$; $\bar{\sigma}_b = 18,5 \text{ MPa}$

$$A = (0.337 h - 0.81 c') \cdot b \cdot h^2 \cdot \sigma_b$$

$$A = (0.337 \times 0.7 - 0.81 \times 0.025) \cdot 0.70 \times 0.70 \times 18.5$$

$$\Rightarrow A = 1.95 \text{ MN.m}$$

$$B = Nu (d - c') - M_{ua}$$

$$M_a = M_{\text{corrigé}} + Nu \times \left(0.725 - \frac{0.7}{2}\right) = 69.28 + 258,53 \times (0.675 - 0.35) = 153.30 \text{ KN.m}$$

$$\Rightarrow B = 0.014 \text{ MN.m}$$

A > B ; Donc la section est partiellement comprimée.

$$\mu = \frac{M_{ua}}{f_{bu} \times b \times d^2} = \frac{153.30 \times 10^3}{18.5 \times 70 \times 67.5^2} = 0.025 < \mu_l = 0.392$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires, $A' = 0$

$$\alpha = 1.25 [1 - \sqrt{1 - 2\mu}] = 0.031 ; \beta = (1 - 0.4\alpha_l) = 0.987$$

$$A_f = \frac{M_{ua}}{\bar{\sigma}_s \times \beta \times d}$$

Situation accidentelle : $\bar{\sigma}_s=400$ MPa ; $\bar{\sigma}_b=18,5$ MPa.

$$A_f = \frac{153.30 \times 10^3}{400 \times 0.97 \times 67.5} = 5.75 \text{ cm}^2$$

$$A = A_f - \frac{N}{100 \times \bar{\sigma}_s} = 1.9 \text{ cm}^2$$

V.2.7.Vérification des sections : RPA (99ver2003)

D’après (RPA2003) on a le pourcentage minimal des armatures longitudinales.

A_{mi} Leur pourcentage minimal sera de :

$$A_{min} = 0,7 \% (b \times h) = 0.007 \times (70 \times 70) = 34.3 \text{ cm}^2 \text{ en Zone I}$$

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

$$A_{min} = \frac{0.23bd ft_{28}}{f_e} = 6.13 \text{ cm}^2$$

	$A_{cal} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{min} \text{ BAEL (cm}^2\text{)}$	$A_{RPA} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{adop} \text{ (cm}^2\text{)}$
ELU	19.19	5.91	34.3	6HA25+4HA14 =35.61
0,8G±E	1.9			
G+Q±E	1.82			

Tableau V.7 : Tableau récapitulatif des résultats.

V.2.8.Vérification à L’ELS :

Après avoir fait le calcul du ferrailage longitudinal des poteaux à l’ELU, il est nécessaire de faire une vérification à l’état limite de service.

- les contraintes sont calculées à l’ELS sous les sollicitations de (N_{ser} , M_{ser})

la fissuration est considérée peu nuisible donc il faut vérifier les contraintes dans la section de l’acier.

La contrainte du béton est limitée par :

la contrainte du béton est limitée par : $\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15$ MPA

La contrainte d’acier est limitée par : $\sigma_s = 400$ MPa

Les poteaux sont calculés en flexion composée.

$$N_{ser} = 2196,96 \text{ KN} \quad ; \quad M_{ser} = 17,87 \text{ KN.m.}$$

$$e_0 = \frac{M_s}{N_s} = \frac{17.87}{2196.96} = 0.0081 \text{ m}$$

$$e_0 = 0.0081 < \frac{h}{6} = 0.116 \text{ cm}$$

La section est entièrement comprimée et il faut vérifier que $\sigma_b < 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

Nous avons les notions suivantes :

$$B_0 = b \times h + 15 (A_1 + A_2) = 70 \times 70 + 15(35.61) = 5434.15 \text{ cm}^2$$

$$6\text{HA}25 + 4\text{HA}14 = 35.61$$

$$29.45 / 6.16$$

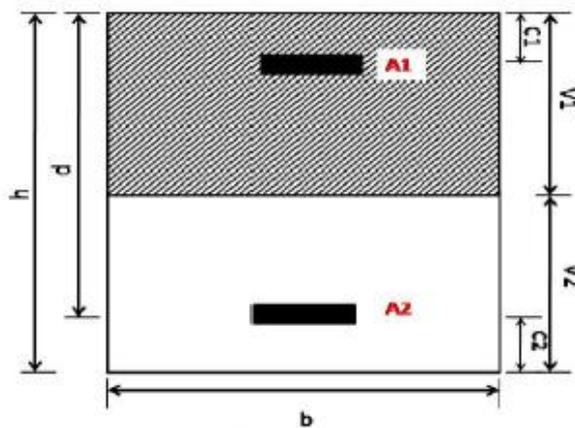


Fig V.3 : section du poteau

$$v_1 = \frac{1}{B_0} \left[\frac{bh^2}{2} + 15(A_1c + A_2d) \right] = 32.91 \text{ cm}$$

$$v_2 = h - v_1 = 70 - 32.91 = 36.8 \text{ cm}$$

$$K = \frac{M_G}{I_{xx}}$$

M_G : Moment de flexion par rapport au centre de gravité de la section rendue homogène.

$$M_G = 17870 \text{ N.m}$$

$$I_{xx} = \frac{b}{3} (v_1^3 + v_2^3) + 15(A_1(v_1 - c_1)^2 + A_2(v_2 - c_2)^2)$$

$$I_{xx} = \frac{70}{3} (32.91^3 + 36.8^3) + 15(29.45 (32.91 - 2.5)^2 + 6.16 (36.8 - 2.5)^2) = 2511752.725 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_0 = \frac{N_{ser}}{100 \times B_0} = \frac{2511752.725 \times 10^3}{100 \times 5812.5} = 4.62 \text{ Mpa}$$

$$K = \frac{M_G}{I_{xx}} = \frac{17870}{2511752.725} = 0.00711$$

$$\sigma_b = \sigma_0 + k \times v_1 = 4.62 + 0.00711 \times 32.91 = 4.85 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_b = 4.853 < 15 \text{ Mpa}$$

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

$$\sigma_s^1 = 15[\sigma_0 + K(v_1 - c')] = 15[4.62 + 0.00711 (32.91 - 2.5)] = 72.54 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s^2 = 15[\sigma_0 + K(d - v_1)] = 15[4.62 + 0.00711(67.5 - 2.5)] = 76.23 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s^1 = 72.54 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = f_e 400 = 400 \text{ MPa} \dots (\text{C.V})$$

$$\sigma_s^2 = 76.23 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = f_e 400 = 400 \text{ MPa} \dots (\text{C.V})$$

V.2.9.Vérification du poteau à l'effort tranchant :

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.

$$V_{\max} = 83.41 \text{ KN}$$

Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\tau = \frac{V}{b \times d} = \frac{83.41 \times 10^3}{750 \times 675} = 0.16 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau} = \min \left(0, 2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) = 3.33 \text{ Mpa}$$

$$\tau = 0.16 < \bar{\tau} = 3.33 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{CV}$$

A/ Calcul armature transversal:

- RPA99(VER2003) : Art 7.4.2.2

1/ Les armatures transversales des poteaux sont calculées par la formule :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_l \times f_e}$$

V_u : est l'effort tranchant de calcul.

h_l : Hauteur totale de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique des aciers transversaux ($f_e = 400\text{MPa}$).

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par les efforts tranchants.

$$\rho_a = 2.5 \text{ Si } \lambda_g \geq 5.$$

$$\rho_a = 3.75 \text{ Si } \lambda_g < 5.$$

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 :

$$\lambda_g = \left(\frac{2.26}{0.70} \text{ ou } \frac{2.26}{0.7} \right) = 3.22 < 5 \text{ alors } \rho_a = 3.7$$

t : c'est l'espacement des armatures transversales

ρ_0	V	h	f_e	S_t	$A_t(\text{cm}^2)$
3.75	83.41	0.7	400	15	16.7

$$A_t = 16.75 \text{ cm}^2 \text{ soit } 6 \text{ cadres de } \Phi 20 \text{ } A_t = 18.8 \text{ cm}^2$$

V.2.9 Vérification des cadres des armatures minimales :

D'après RPA99 (7.4.2.2)

Soit la quantité d'armature minimale.

$$\frac{A_t}{S_t b} (\%) = \begin{cases} 0,3\% \Rightarrow \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,8\% \Rightarrow \text{si } \lambda_g \leq 3 \end{cases}$$

Si $3 < \lambda_g < 5$: interpoler entre les valeurs limites précédentes

A/Dans la zone nodale $t < \min(10\phi_1 ; 15 \text{ cm})$ en zone $St=15\text{cm}$

$$\frac{A_t}{S_b} \geq 0.3\% = 0.003 \times 15 \times 70 = 3.15 \text{ cm}^2$$

Alors la condition est vérifiée.

B/Dans la zone courant : $t' \leq 15\phi_1$ $t = 12.4 \text{ cm}^2$

$$\frac{A_t}{S_b} \geq 0.3\% = 0.003 \times 12.4 \times 70 = 2.604 \text{ cm}^2$$

Alors la condition est vérifiée

- **BAEL91** :(art A.8.1, 3)

1/ Le diamètre des armatures transversales : $\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3}$

$$\phi_t \geq \frac{25}{3} = 8.33 \text{ cm}^2$$

2/ leur espacement : $St \leq \min(15 \phi_l ; 40 \text{ cm} ; a + 10 \text{ cm})$.

$$St \leq \min(124.95 \text{ cm} ; 40 \text{ cm} ; 80)$$

Section	Ferrailage adoptée
70x70	10HA20+6HA16=43.46cm ²

Tab. V.8 : Tableau récapitulatif

V.3.Ferrailage des poutres :

Les poutres sont ferrillées en flexion simple .les ferrailage est obtenu à l'état limite ultime « ELU » sous l'effet des sollicitations les plus défavorables suivant les deux sens et pour les deux situations (durable et accidentelle).

En fonction du type de situation, nous distinguons les combinaisons suivantes :

V.3.1.Les combinaisons de calcul :

- **Selon BAEL91** : ELU : $1,35G + 1.5Q$ en travée.
- **Selon RPA99/2003** : $G+Q+E$ sur appui
 $0.8G \pm E$ en travée

Recommandation RPA99/version2003:

V.3.2.Les armatures longitudinales :(RPA99/2003 7.5.2.1)

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est 0,5% en toute section.

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

- 4% en zone courante
- 6% en zone de recouvrement

Les poutres supportant de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques 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 :

$$-40\phi \text{ en zone I}$$

Les poutres en travée seront ferrillées pour une situation durable et sur appui pour une situation accidentelle

V.3.2.1.Ferrailage longitudinale des poutres :

- Pour les poutres principales :

$$S = 30 \times 50 \text{ cm}^2$$

$$\phi > \frac{h}{10}; \phi \geq \frac{50}{10} = 5 \text{ cm}; c \geq 1 + \frac{\phi}{2} \quad c \geq 1 + \frac{5}{2}$$

$$C = 3.5 \text{ cm}$$

- Pour les poutres secondaires (chinages) :

$$S = 30 \times 40 \text{ cm}^2$$

$$\phi > \frac{h}{10}; \phi \geq \frac{40}{10} = 4 \text{ cm}; c \geq 1 + \frac{\phi}{2} \quad c \geq 1 + \frac{4}{2}$$

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

$$f_{su} = f_e E = 400 \text{ Mpa.}$$

V.3.2.2..Vérifications nécessaires pour les poutres :

Condition de non fragilité :

$$A^{BAEL} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \quad (\text{BAEL91.A.4.2})$$

$$A^{BAEL} \geq 0.23 \times 30 \times 46.5 \times \frac{2.1}{400} = 1.68 \text{ cm}^2 \dots\dots \text{Poutre principale.}$$

$$A^{BAEL} \geq 0.23 \times 30 \times 37 \times \frac{2.1}{400} = 1.34 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Poutre secondaire.}$$

Le pourcentage minimal d'armature :

- Selon BAEL91 :

$$A_{\min}^{RPA} = 0.01 b \times h \quad (\text{BAEL91.B.6.4})$$

$$A_{\min}^{RPA} = 0.001 \times 30 \times 50 = 1.5 \text{ cm}^2 \quad \text{poutre principal}$$

$$A_{\min}^{RPA} = 0.001 \times 30 \times 40 = 1.2 \text{ cm}^2 \quad \text{Poutre secondaire}$$

- Selon PPA99/2003 (art. 7.5.2.1)

$$A_{\min}^{RPa} = 0,005 \times h \times b = 0,005 \times 30 \times 50 = 7.5 \text{ cm}^2 \quad \text{Poutre principale}$$

$$A_{\min}^{RPa} = 0,005 \times h \times b = 0,005 \times 30 \times 40 = 6 \text{ cm}^2 \quad \text{Poutre secondaire}$$

V.3.2.3. Calcul le ferrailage:

En Travée :

E.L.U : Combinaison :(1.35G + 1.5Q)

	M (kn,m)	μ	μl	α	β	A (cm ²)
Poutre principale	43.20	0,046	0,392	0.058	0.976	2.75
Poutre secondaire	42.04	0.072	0.392	0.093	0.962	3.39

En Appuis :

Accidentelle : (G+Q+E)

	M (kn,m)	μ	μl	α	β	A (cm ²)
Poutre principale	85430	0.0715	0.392	0.092	0.96	4.78
Poutre secondaire	108290	0.143	0.392	0.193	0.922	9.12

Température : 1.35G+1.3Q+1.5T

		travée	appuis
1.35G+1.3Q+1.5T	Poutre principale	24.40	50
	Poutre secondaire	5.15	8.45

	A_{cal} (cm²)	A_{min}^{BAEL} (cm²)	A_{min}^{RPa} (cm²)	A_{min}^{RPa} Cm²	A_{max}	A_{adopt}(cm²)
Poutre principale Travée	2.75	1.68	7.5	1.50	7.5	3HA14= 4.62
Poutre principale Appuis	4.78	1.68	7.5	1.50	7.5	3HA12+3HA14 =8.01
Poutre secondaire Travée	3.39	1.34	6	1.20	9.12	3HA14= 4.62
Poutre secondaire Appuis	9.12	1.43	6	1.20	9.12	3HA14+3HA14=9.24

Tab. V.9 : Tableau récapitulatif des résultats.

➤ **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

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

	Elements	α	M_u (N.m)	M_{ser} (N.m)	γ	$\bar{\alpha}$	Condition
P.P	Travée	0.058	43200	31550	1.36	0.43	Verifiée
	Appuis	0.092	85430	37340	2.28	0.89	Verifiée
p.s	Travée	0.093	42040	30640	1.37	0.435	Verifier
	Appuis	0.193	108290	45120	2.40	0.95	Verifier

V.3.2.4. Vérification de la flèche : BAEL91 (art. B.6.5.1)

-Les Poutres Principales :

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.

- $\frac{h}{485} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0.50}{5.20} = 0.09641 \geq \frac{1}{16} = 0.065 \dots \text{cv}$
- $\frac{4.2}{400} \geq \frac{A}{b \times d} \Rightarrow \frac{7.5}{30 \times 46.5} = 0.0053 \leq \frac{4.2}{400} = 0.010 \dots \text{cv}$

-Les Poutres Secondaires :

- $\frac{h}{485} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0.40}{4.85} = 0.093 \geq \frac{1}{16} = 0.065 \dots \text{cv}$
- $\frac{4.2}{400} \geq \frac{A}{b \times d} \Rightarrow \frac{9.12}{30 \times 46.5} = 0.0065 \leq \frac{4.2}{400} = 0.010 \dots \text{cv}$

V.3.2.5.Ferrailage des armatures transversales :

Vérification de l'effort tranchant :

- Les Poutres Principales :

$$V_u^{max} = 141.21 \text{ KN.m}$$

$$\tau_u^{max} = \frac{141240}{300 \times 465} = 1.01 \text{ Mpa} < \text{Min} \{3.33 ; 5\} \dots \text{cv}$$

On étudie avec fissuration peu préjudiciable. : $\overline{\tau_u} = \text{min} (0.2.f_{c28}/\gamma_b; 5 \text{ Mpa})$

$$\tau_u = 0.978 \text{ Mpa} \leq \overline{\tau_u} = 3.33 \text{ Mpa} \text{ (c.v)}$$

- Les Poutres Secondaires :

$$V_u^{max} = 362.620 \text{ KN.m}$$

$$\tau_u^{max} = \frac{362620}{300 \times 370} = 3.266 \text{ Mpa} < \text{Min} \{3.33 ; 5\} \dots \text{cv}$$

On étudie avec fissuration peu préjudiciable. : $\overline{\tau_u} = \text{min} (0.2.f_{c28}/\gamma_b; 5 \text{ Mpa})$

$$\tau_u = 3.26 \text{ Mpa} \leq \overline{\tau_u} = 3.33 \text{ Mpa} \text{ (c.v)}$$

A/Armatures transversales :

Choix de ϕ_T :

$$\phi_T \leq \text{min} \left(\frac{h}{35}, \phi_L, \frac{b}{10} \right) = \text{min} \left(\frac{400}{35}, 12, \frac{350}{10} \right) = 12 \text{ mm}$$

Alors soit des cadres $\phi_t = 8 \text{ mm}$ de nuance FeE235

B/Espacement :

D'après BAEL 91 (art A.5.1, 22): $St \leq \text{min} (0,9 d ; 40 \text{ cm}) = 33,3 \text{ cm}$

D'après RPA 99 (art 7.5.2, 2) :

$St \leq \text{min} (h / 4, 12, 30 \text{ cm}) = 10 \text{ cm} \rightarrow$ dans la Zone nodale.

$St' \leq h / 2 = 20 \text{ cm} \rightarrow$ dans la Zone courante.

On prend: $S_t \leq \min (S_{t \text{ BAEEL}}, S_{t \text{ RPA}})$

- Dans la Zone nodale : $S_t = 10 \text{ cm}$

- Dans la Zone courante : $S_t = 20 \text{ cm}$

Avec : $L' = 2h = 80 \text{ cm}$ (longueur de la zone nodale).

C/La section de ferrailage transversal :

Les Poutres principal :

D'après BAEEL 91(art A.5.1, 22):

$$S_t \leq \frac{A_t \cdot f_e}{0,4 \cdot b_0} \rightarrow A_t \geq \frac{S_t \times 0,4 \times b_0}{f_e} = \frac{0,4 \times 20 \times 35}{235} = 1,19 \text{ cm}^2$$

D/Condition exigée par le RPA2003 art(7.5.2.2) :

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t \geq 0,003 \cdot S_t \cdot b = 0,003 \times 10 \times 35 = 1,05 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{en zone nodale}$$

$$\text{Soit: } A_t = 1,19 \text{ cm}^2 = 4\Phi 8 = 1,51 \text{ cm}^2$$

Les Poutres Secondaires :

En zone nodale : RPA99 (v2003) (art. A.7.5.2.2)

$$S_t \leq \min (h/4; 12\phi; 30\text{cm}) = 10 \text{ cm.}$$

S_t : l'espacement des cours d'armatures transversales.

- En zone courante: RPA99(v2003) (art. A.7.5.2.2)

$$S_t \leq h/2 \quad S_t = 25 \text{ cm}$$

h: la hauteur de la poutre.

$$S_t \leq \min (0,9 \cdot d; 40\text{cm})$$

$S_t = 25 \text{ cm} \leq \min (41,85 \text{ cm}; 40 \text{ cm})$ la condition est vérifiée.

- Section minimale des armatures transversales: BAEEL91 (A.5.1.23) :

$$S_t \leq \frac{A_t \cdot f_e}{0,4 \cdot b_0} \rightarrow A_t \geq \frac{S_t \times 0,4 \times b_0}{f_e} = \frac{0,4 \times 25 \times 30}{400} = 0,75 \text{ cm}^2$$

- Condition exigée par le RPA2003 :

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0,003 \cdot S_t \cdot b$$

$$A_t = 0,003 \times 25 \times 30 = 2,25 \text{ cm}^2$$

$$A_t \geq \max(A^{\text{BAEL}} ; A^{\text{RPA}})$$

$$A_t \geq \max(0.75 ; 2.25) = 4 \Phi 10 = 3.14 \text{ cm}^2$$

V.4.Ferraillage Des Voiles :

V.4.1.Introduction :

Le ferraillage des voiles s'effectuera selon le règlement BAEL91 et les vérifications selon les règles parasismiques Algériennes RPA 99/Version 2003.

Sous l'action des forces horizontales (séisme, vent) ainsi que les forces dues aux charges verticales, le voile est sollicité à la flexion composée avec effort tranchant.

Les sollicitations engendrées dans le voile sont :

- Moment fléchissant et effort tranchant provoqués par l'action du séisme.
- Effort normal dû à la combinaison des charges permanentes, d'exploitations et la charge sismique.

Voiles pleins :

Le ferraillage des voiles comprendra essentiellement :

- Des aciers verticaux
- Des aciers horizontaux

V.4.2.Types d'armatures :

V.4.2.1.Aciers verticaux :

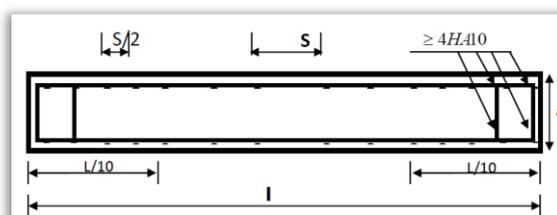
La disposition du ferraillage vertical se fera de telle sorte qu'il reprendra les contraintes de la flexion composée en tenant compte des prescriptions imposées par le RPA99/version 2003.

- L'effort de traction engendré dans une partie du voile doit être repris en totalité par les armatures dont le pourcentage minimal est de 0.20% de la section horizontale du béton tendu.
- Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

Si des efforts importants de compression agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux.

Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).

A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur (1/10) de la largeur du voile, cet espacement doit être au plus égal à 15cm.



*Fig.V.4 Disposition des armatures verticales dans les voiles***V.4.2.2. Aciers horizontaux**

- Les aciers horizontaux seront disposés perpendiculairement aux faces du voile.
- Elles doivent être munies de crochets à (90°) ayant une longueur de 10Φ.
- Dans le cas où il existe des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

V.4.2.3. Règles communes

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

- 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 :

$$\left. \begin{array}{l} S_t \leq \text{Min } 1.5a \\ S_t \leq 30 \text{ cm} \end{array} \right\} S_t \leq \text{Min } (30 \text{ cm}, 1.5 a) ; \text{ avec } a: \text{ épaisseur du voile.}$$

- ❖ 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 ;
 - 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 :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{V}{F_e} \quad \text{avec } V = 1.4 V_u$$

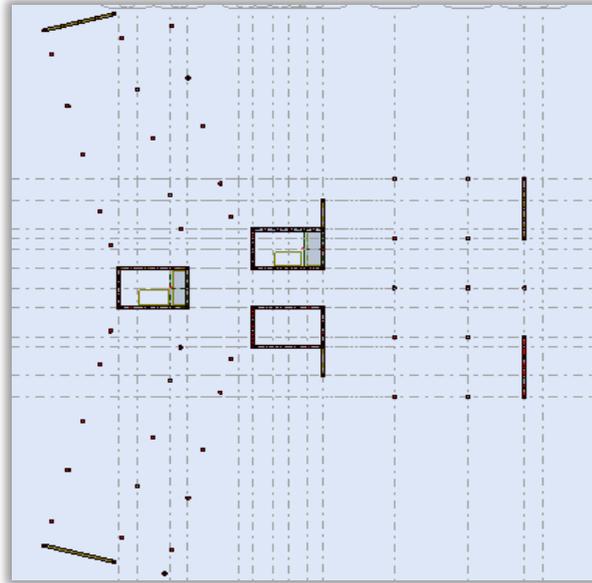
- ❖ Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

V.4.2.4. Armatures transversales :

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées entre elles avec au moins quatre (4) épingle 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.

Exemple de calcul (RDC) :

La figure suivant représente la disposition des voiles dans notre structure :



Voile 41=5.13m

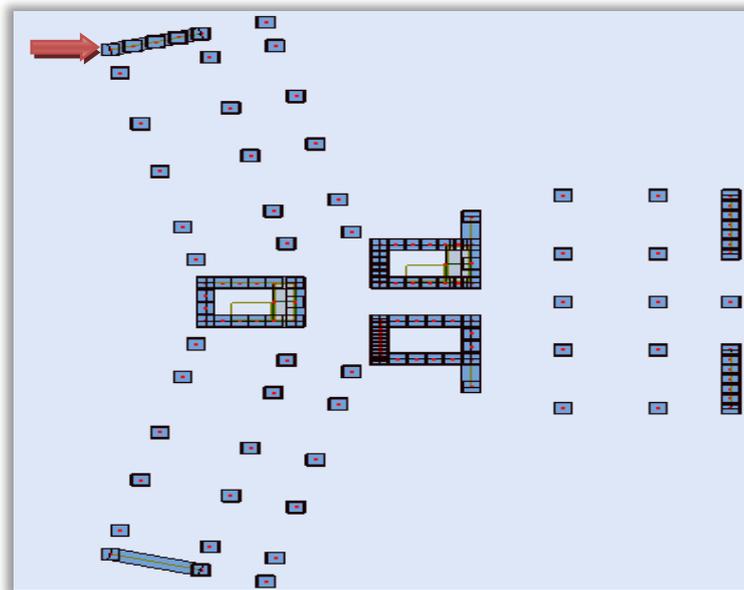


Figure V.5: Disposition des voiles

V.4.2.5.Calcul de ferraillage :

Soit le voile 'VL 1' niveau RDC :

Le cas le plus défavorable est donné par la combinaison : $(0,8G + Ex)$

Niveau	T(KN)	N (KN)	M(KN.m)
RDC (0,20×5.13×3.23)	618.77	1295.89	2420.89

Tab V.10 : les résultats des effort et des moments

$$M_{max}=2420.89 \text{ KN.m} ; N_{coord} = 1295.89 \text{ KN}$$

$$L=5.13 \text{ m} ; c= 3 \text{ cm}=0.03\text{m}$$

$$d= L-c = 510\text{m} ; a=0,20\text{m}$$

A/ Armatures verticales :

$$A= (0.337 h - 0.81c^2). b.h^2. \sigma_b$$

$$A = (0.337 \times 3.60 - 0.81 \times 0.03) \times 0.20 \times 18.5$$

$$\Rightarrow A = 22.56 \text{ MN.m} = 22566.51 \text{ KN.m}$$

$$B = Nu (d - c') - Mua$$

$$Ma= Mu + Nu \times (d - \frac{l}{2}) = 2420.89 + 1295.89 \times (5.10 - 2.56) = 5712.45 \text{ KN.m}$$

$$\Rightarrow B = 857.41 \text{ KN.m} = 0.85 \text{ MN.m}$$

A > B ; Donc la section est partiellement comprimée.

B/Vérification de flambement :

$$\frac{l_f}{h} \leq \text{Max} (15 ; \frac{20.e}{h})$$

$$\frac{20 \times e}{H} = \frac{20 \times 0.20}{3.23} = 1.238$$

$$\frac{l_f}{h} = \frac{0.7 \times 3.23}{5.13} = 0.44 < 15 \text{ C.V}$$

V.4.2.6.Calcul des armatures à la flexion simple :

$$\sigma_b = 18.5 \text{ Mpa cas accidentel}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400 \text{ Mpa} (\gamma_s = 1)$$

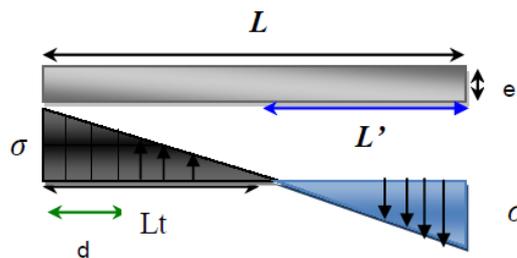
M _l (KN.m)	μ	μ ₀	α	β	A _f (cm ²)
5712.45	0.059	0.392	0.076	0.96	26.85

A/Calcul des armatures à la flexion composée :

$$A_{cal} = Af - \frac{N}{100 \times \bar{\sigma}_s} = -3.23 \text{ cm}^2$$

L'armature verticale minimale :

-d'après (RPA99.version 2003) Suivant la formule de Navier Bernoulli.



$$\sigma_1 = \frac{N}{a \times h} + \frac{6M}{a \times h^2} = \frac{1295.89 \times 10^3}{200 \times 5130} + \frac{6 \times 2420.89 \times 10^6}{200 \times 5130^2} = 4.022 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{a \times h} - \frac{6M}{a \times h^2} = \frac{1295.89 \times 10^3}{200 \times 5130} - \frac{6 \times 2420.89 \times 10^6}{200 \times 5130^2} = -1.49 \text{ MPa}$$

$$\sigma_1 = \geq 0 \quad ; \quad \sigma_2 = \leq 0$$

$$l_t = h \cdot \frac{|\sigma_2|}{|\sigma_1| + |\sigma_2|} = 513 \frac{1.49}{4.022 + 1.49} = 1.38 \text{ m}$$

$$L' = L - l_t = 5.13 - 1.38 = 3.75$$

$$\text{Alors} \quad A_{min}^{RPA} = 0.002 \times L_t \times a = 5.20 \text{ cm}^2$$

B/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)

$$A_{min}^g = 0.0015 \times b \times h = 15.39 \text{ cm}$$

Dans la zone tendue : $A = \max(A_{cal}, A_{min}^{RPA})$

Alors en prend $A = 26.85 \text{ cm}^2$

En zone courante :

$$h' = h - 2l_t > 0 \Rightarrow h' = 2.37 \text{ m}$$

$$A_{min2} = 0.001 \times b \times h' = 4.74 \text{ cm}^2$$

$$A_{tot} = 2 A_{tendu} + A_c > A_{min}^g$$

$$2 \times 15.39 + 4.74 = 35.52 \text{ cm}^2 > A_{min}^g \quad \text{CV}$$

C/Choix d'armature:

Dans la zone tendue :

$$A_{nap1} = A_{nap2} = \frac{A_{adopt}}{2} = \frac{26.81}{2} = 13.40 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_{nap1} = 7\text{HA16} = 14.07 \text{ cm}^2$$

$$A_{nap2} = 7\text{HA16} = 14.07 \text{ cm}^2$$

zone tendue	A cal (cm ²)	A _{min} ^{RPA} (Cm ²)	A max (Cm ²)	Choix adopté
	26.81cm ²	5.20		
$\frac{A_{nap1} = A_{adopt}}{2}$	13.40	5.20	13.40	7HA16 = 14.07 cm ²
$\frac{A_{nap2} = A_{adopt}}{2}$	13.40	5.20	13.40	7HA16 = 14.07 cm ²

D/L'espaceement :

D'après (RPA99 version 2003)

$$S < \min (1,5 . a ; 30 \text{ cm}) = \min (20 \times 1,5 ; 30 \text{ cm})$$

On prendre : S = 20 cm

Dans la zone h/10

$$D \leq \frac{S}{2} = \frac{20}{2} = 10 \text{ cm}$$

On prendre : $D = 10 \text{ cm}$

Les espacements suivant le (BAEL) sont négligés par rapport ceux donnés par le RPA99

E/ Vérification des contraintes de cisaillement :

$$T = 618.77 \text{ KN}$$

$$\bar{\tau}_b = 0.2 f_{c28} = 5 \text{ Mpa} ; \tau_b = \frac{1.4 \times T}{a \times d} = 1.2 \text{ MPA}$$

a : épaisseur du voile (a = 20 cm)

h : longueur totale de la section tout (h = 513 cm)

F/Armatures horizontales :

Le pourcentage minimum d'armatures horizontales pour une bande de 1 m de largeur.

Globalement dans la section du voile

$$A_{\min}^g = 0.0015 \times a \times 1m = 0.0015 \times 20 \times 100 = 3 \text{ cm}^2$$

En zone courante :

$$A_{\min}^c = 0.001 \times b \times 100 = 2 \text{ cm}^2$$

Donc on prend : $A_c = 6\text{HA}10 = 4.71 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

G/L'espacement des barres :

- Les Armatures Transversales : (armatures perpendiculaires aux faces du mur)

D'après les RPA99, les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré, on prendra 05 épingle/m²

H/Vérification de contrainte de compression :

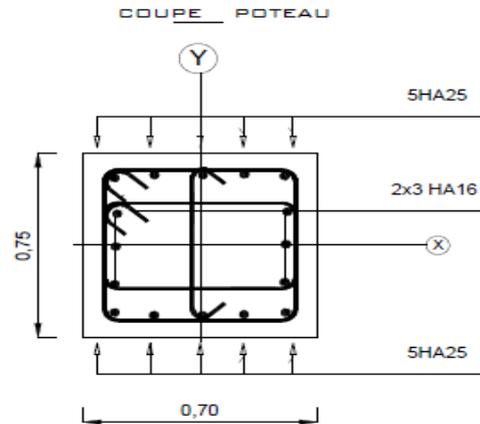
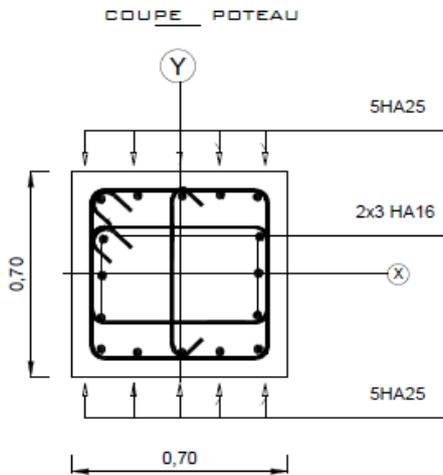
Il faut que $\sigma_c \leq \bar{\sigma}_{bc} = 18,5 \text{ MPA}$

- Le calcul de « σ_c » contrainte de compression se fait conformément à la formule de

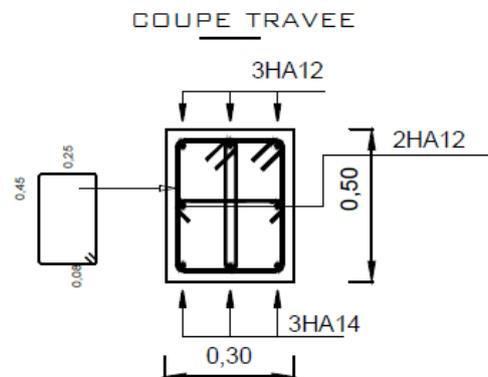
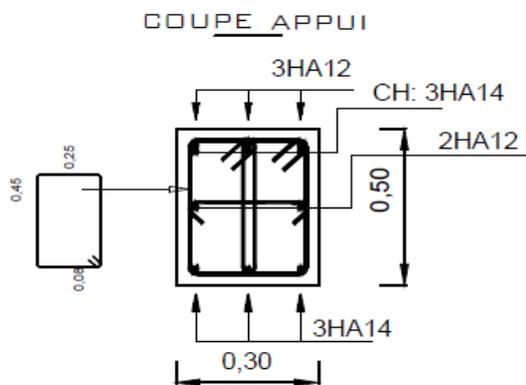
Navier Bernoulli :

$$\sigma_c = \sigma_1 = \frac{N}{a \times h} + \frac{6M}{a \times h^2} = 7.40 \text{ MPA} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 18.5 \text{ MPA}$$

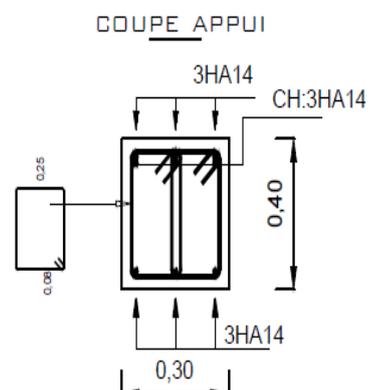
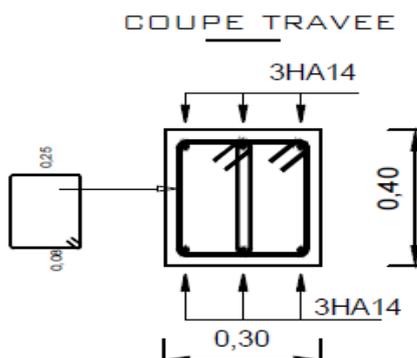
Ferraillage des poteaux



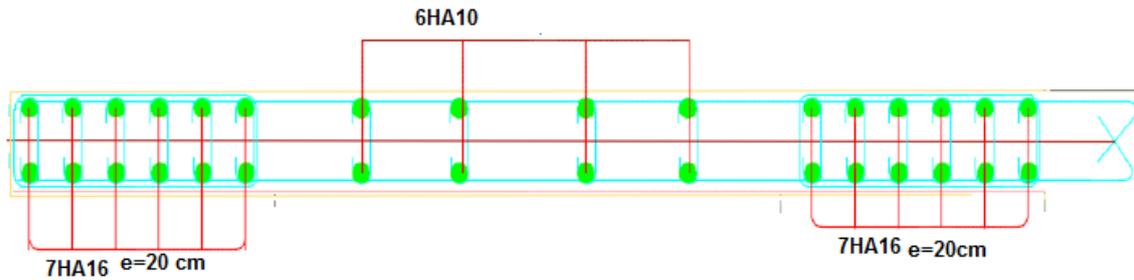
Ferraillage des poutres principales



Ferraillage des poutres secondaire



Ferraillage du voile :



III.5. Conclusion :

Après les calculs et les vérifications nous avons adopté les sections suivantes :

	$A_{adopt}(cm^2)$
Poutre principale Travée	3HA14= 4.62
Poutre principale Appuis	3HA12+3HA14 =8.01
Poutre secondaire Travée	3HA14= 4.62
Poutre secondaire Appuis	3HA14+3HA14=9.24

Poteau	$A_{adopt}(cm^2)$
(75 × 70)	10HA20+6HA16=43.46cm ²
(70 × 70)	10HA20+6HA16=43.46cm ²

voile	$A_{adopt}(cm^2)$
En zone courante	6HA10
En zone tendue	$A_{nap 1}=A_{nap 1}=7HA16$

CHAPITRE VI

Etude d'infrastructure

VI.1.Voile périphérique :

VI.1.2.Introduction :

L'infrastructure doit constituer un ensemble rigide capable de remplir la fonction suivante : réalise l'encastrement de la structure dans le terrain ; assurant la liaison avec le sol et répartissent les efforts ; elle joue un rôle d'appuis ; limite les tassements différentiels à une valeur acceptable.

Etude du voile périphérique:

Un voile périphérique est prévu entre la fondation et le niveau du plancher RDC.

D'après le RPA 99 version 2003, le voile périphérique doit avoir les caractéristiques minimales ci- dessous.

L'épaisseur du voile doit être supérieure ou égale à 15 cm.

Les armatures sont constituées de deux nappes, le pourcentage minimal est de 0.10 % dans les deux sens (horizontal et vertical).

VI.1.3.Dimensionnement:

On adopte une épaisseur de 20cm

VI. 1.3.1Ferrailage:

VI. 1.3.2.Armatures longitudinales:

Les armatures longitudinales supérieures et inférieures ont une section $A_L \geq 0.10 \%$ dans les deux sens de la section transversale du béton avec un recouvrement de 40Φ pour le renforcement des angles.

On préconise :

Epaisseur $e = 20$ cm. , Hauteur $h = 3$ m

La structure comporte un sous sol ce qui impose de prévoir un voile ayant pour rôle le soutien du sol, ce voile est soumis aux sollicitations dues aux charges suivantes :

La poussée des terres « P_t » provenant de leur poids propre.

La poussée des terres « P_q » provenant aux charges d'exploitation.

a/Calcul de la force de poussée :

D'après la théorie de RANKINE On a :

$$P = P_t + P_q$$

P : la composante horizontale de la poussée de terre

P_t : La poussée des terres provenant à leur poids propre.

P_q : La poussée des terres provenant aux charges d'exploitation.

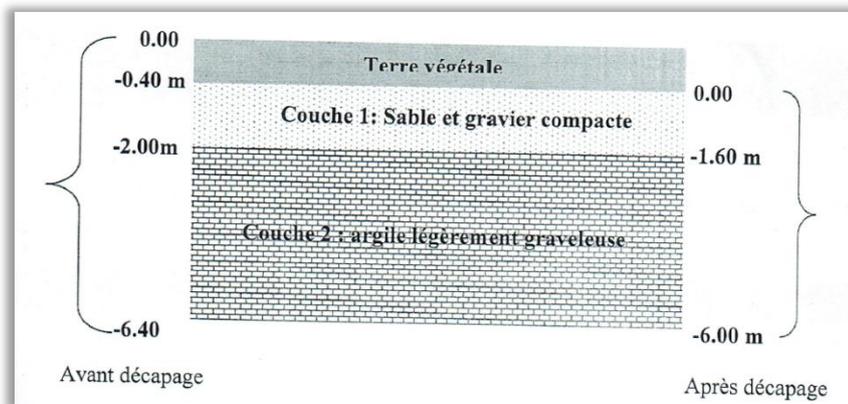


Fig (VI.1) : La coupe du terrain de déférant couches

On a $h=3m$ alors en prends la couches 2 :

Couches	γ_h	γ_b	C	φ (degre)
2	1.82	1.47	1.13	30

Tableau (VI.1):les caractéristique de la couche

γ_b : Poids spécifique sèche.

γ_h : Poids spécifique humide.

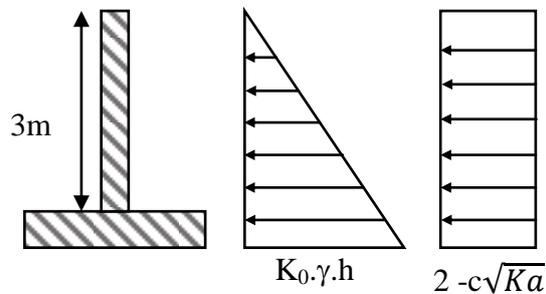
C: Cohésion.

φ : Angle de frottement.

φ : L'angle de frottement interne. ($\varphi = 30^\circ$).

γ_r : poids volumique du remblai.(18 KN/m³).

K_a : coefficient de poussée de terres $k_a = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right) = 0.33$



Fig(VI. 2) : Diagrammes des poussées du voile périphérique.

b/Force active de Rankine :

$$P_t = \int_0^H \sigma_a \, dz$$

$$P_t = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot h^2 \cdot k_0 - 2 \cdot C \cdot h \sqrt{K_a}$$

$$= \frac{1}{2} \times 18 \times 3^2 \times 0.33 - 2 \times 1.13 \times \sqrt{0.33} = 25.49 \text{ KN/ml}$$

$$P_q = Q_u \cdot k_0 \times h = 3.46 \text{ KN/ml}$$

$$P_u = 1.35P_t + 1.5P_q = 39.60 \text{ KN/m}$$

$$P_s = P_t + P_q = 28.95 \text{ KN/m}$$

c/Calcul des moments :

Le mur sera calculé comme des dalles encastées sur quatre cotés dans les poteaux et les poutres. Et chargées par la poussée des terres, pour cela on utilise la méthode de « forfaitaire » pour déterminer les moments unitaires μ_x, μ_y qui dépend du coefficient de « POISON » et de rapport : $\rho = L_x / L_y$.

Si : $0 < \rho < 0.4$

La dalle porte dans un seul sens

$$M_x = p L_x^2 / 8$$

$$M_y = 0$$

$$\text{Si : } 0.4 < \rho < 1$$

La dalle porte dans les deux sens

$$M_x = \mu_x P.L_x^2$$

$$M_y = \mu_y M_x$$

$$L_x = 3 - 0.45 = 2.55 \text{ m}$$

$$L_y = 5.20 - 0.45 = 4.75 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.53$$

$$M_{ox} = \mu_x \times q L_x^2 = 0.0905 \times 39.60 \times 2.55^2 = 23.30 \text{ KN.m}$$

$$M_{oy} = \mu_y \times M_{ox} = 5.8 \text{ KN.m} \quad 28.95$$

On prend le panneau le plus sollicité :

combinaison	Lx (m)	Ly (m)	ρ	ν	μ_x	μ_y	$M_{ox} \text{ (kn.m)}$	$M_{oy} \text{ (kn.m)}$
ELU	2.55	4.75	0.53	0	0.0905	0.250	23.30	5.82
ELS	2.55	4.75	0.53	0.20	0.0945	0.400	17.78	7.11

Les valeurs des moments en travée sont :

$$M_a = 0.5 M_0 \quad M_t = 0.75 M_0$$

	ELU		ELS	
	X-X	Y-Y	X-X	Y-Y
$M_0 \text{ (N.m)}$	23.30	5.82	17.78	7.11
$M_t \text{ (N.m)}$	17.47	4.36	13.33	5.33
$M_a \text{ (N.m)}$	11.65	2.91	8.89	3.55

d/Calcul du ferrailage vertical :

a/En travée :

$$\mu = \frac{M_t}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{17470}{14.2 \times 100 \times 18^2} = 0.037 < \mu_\ell = 0.392$$

Alors Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$\mu = 0.037 \Rightarrow \alpha = 0.0989 \Rightarrow \beta = 0.96 \Rightarrow A = \frac{17470}{348 \times 0.96 \times 18} = 2.90 \text{ cm}^2$$

B/Sur appui :

Ma (N.m)	μ	μ_ℓ	α	β	A cm²
11650	0.025	0.392	0.031	0.98	1.89

	M_u (N.m)	A_{ca} (cm²)	A_{adop} (cm²)
Appui	17470	1.89	4HA8=2.01
Travée	11650	2.90	6HA8=3.02

Tableau (VI.2): Tableau récapitulatif

e/Calcul du ferrailage horizontal :

a/En travée :

Mt (N.m)	μ	μ_ℓ	α	β	A cm²
4360	0.0094	0.392	0.011	0.99	0.70

b/Sur appui :

Ma (N.m)	μ	μ_ℓ	α	β	A cm²
2910	0.00632	0.392	0.0079	0.99	0.50

Tableau récapitulatif de ferrailage :

	M_u (N.m)	A_{ca} (cm²)	A_{adop}(cm²)
Appui	2910	0.50	2HA8=1.01
Travée	4360	0.70	3HA8=1.51

f/Conditions exigées par le RPA99 version 2003:

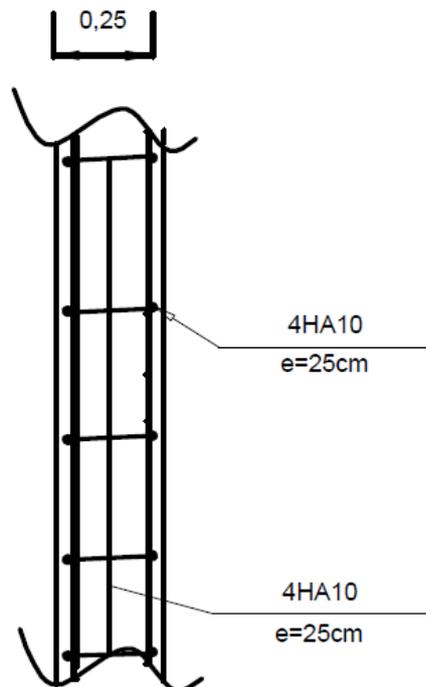
Le RPA99 préconise un pourcentage minimum de 0,1% de la section dans les deux sens et sera disposé en deux nappes.

$$A_l = 0,1 \% \cdot 100 \cdot 20 = 2 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 0,1\% \cdot 100 \cdot 20 = 2 \text{ cm}^2.$$

$$A_{BAEL} = 8 \cdot h = 8 \times 0.20 = 1.6 \text{ cm}^2$$

On prend la surface calculer



Fig(VI 3) : Ferrailage du voile périphérique

VI .2.Etude de fondation :

Les fondations sont des ouvrages qui servent à transmettre au sol support les charges provenant de la superstructure à savoir :

Le poids propre ou charge permanentes, les surcharge d'exploitations , les surcharges climatiques et sismiques .

Le choix de type de fondation dépend de :

- a. Type d'ouvrage à construire.
- b. La nature et l'homogénéité du bon sol.
- c. La capacité portante du terrain de fondation.
- d. La raison économique.
- e. La facilité de réalisation.

VI.2.1 Choix de type de fondation :

Fondations superficielles de type :

- Semelle isolée.
- Semelle filante.
- Radier général.

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 :

$$(S_s / S_b < 50 \%)$$

La surface de la semelle est donnée par

VI.2.2.Calculs des surfaces nécessaires des semelles :

la surface du semelle sera déterminer en vérifiant la condition suivante :

$$\frac{N_{ser}}{S_{semelle}} \leq \sigma_{sol} \quad \text{Avec} \quad \sigma_{sol} = 2.2 \text{ Bars}$$

$$\Rightarrow S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

S : La surface total de la semelle

$$N_T = N_{super} + N_{infer}$$

N°	Élément		Poids (kN)
1	Radier	$epp \times \gamma_b \times S = 0.55 \times 25 \times 692.24$	9518.3
2	Remblai	$epp \times \gamma_{remblai} \times S = 0.2 \times 692.24 \times 18$	2492.06
3	Dalle flottante	$epp \times \gamma_b \times S = 0.10 \times 692.25 \times 25$	1730.62
4	Voile périphérique	$epp \times \gamma_b \times P \times H = 0.2 \times 25 \times 166 \times 6$	4980
5	Surcharge	$3 \times (Q \times S) = 3 \times (3.5 \times 692.24)$	7268.52
6	Poids du sous sol	$(W \times 2) = 666 \times 2$	19596.6
Σ		N_{infer}	45586.1

Tableau (VI.3):les poids de infer structure

$$N_T = N_{super} + N_{infer} = 126582.90 + 45586.1 = 172169 \text{ KN}$$

$$S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}} = \frac{172169}{220} = 782.59 \text{ m}^2$$

Surface de semelle : $S_{semelle} = 782.59 \text{ m}^2$

Surface total du bâtiment : $S_{bâtiment} = 692.24 \text{ m}^2$

VI.2.3.Vérification:

$$\frac{S_{semelle}}{S_{bâtiment}} = \frac{782.59}{692.24} = 113 \% > 50\%$$

La surface totale de la semelle dépasse 50% de la surface d'emprise du bâtiment, ce qui induit le chevauchement de ces semelles. Pour cela on a opté pour un radier général comme type de Fondation, 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.3. Calcul le Radier :

Ce type de fondation offre une surface d'appui continue sous l'ouvrage et permet une répartition uniforme des charges ; donc d'assurer une meilleur stabilité de l'ouvrage.

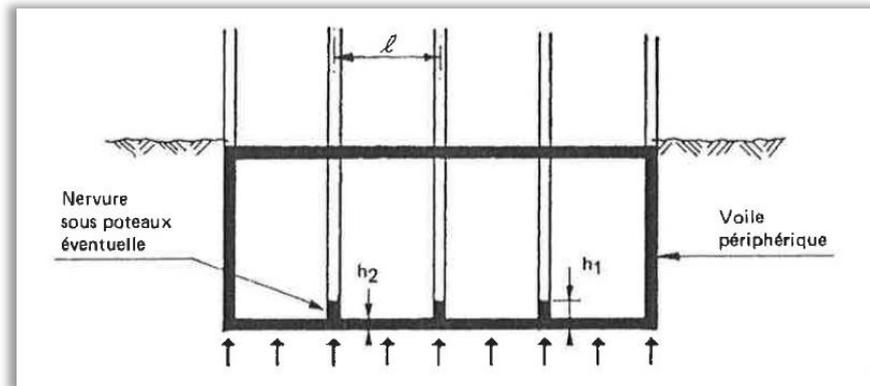


Fig (VI .4): Schéma statique du Radier.

VI.3.1.Prédimensionnement du radier :

Le radier fonctionne comme un plancher renversé, dont les appuis sont constitué par l'ossature, il est soumis aux contraintes du sol agissant du bas vers le haut d'une manière uniforme (radier supposé infiniment rigide), son épaisseur doit satisfaire les conditions suivantes :

VI.3 .2.Condition forfaitaire :

Dalle : $h_1 \geq L_{\max}/20$

avec : L_{\max} :la plus grande distance entre deux poteaux 5.20m

h_t :épaisseur du radier.

D'où : $h_1 \geq 520 / 20 = 26$ cm

Nervure : $h_2 \geq L_{\max}/10$

avec : L_{\max} :la plus grande distance entre deux poteaux 5.20m

h_t :épaisseur du radier.

D'où : $h_t \geq 520 / 10 = 52 \text{ cm}$

$h_r = 55 \text{ cm}$

VI.3.3. Condition de rigidité : (longueur élastique)

$$L_e \geq \frac{2L_{\max}}{\pi}$$

L_{\max} : plus grande distance entre deux portiques parallèles :

L_e : longueur élastique.

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{Kb}}$$

E : module d'élasticité.

I : inertie d'une bande d'1 m de radier.

K : coefficient de raideur du sol.

b : largeur du radier (bande de 1m)

$$D'où : h \geq \sqrt[3]{\frac{48KL_{\max}^4}{E\pi^4}} = 76 \text{ cm} ; I = \frac{bh^3}{12} = 0.036$$

$L_{\max} = 520 \text{ m}$, $E = 32164200 \text{ KN} / \text{m}^2$; $K = 40000 \text{ KN/m}^3$ (sol moyen)

$$L_e^4 = \frac{4EI}{Kb} = 3.35 > L_e \geq \frac{2L_{\max}}{\pi} = 3.11 \quad \text{cv}$$

$h \geq 76 \text{ cm}$

$h_r = 55 \text{ cm}$

$h_{\text{nervure}} = 85 \text{ cm}$

VI.3.4. Caractéristiques géométriques du radier

VI.4.4.1. Centre de gravité :

Donc le centre de gravité du radier se trouve à :

$$X_G = \frac{S_I X_I}{\sum X_I} = 5.51 \text{ m}$$

$$Y_G = \frac{S_l Y_l}{\sum S_i} = 9.29 \text{ m}$$

VI.3.5. Calcul de la surface minimale du radier :

VI.3.5.1. Détermination des efforts :

$$\text{ELU: } N_u = 234343.345 \text{ KN}$$

$$\text{ELS: } N_s = 172169 \text{ KN}$$

$$\text{ELU: } S_{\text{radier}} \geq \frac{N_u}{1,33\bar{\sigma}_{\text{sol}}} = \frac{172169}{1,33 \times 220} = 642.93 \text{ m}^2$$

$$\text{ELS: } S_{\text{radier}} \geq \frac{N_{\text{ser}}}{1,33\bar{\sigma}_{\text{sol}}} = \frac{172169}{1,33 \times 220} = 588.41 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{bâtiment}} = 692.24 \text{ m}^2 > \text{Max} (S1; S2) = 642.93 \text{ m}^2$$

Alors : La surface de bâtiment > a la surface de Radier

La surface du bâtiment est supérieure à la surface de radier, à cet effet, nous avons prévu un débord minimum prescrit par le règlement pour des raisons techniques de réalisation.

L'emprise totale avec un débordement (D) sera:

$$S' = S + D \times 2 \times (L_x + L_y)$$

Lx: longueur en plan (23.80 m).

Ly: largeur en plan (14.00 m).

VI.3.5.2. Calcul de débordement D:

$$D \geq \text{Max} (h_r / 2 ; 30\text{cm}). \text{ Où: } h_r = 0.40\text{m}$$

$$D \geq \text{Max} (20\text{cm} ; 30 \text{ cm}) = 1\text{m}$$

On prend **D = 1m** alors l'emprise totale avec D est:

$$S' = S + D \times 2 \times (L_x + L_y) = 782.59 + 1 \times 2 \times (35.28 + 46.52) = 946.19 \text{ m}^2$$

VI.3.5.3. Vérifications de radier :

a/ **Vérification de la contrainte de cisaillement** : (BAEL 91. Art : 5.1)

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \leq \min \left\{ \frac{0.15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{MPa} \right\}$$

Avec : b = 100 cm ; d = 0,9 h = 0,9 x 55 = 49.5 cm

$$T_u^{\text{max}} = q_u \frac{L_{\text{max}}}{2}$$

$$T_u^{\text{max}} = \frac{N_u \cdot b}{S_{\text{rad}}} \cdot \frac{L_{\text{max}}}{2} = \frac{234343.345 \times 1}{782.59} \times \frac{5.20}{2} = 778.55 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{778.55}{0.49 \times 1} = 1.58 \leq \tau_u = 2.5 \text{MPa} \dots \dots \dots (\text{c.v})$$

VI.3.5.4.Vérification au poinçonnement: BAEL91 (Art : A.5.2.42)

$$N_u \leq \frac{0.045 \mu_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

N_u : charge revenant plus chargé.

μ_c : Périmètre de la surface d'impact projeté sur le plan moyen. $\mu_c = 2(a + b + 2h_r)$

a/Vérification pour les voiles: Le voile et le plus sollicitée et avec $e = 20$ cm.

$$\mu_c = 2(0.20 + 5.13 + 2 \times 0.55) = 12.86 \text{ m}$$

$$N_u = 1295.89 \text{ KN} \leq \frac{0.045 \times 12.86 \times 25000}{1.5} = 9645 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{ (c.v)}$$

b/Vérification pour les Poteau : Le Poteau et le plus sollicitée.

$$\mu_c = 2(0.75 + 0.70 + 2 \times 0.55) = 5.1 \text{ m}$$

$$N_u = 3552.27 \text{ KN} \leq \frac{0.045 \times 5.1 \times 0.55 \times 25000}{1.5} = 2103.75 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{ (c.v)}$$

Donc : La condition est Vérifier pour la structure il n'y a pas de risque de rupture du radier par poinçonnement.

VI.3.5.5.Vérification de non-soulèvement du voile :

Pour les fondations superficielles, il doit vérifier que l'excentricité de la résultante des charges verticales au niveau du sol reste inférieure ou égale au quart (1/4) de la dimension des fondations dans la direction considérée.

$$\frac{M_R \leq L}{N \leq 4}$$

Avec M_R : moment de renversement;

N : est calculé dans l'enveloppe de préconisation du R.P.A 99 qui impose comme combinaison d'action pour cette condition : $0.8G \pm E$, $N = 0.8G + E$

$$N = 0.8G + E \Rightarrow N = 13161.049 \text{ t}$$

L : longueur dans le sens considéré.

Donc on a pour :

a. *Le sens longitudinal* : $\frac{Mrl}{N} = \frac{15344.49}{13161.049} = 1.16 \text{ m} < \frac{lx}{4} = 1.3\text{m}$

b. *Le sens transversal*: $\frac{Mrl}{N} = \frac{16267.47}{13161.049} = 1.23 \text{ m} < \frac{lx}{4} = 1.3 \text{ m}$

Alors la condition de non-soulèvement est vérifiée dans les deux sens

VI.3.5.6.Vérification des contraintes sous le radier :

On a la formule suivante : $M = \bar{N} \times e$

ELU: $N_u = 234343.345 \text{ KN}$

ELS: $N_s = 172169 \text{ KN}$

Avec ; $\bar{N}_u = N_{uT} - N_{radier}$

$\bar{N}_u = N_{uT} - N_{radier} = 224825.045 \text{ KN}$

$\bar{N}_s = N_{sT} - N_{radier} = 162650.7 \text{ KN}$

$N_{radier} = epp \times \gamma_b \times S = 0.55 \times 25 \times 692.24 = 9518.3 \text{ KN}$

$e_x = 2.21$

$e_y = 0.006$

KN	ELU	ELS
$M_x = \bar{N} \times e_x$	496863.34	359458.04
$M_y = \bar{N} \times e_y$	1348.95	975.90

Tableau (VI.4): les moments d'excentricité dus aux charges verticales

On doit vérifier que la contrainte du sol sous le radier est inférieure à la contrainte admissible.

On doit vérifier que : $\sigma_m = \frac{1}{4}(3\sigma_1 + \sigma_2) \leq K \bar{\sigma}_{sol}$

σ_{max} et σ_{min} sont respectivement les contraintes de compression

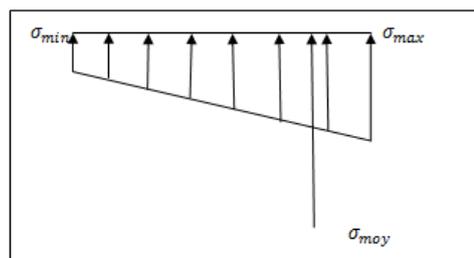


Fig (VI.5): distribution de contrainte sur le radier

$$\text{ELU} \left\{ \begin{array}{l} \sigma_{max} = \frac{N_{ELU}}{S_r} + \frac{M_{ux}}{I_x} Y_{Gr} + \frac{M_{uy}}{I_y} X_{Gr} \\ \sigma_{min} = \frac{N_{ELU}}{S_r} - \frac{M_{ux}}{I_x} Y_{Gr} - \frac{M_{uy}}{I_y} X_{Gr} \end{array} \right.$$

$$\text{ELS} \left\{ \begin{array}{l} \sigma_{max} = \frac{N_{ELU}}{S_r} + \frac{M_{ux}}{I_x} Y_{Gr} + \frac{M_{uy}}{I_y} X_{Gr} \\ \sigma_{min} = \frac{N_{ELU}}{S_r} - \frac{M_{ux}}{I_x} Y_{Gr} - \frac{M_{uy}}{I_y} X_{Gr} \end{array} \right.$$

Avec : $K = 2$ (d'après le R.P.A 99 art 10.1.4.1) = 1.33

	Valeurs de σ_m (KN/m ²)	
	E.L.U	E.L.S
σ_{max}	247,712	181,99
σ_{min}	247,62	247,64
σ_{moy} (KN/m ²)	247,69	198,40

Tableau (VI.5): les résultats de contrainte sur le radier

$$\sigma_{moy} \leq 1.33 \times \sigma_{sol} = 247.96 \leq 292.6 \text{ cv}$$

VI.4. Ferrailage de la dalle de radier :

Le plus grand panneau est le panneau du (4.85 × 5.20) m².

Le panneau de rive

VI.4.1. Les sollicitations:

$$\underline{1/L'ELU} : v = 0 ; q_u = 247,69 \text{ KN/m}$$

$$\alpha = 4.85/5.20 = 0.93 > 0.4$$

Alors le panneau travaille dans les deux sens.

- A partir du tableau:

$$\mu_x = 0.0428$$

$$\mu_y = 0.8450 \text{ donc les moments sont:}$$

$$M_x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 = 0.0428 \times 247,69 \times (4.85)^2 = 249.63 \text{ KN.m/ml.}$$

$$M_y = \mu_y \times M_x = 210.94 \text{ KN.m/ml.}$$

$$M_{ix} = 0.85 M_x = 212.18 \text{ KN.m/ml.}$$

$$M_{ty} = 0.85 M_y = 179.299 \text{ KN.m/ml.}$$

$$M_{ax} = 0.3M_x = 74.88 \text{ KN.m/ml.}$$

$$M_{ay} = 0.3M_y = 63.28 \text{ KN.m/ml.}$$

Tableau Récapitulatif

M_x (N.m)	M_y (N.m)	M_x^t (N.m)	M_y^t (N.m)	M_x^a (N.m)	M_y^a (N.m)
249.63	210.94	212.18	179.299	74.88	63.28

VI.4.1.1.Calcul des armatures : SENS-Y

ELU

A/En travée :

$$\mu = \frac{M_s}{b \times d^2 \times \sigma_b} \quad \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \quad , \quad \beta = (1 - 0.4\alpha)$$

$$A_s = \frac{M_s}{\beta \times d \times \sigma_s}$$

$b = 100 \text{ cm} \quad , \sigma_b = 14.2 \text{ Mpa}$

$$\phi \leq \frac{550}{10} = 55 \text{ mm}$$

$d_x = h - c = 55 - 5 = 50 \text{ cm.} \quad d_y = d_x - \frac{\phi_x}{2} - \frac{\phi_y}{2} = 45 \text{ cm}$

Tableau Récapitulatif

M_y^t (N.m)	μ	μ_1	α	β	A^{cal} (cm ²)
179299	0.062	0.392	0.08	0.96	11.85

B/ Sur Appui :

Tableau Récapitulatif

M^a (N.m)	μ	μ_1	α	β	A^{cal} (cm ²)
63280	0.022	0.392	0.025	0.98	4.09

SENS-X

ELU

A/En travée :

$$\mu = \frac{Ms}{b \times d^2 \times \sigma_b} \quad \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \quad , \quad \beta = (1 - 0.4\alpha)$$

$$A_s = \frac{Ms}{\beta \times d \times \sigma_s}$$

b = 1000mm , $\sigma_b = 14.2Mpa$

$$\varnothing \leq \frac{400}{10} = 40 \text{ mm}$$

$d_x = h - c - \frac{\varnothing_x}{2} = 55 - 5 = 50 \text{ cm}$. $d_y = d_x - \frac{\varnothing_x}{2} - \frac{\varnothing_y}{2} = 45 \text{ cm}$

Tableau Récapitulatif

M_x^t (N.m)	μ	μ_1	α	β	A^{cal} (cm ²)
212180	0.059	0.392	0.015	0.99	14.11

B/Sur Appui :

Tableau Récapitulatif

M^a (N.m) w	μ	μ_1	α	β	A^{cal} (cm ²)
74880	0.021	0.392	0.026	0.98	4.85

VI.4.1.2 Condition de non fragilité: BAEL91 (art. A.4.2)

$$A_{min} > 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e}$$

A/Sens- X :

$$A_{min} = 0.23 \times 100 \times 50 \times 2.1 / 400 = 6.03 \text{ cm}^2$$

B/Sens- y :

$$A_{min} = 0.23 \times 100 \times 45 \times 2.1 / 400 = 5.43 \text{ cm}^2$$

VI.4.1.3. Pourcentage minimal des armatures : BAEL91 (art B.6.4)

$$A_{min}^{BAEL} = 0,001 \times h \times b = 0,001 \times 55 \times 100 = 5.5 \text{ cm}^2$$

VI.4.1.4. Vérification de la contrainte de cisaillement : BAEL 91 (A.5.1 ,21)

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \times d} \dots\dots\dots (A.5.1,1) p51$$

$$T_u = \frac{Pu \times l_x \times l_y}{2 l_y + l_x} = \frac{237.3}{2(4.85) + 5.20} = 15.926 \text{ KN}$$

$$\sigma_u = \frac{15.3926 \times 10^3}{100 \times 330} = 4.66 \text{ MPa}$$

La condition est vérifiée ; on n'a pas besoin des armatures transversales.

2/L'ELS :

$v = 0.2 ; q_s = 220.10 \text{ KN/m}$

$\alpha = 4.85/5.20 = 0.93 > 0.4$

- A partir du tableau:

$\mu_x = 0.0500$

$\mu_y = 0.8939$

- donc les moments sont:

$M_x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 = 0.0500 \times 198,40 \times (4.85)^2 = 233.34 \text{ KN.m/ml.}$

$M_y = \mu_y \times M_x = 208.58 \text{ KN.m/ml.}$

$M_{tx} = 0.85 M_x = 198.33 \text{ KN.m/ml.}$

$M_{ty} = 0.85 M_y = 177.29 \text{ KN.m/ml.}$

$M_{ax} = 0.3 M_x = 70.002 \text{ KN.m/ml.}$

$M_{ay} = 0.3 \times M_y = 62.57 \text{ KN.m/ml.}$

Tableau Récapitulatif

$M_x \text{ (N.m)}$	$M_y \text{ (N.m)}$	$M_x^t \text{ (N.m)}$	$M_y^t \text{ (N.m)}$	$M_x^a \text{ (N.m)}$	$M_y^a \text{ (N.m)}$
233.34	208.58	198.33	177.29	70.002	62.57

sens-Y

En travée :

$$\mu = \frac{M_s}{b \times d^2 \times \sigma_b} \quad \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \quad , \quad \beta = (1 - 0.4\alpha)$$

$$A_s = \frac{M_s}{\beta \times d \times \sigma_s}$$

$b = 100 \text{ cm} , \sigma_b = 14.2 \text{ Mpa}$

$$\phi \leq \frac{550}{10} = 5.5 \text{ mm}$$

$d_x = h - c = 55 - 5 = 50 \text{ cm. } d_y = d_x - \frac{\phi_x}{2} - \frac{\phi_y}{2} = 45 \text{ cm}$

Tableau Récapitulatif

M_y^t (N.m)	μ	μ_1	α	β	A^{cal} (cm ²)
177290	0.061	0.392	0.078	0.96	11.71

Sur Appui :

Tableau Récapitulatif

M^a (N.m)	μ	μ_1	α	β	A^{cal} (cm ²)
62570	0.021	0.392	0.026	0.98	4.04

sens-X

En travée :

$$\mu = \frac{M_s}{b \times d^2 \times \sigma_b} \quad \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \quad , \quad \beta = (1 - 0.4\alpha)$$

$$A_s = \frac{M_s}{\beta \times d \times \sigma_s}$$

b = 1000mm , $\sigma_b = 14.2Mpa$

$$\phi \leq \frac{400}{10} = 40 \text{ mm}$$

$$d_x = h - c - \frac{\phi_x}{2} = 50 - 5 - \frac{5.5}{2} = 50 \text{ cm} \quad d_y = d_x - \frac{\phi_x}{2} - \frac{\phi_y}{2} = 45 \text{ cm}$$

M_x^t (N.m)	μ	μ_1	α	β	A^{cal} (cm ²)
198330	0.055	0.392	0.070	0.97	13.6

Sur Appui :

M^a (N.m)	μ	μ_1	α	β	A^{cal} (cm ²)
70002	0.019	0.392	0.23	0.99	4.53

Tableau Récapitulatif :

	Sens x	A^{cal} (cm ²)	travée	11.85
			Appuis	4.09
ELU	Sense y	A^{cal} (cm ²)	travée	14.11
			Appuis	4.85

ELS	Sens x	A^{cal} (cm ²)	travée	11.71
			Appuis	4.04
	Sense y	A^{cal} (cm ²)	travée	13.6
			Appuis	4.53

- **Tableau Récapitulatif** : $A = \max (A^{cal} ; A_{min}')$

		A^{cal} (cm ²)	A^{min} (cm ²)	A (cm ²)	A_{adp} (cm ²)
En Travée	Sens xx	11.85	6.03	11.85	6HA16=12.06
	Sens yy	14.11	5.43	14.11	6HA14+4HA14 =15.4
Sur Appui	Sensxx	4.09	6.03	6.03	4HA14=6.16
	Sens yy	4.85	5.43	5.43	4HA14=6.16

Tableau (VI.6) : Tableau Récapitulatif

VI.5.Etude de débord du radier :

Le débord du radier est assimilé à une console d'une longueur de 50cm .Le calcul du ferrailage se fera pour une bande de largeur de un mètre.:

$b = 1 \text{ m} ; h = 55 \text{ cm} ; d = 0.9 h = 49.5 \text{ cm} ; D=1\text{m} ; L=50 \text{ cm}$

VI.5.1.Présentation schématique :

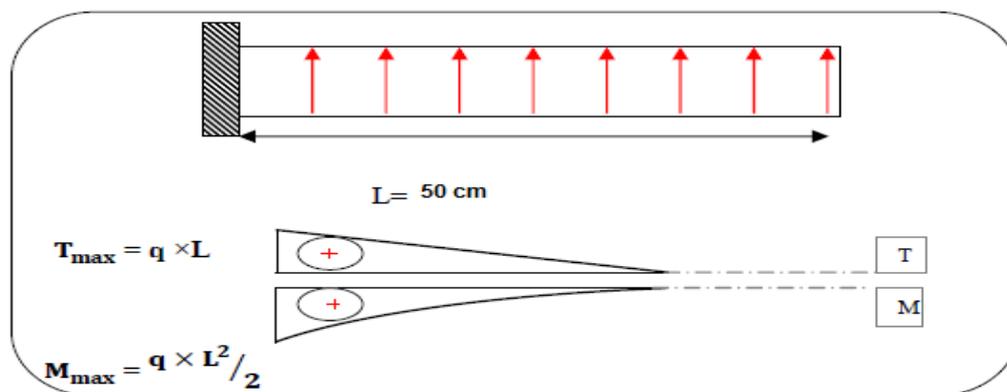


Fig (VI. 7):schéma isostatique et sollicitations de les débords.

Avec : $M = qL^2$

L'ELU :

$$M_{\max} = q_u \times L^2 / 2 = 242.2 \times (1)^2 / 2 = 121.1 \text{ KN.m}$$

L'E LS : (fissuration préjudiciable) :

$$M_{\max} = q_{\text{ser}} \times L^2 / 2 = 258.73 \times (1)^2 / 2 = 129.4 \text{ KN.m}$$

	M_{\max}	μ	α	β	$A_s(\text{cm}^2)$	$A_{\min}(\text{cm}^2)$	$A_{\text{Adop}}(\text{cm}^2)$
ELU	121.1	0.034	0.043	0.98	9.86	6.64	4HA16=8.04
ELS	129.4	0.037	0.047	0.98	7.66	6.64	4HA16=8.04

VI.5.2.Vérification au cisaillement :

$$\tau_u < \overline{\tau_u} = 0,05 f_{28}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d}$$

$$d = 0,90 \text{ h} = 0.36\text{m.}$$

$$V_u = q_u \times L = 242.2 \times 0.5 = 121.2 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{121.2 \times 10^3}{1000 \times 495} = 0.24 \text{ Mpa.}$$

$$\tau_u < \overline{\tau_u} = 1,25 \rightarrow \text{Condition vérifié}$$

VI.6 .Etude de la nervure :

Le radier sera calculé comme un plancher nervuré constitué des panneaux avec leur mode de fixation (appuis, encastrement), appuyé sur les voiles et soumise à une charge uniformément réparti égale à la réaction du sol.

ELU:

Travée (m)	1	2.6	2.6	3.20	1
Réaction (KN)	2775.51		3007.51		2463.46
Charge permanente (KN/m)			1102.22		
M_{\max}^a			1339.70		
M_{\max}^t			675.09		

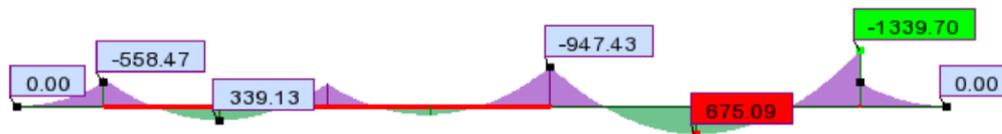


Fig (VI.6) :les moment sur appui et travée (ELU).

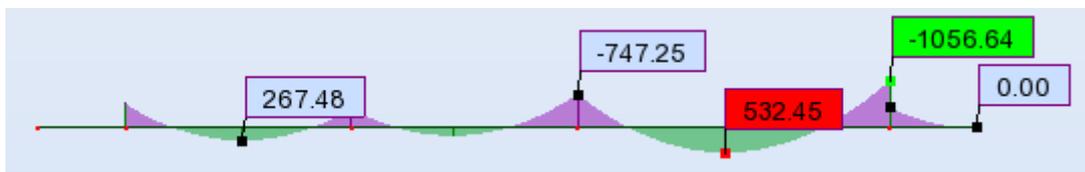


Fig (VI.5) :les moment sur appui et travée (ELS).

	M	μ	μ_1	α	β	$A^{cal}(cm^2)$
En appuis	1339.70	0.10	0.392	0.10	0.94	43.10
En travée	675.09	0.05	0.392	0.064	0.97	21.07

- La fissuration est peut nuisible → Il n'y a aucune vérification concernent σ_s .
- Section rectangulaire soumise à la flexion simple, les armatures sont de la classe FeE400 → La vérification de la contrainte max du béton n'est pas nécessaire si la condition

suivante est remplie : $\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$, avec : $\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$

	α	Mu (KN.m)	Mser (KN.m)	γ	$\bar{\alpha}$	Condition
En Travée	0.064	675.09	532.45	1.26	0.38	V
Sur Appui	0.10	1339.70	1056.64	1.27	0.38	V

-Condition de non fragilité :

$$A_{\min} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_c} \text{ (BAEL91.A.4.2)}$$

$$A_{\min} \geq 0,23 \times 70 \times 100 \times \frac{2,1}{400} = 8,45 \text{ cm}^2$$

• Le pourcentage minimal d'armature :

Selon BAEL91 :

$$A_{\min}^{BAEL} = 0,001 \times h \times b \text{ (BAEL91.B.6.4)}$$

$$A_{\min}^{BAEL} = 0,001 \times 70 \times 100 = 7 \text{ cm}^2$$

Selon PPA99/2003 :

$$A_{\min}^{RPA} = 0,5\% \times b \times h \text{ (art. 7.5.2.1)}$$

$$A_{\min}^{RPA} = 0,5\% \times 70 \times 100 = 35 \text{ cm}^2$$

- Armatures transversales minimales

$$\Phi \leq \min \left(\frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \Phi \right) = (20, 50, 20) \Rightarrow \text{On prend } \Phi = 10 \text{ mm}$$

- Armatures transversales minimales

$$A_t = 0,003 \times 70 \times 100 = 21 \text{ cm}^2$$

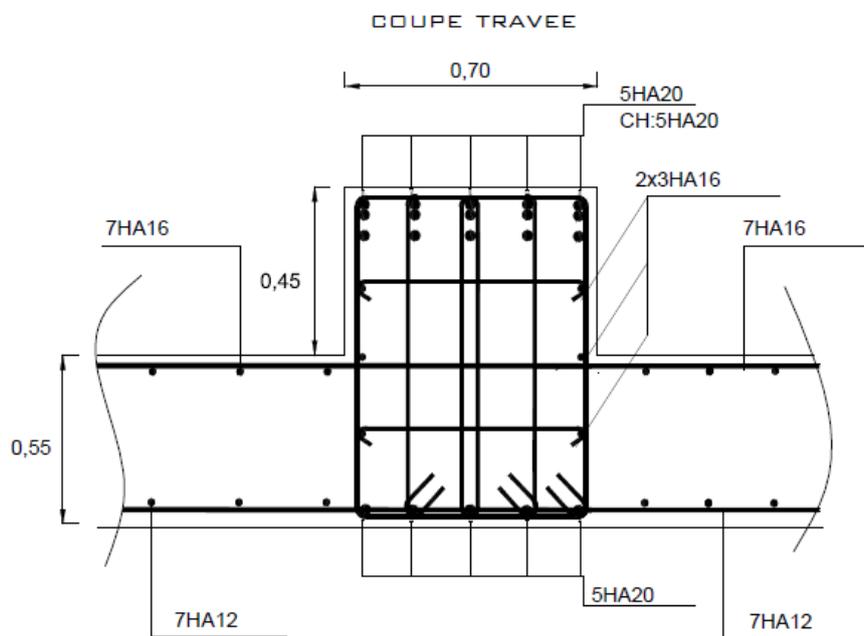
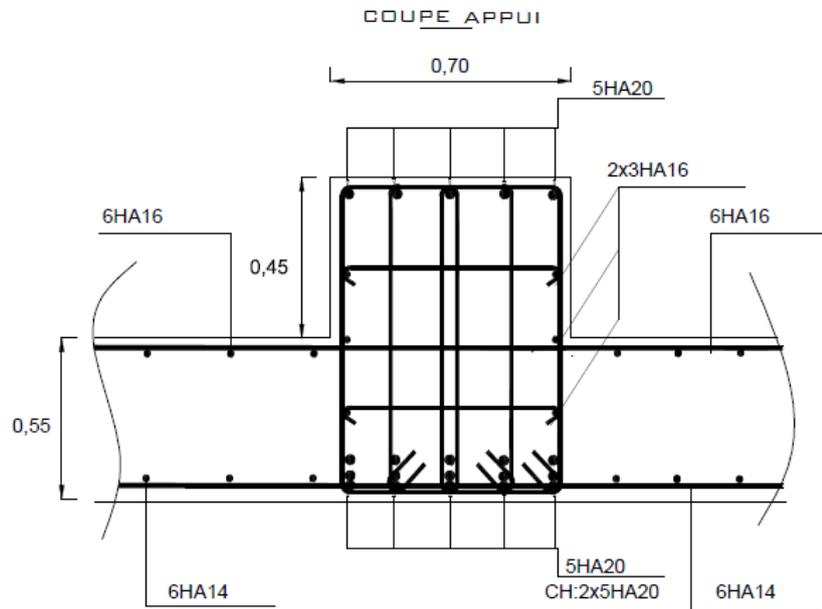
$$A_t = 0,003 \times 70 \times 100 = 21 \text{ cm}^2$$

Nous prenons : $A_t = 7\text{HA}20 = 21,99 \text{ cm}^2$

Tableau Récapitulatif : $A = \max (A^{\text{cal}} ; A_{\min}^{\text{BAEL}} ; A_{\min}^{\text{RPA}})$

	$A_{\min}^{\text{RPA}} (\text{cm}^2)$	$A_{\min}^{\text{BAEL}} (\text{cm}^2)$	$A^{\text{cal}} (\text{cm}^2)$	$A^{\text{adop}} (\text{cm}^2)$	$A^{\text{adop}} (\text{cm}^2)$
En appui	35	7	43.10	43.10	5HA 20 + 5HA 20 + 5HA 20 = 47.13
En travée	35	7	21.07	35	4HA20+8HA20=37.7

VI.6 .1 Présentation du Ferrillage:



CONCLUSION GENERALE :

Le travail que nous avons effectué dans le cadre de notre sujet de fin d'études sous le thème « **dimensionnement et conception et d'un bâtiment à usage d'habitation 2SS+C+11** » nous a permis de conclure ce qui suit :

Ce projet d'étude nous à été très bénéfique sur le plan théorique et sur le plan pratique, pour ce qui est de la structure des bâtiment en béton armé les recherches effectués nous ont permis d'approfondir nos connaissances sur les règles de calcul aux états limites de conception des structures dans le cadre des travaux des bâtiment, bien que les calculs au états limites prennent en charge d'une manière beaucoup plus fine et homogène cependant il reste à L'ingénieur de compléter sa mission par :

- Une bonne conception parasismique de la structure de l'ouvrage.
- Les conditions économiques sont souvent liées à la simplicité de la conception.

Nous avons choisi les logiciels Robot 2015 pour les multiples avantages comme (la précision, la capacité de calcul et la vitesse d'exécution) malgré ça nous ne pouvons nous en passer du calcul manuel.

Enfin, le travail que nous avons présenté est le couronnement de cinq années d'étude. Il nous permis de faire une rétrospective de nos connaissances accumulées pendant notre cursus universitaire. nous espérons avoir atteint nos objectifs et nous permettra d'exploiter ces connaissances dans la vie pratique.

BIBLIOGRAPHIE

LES REGLEMENT :

- Règles parasismiques Algériennes. (RPA99/version 2003).
- Règles CBA93 calcul structure BA.
- Règles BAEL91 modifiée 99.
- Règles neige et vent. (RNV2013).
- Règles DTR BC 2.2 (Charges permanentes et surcharges d'exploitation)

LES LOGICIELS :

- Autodesk Structural ROBOT 2015
- Autocad 2015
- Word 2010
- Excel 2010
- SOCOTEC