



**MINISTRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR
ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE
UNIVERSITE «ABBES LAGHROUR» DE KHENCHELA
FACULTE DES SCIENCES ET DE LA TECHNOLOGIE**



Département de Génie Civil

N° de série :.....

Mémoire de fin d'études

Pour l'obtention du diplôme de Master (L.M.D)

Spécialité : Génie civil

Option : Génie civil

**Etude d'un bâtiment (R+8) à usage
d'habitation avec contreventement mixte
(portique+voile)**

Réalisé par : - KEZIZ Mohamed

Dirigé par : M. MASMOUDI Mounira

- MEDJOUR Imad

Membres de jury :

M. REBAI Billal Président

M. ALI RACHEDI Mohamed Examineur

M. TOUAM Lekhemissi Examineur

Présenté le 01/07/2017

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

Remerciement

Nous remercions avant tout Allah de nous avoir gardés en bonne santé afin de mener à bien ce projet de fin d'étude.

Nous remercions chaleureusement nos familles respectives pour toute l'aide et soutien, moral et économique, qu'ils nous ont apporté tout au long de nos études .

Nous espérons être à la hauteur de leurs espérances et nous montrer dignes de leurs confiances et de leurs encouragements.

*Nous exprimons toutes nos profondes reconnaissances à notre encadreur **Ms. MASMOUDI Mounira**, qui nous a témoigné de sa confiance et de son aide scientifique et qui par son expérience et sa compétence.*

Mes remerciements s'adressent aussi en particulier à Tous les enseignants de département GC A tous ceux qui m'ont aidé et encouragé de près ou de loin.

Nous remercions aussi tous nos amis pour leur aide, leur patience, leur compréhension et leur encouragement.

MEDJOUR& KEZIZ

الإهداء

اهدي هذا العمل المتواضع إلى زميلي في رحلة

التخرج كزير محمد

إلى زملائي في الدراسة (بوعلام ربيبة و عبد

المالك بيبي)

والى كل طلبة قسم الهندسة المدنية

والى كل من علمني حرفا في حياتي

اهدي هذا الجهد المتواضع

الى كل عائلة مجور

الى كل من يعرف مجور عماد

عماد مجور

Dédicace

Je dédie ce travail à mes très chers parents, à mon
frère, à mes sœurs.

Je leur souhaite beaucoup de réussite

A tous les membres de ma famille.

A ma chère amie et binôme IMAD MEDJOUR pour
sa patience et son sérieux.

A tous mes amies, pour leur amitié, leur soutien
moral, et Leurs conseils.

A toute la promotion 2017-2018 de génie civil

A tout le corps enseignant, administratif et le
personnel de

L'université Abbas LAGHROUR LAGHROUR
KHENCHELA.

Mohamed Keziz

Sommaire

Chapitre I : Présentation du projet

I.1- Présentation du projet :	2
I.2- regles de calcul :	2
I.3.Caractéristiques des matériaux :	3
I.3.1. Le Béton	3
1.3.2. Résistance Caractéristique en Compression f_{cj} :	3
1.3.3.Résistance Caractéristique à la Traction f_{tj} :	3
1-4- Déformation Longitudinale du béton :	6
1-5-Coefficient de poisson :	7
I.4. L'acier	7
I.5.Hypothèses de calcule	9
I.6.Actions et Sollicitations	10

Chapitre.II : Pré-dimensionnement

II-1-Introduction :	16
II.2/ Pré-dimensionnement des éléments secondaires	16
II.2.1-Les Planchers:	16
II.2.2/L'acrotère :	18
II.2.3 /Les voiles :	18
II.2.4/ Les escaliers :	19
II-3-Pré-dimensionnement des éléments porteurs :	22
II-3-1- Les Poutres :	22
II-3-1-1-Poutres principales :	22
II-3-1-2-Poutres secondaires :	22

II.3.2 Les poteaux:	23
Évaluation des charges et des surcharges:	24
1-Acrotere :	24
1-1-Evaluation des charges :	24
1-2-Évaluation des surcharges :.....	24
2-Escalier :	25
2-1-Pour la paillasse :	25
2-2-Pour le palier de repos :	25
3-Planchers :	26
3-1-Plancher à corps creux:	26
II.3.3/Mur extérieurs :	26
3-3-Dalle terrasse de l'ascenseur :	27
4- balcon :	27
4-1-Terrasse :	27
4-2-Etage courant:	28
II.4/Descente des charges:	28

Chapitre.III :Etudes des Éléments Secondaires

III.1/ Introduction :.....	33
1/L'acrotère:.....	33
III.1.1/Introduction:.....	33
III.1.2/Mode de travail :	33
III.2.3/ Section :.....	33
III.1.3/Sollicitation :.....	34
III.1.3.1-Calcul des sollicitations:.....	34

3- Armatures Longitudinales :	35
6-Vérification :	36
6-1Condition De Non Fragilité :	36
7- Contrainte de cisaillement :	37
7-1 Vérification De L'effort Tranchant :	37
III-3- console.....	38
2- évaluation des charges :	38
2-1 terrasse :	38
2-2 Étage courant :	39
3-calcul des sollicitations:.....	39
3-1- Terrasse:.....	39
2-2 Étage Courant :	39
4- les combinaisons d'action :	39
5-calcul du ferrailage:	40
5-1- Armatures Longitudinales :.....	40
5-1-1 Terrasse:.....	40
2-2 Étage courant :	41
5-2 -Vérification de L'effort tranchant.....	41
5-3-Les Armatures de Répartition :	41
5-4- Espacement entre les armatures :	41
6-Vérification de la flèche:	42
III.3-Les Planchers:.....	43
III.3.1- Méthode simplifiée de calcul des planchers:(méthode forfaitaire).....	44
III.3.1.1-Domaine d'application :	44

III.3.1.2-Principe de la méthode forfaitaire:	44
III.3.1.4-L'efforts tranchants:.....	45
III.3.2-Calcul des sollicitations:.....	45
III.3.3-Ferraillages des nervures:.....	50
III.4.1.Introduction:.....	50
III.4.2.Définition les éléments d'un escalier :.....	50
III.4.3.Evaluation des charges :	50
III.4.4.Calcul de ferraillage :.....	50
III.4.4.2.les armatures de répartitions :.....	52
III.4.6.vérification de l'effort tranchant :.....	54
III.4.7.Vérification de la flèche	55
III.4.8.Evaluation des charges	56
III.4.9.Calcul des moment fléchissant à E.L.S :.....	61
III.5.1.Définition :	61
III.5.2.Pré-dimensionnement:.....	62
III.5.3.Evaluation des charges :	63
III.5.4.Ferraillage :.....	64
III.5.5.Vérification	65
III.5.6.Calcul de la poutre paliere a la torsion :.....	66
III.5.7.dessin de ferraillage de la poutre palière :.....	67

Chapitre IV : Etude dynamique

IV.1.Introduction :	73
IV.2.Objectifs de l'étude dynamique :.....	73
IV.3 Description du logiciel ROBOT VERSION 2014 :	73

IV.3.1 Modélisation des éléments structuraux :.....	73
IV.3.2 Modélisation de la masse :.....	74
IV.4 : Calcul dynamique du bâtiment:R.P.A.99V2003 (4.1.1).....	75
IV.4.1 : Méthode Modale spectrale :	75
IV.4.1.1 :Analyse de la structure :.....	75
IV.5 : Calcule de l'action sismique :.....	78
IV.5.1 : Vérification de la résultante des forces sismiques par rapport à la méthode.....	78
IV.5.1.1 : Méthode statique Equivalente :.....	78
IV.6 : Estimation empirique de la période fondamentale:	80
IV.6.1 : Pour le sens longitudinal :.....	81
IV.6.2 : Pour le sens transversal :.....	81
IV.6 : Détermination de centre de gravité des masses et le centre des rigidités .84	
IV.6.1 : Centre de gravité des masses :.....	84
IV.6.2 : Centre de gravité des rigidités :.....	84
IV.6.2.1 :L'excentricité théorique :.....	85
IV.6.2.2 : Excentricité accidentelle :.....	85
IV.6.3 :Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur :.....	86
IV.6.3.1 : Distribution horizontale des forces sismiques:.....	87
IV.6.3.1.1 : Vérifications	87
IV.7 :Vérification des déplacements :	88
IV.8 : Justification de l'effet P- Δ :.....	89
IV.9 : Justification vis-à-vis de l'équilibre d'ensemble :	90
IV.9 : Conclusion :.....	92

Chapitre.V : Ferrailage des éléments porteurs

V.1.1.Introduction :.....	90
V.1.2.Combinaisons des charges:.....	90
V.1.3.ferrailage des poteaux :	91
V.1.4.Ferrailage du Poteau le plus sollicité:	96
V.1.6.Vérification des cadres des armatures minimales:	100
V.2.1.Introduction :.....	104
V.2.2.Recommandation des RPA 99/version 2003 : ART 7.5.2.1.....	104
V.2.3.Les poutre principales.....	105
V.2.3.1.Étapes de calcul des armatures longitudinales :.....	105
V.2.3.2.Calcul des armatures.....	106
V.2.4..État Limite de déformation.....	107
V.2.5..Les Armatures transversales :.....	108
V.2.6.La section de ferrailage transversal:	109
V.2.7.Les pouters secondaires :.....	109
V.2.11.La section de ferrailage transversal:	112
V.2.12.Présentation du ferrailage :	113
V.3.1Introduction :.....	114
V.3.2.Types d'armatures :.....	114
V.3.3.Calcul de la section d'armature :.....	116
V.3.3.1. Ferrailage vertical:.....	116
V.3.3.2.Armatures verticales :	119
V.3.4.Armatures horizontales :	121
V.3.5.Les Armatures Transversals :.....	122

Chapitre.VI : Etude de L'Infrastructure

VI.1.Introduction :.....	119
VI.2.Etude géotechnique de sol :.....	119
VI.3.Calcul des fondations :.....	120
VI.4.Définition de type de semelle :.....	120
VI.5.Radier général :.....	121
VI.6.Caractéristiques géométriques du radier:.....	125
VI.7.Verification de stabilite :	126
VI.11. Les sollicitations sur les nervures :.....	135
VI.12. Calcul du ferrailage :.....	136
VI.13.État Limite de déformation :	138

Notations et symboles

Notations et symboles

1. Majuscules Romaines

A (ou A_s ou A_l)	: Aire d'une section d'acier (longitudinal)
A_t	: Somme des aires des sections droites d'un cours d'armatures transversales
B	: Aire d'une section de béton
E_s	: Module de Young de l'acier
E_{ij}	: Module de Young instantané a l'âge de j jours
E_{vj}	: Module de Young diffère a l'âge de j jours
F	: Force ou action en général
I_1	: Moment d'inertie de la section homogénéisé par rapport au béton (ELS)
M_{ser}	: Moment fléchissant de calcul de service
M_u	: Moment fléchissant de calcul ultime
N_{ser}	: Effort normal de calcul de service
N_u	: Effort normal de calcul ultime
P	: Action permanente
Q	: Action d'exploitation
S_n	: Résultante des charges de neige
V_u	: Effort tranchant de calcul ultime
W	: Résultante des actions du vent

2. Minuscules Romaines

a	: Largeur d'un poteau
a_0 (et b_0)	: Dimension d'une fondation
b	: Largeur d'une poutre (table), d'un poteau
b_0	: Largeur de l'âme d'une poutre
d (et d_0)	: Position des armatures tendues (et comprimées) par rapport à la fibre la plus comprimée de la section de béton
e	: Excentricité de l'effort normal, Epaisseur d'une dalle
f_e	: Limite d'élasticité de l'acier
f_{cj}	: Résistance caractéristique à la compression du béton âge de j jours
f_{tj}	: Résistance caractéristique à la traction du béton âge de j jours
g	: Charge permanente unitaire
h	: Hauteur d'une poutre, d'une fondation
h_0	: Hauteur du talon d'une poutre
h_1	: Hauteur du hourdis d'une poutre
i	: Rayon de giration d'une section
j	: Nombre de jours de maturité du béton
l	: Portée d'une poutre ou d'une dalle, hauteur d'un poteau

Notations et symboles

l_s	: Longueur de scellement droite
l_f	: Longueur de flambement
n	: Coefficient d'équivalence acier-béton
q	: Charge permanente unitaire
s_t	: Espacement des armatures transversales
u	: Périmètre
x	: Abscisse
y	: Ordonnée
y_1	: Profondeur de l'axe neutre calculée à l'ELS
y_u	: Profondeur de l'axe neutre calculée à l'ELU
z (ou z_b)	: Bras de levier du couple de flexion

3. Minuscules Grecs

A	: Angle d'une armature avec la fibre moyenne, coefficient sans dimension en général (très utilisé!) (<i>alpha</i>)
α_u	: Profondeur de l'axe neutre adimensionnée à l'ELU
γ_s	: Coefficient partiel de sécurité sur l'acier (<i>gamma</i>)
γ_b	: Coefficient partiel de sécurité sur le béton
ϵ_{bcmax}	: Déformations maximale du béton comprimé (<i>epsilon</i>)
ϵ_{st}	: Déformations des armatures tendues
ϵ_{sc}	: Déformations des armatures comprimées
η	: Coefficient de fissuration relatif à une armature (<i>eta</i>)
λ	: Elancement mécanique d'une pièce comprimée (<i>lambda</i>)
μ_{ser}	: Moment ultime réduit à l'ELS (<i>mu</i>)
μ_u	: Moment ultime réduit à l'ELU
ν	: Coefficient de poisson (<i>nu</i>)
ρ	: Rapport de la section d'acier sur celle du béton (<i>rho</i>)
σ	: Contrainte normale (<i>sigma</i>)
σ_{bcmax}	: Contrainte maximale du béton comprimé
σ_{st}	: Contrainte dans les aciers tendus
σ_{sc}	: Contrainte dans les aciers comprimés
τ	: Contrainte tangente (<i>tau</i>)
τ_u	: Contrainte tangente conventionnelle
τ_s	: Contrainte d'adhérence
τ_{se}	: Contrainte d'adhérence d'entraînement
φ	: Coefficient de fluage (<i>phi</i>)
Φ_l	: Diamètre d'une armature longitudinale
Φ_t	: Diamètre d'une armature transversale
ψ_s	: Coefficient de scellement relatif à une armature (<i>psi</i>)

Notations et symboles

4. Unités

Les unités utilisées en béton armé sont celles du système international (USI) et leurs multiples :

$m, (cm, mm)$: Longueur, dimension, portée

cm^2 : Section d'acier

m^2 : Section

$kN, (N, MN)$: Charge ponctuelle

$kNm^{-1}, (Nm^{-1}, MNm^{-1})$: Charge linéique

$kNm^{-2}, (Nm^{-2}, MNm^{-2})$: Charge surfacique

$kNm^{-3}, (Nm^{-3}, MNm^{-3})$: Charge volumique

$kNm, (Nm, MNm)$: Moment

$MPa, (Pa, kPa)$: Contrainte

Une conversion bien utile : $1MPa = 1MNm^{-2} = 1Nmm^{-2} = 10^6 Pa$.

On rencontre encore parfois le *bar* comme unité de contrainte :

1 bar = 1 kg.cm⁻² et 10 bar ≈ 1MPa.

Liste des Tableaux et des Figures

Liste des Tableaux

Tab. II.1 : récapitulatif.....	18
Tab. II.2 : Evaluation des charges (Plancher terrasse).....	25
Tab. II.3 : Evaluation des charges (Plancher courant)	26
Tab. II.5 : Evaluation des charge (Mur extérieurs).....	26
Tab. II.6: Evaluation des charge (Balcon accessible).....	27
Tab. II.7: Evaluation des charge (Balcon non accessible).....	27
Tab. II.8 : Descente des charges Poteau central C4.....	28
Tab. II.9 : les valeurs des sollicitations.....	30
Tab.II.10 : récapitulatif.....	30
Tab.III.1 : les moments des Travées.....	30
Tab.III.2 : Planche terrasse (ELU).....	45
Tab.III.3 : Planche terrasse (ELS).....	47
Tab.III.4: Planche étage courant (ELU).....	48
Tab.III.5: Planche étage courant (ELS).....	49
Tab.III.6 : Les moments et les efforts (ELU et ELS).....	50
Tab.III.7 : L'armature En Travée et Sur Appuis.....	50
Tab.III.8 : Le moment et L'armature En Travée et Sur Appuis.....	53
Tab.III.9 :L'armature En Travée et Sur Appuis.....	54
Tab.IV.1 :Les résultats finals.....	54
Tab.IV.2 : Coefficients d'accélération de zone A.....	57
Tab.IV.3 : Valeurs du période caractéristique associée a la catégorie du site.....	73
Tab.IV.4 : Valeurs du coefficient d'amortissement suivant le système structurel.....	76
Tab.IV.5: Facteur de qualité.....	76

Liste des Tableaux et des Figures

Tab.IV.6 :valeur du masse.....	77
Tab.IV.7 : L'effort tranchant à la base donnée par la méthode statique équivalente.....	79
Tab.IV.8 : L'effort tranchant à la base donnée par la méthode dynamique spectrale.....	80
Tab.IV.9 :vérification d'effore trenchant.....	80
Tab.IV.10 : résultats des différents centres de gravité et de rigidité.....	80
Tab.IV.11 : Excentricité accidentelle :.....	81
Tab.VI.12 :valeur des deplacement (sens X-X).....	82
Tab.VI.13 :valeur des deplacement (sens Y-Y).....	83
Tab.IV.14: Les effets de second ordre (effet P- θ) (XX).....	85
Tab.IV.15 :Les effets de second ordre (effet P- θ) (Y-Y).....	85
Tab.VI.16 :Le renversement (xx).....	88
Fig.IV.17: Le renversement (Y-Y).....	89

Liste des Tableaux et des Figures

Liste des Figures

Fig.I.1.Diagramme parabole rectangle.....	5
Fig.I.2.Diagramme contraint-déformation à ELS.....	6
Fig.I.3.Diagramme de déformation de l'acier à ELU.....	8
Fig.I.4 : Plan de RDC.....	12
Fig.I.5 : Plan d'étage courant.....	13
Fig.I.6: Plan de façade principale.....	14
Fig.I.7 :Coupe A.A.....	15
Fig. II.1 : Les caractéristiques géométriques des poutrelles.....	17
Fig. II.2 : Détail de l'acrotère.....	18
Figure II-3 : Coupe de voile en élévation.....	19
Fig.II.4 :schema statique de l'escalier.....	21
Fig. II.5 : coffrages des poteaux.....	23
Fig. II.6 : plancher terrasse.....	25
Fig.II.7 : Planchers d'étages courant.....	26
Fig.II.8 : Mur extérieurs.....	27
Fig.II.9 : Poteau central C4.....	29
Fig.II.10: la section de poteau.....	31
Fig.III.1.Diagramme des forces internes.....	34
Fig .III.2 : ferrailage de l'acrotère.....	38
Fig-III-3-1-schéma statique.....	39
Fig-III-3-2-Ferrailage de la console de la terrasse.....	42
Fig-III-3-3-Ferrailage de la console d'étage courant.....	43
Fig.III.4: section d'armature.....	51
Fig.III.5 : Section d'armature.....	52

Liste des Tableaux et des Figures

Fig.III.6 : Ferrailage de l'acrotère.....	57
Fig.III.7 : schéma des charges équivalent.....	59
Fig.III.8. schéma des moments et l'effort tranchant de l'escalier.....	59
Fig.III.9 :Schéma de ferrailage de l'escalier.....	65
Fig.III.10: Coupe poutre palière.....	68
Fig. III-11: Schéma de ferrailage de la poutre palière.....	69
Fig.VI.1 :Simulation de la force sismique.....	71
Fig.IV.2 :Initial de la disposition des voiles.....	72
Fig.IV.3 : Premier mode de vibration. vue en plan (T1= 0,66 s).....	74
Fig.IV.4 : Deuxième mode de vibration. vue en plan. (T1= 0,63s).....	74
Fig.IV.5 : Troisième mode de vibration. vue en plan. (T1= 0,44s).....	75
Fig.V.1.Ferrailage poteaux	99
Figure VI.2. : Ferrailage des poutres principales.....	109
Figure VI.3. : Ferrailage des poutres secondaire.....	109
Fig.VI.4. Disposition des armatures verticales dans les voiles.....	111
Fig.VI.5.Schema de ferrailage des voiles.....	118

RESUME

RESUME

Le but de ce travail est l'étude d'une structure de bâtiment en béton armé constitué d'un Rez-de-chaussée et de huit étages avec une terrasse inaccessible, à usage d'habitation, implanté à SETIF qui est classée selon le règlement parasismiques algérien comme une zone de moyenne sismicité. Après une étude dynamique approfondie on a adopté un système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques-voiles

La conception a été faite selon les règlements de construction en vigueur (**RPA99 version 2003, BAEL91**)

L'étude dynamique a été faite sur le logiciel ROBOT 2014

الهدف من هذا العمل هو دراسة و حساب بناية من الخرسانة المسلحة متكونة من طابق أرضي وثمانى طوابق للاستعمال السكنى مع سطح غير مستغل. على أرضية ولاية سطيف المحددة كمنطقة متوسطة النشاط الزلزالي (منطقة 2).

استعملنا خلال دراستنا هذه برنامج الحساب ROBOT 2014

Introduction Générale

Introduction Générale :

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

L'ouvrage en question est un bâtiment en R+8, présentant une régularité en élévation, dont le système est contreventé par voiles avec une justification de l'interaction.

Après une descente des charges et un pré-dimensionnement des éléments de notre structure, une étude dynamique et sismique est effectuée pour trouver les caractéristiques intrinsèques du bâtiment et calculer les efforts engendrés par les différentes sollicitations.

Dans le cadre de cette étude, on a utilisé le logiciel de calcul par éléments finis

ROBOT pour faire le calcul statique et dynamique des éléments structuraux. Les efforts engendrés dans le bâtiment, sont utilisés pour ferrailer les éléments résistants suivant les combinaisons et les dispositions constructives exigées par le BAEL 91 et le RPA99/version 2003.

Un certain nombre de vérifications à la sécurité et au service des éléments a été également effectué comme :

- Stabilité d'ensemble ;
- Effet $P-\Delta$;
- Etat limite des déplacements inter-étage.

Chapitre I :

Présentation du projet

I.1- Présentation du projet :

Ce projet consiste à étudier un bâtiment (R+8) à usage d'habitation à contreventement mixte. Cet ouvrage sera implanté dans une région classée en Zone IIa (wilaya de Sétif), de moyenne sismicité selon Le Règlement Parasismique Algérien (R.P.A99 version 2003).

Description architecturale:

- On va étudier un bâtiment constitué de :
 - ❖ Largeur en plan: 18.40m.
 - ❖ Longueur en plan : 23.90 m.
 - ❖ Hauteur totale du bâtiment (sans acrotère): 27.54 m.
 - ❖ Hauteur du RDC: 3.06 m.
 - ❖ Hauteur d'étage courant: 3.06m.
 - ❖ La circulation en élévation dans le bâtiment est assurée par un escalier et un ascenseur.
 - ❖ Les cloisons et les murs sont en briques creuses.
 - ❖ La terrasse inaccessible avec un acrotère en béton armé de 60cm de hauteur

I.2- Règles de calcul

On utilise pour le calcul de ce projet les règlements suivants :

1. réglés parasismique algérienne (RPA99 version 2003 ; DTR-BC.2.48).
2. Charges permanentes et charges d'exploitations (DTR-BC.2.2).
3. Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites (BAEL 91).
4. 93:Règles de conception est de calcul des structures en béton armé. (CBA93).

I.3. Caractéristiques des matériaux :

I.3.1. Le Béton

Le béton est un matériau complexe obtenu en mélangeant le ciment, le gravier et l'eau ; qui après durcissement devient un matériau pierreux.

Les dosages souhaitables dans les conditions normales d'un m³ de béton courant sont:

- Dosage en ciment (350 kg/m³ CPJ pour superstructure, 370 kg/m³ HTS pour infrastructure)
- 400 L de sable de densité 1600 kg/m³ D ≥ 5 mm
- 800 L de gravillon 1400 kg/m³ D ≤ 25 mm
- 175 L d'eau et de l'ordre de la moitié de celle du ciment.

Le béton est défini du point de vue mécanique par sa résistance à la compression et à la traction à 28 jours d'âge.

I.3.2. Résistance Caractéristique en Compression f_{cj} : BAEL91 (art. A.2.1.11)

La résistance à la compression est mesurée par compression axiale de cylindres droits de révolution de 200 cm² de section et d'une hauteur double de leur diamètre.

$$f_{cj} = \left[J / (4,76 + 0,83J) \right] f_{c28} \quad \text{si } f_{c28} \leq 40 \text{ Mpa} , \quad \text{pour } J < 28 \text{ jours}$$

$$f_{cj} = \left[J / (1,40 + 0,95J) \right] f_{c28} \quad \text{si } f_{c28} > 40 \text{ Mpa} , \quad \text{pour } J < 28 \text{ jours}$$

$$f_{cj} = 1,1 f_{c28} \quad \text{pour } J > 28 \text{ jours.}$$

$$J = 28 \text{ jours}, \quad f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

I.3.3. Résistance Caractéristique à la Traction f_{tj} : BAEL91 (art A.2.1, 12)

La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours est conventionnellement définie Par la relation :

$$F_{tj} = 0,6 + 0,06f_{cj} \text{ (MPa)} \quad \text{si } F_{tj} \leq 60 \text{ MPa.}$$

$$F_{t28} = 2,1 \text{ MPa.}$$

- **Contraintes limites**

Selon le B.A.E.L on distingue deux états limites :

- Etat limite ultime E.L.U
- Etat limite de service E.L.S

L'état limite est celui pour lequel une condition requise d'une construction (ou d'un de ses éléments) est strictement satisfaite, et cessait de l'être en cas de modification défavorable d'une action.

- **États limites ultimes (E.L.U)**

Ils sont relatifs à la stabilité ou à la capacité portante dont le dépassement entraînerait la ruine de l'ouvrage. Les états correspondant à la limite sont :

- L'équilibre statique.
- La résistance de l'un de ses éléments.
- La stabilité de forme.

L'état limite ultime correspond à l'équilibre entre les sollicitations résistantes calculées en supposant que le matériau atteigne les limites de rupture minorées.

Contrainte limite de cisaillement: elle dépend du type de fissuration (armatures transversales).

- Fissuration peu nuisible : $\bar{\tau}_u = \min(0.13f_{cj}, 4\text{Mpa})$
- Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable : $\bar{\tau}_u = \min(0.1f_{cj}, 3\text{Mpa})$
- Dans le cas où les armatures transversales sont inclinées de 45° alors $\bar{\tau}_u \leq \min(0.18f_{cj}, 5.5\text{MPa})$
- Dans le cas où l'inclinaison est comprise entre 45° et 90° , la valeur maximale peut être déterminée par interpolation linéaire.
- Pour la justification des poutres sous sollicitation d'effort tranchant, on doit vérifier la condition suivante

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d} \leq \bar{\tau}_u \quad (\text{A.5.1,1})$$

Avec

V_u = effort tranchant ultime de calcul

b_0 = largeur de la pièce

d = hauteur de la pièce

- **Diagramme Parabole rectangle** (A.4.3,41)

Dans les calculs relatifs à l'E.L.U.R on utilise pour le béton un diagramme conventionnel dit "parabole rectangle". Ce diagramme qui représente la contrainte de béton en fonction de son raccourcissement (fig.I.1) est constitué comme suit:

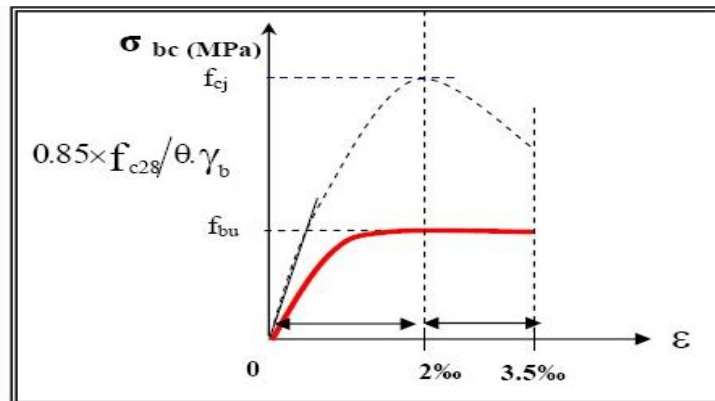


Fig.I.1. Diagramme contrainte déformation de calcul à l' ELU

On a entre 0 et 2‰ un arc de parabole passant par l'origine $\left(\varepsilon_{bc} = 2\text{‰}, \sigma_{bc} = \frac{0.85}{\gamma_b} f_{cj} \right)$

En pratique $f_{cj} = f_{c28}$: entre 2‰ et 3,5‰ par une parallèle à l'axe des déformations et tangente en "S" à la parabole

- Le raccourcissement du béton est limité à 3,5‰
- Pour le calcul à l'E.L.S on suppose que l'on reste dans le domaine élastique.
- La contrainte de béton est limitée à $\sigma_{bc} = \frac{0.85}{\gamma_b} f_{cj}$
- Le coefficient de sécurité, γ_b a pour valeur

$$\begin{cases} \gamma_b = 1.15 & \text{pour les situations accidentelles} \\ \gamma_b = 1.5 & \text{pour les autres cas} \end{cases}$$

- **Etat limite de service (E.L.S)**

Il correspond à l'équilibre entre les sollicitations d'actions réelles (non majorées) et les sollicitations résultantes calculées sans dépassement des contraintes limites qui (tel qu'on peut l'admettre) ne dépassent pas les limites élastiques du matériau. La contrainte limite de service à ne pas dépasser en compression est:

$$\overline{\sigma}_b = 0.6f_{c28} \quad \text{Suivant BAEL91 (art. A.4.5.2)}$$

$$\text{Pour } f_{c28}=25\text{MPa} \quad \overline{\sigma}_b = 15\text{MPa}$$

- **Diagramme contrainte déformation :**

Si l'on exerce une sollicitation de compression sur une éprouvette de béton et que l'on enregistre l'évolution de la déformation $\varepsilon = \frac{\Delta L}{L}$ au fur et à mesure qu'on augmente la contrainte $\sigma = \frac{F}{S}$ on obtient une courbe dont l'allure est présentée ci-dessous (fig.I.2)

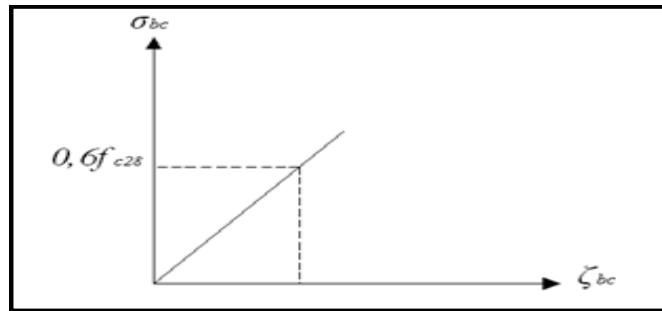


Fig.I.2. Diagramme contrainte-déformation à ELS

I.3.4. Déformation longitudinale du béton :

- **Déformations instantanées E_{ij} :** BAEL91 Article (A.2.1, 2).

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 heures.

Le module de déformation longitudinale instantanée (E_{ij}) de béton est:

$$E_{vj} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} = 32164,20 \text{ MPa}$$

- **Déformations différées E_{vj} :** BAEL91 Article (A.2.1, 22).

Sous contraintes de longue durée d'application

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} = 10818,86 \text{ MPa}$$

-Module d'élasticité E

C'est le rapport entre les contraintes appliquées U et la déformation relative $\varepsilon = \frac{\Delta L}{L}$

Ce module n'est définissable que, dans la phase élastique (phase1) où il y a proportionnalité des contraintes et des déformations.

-Module de déformation transversale

Sa valeur est donnée par la formule suivante:

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

I.3.5. Coefficient de poisson : BAEL91 (Art A.2.1, 3)

Il est défini par la relation :

$$\nu = \frac{\frac{\Delta a}{a}}{\frac{\Delta L}{L}} = \frac{\text{déformation transversale}}{\text{déformation longitudinale}}$$

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

$\nu = 0,2$: pour le calcul des déformations E.L.S.

Coefficient de dilatation thermique

$\alpha = 10^{-5} \cdot 1/i$ (béton armé). Ce coefficient peut varier de 0,8 à $1,2 \cdot 10^{-5}$ selon la composition du béton et la nature du granulat.

- **Déformation différée**

Retrait: c'est le phénomène de raccourcissement différé dû principalement au départ de l'eau libre interne. Il se produit d'autant plus lentement que la pièce est très grande (dimensions importantes) et que l'humidité ambiante est plus élevée.

Fluage: lorsqu'une pièce en béton est soumise à une compression de longue durée, sa déformation augmente avec le temps; l'intensité du fluage dépend de plusieurs facteurs:

- Composition du béton
- Géométrie de la pièce
- Conditions atmosphériques
- L'âge du béton lors de l'application de la charge.

I.4. L'acier (art.A.2.2.)

- **Classification**

Les aciers généralement utilisés pour le béton armé sont classés en trois catégories

- Ronds lisses : de nuance douce; mi-dure et dure (dureté naturelle)
- Haute adhérence: de nuance mi-dure et dure obtenue par écrouissage à froid par torsion ou par traction

Ces aciers se trouvent souvent dans des diamètres de

6 ; 8 ; 10 ; 12 ; 14 ; 16 ; 20 ; 25 ; 32 et 40.

- Treillis soudés: on les trouve en rouleaux si $\emptyset \leq 5$ mm ou en panneaux. Ils sont en mailles rectangulaires pouvant aller de 50x75 mm à 200. 300 mm.

• **Les nuances**

Il existe “4” nuances principales qui correspondent à leurs qualités élastiques et de résistance; les différentes nuances utilisées et leurs caractéristiques sont indiquées ci- dessous.

Type d'acier	Nuances	F _e
R.L	FeE220	215
	FeE240	235
H.A	FeE400	400
	FeE500	500

• **Diagramme déformation contrainte BAEL91 (art A.2.2,2)**

- **E.L.U :**

les contraintes de calcul σ_s des armatures longitudinales sont données en fonction des déformations ϵ_s de l'acier par le diagramme ci-dessous (Fig.I.3):

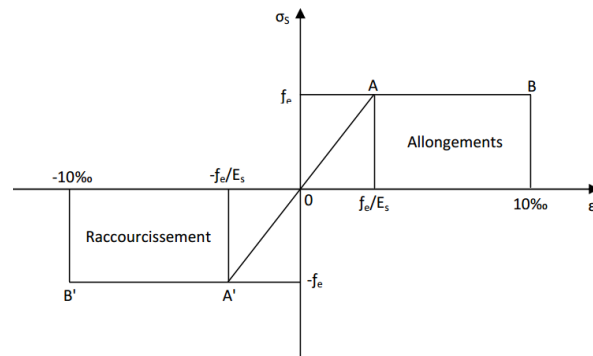


Fig.I.3.Diagramme de déformation de l'acier à ELU

Le diagramme est valable pour tous les aciers quelque soit leur mode d'élaboration.

• De l'origine ou point A : $\left(\frac{f_e}{\gamma_s \cdot E_s}; \frac{f_e}{\gamma_s} \right)$ une droite d'équation $\sigma_s = E_s \cdot \epsilon_s$

• Du point A au point B: une horizontale d'ordonnée $\frac{f_e}{\gamma_s}$

Les notations utilisées sont les suivantes

f_e = limite élastique de l'acier

γ_s = coefficient de sécurité de l'acier

$$\gamma_s = \left\{ \begin{array}{l} 1: \text{situation accidentales} \\ 1.15: \text{les autres cas} \end{array} \right\}$$

E_s = module d'élasticité de l'acier

- L'allongement maximal de l'acier est limité à 10 ‰ $E_s=2.10^5\text{MPa}$

- Le diagramme est symétrique par rapport à l'origine .

- E.L.S :

afin de réduire l'ouverture des fissures, on est amené à limiter les contraintes de calcul des armatures pour les états limites de service lorsque la fissuration est préjudiciable ou très préjudiciable. **(BAEL91 A.4.5, 33)**

1- Fissuration peu préjudiciable \Rightarrow limitation à Fe (aucune vérification)

2- Fissuration préjudiciable $\Rightarrow \sigma_{st} < \min \left(\frac{2}{3} f_{e, Fe} ; 110 \sqrt{\eta} \cdot f_{t28} \right)$

3- Fissuration très préjudiciable : $\Rightarrow \sigma_{st} < \min \left(\frac{1}{2} f_{e, Fe} ; 90 \sqrt{\eta} \cdot f_{t28} \right)$

η = coefficient de fissuration qui dépend de la moins bonne adhérence.

$$\begin{cases} \eta = 1 & \text{ronds lisses} \\ \eta = 1.6 & \text{haute adhérence} \end{cases}$$

I.5. Hypothèses de calcul : (Art.4.3.2)

L'étude de cet ouvrage est effectuée conformément aux règlements ci-après :

Le règlement BAEL 91 (Béton Armé aux Etats Limites) : basé sur la théorie des états limites.

❖ **Etats limites ultimes (ELU) :** correspondent à la valeur maximale de la capacité portante de la construction, soit :

- Equilibre statique.
- Résistance de l'un des matériaux de la structure.
- Stabilité de forme.

➤ **Hypothèses:**

- les sections droites restent planes avant déformation restant planes et perpendiculaires à la ligne moyenne après déformation (hypothèse de Navier Bernoulli).
- Pas de glissement relatif entre l'acier et béton.
- La résistance du béton à la traction est négligeable.
- Raccourcissement ultime du béton : $\epsilon_{bu} = 3,5\text{‰}$ en flexion.
 $\epsilon_{bu} = 2 \text{‰}$ en compression.
- Allongement ultime de l'acier est limité à 10 ‰.
- Les diagrammes linéaires de déformation passent obligatoirement par l'un des pivots : A, B ou C.

❖ **Etats limites de service (ELS)** : constituent les frontières au-delà desquelles les conditions normales d'exploitation et de durabilité de la construction ou de ses éléments ne sont plus satisfaites soient :

- Ouverture des fissures.
- Déformation des éléments porteurs.
- Compression dans le béton.

➤ **Hypothèses:**

- Les sections droites et planes avant déformation, restent droites et planes après déformation.

- Pas de glissement relatif entre le béton et l'acier.

- Le béton tendu est négligé dans les calculs.

- Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéaires élastiques et il est fait abstraction du retrait et du fluage du béton.

- Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est par convention 15 fois plus grand que celui du béton ($E_s = 15E_b$; $\eta = 15$).

I.6. Actions et Sollicitations :

- **Les Actions :**

Les Règles BAEL91 distinguent **article (A. 3.1, 1)**:

— les actions **permanentes**, notées **G**, dont l'intensité est constante ou très peu variable dans le temps, ou varie toujours dans le même sens en tendant vers une limite comme, par exemple, les actions dues aux déformations différées du béton (retrait, fluage) :

— les actions **variables**, notées **Q_i**, dont l'intensité varie fréquemment et de façon importante dans le temps ;

— les actions **accidentelles**, notées **E**, provenant de phénomènes rares (séisme, chocs,...).

Les valeurs des actions à introduire dans les calculs ont généralement un caractère nominal; celles visées ci-après sont des valeurs forfaitaires et simplifiées, qui tiennent lieu de valeurs caractéristiques ou de valeurs représentatives telles qu'elles sont définies dans les Directives communes.

- **Les sollicitations :**

Les sollicitations sont les moments de flexion, les moments de torsion, efforts normaux et

Efforts tranchants- résultat des actions

- **Principes et Justifications :**

- Les justifications font intervenir :
- Les valeurs représentatives, prises égales en général, à leurs valeurs nominales
- Les combinaisons d'actions, qui sont spécifiques aux états limites considérés

Sollicitations de calcul vis-à-vis des états limites ultimes de résistance (art A.3.3,2 B.A.E.L91) :

Les sollicitations à considérer résultent des combinaisons d'action. Dont on retient les plus défavorables :

- ❖ **Combinaison fondamentale (A.3.3 ,21):** lors des situations durables ou transitoires, il y a lieu de considérer :

$$1.35G_{\max} + G_{\min} + \gamma_{Q1} \cdot Q_1 + \sum 1.3 \Psi_{oi} \cdot Q_i$$

$\gamma_{Q1} = 1,5$ dans le cas général

$\gamma_{Q1} = 1,35$ dans les cas particuliers (température ... et)

- ❖ **Combinaisons accidentelle (A.3.3 ,22):** Si elles ne sont pas définies par des textes spécifiques

les combinaisons à considérer sont les suivantes :

$$G_{\max} + G_{\min} + F_A + \Psi_{11} \cdot Q_1 + \sum \Psi_{2i} \cdot Q_i$$

F_A = valeur nominale de l'action accidentelle.

$\Psi_{11} \cdot Q_1$ = valeur fréquente d'une action variable.

$\sum \Psi_{2i} \cdot Q_i$ = valeur quasi permanente d'une autre action variable

Sollicitations de calcul vis-à-vis des états limites de service (art A.3.3,3) :

Elles résultent des combinaisons d'actions ci-après. Dites combinaisons rares.

$$G_{\max} + G_{\min} + Q_1 + \sum \Psi_{oi} \cdot Q_i$$

G_{\max} = l'ensemble des actions permanentes défavorables

G_{\min} = l'ensemble des actions permanentes favorables

Q_1 = une action variable dite de base

Q_i = une action variable d'accompagnement ($i > 1$)

Ψ_o, Ψ_1, Ψ_2 : Coefficient définis dans le (B.A.E .L91 article A .3.1,31)

Vérification de l'équilibre statique (art A.3.3,4-B.A.E.L91) :

On doit vérifier l'équilibre statique de tout ou partie des structures, pour chaque phase de montage et pour la structure complète.

Vérifications de la stabilité de forme (art A.3.3, 5-B.A.E.L91) :

Les sollicitations de calcul a considérer et la nature des justification a présenter sont Précisées a l'article A.4.4 du règlement B.A.E.L91

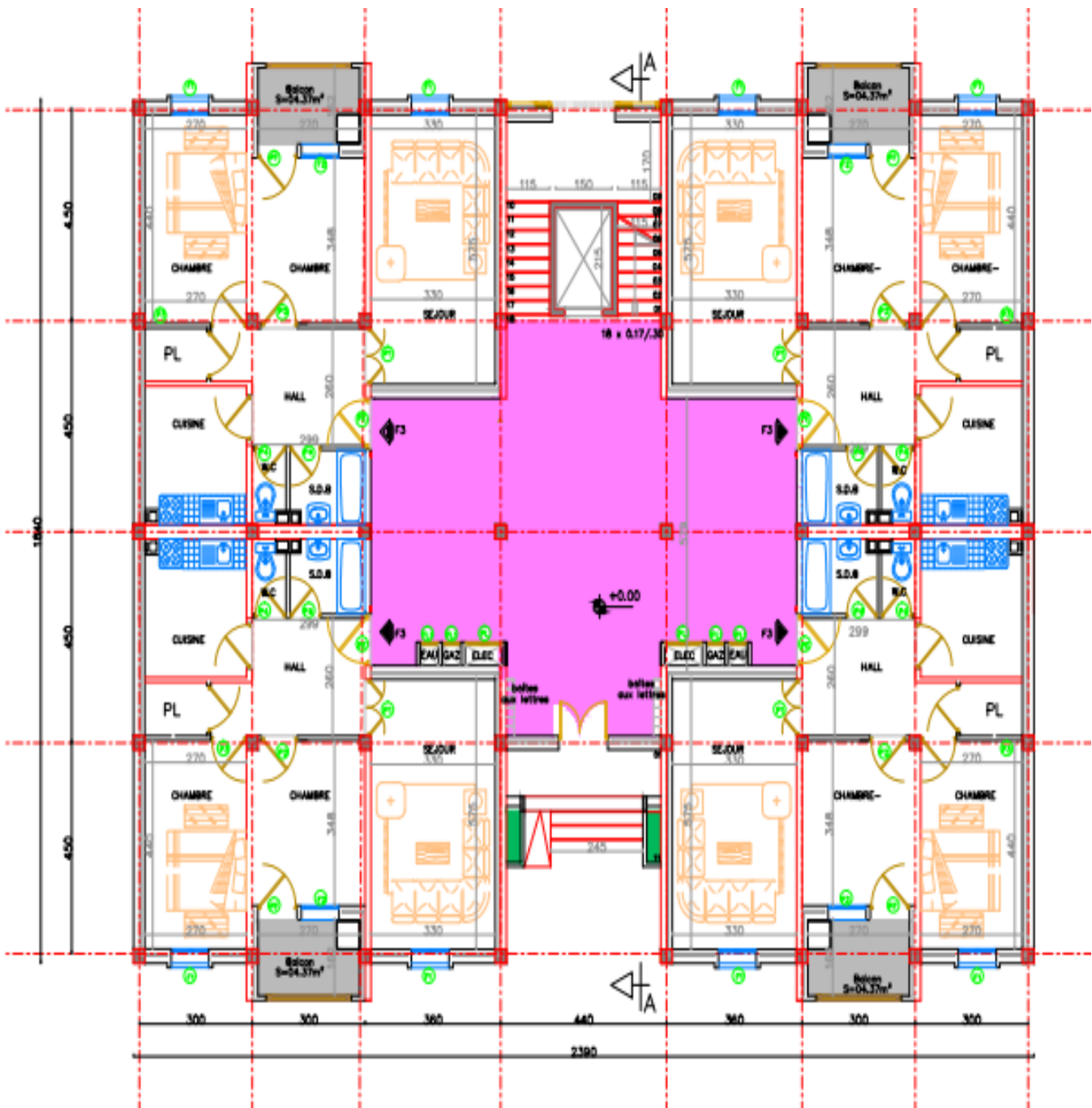


Fig.I.4 : Plan de RDC

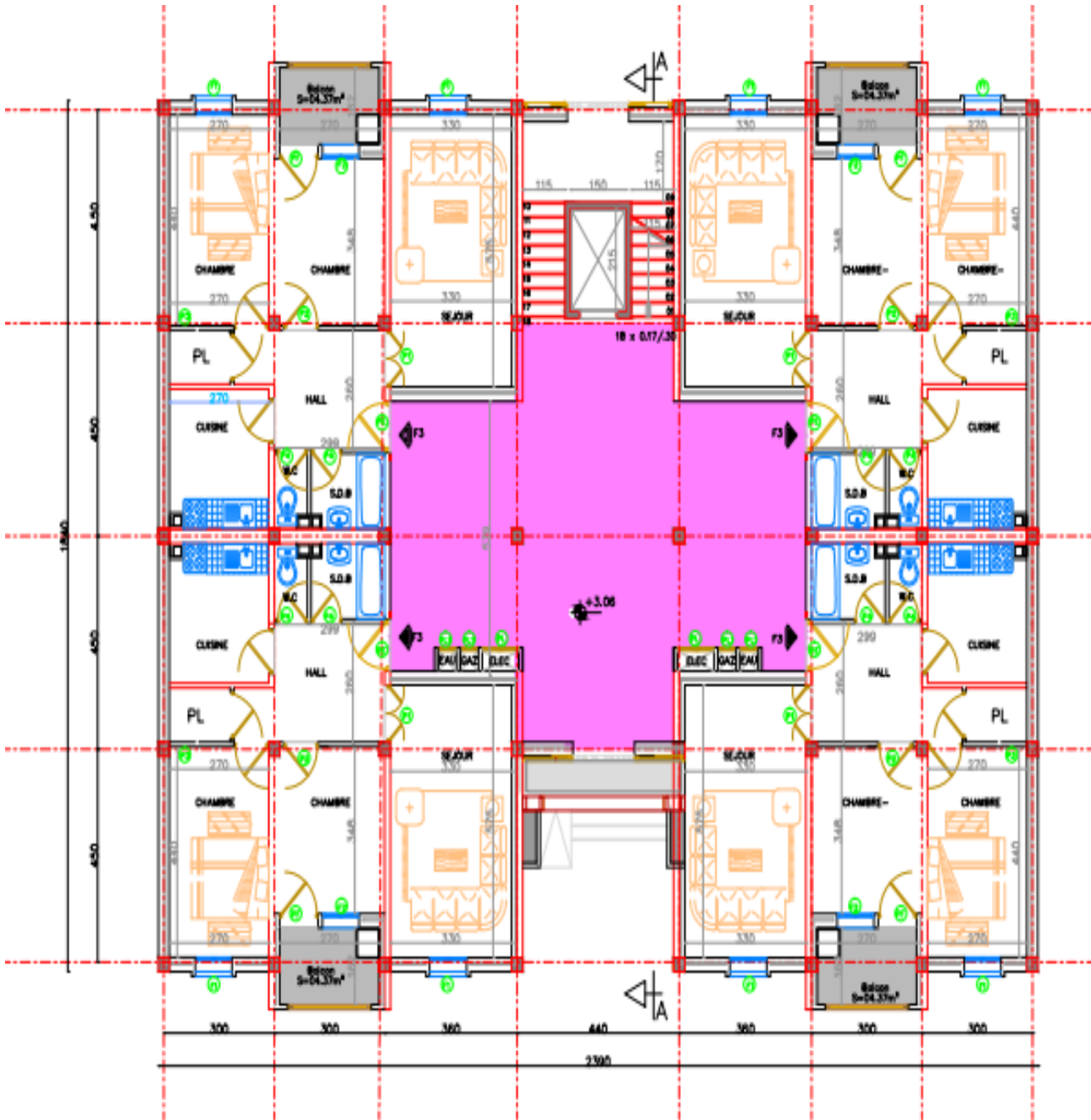


Fig.I.5 : Plan d'étage courant

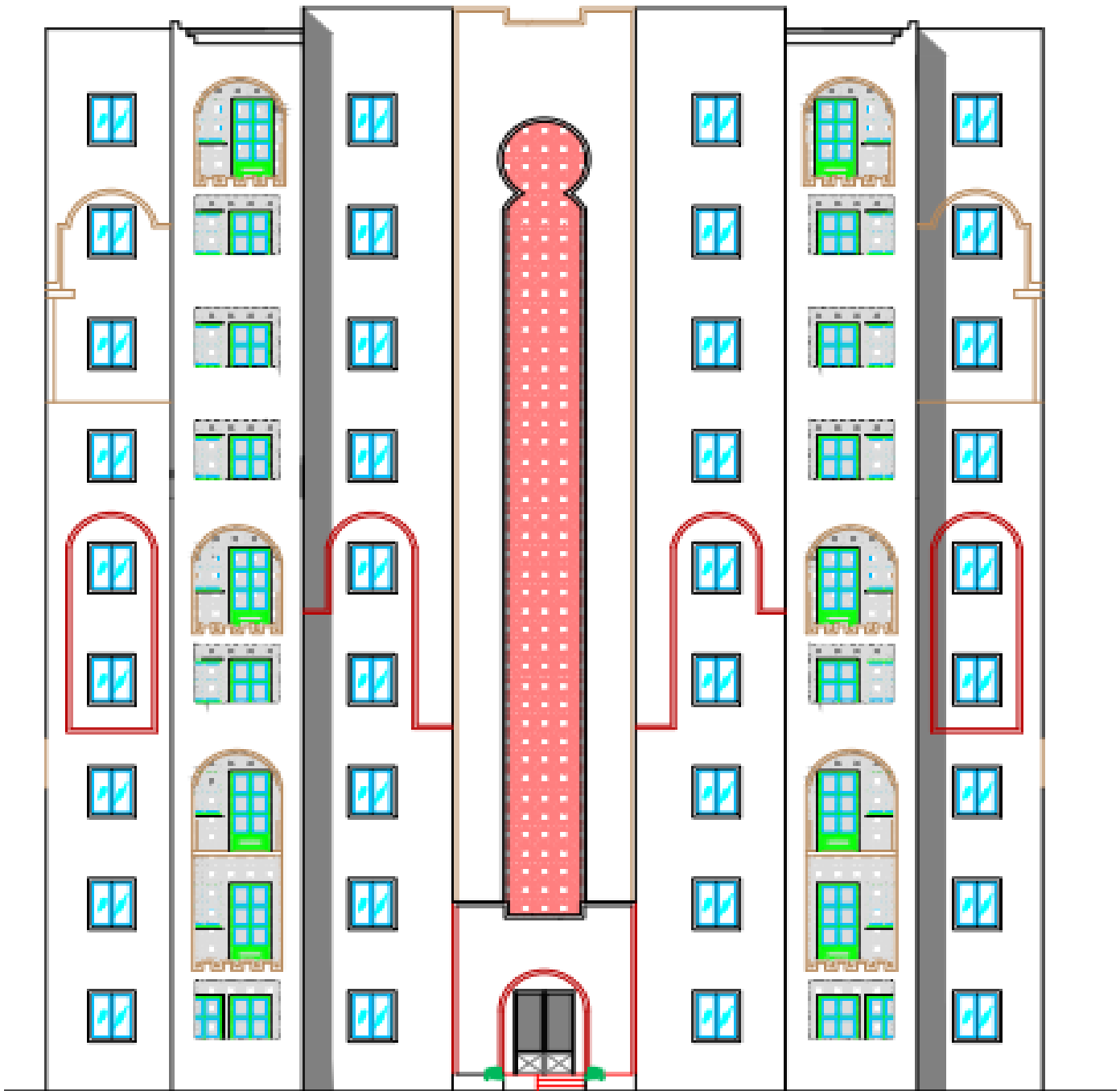


Fig.I.6 : Plan de façade principale

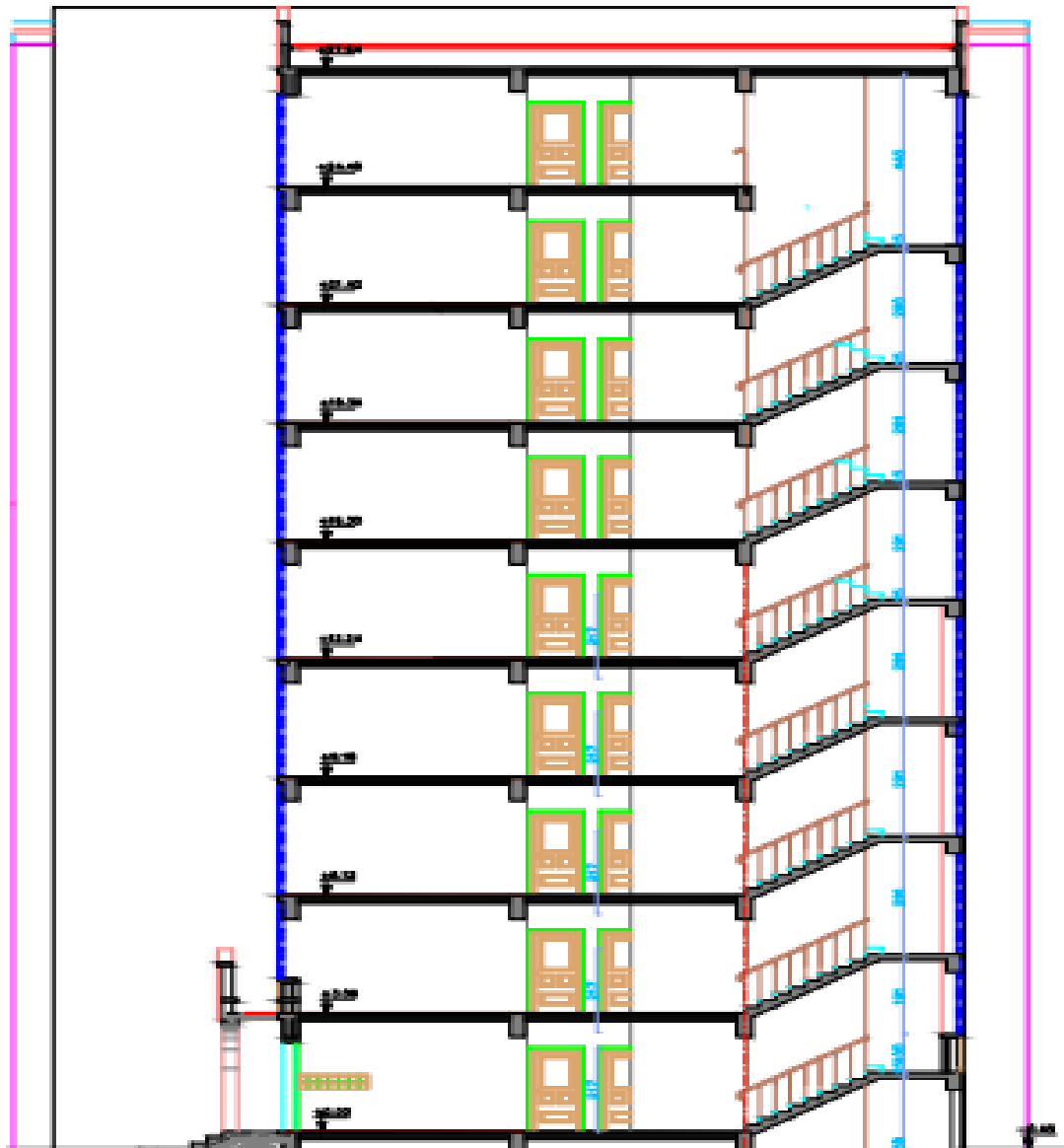


Fig.I.7 : Coupe A.A

Chapitre II :

Pré-dimensionnement Et Descente des charges

II-1-Introduction :

Le pré-dimensionnement des éléments résistants est une étape régie par des lois empiriques issues de l'expérience, cette étape représente le point de départ et la base de la justification à la résistance, la stabilité de l'ouvrage, pour ce faire, nous commençons par le pré-dimensionnement du sommet vers la base.

- Les planchers
- Les poteaux
- Les poutres
- Les voiles
- Les escaliers

Le pré-dimensionnement des éléments structuraux se fait selon les règles posées par le **BAEL91** et les règles parasismiques algériennes **RPA** et les normes techniques assurant la condition de la flèche et de résistance

II-2/ Pré-dimensionnement des éléments secondaires

II-2.1-Les Planchers:

Tous les planchers sont a corps-creux, ce choix a été adopté pour les conditions suivante :

- L'absence des charges concentrées importante sur les planchers
- Plus économique qu'une dalle pleine
- Bon isolation phonique et thermique

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

En se basant sur la condition des flèches du règlement BAEL 91 (art B.6.8, 424).

$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22.5} \Rightarrow h_t \geq \frac{L}{22.5}$$

L : la plus grande portées parallèles aux poutrelles (L=440cm)

$$\text{Donc : } h_t \geq \frac{440}{22.5} \Rightarrow h_t = 19.55 \text{ cm}$$

On prend l'épaisseur du planches $h_t=20\text{cm}$.

On adopte un plancher de corps creux (16+4) $\left\{ \begin{array}{l} 16 \text{ cm : hauteur de corps creux} \\ 4 \text{ cm : hauteur de dalle compression} \end{array} \right.$

Les caractéristiques géométriques des poutrelles :

La section transversale des nervures est assimilée à une section en tés (T) de caractéristique géométrique suivants :

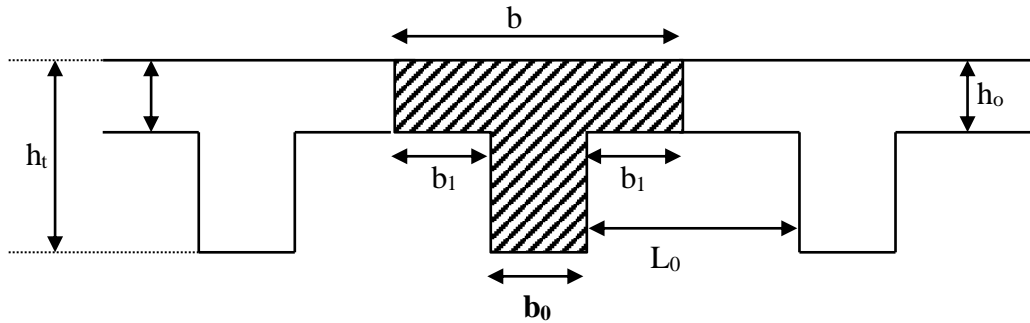


Fig. II.1 : Les caractéristiques géométriques des poutrelles

On a : $b = 2b_1 + b_0$

$b_0 \geq [0.2h_t ; 0.5h_t]$ avec $h_t = 20 \text{ cm}$

$b_0 \geq [4 ; 10] \Rightarrow b_0 = 10 \text{ cm}$

$L_0 = 65 - b_0 \Rightarrow L_0 = 65 - 10 = 55 \text{ cm}$

$b_1 = \min \left[\frac{L_0}{2} ; \frac{L_{max}}{10} \right] = \min \left[\frac{55}{2} ; \frac{440}{10} \right] = \min [27.5 ; 44] \Rightarrow b_1 = 27.5 \text{ cm} \dots\dots (cv)$

Donc : $b = 2b_1 + b_0$

A.N : $b = 2(27.5) + 10 \Rightarrow b = 65 \text{ cm}$

Tableaux récapitulatif :

Epaisseur de la dalle de compression	4cm
Epaisseur de l'entrevous	16cm
La largeur b_0 des nervures	10cm
Distance L_0 entre deux nervures	55cm
Entraxe des nervures	65cm

II-2.2/L'acrotère :

L'acrotère est un élément complémentaire des planchers-terrasse

Pour l'objectif d'assurer la sécurité totale au niveau de la terrasse

Inaccessible et de protéger le gravier de la poussée du vent, d'où il forme un écran.

II-2.3 /Les voiles :

Pré dimensionnement des murs en béton armé justifiés par l'article 7.7.1 du RPA99 ils servent d'une part à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et vent) et d'autre part de reprendre les efforts verticaux qu'ils transmettent aux fondations.

Les charges verticales: charges permanentes et surcharges.

Les actions horizontales: effet de séisme et du vent.

Les voiles assurant le contreventement sont supposés pleins.

Seuls les efforts de translation seront pris en compte ceux de la rotation ne sont pas connues dans le cadre de ce pré dimensionnement.

D'après le RPA 99 version 2003 article 7.7.1 « les éléments satisfaisants la condition ($L \geq 4 e$) sont considérés comme des voiles, contrairement aux éléments linéaires. » avec

L : porté du voile.

e : épaisseur du voile.

L'article 7.7.1 RPA99 « l'épaisseur minimale 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 au extrémités comme indique la figure ci-après :

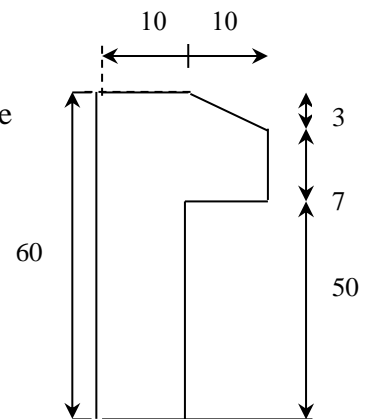


Fig.II.2: Detail de l'acrotère

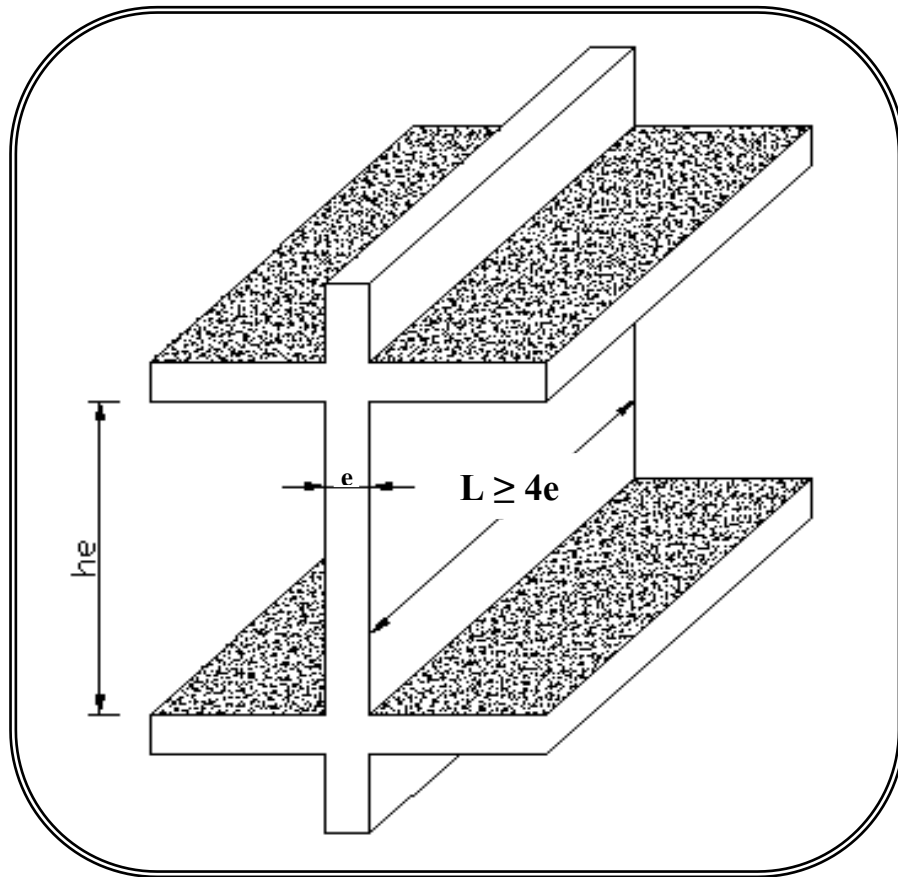


Figure II-3 : Coupe de voile en élévation

S'agissant de notre projet on a pour :

$$e \geq \text{Max} (h_c/25, h_e/22, h_c/20)$$

$$h_e = 3,06 - 0,20 = 2,86\text{m}$$

$$e \geq h_e/20 = 286/20 = 14,3 \text{ cm}$$

On prend l'épaisseur de voile suivant le RPA99 : $e = 15\text{cm}$

II-2.4/ Les escaliers :

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

Notre bâtiment comporte un seul type d'escalier.

Il est déterminé par les paramètres suivants :

- Cage d'escalier : mure ou voiles entourant l'escalier.
- Marche (giron) "g" : la partie horizontale des gradins constituant l'escalier.
- Contre marche " h " : la hauteur de marche.
- Paillasse : partie inclinée servant de support aux marches sur toute leur largeur.
- Palier : partie horizontale d'accès ou d'arrivée d'une volée.
- Largeur de marche :

Relation entre hauteur et la largeur pour que l'escalier puisse être monté facilement :

Formule de **Blondel** : $59 \leq g + 2 h \leq 66$ (en cm).

On pratique on prend : $g + 2 h = 64$ cm.

Pré dimensionnement:

Hauteur : $H=3.06$ m

• La marche et la contre marche :

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

$$25 \leq g \leq 32 \text{ cm}$$

hauteur de la contre marche:h

g: largeur de marche (giron).

➤ On prend:

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

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

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

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

Nombre de contre marche: $n = \frac{H}{h}$

n : nombre de contremarche.

H : hauteur d'étage.

h:hauteur de la contre march

$$A N . n = \frac{306}{17} = 18$$

Pour deux volées $n=18$

Pour une volée $n=9$

• Longueur de la volée:

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

• Inclinaison de la pailasse:

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

H:hauteur d'étage =3.06 m

L:Longueur de la volée =2.40 m

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

- **Épaisseur de la paillasse :**

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

On a $l = 240 + 170$ cm

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

$$\frac{410}{30} \leq e \leq \frac{410}{20} \rightarrow 13.66 \leq e \leq 20.5 \rightarrow e = 16 \text{ cm}$$

- **Longueur du palier de repos:** $4.10 - 2.4 = 1.70$ m

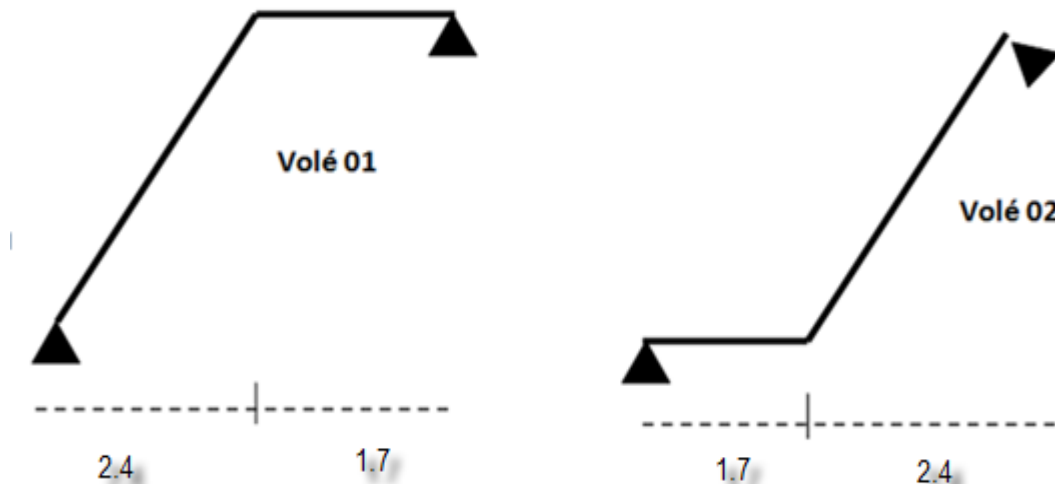


Fig.II.4 : schéma statique de l'escalier

II-2-5 Console:

$$h \geq \left(\frac{1}{15} \div \frac{1}{10} \right) L_{\max}, l_{\max} = 1.10 \text{ m}$$

$$h \geq (7.33 \div 11) \text{ cm}$$

Donc on prend $h = 14$ cm

II-3-Pré-dimensionnement des éléments porteurs :

II-3-1- Les Poutres :

II-3-1-1-Poutres principales :

Ce sont des éléments porteurs horizontaux en béton armé, elles se transmettent les charges aux poteaux.

Le pré dimensionnement de la section transversale est donné comme suit :

- Condition de portée "BAEL91" :

$$L_{\max}=4.50\text{cm}$$

L_{\max} : les plus grands portés

$$\text{On a: } \frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10} \Rightarrow \frac{450}{15} \leq h \leq \frac{450}{10} \Rightarrow 30 \leq h \leq 45$$

On prend: $h=45$ cm

$$0.3h \leq b \leq 0.5h \Rightarrow 13.5 \leq b \leq 22.5$$

On prend : $b=30$ cm

- Condition du RPA 2003 :

Les poutres doivent respecter les dimensions suivant :

$$\triangleright b \geq 20\text{cm} \Rightarrow b = 30 \geq 20\text{cm} \dots\dots\dots \text{Cv}$$

$$\triangleright h \geq 30\text{cm} \Rightarrow h=45 \geq 30\text{cm} \dots\dots\dots \text{Cv}$$

$$\triangleright \frac{h}{b} \leq 4 \Rightarrow \frac{45}{30} \leq 4 \Rightarrow 1.5 \leq 4 \dots\dots\dots \text{Cv}$$

Les conditions de BAEL et le RPA ont vérifiées; donc on adopte une section de (30×45) cm² pour les poutres principales.

II-3-1-2-Poutres secondaires :**- Condition de portée "BAEL91" :**

$$L_{\max}=4.40\text{cm}$$

L_{\max} : les plus grands portés

$$\text{On a: } \frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10} \Rightarrow \frac{440}{15} \leq h \leq \frac{440}{10} \Rightarrow 29.33 \leq h \leq 44$$

On prend: $h=40$ cm

$$0.3h \leq b \leq 0.5h \Rightarrow 10.5 \leq b \leq 17.5$$

On prend : $b=30$ cm

- Condition du RPA 2003 :

Les poutres doivent respecter les dimensions suivant :

$$\triangleright b \geq 20\text{cm} \Rightarrow B = 30 \geq 20\text{cm} \dots\dots\dots \text{Cv}$$

$$\triangleright h \geq 30\text{cm} \Rightarrow h=40 \geq 30\text{cm} \dots\dots\dots \text{Cv}$$

$$\triangleright \frac{h}{b} \leq 4 \Rightarrow \frac{40}{30} \leq 4 \Rightarrow \leq 4 \dots\dots\dots \text{Cv}$$

Les conditions de BAEL et le RPA ont vérifiées; donc on adopte une section de (30,40) cm² pour les poutres secondaires.

II-3.2/Les poteaux:

Les poteaux sont les éléments porteurs et assure un certain contreventement plancher poutre, ils doivent supportent principalement les charges et les surcharges verticales leur dimensions doivent satisfaire les conditions données Selon R.P.A 99 (version 2003)

Les dimensions des poteaux doivent respecter les conditions suivantes :

- ❖ $\text{Min} \{b_1, h_1\} \geq 25 \text{ cm}$
- ❖ $\text{Min} \{b_1, h_1\} \geq h_e/20$
- ❖ $\frac{1}{4} \leq \frac{b_1}{h_1} \leq 4$

On prend section rectangulaire : **b=45cm ; h=55cm**

Vérification: (dimensions minimales RPA)

- $\text{Min} \{45, 55\} \geq 25 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{CV}$
- $\text{Min} \{45, 55\} \geq \frac{306}{20} = 15.3 \text{ (RDC + étage courant) } \dots\dots\dots \text{CV}$
- $0.25 \leq \frac{45}{55} = 0.81 \leq 4 \dots\dots\dots \text{CV}$
-

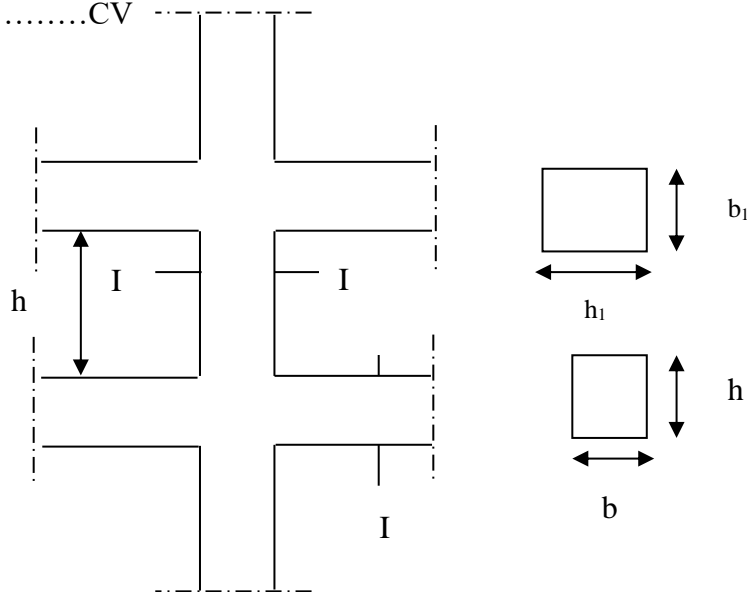


Fig. II.5 : coffrages des poteaux

II-5-Évaluation des charges et des surcharges:

Les charges permanents G sont obtenues à partir des dimensions géométriques des éléments et des ouvrages, déduits des plans et du poids volumique des matériaux les constituant. Et les surcharges d'exploitations Q sont évaluées selon le

D.T.R.B.C.2.2

II-5-1-Acrotère :

1-1-Evaluation des charges :

G: poids de l'acrotère par mètre linéaire.

$$G = (0,1 \times 0,6 + [(0,07 + 0,1)/2] \times 0,1) \times 2500 = 171,25 \text{ dan/ml.}$$

1-2-Évaluation des surcharges :

-D'après D.T.R BC 2.2 :

Q = 100 kg/ml (plancher terrasse inaccessible).

-D'après RPA99:

Les forces horizontales de calcul F_p agissant sur les éléments non structuraux et les équipements ancrés à la structure sont calculées suivant la formule: $F_p = 4.A.c_p.W_p$.

-A= coefficient d'accélération de zone obtenu dans le tableau (4.1) pour la zone et le groupe d'usage appropriés, dans notre projet (zone IIa, groupe d'usage 2), on a $A = 0,15$.

- C_p : facteur de force horizontale variant entre (0,3 et 0,8) obtenu du tableau (6.1) élément en console, $c_p = 0,8$.

W_p : poids propre de l'acrotère $W_p = 171,25 \text{ kg/ml}$.

Donc $F_p = 4.A.c_p.w_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 171,25 = 82,2 \text{ kg/ml}$.

$F = \max(Q, F_p) \Rightarrow F = Q = 100 \text{ kg/ml}$

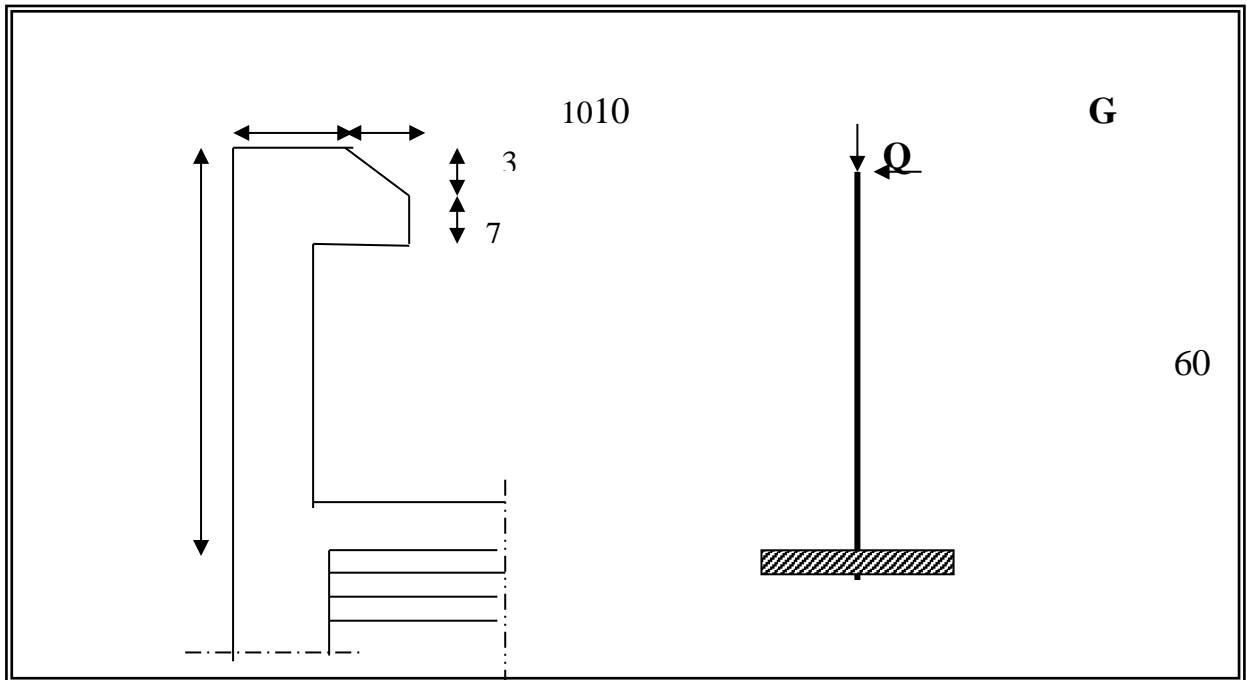


Fig-II-3-Détail de l'acrotère

II-5-2-Escalier :

2-1-Pour la paillasse :

-Charge permanente : (DTR B.C 2.2)

*Paillasse (a) :

N°	Désignations	e (m)	γ (N/m ³)	Charges (N/m ²)
1	Carrelage+mortier de pose	0,03	20000	600
2	Poids des marches	0,17/2	22000	1870
3	Poids de la paillasse	0,16/cos α	25000	4742.75
4	Poids des gardes corps			200
				G=7412

-Surcharge d'exploitation: (DTR B.C 2.2)

$$Q = 2500 \text{ N/m}^2.$$

2-2-Pour le palier de repos :

-Charge permanente : (DTR B.C 2.2)

N°	Désignations	e (m)	γ (N/m ³)	Charges (N/m ²)
1	Carrelage+mortier de pose	0,03	20000	600
2	Poids de palier	0,16	25000	4000
3	Poids des gardes corps			200
				4800

-Surcharge d'exploitation: (DTR B.C 2.2)

$$Q = 2500 \text{ N/m}^2$$

II-5-3-Planchers :

3-1-Plancher à corps creux:

Plancher terrasse:

-Charge permanente:D'après DTR BC 2.2

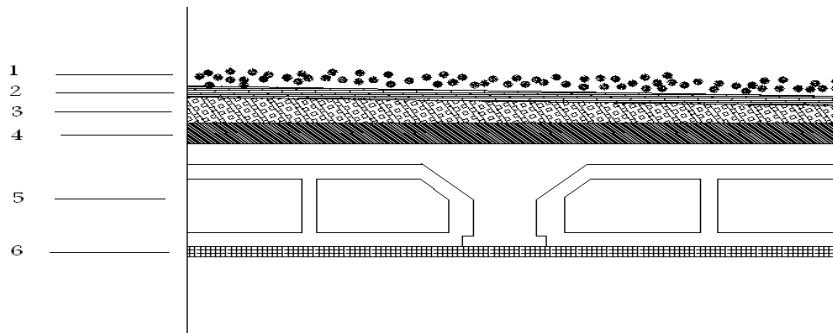


Fig. II.6 : plancher terrasse

N°	Désignations	e (m)	$\gamma(\text{N/m}^3)$	Charges (N/m^2)
1	Gravillon roulé de protection	0,05	20000	1000
2	Etanchiété multicouches	0,02	6000	120
3	Forme de pente	0.1	20000	2000
4	Isolation thermique en liège	0,04	4000	160
5	Plancher à corps creux	0,20	-	2800
6	Enduit en plâtre	0,02	10000	200
				G = 6280

-Surcharge d'exploitation: $Q = 1000 \text{ N/m}^2$.

Tab. II.2 : Evaluation des charges (Plancher terrasse)

Plancher étage courant:

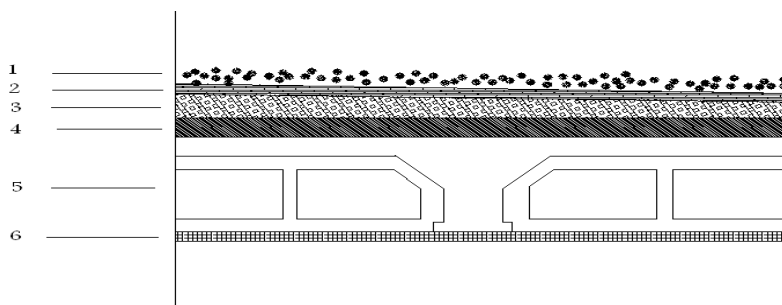


Fig. II.7 : Plancher étage courant

-Charge permanente:D'après DTR BC 2.2

N°	Désignations	e (m)	γ (N/m ³)	Charges (N/m ²)
1	Cloisons légères	-	-	1000
2	Carrelage	0,02	22000	440
3	mortier de pose	0,02	20000	400
4	Plancher à corps creux	0,20	14000	2800
5	Enduit en plâtre	0,02	10000	100
6	Lit de sable	0,02	18000	360
				G = 5100

-Surcharge d'exploitation: Q = 1500 N/m².

Tab. II.3 : Evaluation des charges (Plancher couront)

II.3.3/Mur extérieurs :

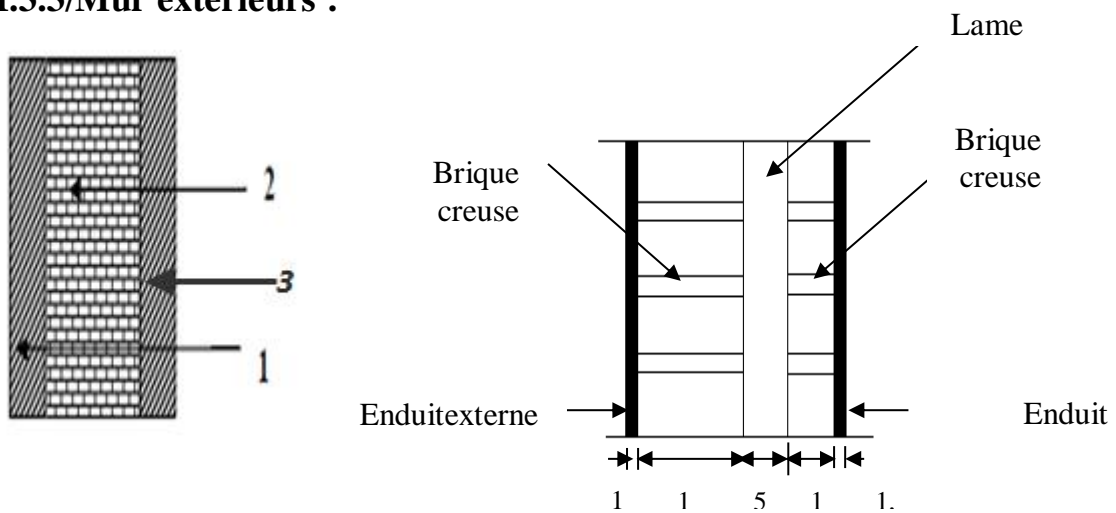


Fig.II.8 : Mur extérieurs

N°	Désignations	e (cm)	Charges (N/m ²)
1	Enduit	2	40
2	Briques creuses	10	90
3	Briques creuses	15	130
Charge Permanente total		0,01	G=260Kg/ m²

Tab. II.5 : Evaluation des charge (Mur extérieurs)

II-4-Dalle terrasse de l'ascenseur :

-Charge permanente:D'après DTR BC 2.2

N°	Désignations	e (m)	$\gamma(N/m^3)$	Charges (N/m ²)
1	Gravillon roulé de protection	0,05	20000	1000
2	Etanchiété multicouches	0,02	6000	120
3	Forme de pente	0.05	22000	1100
4	Isolation thermique en liège	0,04	4000	160
5	Dalle en béton armé	0,12	25000	3000
6	Enduit en plâtre	0,01	10000	100
				G = 5480

-Surcharge d'exploitation: Q = 1000 N/m².

II-5- balcon :**5-1-Terrasse :**

-Charge permanente:

N°	Désignations	e (m)	$\gamma(N/m^3)$	Charges (N/m ²)
1	Gravillon roulé de protection	0,04	20000	800
2	Etanchiété multi couches	0,02	6000	120
3	Forme de pente	0.05	22000	1100
4	Isolation thermique en liège	0,04	4000	160
5	Dalle en béton armé	0,14	25000	3500
6	Enduit en plâtre	0,01	10000	100
				G = 5780

-Surcharge d'exploitation: Q = 1000 N/m².

Tab. II.6: Evaluation des charge (Balcon accessible)

5-2-Etage courant:

-Charge permanente:

N°	Désignations	e (m)	$\gamma (N/m^3)$	Charges (N/m ²)
1	Revetement en Carrelage	0,02	22000	440
2	mortier de pose	0.02	20000	400
3	Dalle en béton armé	0,14	25000	3500
4	Enduit en plâtre	0,02	10000	200
				G = 4540

-Surcharge d'exploitation: Q = 3500 N/m².

Tab. II.7: Evaluation des charge (Balcon non accessible)

II.6/Descente des charges:

La descente des charges consiste à calculer pour chaque élément vertical les charges reprises, en partant de l'étage le plus haut et de calculer jusqu'aux fondations. Ce calcul doit être fait pour les catégories de charges suivantes :

- Charge permanente "G"
- Charge d'exploitation "Q"

La loi de dégression des charges: (D.T.R.B.C article 63)

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

- Pour le toi 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).

Poteau central C4 :

Surface afférente :

$$S_G = (2.25+2.25) \times (1.8+2.2) = 18 \text{ m}^2$$

$$S_Q = ((2.25+2.25) + 0.40) \times (1.8+2.2) + 0.55$$

$$S_Q = 22.29 \text{ m}^2$$

$$S_{Q1} = 22.29 - (0.45 \times 0.55) = 22.04 \text{ m}^2$$

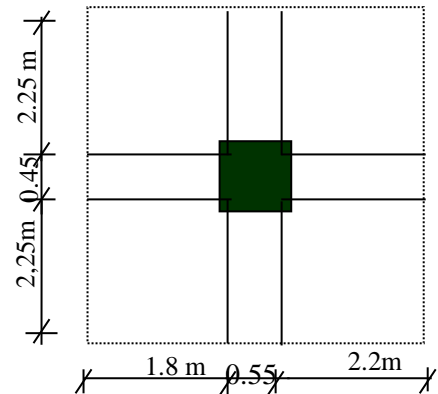


Fig.II.9 : Poteau central C4

Niveau	Elements	G (KN)	Q(KN)
N1-1	Plancher terrasse (6.28x18) =113.04 Poutre principal (0.30x0.45x4.5)25=15.18 Poutre secondaires (0.30x0.40x4)25=12	140.22	21.56x1= 21.56 (kN)

N2-2	<i>Venant 1-1</i> 140.22 Poteau $:(0,45).(0,55).(3.06).25 = 18.93$	159.15	21.56
N3-3	<i>Venant 2-2</i> 159.15 Plancher. E.C $:5.10 \times 18 = 91.8$ Poutre principal $(0.30 \times 0.45 \times 4.5)25 = 15.18$ Poutre secondaires $(0.30 \times 0.40 \times 4)25 = 12$	278.13	$21.56 + (21.4 \times 1.5) = 53.66$
N4-4	- <i>Venant 3-3</i> : 278.13 - Poteau $:(0,45).(0,55).(3.06).25 = 18.93$	297.06	53.66
N5-5	<i>Venant 4-4</i> : 297.06 <i>P.E.C + PP + PS = 118.98</i>	416.04	$53.66 + (32.1 \times 0.9) = 82.55$
N6-6	- <i>Venant 5-5</i> : 416.04 - Poteau $:(0,45).(0,55).(3.06).25 = 18.93$	434.97	82.55
N7-7	<i>Venant 6-6</i> : 434.97 <i>P.E.C + PP + PS = 118.98</i>	553.95	$82.66 + (32.1 \times 0.8) = 108.34$
N8-8	<i>Venant 7-7</i> : 553.95 - Poteau $:(0,45).(0,55).(3.06).25 = 18.93$	572.88	108.34
N9-9	<i>Venant 8-8</i> : 553.95 <i>P.E.C + PP + PS = 118.98</i>	691.86	$108.34 + (32.1 \times 0.7) = 130.81$
N10-10	<i>Venant 9-9</i> : 691.86 - Poteau $:(0,45).(0,55).(3.06).25 = 18.93$	710.79	130.81
N11-11	<i>Venant 10-10</i> : 710.79 <i>P.E.C + PP + PS = 118.98</i>	829.77	$130.81 + (32.1 \times 0.6) = 150.07$
N12-12	<i>Venant 11-11</i> : 829.77 - Poteau $:(0,45).(0,55).(3.06).25 = 18.93$	848.7	150.07
N13-13	<i>Venant 12-12</i> : 848.7 <i>P.E.C + PP + PS = 118.98</i>	967.68	$150.07 + (32.1 \times 0.5) = 166.12$
N14-14	<i>Venant 13-13</i> : 967.68 - Poteau $:(0,45).(0,55).(3.06).25 = 18.93$	986.61	166.12
N15-15	<i>Venant 14-14</i> : 986.61 <i>P.E.C + PP + PS = 118.98</i>	1105.59	$166.12 + (32.1 \times 0.5) = 182.17$
N16-16	<i>Venant 15-15</i> : 1105.59	1124.52	182.17

	- Poteau : $(0,45).(0,55).(3,06).25 = 18.93$		
N17-17	Venant 16-16 : 1124.52 $P.E.C + PP + PS = 118.98$	1243.5	182.17 + $32.1 \times 0.5 = 198.22$
N18-18	Venant 17-17: 1243.5 - Poteau : $(0,45).(0,55).(3,06).25 = 18.93$	1262.43	198.22
	$G_{total} =$	1262.43	$Q_{total} = 198.22$

Tab. II.8 : Descente des charges Poteau central C4

Calcul des sollicitations:

Poteau	G (KN)	Q (KN)	$N_u = 1.35G + 1.5Q$ (KN)	$N_s = G + Q$ (KN)
Central	1262.43	198.22	1920.307	1400.44
	162430(N)	198220(N)	1920307(N)	1400440(N)

Tab. II.9 : les valeurs des sollicitations

3-Verification de la section de poteau : BAEL91 (B.8.4,1)

L'effort normal agissant ultime N_u d'un poteau doit être au plus égale à la valeur

$$\text{suivante : } N_u \leq \bar{N} = \alpha \left[\frac{B_r \cdot f_{c28}}{0.9 \cdot \gamma_b} + A \frac{f_e}{\gamma_s} \right]$$

$$- N_u = 1,35G + 1,5Q$$

- α : est un coefficient fonction de l'élanement mécanique λ .

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

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

$$L_f = 0.7L_0 = 0.7 \times 3.06 \Rightarrow L_f = 2.14 \text{ m}$$

$$b = h \rightarrow \lambda_x = \lambda_y$$

$$\lambda = \sqrt{12} \frac{0.7 \times 3.06}{0.45} = 16.48$$

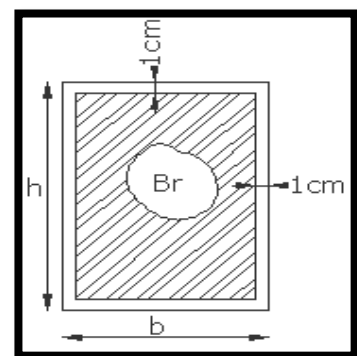


Fig.II.10: la section de poteau

$$\lambda=16.48 < 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1+0.2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \rightarrow \alpha=0.804$$

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

$$B_r = (h-2)(b-2) = (45-2)(55-2) = 2279 \text{ cm}^2$$

$$-\gamma_b = 1.50 \quad ; \quad \gamma_s = 1.15 \quad .$$

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

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

$$B = 45 \times 55 = \Rightarrow B = 2475 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min}^{\text{BAEL}} = \max (4 \text{ cm}^2/\text{m de périmètre}, 0,2\%B) \Rightarrow A_{\min}^{\text{BAEL}} = \max(4 \text{ cm}^2/\text{m} ; 3.2 \text{ cm}^2) \Rightarrow$$

$$A_{\min}^{\text{BAEL}} = 4 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min}^{\text{RPA}} = 0.8 \% B \quad (\text{zone IIa}) \Rightarrow A_{\min}^{\text{RPA}} = 12.80 \text{ cm}^2$$

4-Tableau récapitulatif :

Niveau	N_u (KN)	A_{\min}^{BAEL} (cm ²)	A_{\min}^{RPA} (cm ²)	A (cm ²)	B_r (cm ²)	\bar{N} (KN)	Condition
RDC+8	1934.664	4	12.80	12.80	1444	2507.9103	Verifier

Tab.II.10 : récapitulatif

Donc les sections choisies sont suffisantes dans tous les étages

- RDC+8 étages : (45×55) cm².

Chapitre III :

Etude des éléments secondaires

III.1/ Introduction :

Les éléments non structuraux sont les éléments qui n'ont pas une fonction porteuse ou de contreventement.

Le calcul des éléments secondaires se fait généralement sous l'action des charges permanentes et des surcharges d'exploitation. Ce pendant, certains doivent être vérifiés sous l'action de la charge sismique (la composante verticale ou horizontale) comme ils doivent répondre aux dispositions constrictives de la réglementation parasismique.

Dans le présent chapitre, on va aborder le calcul des éléments non structuraux suivants :

- L'acrotère
- Les planches
- Les escaliers
- Les balcons

III-1-L'acrotère:

III.1.1-Introduction:

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.1.2/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".

III-2-3- Section :

Le calcul de l'acrotère s'effectuera en considérant une bande de 1 m de largeur et comme la force Q peut agir suivant les deux sens

$$b = 100 \text{ cm} ; h = 10 \text{ cm} ; C = 3 \text{ cm} ; d = 7 \text{ cm}$$

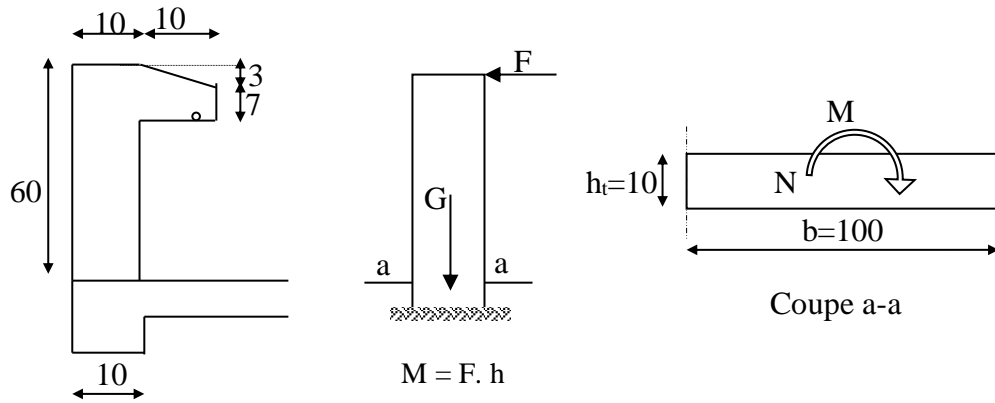


Fig.III.1.Diagramme des forces internes

III-1-3-Sollicitation :

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

$$M = q \times h = 1 \times 0.6 = 0.6 \text{ kN.m}$$

$$N_u = g = 1.71 \text{ kN.}$$

$$T = q = 1 \text{ kN.}$$

III-1-3-1-Calcul des sollicitations:

1 -Poids propre : $W_p = 1.71 \text{ KN} / \text{ml}$

2 -La surcharge d'exploitation : $Q = \max(F, F_p)$

3 -La force horizontale F_p : (RPA 99 « version 2003 », Art 6-2-3 P54).

$$F_p = 4 A C_p W_p$$

Avec :

-A :(Coefficient d'accélération de zone « Tab 4-1 ») = 0.15 ;

- C_p :(Facteur de force horizontale « Tab 6-1 ») = 0.8 ;

- $F=q$

$$F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 1.71 = 0.82 \text{ KN} / \text{ml}$$

Donc la charge d'exploitation est donnée par :

$$Q = \max \{ F, F_p \} \Rightarrow Q = \max \{ 1, 0.820 \}$$

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

• Moments et effort normaux:

$$M_{ELU} = 1,5 Q h = 1,5 \times 0,6 \times 1 = 0.9 \text{ KN.m.}$$

$$N_{ELU} = 1,35 G = 1,35 \times 1.71 = 2.308 \text{ KN.}$$

$$M_{ELS} = Q h = 1 \times 0,6 = 0,6 \text{ KN.m.}$$

$$N_{ELS} = G = 1,71 \text{ KN.}$$

III-1-4- Armatures longitudinales :

- **E.L.U :**

-Détermination de l'excentricité du centre de pression :

$$e_G = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,9}{2,308} = 0,389 \text{ m}$$

$$\frac{h}{2} = \frac{0,10}{2} = 0,05 \text{ m} \quad \Rightarrow e_G = 0,389 \text{ m} > h/2 = 0,05 \text{ m}$$

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

$$M_1 = M_u + N_u \left[\frac{h}{2} - c \right] = 0,9 + 2,308 \left[\frac{0,1}{2} - 0,03 \right] = 0,946 \text{ KN.m}$$

$$M_1 = 0,946 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{0,946 \times 1000}{14,2 \times 100 \times (7)^2} = 0,013 < \mu_l = 0,392$$

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

$$\alpha = 1,25 \left[1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right] = 0,016$$

$$\beta = (1 - 0,4\alpha) = 0,993$$

$$A_1^u = \frac{M_u^1}{\sigma_s \cdot \beta_1 \cdot d} = \frac{0,946 \times 1000}{348 \times 0,993 \times 7} = 0,391 \text{ cm}^2$$

Détermination de la section des armatures à la flexion composé :

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

$$A^u = 0,391 - \frac{2,308 \times 1000}{100 \times 348} = 0,324 \text{ cm}^2$$

- **E.L.S :**

Détermination de l'excentricité du centre de pression :

$$e = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0.6}{1.71} = 0.350 \text{ m}$$

La section est partiellement comprimée.

- **Calcul de la section à la flexion simple :**

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} f_e E; 110\sqrt{nf_{ij}}\right) = \min\left(\frac{2}{3} 400; 110\sqrt{1.6 \times 2.1}\right)$$

$$\bar{\sigma}_s = \min(266.66; 201.63) = \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ Mpa}$$

$$M_1^{ser} = M_{ser} + N_{ser} \left[\frac{h}{2} - c \right] = 0.6 + 1.71 \left[\frac{0.1}{2} - 0.03 \right] = 0.634 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_1}{\bar{\sigma}_s \cdot b \cdot d^2} = \frac{0.634 \times 1000}{201.63 \times 100 \times (7)^2} = 0.00064$$

$$\mu_1 = 0.00064 \Rightarrow a = 0.00080 \Rightarrow \beta_1 = 0.999$$

$$A_1^{ser} = \frac{M_1^{ser}}{\bar{\sigma}_s \cdot \beta_1 \cdot d} = \frac{0.6 \times 1000}{201.63 \times 0.999 \times 7} = 0.425 \text{ Cm}^2$$

- **Calcul de la section à la flexion composée :**

$$A^{ser} = A_1^{ser} - \frac{N_{ser}}{100 \bar{\sigma}_s} = 0.425 - \frac{1.71 \times 1000}{100 \times 348} = 0.375 \text{ cm}^2$$

III-1-5-Vérification :

- **Vérification à L'E.L.U :**

6-1 Condition De Non Fragilité : BAEL (A.4.2.1)

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

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

Donc :

$$A = \max (A^u ; A^{ser} ; A^{\min}) = (0.324 ; 0.375 ; 0.845) \Rightarrow A = A^{\min} = 0.845 \text{ cm}^2$$

On adopte :

$$A_y = 4 \text{ HA8} = 2.01 \text{ cm}^2$$

III-1-6- Contrainte de cisaillement :

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d}, \text{ est... } V_u = 1,5 \times Q \Rightarrow V_u = 1,5 \times 1 = 1500 \text{ N}$$

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

La fissuration est préjudiciable, alors :

$$\bar{\tau}_u = \min(0.10 f_{c28}; 3 \text{ MPa}) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 2.50 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.021 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2.50 \text{ MPa} \quad (\text{Condition .Vérifiée})$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

-Armatures De Répartition :

$$A_r = \left(\frac{1}{4}; \frac{1}{2}\right) A^\ell = \left(\frac{1}{4}; \frac{1}{2}\right) 2.01 = (0.50; 1).$$

On adopte : $A^r = 3 \text{ HA8} = 1.51 \text{ cm}^2$

-Espacement des armatures :

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

En prend $S_t = 25 \text{ cm}$

Dans le sens le moins sollicité ; $S_t \leq \min(4.h; 45 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq 40 \text{ cm.}$

En prend $S_t = 20 \text{ cm}$

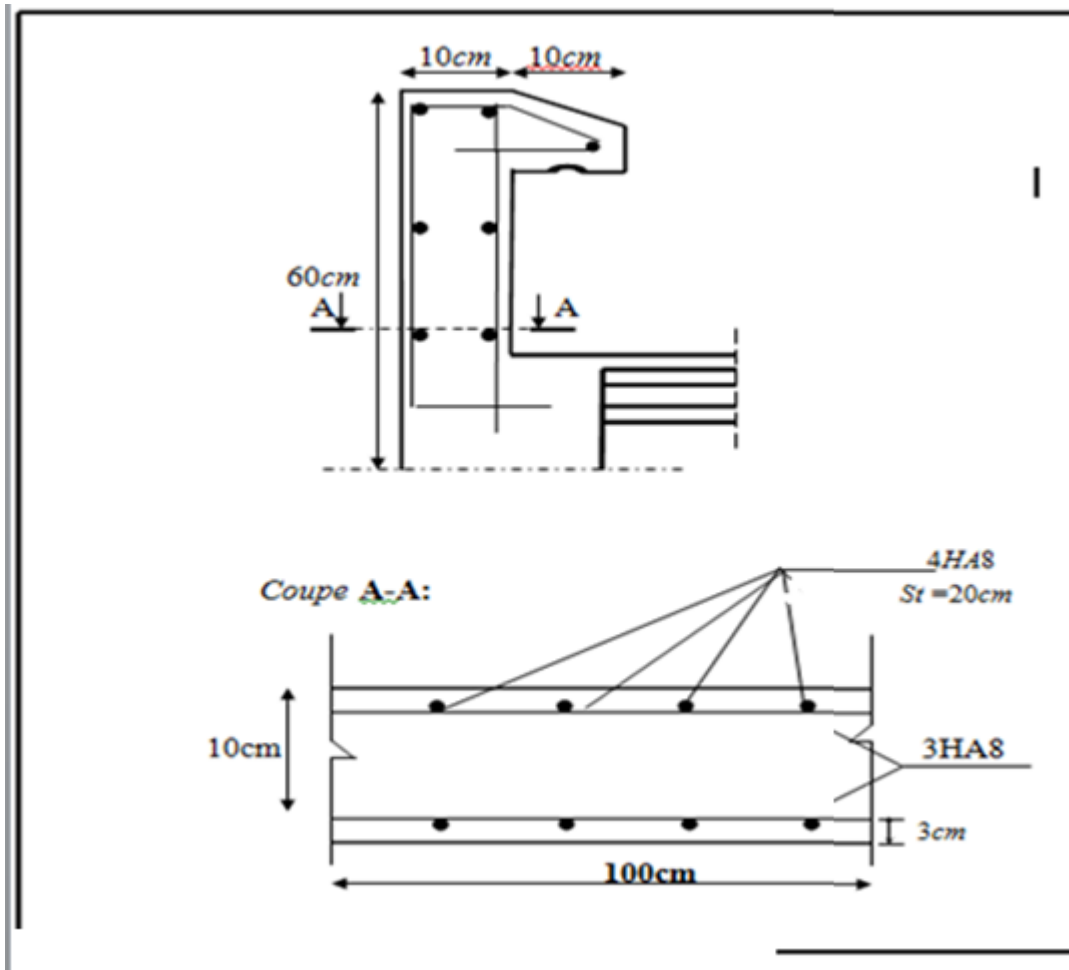
✓ **Présentation du ferrailage:**

Fig .III.2 : ferrailage de l'acrotère

III-2- Console**III-2-1-Methode 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-2-2- Evaluation des charges :**2-1 terrasse :**

$$g = G \times 1m = 5780 \text{ N/ml} \quad (\text{charge permanentes}).$$

$$q = Q \times 1m = 1000 \text{ N/ml} \quad (\text{surcharge d'exploitation})$$

$$P = \gamma \times h \times e = 25000 \times \left((0.6 \times 0.1) + \left(\frac{0.1 + 0.07}{2} \times 0.1 \right) \right) = 1712.5 \text{ N} \quad (\text{Poids de l'acrotère})$$

2-2 Étage courant :

$$g = G \times 1\text{m} = 4540 \text{ N/ml}$$

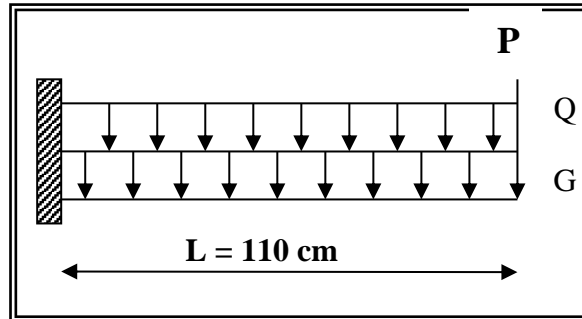
(charge permanentes).

$$q = Q \times 1\text{m} = 3500 \text{ N/ml}$$

(surcharge d'exploitation).

$$P = 2600 \times 3,06 \times 1\text{m} = 7956 \text{ N}$$

(poids du mur extérieure).

**Fig-III-3-1-schéma statique****III-2-3-Calcul des sollicitations:****3-1- Terrasse:**

$$M_g = g L^2 / 2 = 5780 \times (1.1)^2 / 2 = 3496.9 \text{ N.m}$$

$$M_q = q L^2 / 2 = 1000 \times (1.1)^2 / 2 = 605 \text{ N.m}$$

$$M_p = P \times \ell = 1712,5 \times 1,1 = 1883.75 \text{ N.m}$$

$$T_g = g \times \ell = 6358 \text{ N}$$

$$T_q = q \times \ell = 1100 \text{ N}$$

$$T_p = P = 1712,5 \text{ N}$$

3-2 Étage Courant :

M_g (N.m)	M_q (N.m)	M_p (N.m)	T_g (N)	T_q (N)	T_p (N)
2746.7	2117.5	8751.6	4994	3850	7956

4- 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 :**

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

		Terrasse	Étage courant
ELU	M_u (N.m)	8171.38	18698.56
	T_u (N)	12545.18	23257.5
ELS	M_{ser} (N.m)	6288.15	14674.55

5- Calcul du ferrailage :

5-1- Armatures Longitudinales :

5-1-1 Terrasse:

- E.L.U :

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 \sigma_b} = \frac{8171.38}{100 \times (12)^2 \times 14.2} = 0.0398$$

$$\mu = 0,0398 < \mu_t = 0,392 \rightarrow A' = 0$$

La section est simplement armée.

$$\mu = 0,0398 \Rightarrow \alpha = 0,051, \beta = 0,979$$

$$A = \frac{8171.38}{348 \times 0.979 \times 12} = 1.99 \text{ cm}^2.$$

$$A = 1.99 \text{ cm}^2$$

- 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
8171.38	6288.15	1,299	0,051	0,399	V

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

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

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

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

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

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

A_u (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A'_{min} (cm ²)	A (cm ²)	A_{adp} (cm ²)
1.99	1,449	1,4	1.99	6T10 = 4.71

5-2-2 Étage courant :

- E.L.U :

M_u (N.m)	μ	μ_t	α	β	A_u (cm ²)
18698.56	0,0914	0,392	0,120	0,952	4,70

- E.L.S :

M_u (N.m)	M_{ser} (N.m)	γ	α	$\bar{\alpha}$	condition
18698.56	14674.55	1,274	0,123	0,387	V

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

A_u (cm ²)	A_{\min} (cm ²)	A'_{\min} (cm ²)	A (cm ²)	A_{adp} (cm ²)
4,70	1,449	1,4	4,70	6T12 = 6.79

5-2 -Vérification De L'effort tranchant : BAEL91 (A.5.1)

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{23257.5}{1000 \times 120} = 0.194 \text{ MPa}$$

La fissuration est peu nuisible : $\bar{\tau}_u = \min \{0.13 f_{c28}, 5 \text{MPa}\} = 3,25 \text{ MPa}$.

$$\tau_u = 0,194 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa} \rightarrow (\text{C.V})$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

5-3-Les Armatures De Répartition :

- Terrasse: $A_r = \frac{A}{4} = \frac{4.71}{4} = 1.07 \text{ cm}^2$
Soit : $A_r = 4\emptyset 6 = 1.13 \text{ cm}^2$
- Étage courant : $A_r = \frac{A}{4} = \frac{6.76}{4} = 1.69 \text{ cm}^2$
Soit : $A_r = 4 \emptyset 8 = 2.01 \text{ cm}^2$

5-4- Espacement Entre Les Armatures :

- Les armatures longitudinales :
 - Terrasse: $S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$
 - Étage courant : $S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$
- **Les armatures transversales :**
 - Terrasse : $S_t = \frac{100}{3} = 33.33 \text{ cm}$. Soit : $S_t = 30 \text{ cm}$.
 - Étage courant : $S_t = \frac{100}{3} = 30 \text{ cm}$

Les écartements choisis pour les armatures sont admissibles puisqu'ils sont

inférieures aux valeurs max données par :

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

.

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

6- Vérification de la flèche: BAEL91 (art B.6.5, 1)

- $\frac{h}{L} > \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow \frac{14}{110} = 0.127 > 0.1$ ($M_t = M_0$) (cv)
- $\frac{A}{b_0.d} \leq \frac{4,2}{f_c}$

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

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

- $\frac{h}{L} > \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{14}{110} = 0.127 > \frac{1}{16} = 0.0625$ (cv)

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

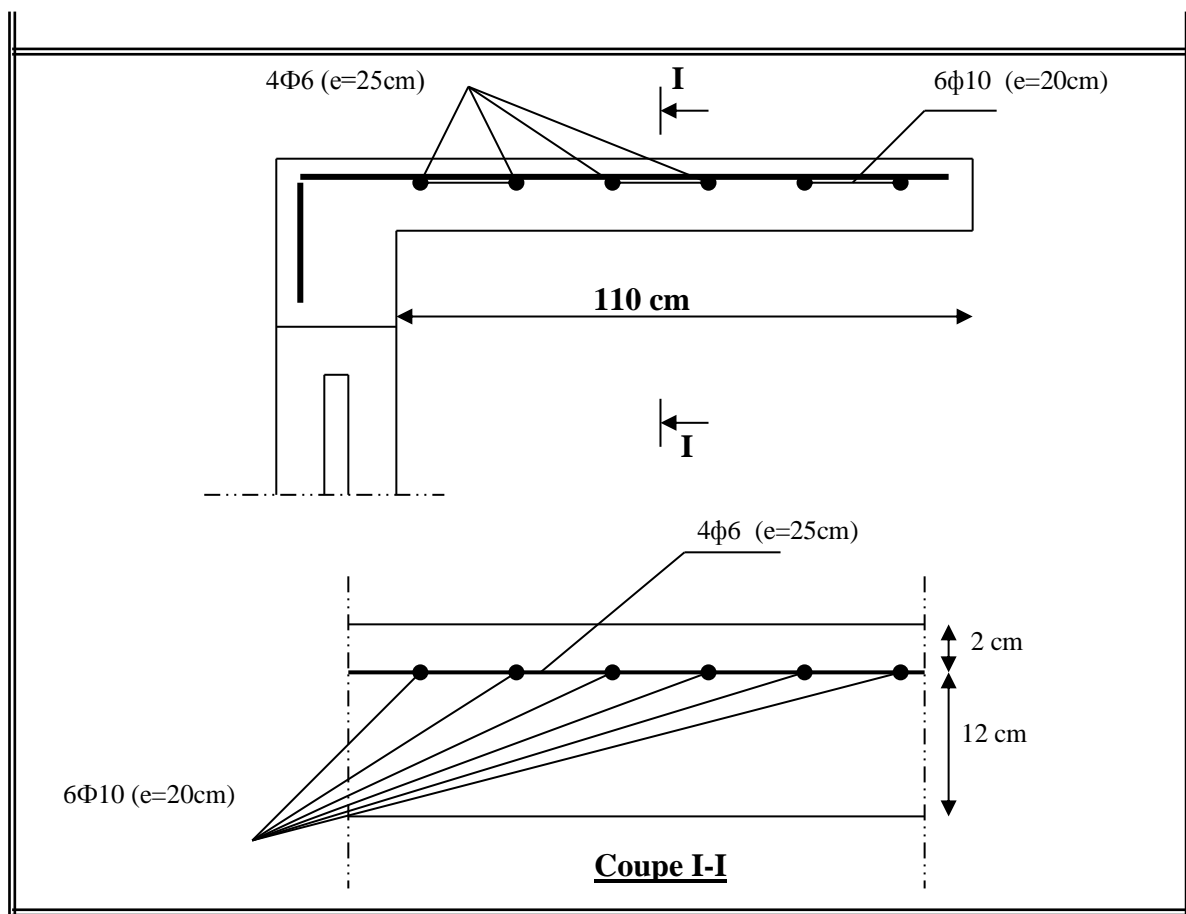


Fig-III-3-2-Ferrailage de la console de la terrasse

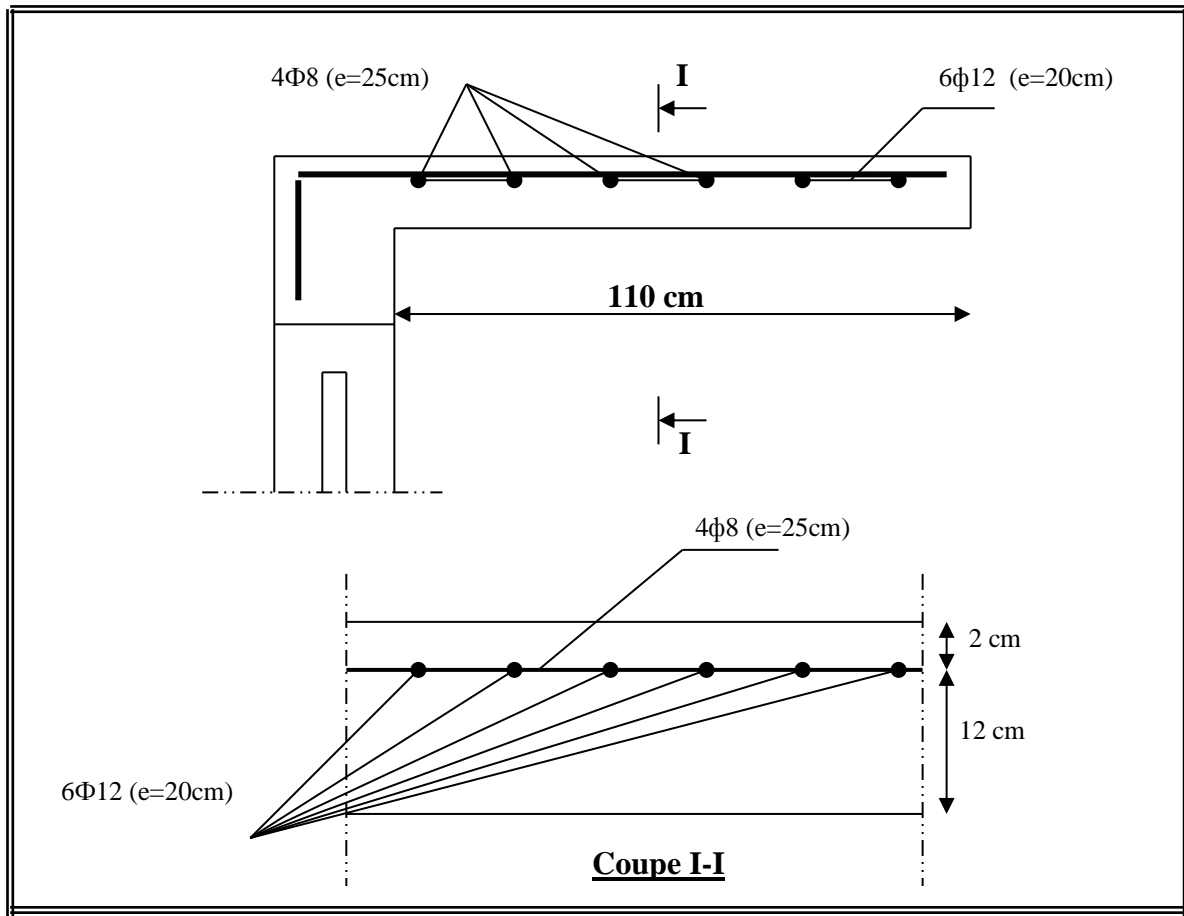


Fig-III-3-3-Ferrailage de la console d'étage courant

III-3-Les planchers:

Les planchers sont des éléments horizontaux plans, permettant la séparation entre les niveaux successifs, et déterminent les différents niveaux d'un bâtiment.

Dans notre étude, on a choisis des planchers en corps creux dont les entrevous s'appuient sur les poutrelles (nervures) les quelles reposent sur les poutres principales, l'ensemble est solidarisé par une dalle de 4 à 6cm d'épaisseur et armée par du treillis soudé. Les charges permanentes G et les surcharges d'exploitation Q sont regroupées dans le tableau ci-après

planche	G(KN/m ²)	Q(KN/m ²)	$q_u=0.65(1.35G+1.5Q)$	$q_s=0.65(G+Q)$
terrasse	6.28	1.00	6.48	4.73
E. courant	5.10	1.50	5.93	4.29

III.3.1- Méthode simplifiée de calcul des planchers:(méthode forfaitaire)

III.3.1.1-Domaine d'application :

D'après les règles B.A.E.L83..... Page 298

On va utiliser la méthode forfaitaire si les conditions d'application sont remplies.

* les conditions d'applications de cette méthode sont les suivantes :

1- la valeur nominale de la charge d'exploitation (avant application de tout coefficient de majoration) est au plus égale à deux fois de la charge permanente ou' de 5000 N/m^2

2- les moments d'inerties sont les même dans les différentes travées.

3- les portées successives des travées sont dans un rapport compris entre 0.8 et 1.25

4- la fissuration considérée est non préjudiciable.

III.3.1.2-Principe de la méthode forfaitaire:

La méthode forfaitaire consiste à évaluer les valeurs maximales des moments en travées M_t et des moments sur appuis M_g et M_d . Si on note par:

- ❖ M_0 : le moment maximal dans la travée indépendante.
- ❖ M_t : le moment maximal dans la travée étudiée .
- ❖ M_d : la valeur absolue du moment sur l'appui de droite de la travée
- ❖ M_g : la valeur absolue du moment sur l'appui de gauche de la travée
- ❖ α :le rapport entre les charges d'exploitations et la somme des charges permanentes et des charges d'exploitation $\alpha = \frac{Q}{Q+G}$;
- ❖ On prend pour les appuis une valeur absolue du moment au moins égale à:
 - ★ $0.6 M_0$:dans les cas des appuis intermédiaire d'une poutre à deux travées.
 - ★ $0.5 M_0$: dans les cas des appuis voisines des rives d'une poutre à plus de trois travées.
 - ★ $0.4 M_0$: dans les cas des appuis intermédiaire d'une poutre à plus de trois travées.

Et pour les moments :

Travée de rive	Travée intermédiaire
$M_t + \frac{M_l + M_w}{2} \geq (1 + 0.3\alpha)M_0$	$M_t + \frac{M_l + M_w}{2} \geq (1 + 0.3\alpha)M_0$
$M_t + \frac{M_l + M_w}{2} \geq 1.05M_0$	$M_t + \frac{M_l + M_w}{2} \geq 1.05M_0$
$M_t \geq \left(\frac{1.2 + 0.3\alpha}{2}\right)M_0$	$M_t \geq \left(\frac{1 + 0.3\alpha}{2}\right)M_0$

Tab.III.1 : les moments des Travées

III.3.1.3-Vérification des condition de la méthode forfaitaire:

$$Q \leq \max \{2G; 5000N/m^2\}, Q=1KN / m^2 \leq \{2G=12.56 KN/m^2; 5KN/m^2\}; \text{ vérifié.}$$

$$Q \leq \max \{2G; 5000N/m^2\}, Q=1.5KN / m^2 \leq \{2G=10.20 KN/m^2; 5KN/m^2\}$$

- Les moments d'inerti constante.....vérifié
 - La fissuration est considérée comme peu préjudiciable.....vérifié
 - L'absence de charge rapidement variable dans le temps et de position.....vérifié
 - Les rapports d'une portée sur les portées voisines sont compris entre 0,8et1,25.....vérifié
- Toutes les conditions sont vérifiées donc cette méthode est applicable.

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{1}{1+6.28} = 0.13 \text{ plancher terrasse.}$$

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{1.5}{1.5+5.20} = 0.22 \text{ plancher étage courant.}$$

III-3-1-4-L'efforts tranchants:

La valeur des efforts tranchants pour l'appui de gauche (T_g) et pour l'appui droit (T_d) est Donnée par les expressions suivantes

$$T_g = \frac{P \times L}{2} + \frac{M_d - M_g}{l}; T_d = -\frac{P \times L}{2} + \frac{M_d - M_g}{l}$$

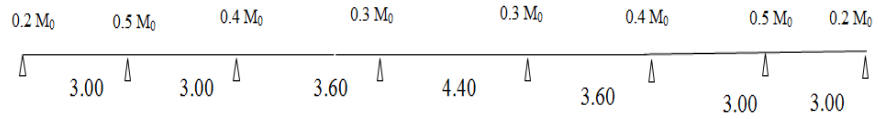
Avec $T_0=ql/2 \Rightarrow$ destine l'effort tranchant et L la longueur de la portée considéré

III-3-2-Calcul des sollicitations:

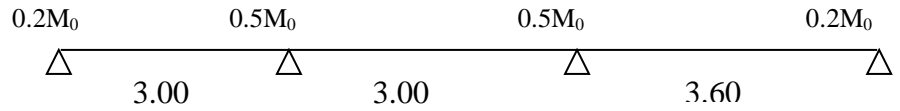
Les différents types des nervures :

Pour chaque appui intermédiaire, on retient la plus grande des valeurs absolue des moments fléchissant de référence (M_0) calculée a gauche de l'appui concédée.

Premier type :



Deuxième type :



- Planche terrasse:

1)ELU

Plancher terrasse		E L U							
Type	travée	L(m)	Mou	M _d	M _g	M _t	To	T _g	T _d
			(KNm)	(KNm)	(KNm)	(KNm)	(KN)	(KN)	(KN)
1	A-B	3,00	7,29	3,64	1,45	5,11	9,72	10,45	-
	B-C	3,00	7,29	2,91	3,64	4,38	9,72	9,48	-
	C-D	3,60	10,49	3,14	4,19	7,35	11,66	11,37	-
	D-E	4,40	15,68	4,7	4,7	11,76	14,26	14,26	-
	E-F	3,60	10,49	4,19	3,14	7,35	11,66	11,96	-
	F-G	3,00	7,29	3,64	2,91	4,38	9,72	9,96	-
	G-H	3,00	7,29	1,45	3,64	5,11	9,72	8,99	-
2	A-B	3,00	7,29	3,64	1,45	5,11	9,72	10,45	-
	B-C	3,00	7,29	3,64	3,64	4,01	9,72	9,72	-
	C-D	3,60	10,49	2,09	5,24	7,35	11,66	10,79	-

Tab.III.2 : Planche terrasse (ELU)

2)ELS :

Plancher terrasse		E LS							
Type	travée	L(m)	Mou	M _d	M _g	M _t	To	T _g	T _d
			(KNm)	(KNm)	(KNm)	(KNm)	(KN)	(KN)	(KN)
1	A-B	3,00	5,32	2,66	1,06	3,73	7,10	7,63	- 6,56
	B-C	3,00	5,32	2,12	2,66	3,20	7,10	6,92	- 7,28
	C-D	3,60	7,66	2,29	3,06	5,37	8,51	8,30	- 8,73
	D-E	4,40	11,14	3,43	3,43	8,27	10,41	10,41	- 10,41
	E-F	3,60	7,66	3,06	2,29	5,37	8,51	8,73	- 8,30
	F-G	3,00	5,32	2,66	2,12	3,20	7,10	7,28	- 6,92
	G-H	3,00	5,32	1,06	2,66	3,73	7,10	6,56	- 7,63
2	A-B	3,00	5,32	2,66	1,06	3,73	7,10	7,63	- 6,56
	B-C	3,00	5,32	2,66	2,12	3,20	7,10	7,28	- 6,92
	C-D	3,60	7,66	1,53	3,83	5,36	8,51	7,88	- 9,15

Tab.III.3 : Planche terrasse (ELS)

- Planche étage courant:**1)ELU:**

Plancher courant		E L U							
Type	travée	L(m)	Mou	M _d	M _g	M _t	To	T _g	T _d
			(KNm)	(KNm)	(KNm)	(KNm)	(KN)	(KN)	(KN)
1	A-B	3,00	6,67	3,34	1,33	4,78	8,90	9,56	- 8,28
	B-C	3,00	6,67	2,67	3,34	2,55	8,90	8,67	- 9,12
	C-D	3,60	9,61	2,88	3,84	4,55	10,67	10,41	- 10,94
	D-E	4,40	14,35	4,31	4,31	5,80	13,05	13,05	- 13,05
	E-F	3,60	9,61	3,84	2,88	4,55	10,67	10,94	- 10,41
	F-G	3,00	6,67	3,34	2,67	2,55	8,90	9,12	- 8,67
	G-H	3,00	6,67	1,33	3,34	4,78	8,90	8,23	- 9,56
2	A-B	3,00	6,67	3,34	1,33	4,78	8,90	9,56	- 8,23
	B-C	3,00	6,67	3,34	3,34	1,44	8,90	8,90	- 8,90
	C-D	3,60	9,61	1,92	4,80	5,47	10,67	9,87	- 11,47

Tab.III.4: Planche étage courant (ELU)**2 /ELS :**

Plancher courant		E L S							
Type	travée	L(m)	Mou	M _d	M _g	M _t	To	T _g	T _d
			(KNm)	(KNm)	(KNm)	(KNm)	(KN)	(KN)	(KN)
1	A-B	3,00	4,83	2,41	0,97	2,65	6,44	6,92	- 5,95

	B-C	3,00	4,83	1,93	2,41	2,71	6,44	6,27	- 6,60
	C-D	3,60	6,95	2,08	2,78	4,70	7,72	7,53	- 7,92
	D-E	4,40	10,38	3,11	3,11	8,3	6,44	9,44	- 9,44
	E-F	3,60	6,95	2,78	2,08	4,94	6,44	7,92	- 7,53
	F-G	3,00	4,83	2,41	1,93	2,65	6,44	6,60	- 6,27
	G-H	3,00	4,83	0,97	2,41	4,10	6,44	5,95	- 6,92
2	A-B	3,00	4,83	2,41	0,97	2,65	7,72	6,92	- 5,95
	B-C	3,00	4,83	2,41	2,41	2,12	6,44	6,44	- 6,44
	C-D	3,60	6,95	1,39	3,47	6,60	7,14	7,14	- 8,30

Tab.III.5: Planche étage courant (ELS)

Les moments et les efforts de calcul:

Etage	type	E L U			E L S		
		M _{appui} (KNm)	M _{travée} (KNm)	T _{max} (KN)	M _{appui} (KNm)	M _{travée} (KNm)	T _{max} (KN)
plancher terrasse	1	4.7	11.76	14.26	3.43	8.27	10.41
	2	5.24	7.35	10.79	3.88	5.36	7.88
plancher étage courant	1	4.31	5.80	13.05	3.12	8.30	9.44
	2	4.80	5.47	9.87	3.47	6.60	7.14

Tab.III.6: Les moments et les efforts (ELU et ELS)

III.3.3-Ferraillages des nervures:

III.3.3-1 -Calcul du Ferraillage :

On va calculer le ferraillage du nervure la plus solliciter et c'est pour plancher terrasse et plancher étage courant.

III.3.4- Plancher Terrasse :

Vérifications a E L U:

$$M_{t_{\max}} = 11.76 \text{ KN.m}$$

$$M_{a_{\max}} = 5.24 \text{ KN.m}$$

$$T_{\max} = 14.26 \text{ KN}$$

*L'enrobage

$$C \geq C' + \frac{\emptyset}{2}$$

$$C' = 1$$

$$\emptyset = \frac{h}{10} = \frac{20}{10} = 2$$

$$\rightarrow C = 2 \text{ cm}$$

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

$$h = 20 \text{ cm} \quad ; \quad h_0 = 4 \text{ cm}$$

$$d = 18 \text{ cm} \quad ; \quad c = 2 \text{ cm}$$

*En Travée :

Le moment fléchissant M_0 équilibré par la table est :

$$M_0 = b \cdot h_0 \cdot (d - h_0 / 2) \cdot \bar{\sigma}_b$$

$$M = 65 \times 4 \times (18 - 4 / 2) \times 14.2 \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 14.2$$

$$M_0 = 59.072 \text{ KN.m}$$

$$M_0 > M_{t_{\max}} = 11.76 \text{ KN.m}$$

Donc une partie seulement de la table est comprimée, et la section en T sera calculé comme une section rectangulaire de largeur b .

$$\mu = \frac{M}{\bar{\sigma}_b \cdot b \cdot d^2}, \quad A = \frac{M}{\sigma_s \cdot d \cdot \beta}, \quad \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}), \quad \beta = 1 - 0.4\alpha$$

$$\mu = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot \bar{\sigma}_b} = \frac{11.76 \times 1000}{65 \times (18)^2 \times 14.2} = 0.0397$$

$$\Rightarrow \mu_{lu} = 0.3999$$

$$\mu < \mu_l \Rightarrow (\text{Pas d'armature comprimé}). \Rightarrow (A' = 0)$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0.0507$$

$$\beta = 0.979$$

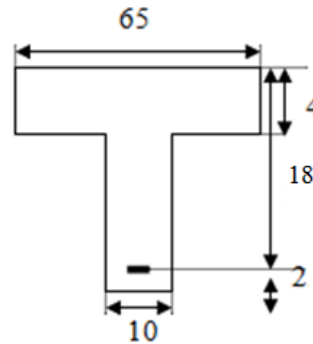


Fig.III.4: section d'armatur

$$A'' = \frac{M_t}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{11.76 \times 1000}{348 \times 0.979 \times 18} = 1.93 \text{ cm}^2$$

***Sur 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.

$$M_{a_{\max}} = 5.24 \text{ KN.m}$$

D'après le diagramme de ferrailage on a :

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

$$\mu = \frac{5.24 \times 1000}{10 \cdot 18^2 \cdot 14.2} = 0.114$$

$$\mu = 0.114 < \mu_t = 0.399 \Rightarrow (\text{Pas d'armature comprimé}) \Rightarrow (A' = 0)$$

$$\alpha_u = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.152$$

$$\beta = 0.939$$

$$A'' = \frac{M_a}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{5.24 \times 1000}{348 \times 0.939 \times 18} = 0.891 \text{ cm}^2$$

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

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

***En Travée :**

$$A_{\min} \geq 0.23 b d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 65 \times 18 \times \frac{2.1}{400} = 1.41 \text{ cm}^2$$

***Sur Appuis :**

$$A_{\min} \geq 0.23 b d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 10 \times 18 \times \frac{2.1}{400} = 0.217 \text{ cm}^2$$

- Pourcentage minimal : BAEL91 (art B.6.4)

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

$$\text{En Travée : } A_m' \geq 0.001 \times 65 \times 20 = 1,30 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Sur Appuis : } A_m' \geq 0.001 \times 10 \times 20 = 0,20 \text{ cm}^2.$$

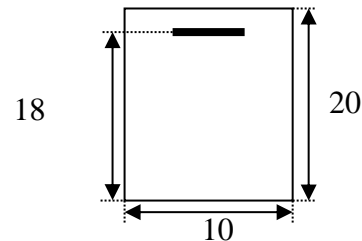


Fig.III.5 : Section d'armature

- **Tableau Récapitulatif:** $A = \max (A^u ; A_{\min} ; A_m')$

Eléments	A^u (cm ²)	A_{\min} (cm ²)	A_m' (cm ²)	A_{\max} (cm ²)	A_{adp} (cm ²)
Travée	1.93	1.41	1.30	1.93	2T12 = 2,26
Appuis	0.89	0.217	0.20	0.89	2T12 = 2,66

Tab.III.7 : L'armature En Travée et Sur Appuis

Vérifications a E L S:

- Contrainte admissible de béton comprimé $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15MPa$
- Contrainte admissible de acier tendu $\bar{\sigma}_s = 347.82MPa$
- Contrainte tangentielle admissible $\bar{\tau} = 3.33MPa$

❖ En Travée:

- Position de l'axe neutre ($A' = 0$)

$$b \cdot y_1^2 - 30(A + A') y_1 - 30(d.A + d'.A') = 0$$

$$\Rightarrow b \cdot y_1^2 - 30A y_1 - 30d.A = 0$$

$$\Rightarrow 65 \cdot y_1^2 - 67.8 y_1 - 1220.4 = 0 \Rightarrow y_1 = 3.842cm$$

- Moment d'inertie :

$$I = \frac{b \cdot y_1^3}{3} + 15 \cdot [A(d - y_1)^2 + A'(y_1 - d')^2]$$

$$\Rightarrow I = \frac{b \cdot y_1^3}{3} + 15 \cdot [A(d - y_1)^2] \Rightarrow I = 8023.97 \text{ cm}^4$$

- Contraintes maximale de compression de béton: $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \cdot y_1 = \frac{8.27}{8023.97} \cdot 3.842 \Rightarrow \sigma_{bc} = 3.96 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Vérifié.}$$

- Contraintes maximale de traction des aciers: $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$

$$\sigma_s = \frac{15 \cdot M_{ser}}{I} \cdot (d - y_1) = 218.88 \text{ MPa} \Rightarrow \sigma_s = 218.88 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 347.82 \text{ MPa} \dots\dots\dots$$

..... Vérifié.

❖ Sur appui:

Le calcul se fait selon les règles de **B.A.E.L 91**, la fissuration est considérée comme peu préjudiciable.

- Position de l'axe neutre ($A' = 0$)

$$b y_1^2 - 30(A + A') y_1 - 30(d.A + d'.A') = 0$$

$$\Rightarrow 10 \cdot y_1^2 - 67.8 y_1 - 1220.4 = 0$$

$$y_1 = 8.16 \text{ cm}$$

- Le moment d'inertie de la section homogène par rapport l'axe neutre s'écrit

$$I = \frac{b y_1^3}{3} + 15 \cdot [A(d - y_1)^2 + A'(y_1 - d')^2] \Rightarrow I = 5093.51 \text{ cm}^4$$

- Contraintes maximale de compression de béton $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \cdot y_1 \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{3.83}{5093.51} 8.16 \Rightarrow \sigma_{bc} = 6.14 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

..... Vérifié.

- Contraintes maximale de traction des aciers $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$

$$\sigma_s = \frac{15 \cdot M_{ser}}{I} \cdot (d - y_1) \Rightarrow \sigma_s = 112.43 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 347.82 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

Plancher Étage Courant :

Vérifications a E L U:

	M_u (KN.m)	μ	μl	α	β	$A_{calcul} \text{ (cm}^2\text{)}$
Travée	5.80	0.0194	0,392	0.0245	0.990	0.94
Appuis	4.80	0.104	0,392	0.138	0.945	0.81

Tab.III.8 : Le moment et L'armature En Travée et Sur Appuis

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

$$A = \max (A_{cal} ; A_{min} ; A_m)$$

Eléments	$A_{calcul} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{min} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_m \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{max} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{adopte} \text{ (cm}^2\text{)}$
Travée	0.94	1,41	1,30	0.94	2T12 = 2,26
Appuis	0.81	0.217	0,20	0.81	2T12= 2,26

Tab.III.10 : L'armature En Travée et Sur Appuis

Vérifications a E L S:

Eléments	M_{ser}	$Y_1 \text{ (cm)}$	$I \text{ (cm}^4\text{)}$	$\sigma_{bc} \text{ (Mpa)}$	$\sigma_s \text{ (Mpa)}$
Travée	8.30	3.842	8023.97	3.92	216.76
Appuis	3.47	8.16	5093.51	11.08	200.52

III.3.5-Vérification de l'effort tranchant : BAEL91 (art A.5.1)

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

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

b_0 : Désigne de largeur de l'âme.

d : La hauteur utile de la nervure.

$$\tau_u = \frac{14.26 \times 1000}{100 \cdot 180} = 0.792 \text{ [MPa]}$$

Donc : $\tau_u = 0.792 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$ vérifie

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

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

$$\bar{\tau}_u = \min (0, 13 f_{c28}; 5 \text{ MPa}) = \min (3, 25; 5 \text{ MPa}) = 3, 25 \text{ MPa}$$

Donc : $\tau_u = 0.792 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$ vérifie

Diamètres minimaux ϕ_t : BAEL91 (A.7.2, 2)

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}, \frac{b_0}{10}, \phi_l \right\}$$

ϕ_l : Diamètre minimal des armatures longitudinales.

$$\Rightarrow \phi_t \leq \min \left\{ \frac{200}{35}, \frac{100}{10}, 12 \right\}$$

$$\phi_t \leq \min \{ 5.71, 10, 12 \} \Rightarrow \phi_t \leq 5.71$$

On choisit : $\phi_t = 6 \text{ mm}$

$$A_t = 2 \phi 6 = 0.56 \text{ cm}^2. \text{ FeE235}$$

L'espacement S_t [B.A.E.L 91 A.5.2]

$$S_t \leq \min \{ 0.9 d, 40 \text{ cm} \} \Rightarrow S_t \leq \min \{ 16.2, 40 \text{ cm} \}$$

Donc : $S_t \leq 16.2 \text{ cm}$

$$S_t \leq \frac{A_t \cdot f_e}{0, 4 b_0} = 32, 90 \text{ cm}$$

$$St \leq \frac{0.56 \times 235}{0.4 \times 10} = 32.9$$

$$S_t \leq \frac{0.8 \cdot At \cdot f_e}{b_0 (\tau_u - 0.3 K f_{t28})} \quad \text{BAEL91 (A.5.1, 23)}$$

$$St \leq \frac{0.8 \times 0.56 \times 235}{10(0.792 - 0.3 \times 2.1)} = 64.99$$

$$St \leq \min (St_1 ; St_2 ; St_3)$$

$$S_t \leq 16.2$$

On dispose nos armatures transversales avec un espacement de 15 cm.

- Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis: BAEL91 (A.5.1, 31)

- Sur un appui de rive ou intermédiaire on vérifier que :

$$l'on a : V_u \leq 0.267 a b_0 f_{c28}$$

Au maximum $a = 0.9.d = 16,20$ cm.

$$V_u = 16240 \text{ N}$$

$$0.267 a \cdot b_0 \cdot f_{c28} = 0.267 \times 16.2 \times 10 \times 100 \times 25 = 108135 \text{ N}$$

$$V_u = 16240 \text{ N} \leq 132165 \text{ N} \dots \dots \dots \text{CV}$$

- Au droit d'un appui simple, la section A des armatures longitudinales inférieurs doit être telle que :

$$l'on a : A \geq \gamma_s \frac{V_u}{f_e}$$

$$A = 2.26 \text{ cm}^2 = 226 \text{ mm}^2.$$

$$1.15 \frac{V_u}{f_e} = 1.15 \frac{16240}{400} = 46.69 \text{ mm}^2$$

$$A = 308 \text{ mm}^2 \geq 46.69 \text{ mm}^2 \quad (\text{c.v})$$

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

L'écartement L entre axes des nervures égal à 65cm donc :

$$A \perp = \frac{4 \cdot L_n}{f_e} \quad (\text{ la section des armatures en } \perp \text{ aux nervures).}$$

$$A \perp = (4 \times 65) / 400 = 0.65 \text{ cm}^2 / \text{ml.}$$

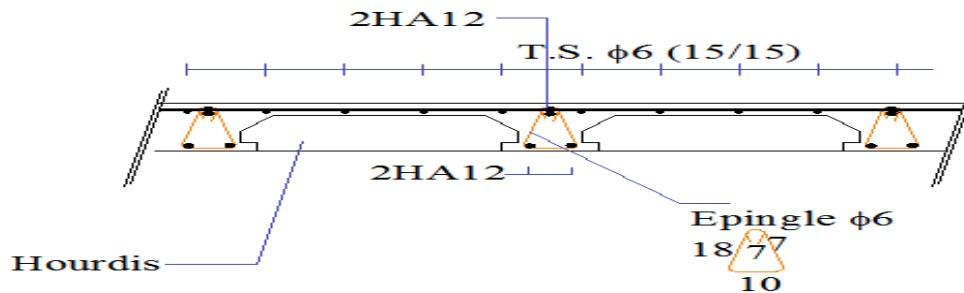
On adopte $6\emptyset 5 = 1.18 \text{ cm}^2$.

$$A // = (A \perp) / 2 = 0.59 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adapte : $6\phi 5 = 1.18 \text{ cm}^2$.

Donc on adopte un treillis soudé TS $\phi 6$ mailles (150×150) mm²

III.3.6-schéma de ferrailage:



III.4. L'escalier

III.4.1.Introduction:

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

Notre bâtiment comporte un seul type d'escalier.

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

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

h : Hauteur de la marche.

g : Largeur de la marche.

L : Longueur horizontale de la paillasse.

H : Hauteur verticale de la paillasse.

III.4.3.Evaluation des charges :

◆ Charges permanentes : DTR(B.C2.2)

• Charges et surcharges des escaliers :

-Pour le palier de repos :

-Charge permanente : (DTR B.C 2.2)

N°	Désignations	e (m)	γ (N/m ³)	Charges (N/m ²)
1	Carrelage+mortier de pose	0,03	20000	600
2	Poids de palier	0,16	25000	4000
3	Poids des gardes corps			200
				4800

-Surcharge d'exploitation: (DTR B.C 2.2)

$$Q = 2500 \text{ N/m}^2$$

-Pour la paillasse :

-Charge permanente : (DTR B.C 2.2)

*Paillasse (a) :

N°	Désignations	e (m)	γ (N/m ³)	Charges (N/m ²)
1	Carrelage+mortier de pose	0,03	20000	600
2	Poids des marches	0,17/2	22000	1870
3	Poids de la paillasse	0,16/cos α	25000	4742.75
4	Poids des gardes corps			200
				G=7412

-Surcharge d'exploitation: (DTR B.C 2.2)

$$Q = 2500 \text{ N/m}^2.$$

➤ **Combinaisons d'action :**

- **E.L.U** : $P_u = 1,35g + 1,5q$

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

	Palier (N/ml)	Paillasse (N/ml)
ELU	10230	13756.2
ELS	7300	9912

➤ **La charge équivalente :**

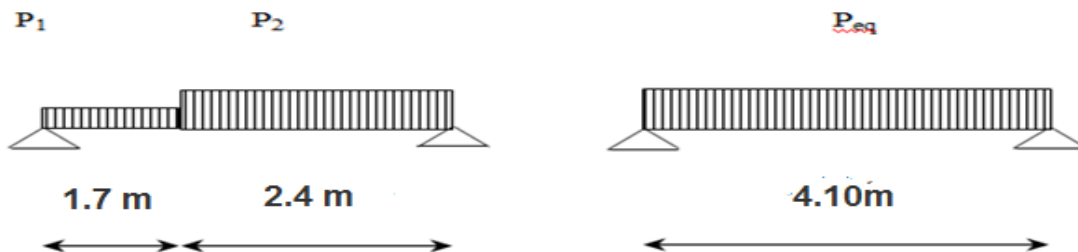


Fig.III.7 : schéma des charges équivalent

La charge équivalente : $P_{eq} = \frac{P_1 \cdot L_1 + P_2 \cdot L_2}{L_1 + L_2}$

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

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

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

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

➤ **tableau recapitulatif :**

	P_{eq} (N/ml)	M_o (N.m)	$M_a = 0,3 M_o$	$M_t = 0,85 M_o$	T_u (N)
ELU	12294.12	25833.02	7749.91	21958.07	25202.95
ELS	8828.98	18551.89	5565.57	15769.11	18099.41

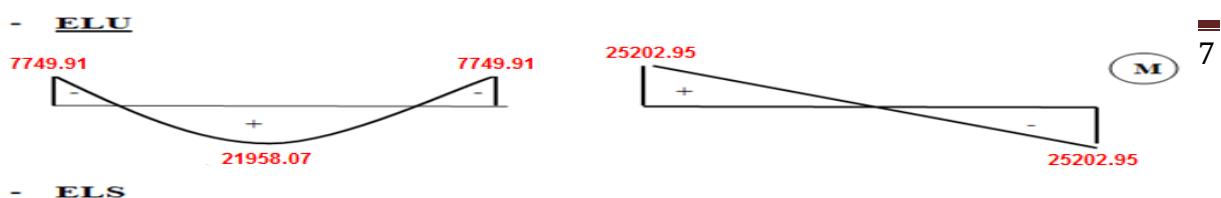


Fig.III.8. schéma des moments et l'effort tranchant de l'escalier

III.4.4.Calcul de ferrailage :**III.4.4.1.Armatures longitudinales:****- E.L.U :**

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

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

$$\text{L'enrobage : } c = 2 \rightarrow e = 16 \text{ cm} \quad d = 14 \text{ cm} \quad b = 1.0 \text{ m}$$

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

	M_u (N.m)	μ	α	β	A_{cal} (cm ²)
Travée	21958.07	0,079	0.103	0,9588	4.70
Appuis	7749.91	0,028	0.036	0,9856	1,61

- E.L.S :

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

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

	M_u (N.m)	M_{ser} (N.m)	Γ	f_{c28} (MPa)	$\bar{\alpha}$	condition
En travée	21958.07	15769.11	1,39	25	0,445	vérifier
Sur appuis	7749.91	5565.57	1,39	25	0,445	vérifier

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

➤ Section minimal d'armatures :

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

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

➤ Pourcentage minimal : BAEL 91 (art B.6.4)

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

$$- A^2_{\min} \geq 0,001.100.16 = 1.6 \text{ cm}^2 \quad \text{Donc : } A = \max (A_u ; A_{\min})$$

	$A_u \text{ (cm}^2\text{)}$	$A^1_{\min} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A^2_{\min} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{\max} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{\text{adp}} \text{ (cm}^2\text{)}$
Appuis	1.61	1.69	1..6	1.69	4.52=4T12
Travée	4.70	1.69	1..6	4.70	6.78=6T12

III.4.4.2.les armatures de répartitions :

$$A_t = A_l / 4$$

Elément	$A_l \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_t \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{\text{adp}} \text{ (cm}^2\text{)}$
Travée	4.70	1.175	3T10 = 2.36 cm ²
Appuis	1.61	0,4025	3T10 = 2.36 cm ²

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

a- Armatures longitudinale :

$$S_t \leq \min (3h; 33 \text{ cm}) = \min (3 \times 14; 33 \text{ cm}) = \min (42 ; 33) = 33 \text{ cm}$$

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

$$- \text{Travée: } S_t = \frac{100}{6} = 16 \text{ cm}$$

b-Armatures répartition :

$$S_t \leq \min (4h; 45 \text{ cm}) = \min (4 \times 14; 33 \text{ cm}) = \min (56 ; 33) = 33 \text{ cm}$$

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

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

III.4.6.vérification de l'effort tranchant :

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d} = \frac{25202.95}{1000 \times 14} = 1,40$$

$$= 1,80 \text{ MPa.}$$

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

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

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

$$\tau_u = 1,80 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \dots \dots \dots (\text{condition vérifier})$$

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

$$1/ \frac{h}{L} \geq \frac{Mt}{10M0} \Rightarrow \frac{16}{410} = 0,039 < \frac{0,85}{10} = 0,085 \dots \dots \dots (\text{condition non vérifier})$$

$$2/ \frac{A}{b \cdot d} \leq \frac{4,2}{Fe} \Rightarrow \frac{4.70}{100 * 14} = 0,0033 < \frac{4,2}{400} = 0,0105 \dots \dots \dots (\text{condition vérifier})$$

$$3/ \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{16}{410} = 0,039 < 0,0625 \dots \dots \dots (\text{condition non vérifier})$$

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

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

Avec : $f_{adm} = L / 500$, pour les éléments supports reposant sur 2 appuis et la portée L au plus égale à 5m (BAEL 91(art B.6.5, 3).

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

- Position du l'axe neutre :

$$\frac{(b \times y^2)}{2} - 15A(d - y) \longrightarrow \frac{(100 \times y^2)}{2} - 15 \times 4.70(14 - y)$$

$$= 50y^2 + 70.5y - 987 = 0$$

La racine positive donne $y = 3.79 \text{ cm}$

- Moment d'inertie

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

$$I = (100 \times (3.79)^3) / 12 + 15 \times 4.70(14 - 3.79)^2$$

$$I = 3441.801 \text{ cm}^4$$

▪ **Déformations instantanées :**

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

$$\rho = \frac{A}{b_0 \cdot d} = \frac{4.70}{100.14} = 0,0033$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 \times 2,1}{(2 + 3) \times 0,0033} = 6.36$$

▪ **Déformations de longue durée :**

$$\lambda_v = \frac{0,02 \times f_{t28}}{(2 + 3 \times \frac{b_0}{b}) \rho} = \Rightarrow \lambda_v = 2/5 \lambda_i \longrightarrow \lambda_v = 2.544$$

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

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

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

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

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

$$g_{eq} = \frac{(4800 \times 1.7) + (7412 \times 2.40)}{1.7 + 2.40} = 6328.97 \text{ N/ml}$$

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

$$j_{eq} = \frac{(4742.75 + 1870) \times 2,40 + (4000 \times 1.7)}{2,4 + 1.7} = 5529.41 \text{ N/ml}$$

$$P = g_{eq} + q = 6328.97 + 2500 = 8828.97 \text{ N/ml}$$

$$M_g = \frac{g_{eq} \cdot \ell^2}{8} = \frac{6328.97 \times (4.1)^2}{8} = 13298.74 \text{ N.m}$$

$$M_j = \frac{j_{eq} \cdot \ell^2}{8} = \frac{5529.41 \times (4.1)^2}{8} = 11618.67 \text{ N.m}$$

$$M_P = \frac{P \cdot \ell^2}{8} = \frac{8828.97 \times (4.1)^2}{8} = 18551.87 \text{ N.m}$$

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

$$\sigma_g^s = \frac{(d-y)}{I} \times 15Mg = \frac{(14-3.79)}{3441.801} \times 15 \times 13298.74 = 591.75 \text{ Mpa}.$$

$$\sigma_j^s = \frac{(d-y)}{I} \times 15Mj = \frac{(14-3.79)}{3441.801} \times 15 \times 11618.67 = 516.99 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_p^s = \frac{(d-y)}{I} \times 15Mp = \frac{(14-3.79)}{3441.801} \times 15 \times 18551.87 = 825.50 \text{ Mpa}$$

- **Calcul du coefficient μ :**

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

$$\mu_g = 1 - \frac{1,75 \times ft28}{4 \times \rho \times \sigma_g + ft28} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,0033 \times 591.75 + 2,1} = 0.22$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1,75 \times ft28}{4 \times \rho \times \sigma_j + ft28} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,0033 \times 516.99 + 2,1} = 0.256$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1,75 \times ft28}{4 \times \rho \times \sigma_p + ft28} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,0033 \times 825.50 + 2,1} = 0.161$$

Donc :

$$I_{fv}^g = (1,1I_0) / (1 + \lambda_v \times \mu_g) = (1,1 \times 3441.801) / (1 + 2.544 \times 0.22) = 2427.40 \text{ cm}^2$$

$$I_{fi}^g = (1,1I_0) / (1 + \lambda_i \times \mu_g) = (1,1 \times 3441.801) / (1 + 6.36 \times 0.22) = 1578.02 \text{ cm}^2$$

$$I_{fv}^j = (1,1I_0) / (1 + \lambda_i \times \mu_j) = (1,1 \times 3441.801) / (1 + 6.36 \times 0.256) = 1440.54 \text{ cm}^2$$

$$I_{fv}^p = (1,1I_0) / (1 + \lambda_i \times \mu_p) = (1,1 \times 3441.801) / (1 + 6.36 \times 0.161) = 1870.58 \text{ cm}^2$$

- **Calcul de la flèche:**

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

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

$$f_v^g = M_g \cdot \ell^2 / 10E_v \cdot I_{fv}^g = 13298.74 \times (410)^2 / 10 \times 10818.87 \times 2427.40 = 8.51 \text{ mm}.$$

$$f_i^g = M_g \cdot \ell^2 / 10E_i \cdot I_{fi}^g = 13298.74 \times (410)^2 / 10 \times 32164.2 \times 1578.02 = 4.40 \text{ mm}.$$

$$f_v^j = M_j \cdot \ell^2 / 10E_i \cdot I_{fv}^j = 11618.67 \times (410)^2 / 10 \times 32164.2 \times 1440.54 = 4.22 \text{ mm}.$$

$$f_i^p = M_p \cdot \ell^2 / 10E_i \cdot I_{fv}^p = 18551.87 \times (410)^2 / 10 \times 32164.2 \times 1870.58 = 5.18 \text{ mm}.$$

- **La flèche totale :**

$$\Delta f_t = f_v^g - f_i^g - f_v^j + f_i^p = 8.51 - 4.40 - 4.22 + 5.18 = 6 \text{ mm}$$

$$\Delta f_t = 0,4 \text{ cm} < \bar{f} = L / 500 = 4300 / 500 = 8.6 \text{ mm}.$$

Donc la condition de la flèche est vérifiée.

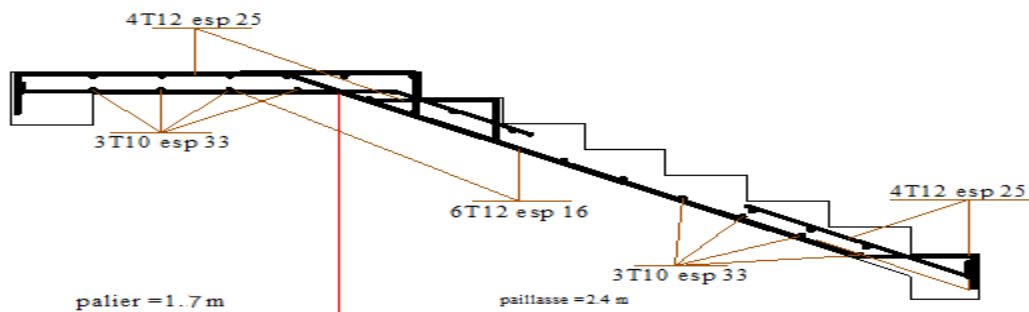


Fig.III.9 :Schéma de ferrailage de l'escalier

III.5.Poutre paliere

III-5-1-Définition :

La poutre palière est un élément qui est soumis à la torsion droite peuvent être réduite à un couple situé sur la section lorsque les forces agissent sur elle y compris la réaction d'appuis sont situées à gauche d'une section.

III.5-2-Pré-dimensionnement:

D'après le RPA $h \geq 30cm$; Donc on prend $h = 35cm$

$0,4h \leq b \leq 0,8h \Rightarrow 14 \leq h \leq 28$; On prend $b = 25cm$

D'après le RPA : - $b \geq 20cm$ (vérifie)

$$- \frac{h}{b} = \frac{35}{25} = 1,4 < 4 \text{ vérifie}$$

- Donc la section de la poutre palière est $(25 \times 35)cm^2$

III-5-3-Evaluation des charges :

- Poids propre de la poutre : $0,25 \times 0,35 \times 25 = 2,18KN / ml$

Poids de plier:

$$G=4.8KN/m^2$$

Poids de la paillasse

$$G_p=7.412KN/m^2$$

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

$$q_{du} = 4.8 \times 1 = 4.8 \text{ KN/ml}$$

$$q_{Pu} = 7.412 \times 1 = 7.412 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Donc } q_u = \frac{4.8 \times 1.7 + 7.412 \times 2.4}{2} + 2.18 = 15.15 \text{ KN/ml}$$

➤ **Combinaison d'action :**

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

$$\text{- À l'ELU : } P_U = 1.35 \times 15.15 + 1.5 \times 2.5 = 24.20 \text{ KN/ml}$$

$$\text{- À l'ELS : } P_{ser} = 15.15 + 2.5 = 17.65 \text{ KN/ml}$$

III-5-4-Ferraillage :

$$M_U = \frac{P_U \times L^2}{8} = \frac{24.20 \times (4.1)^2}{8} \Rightarrow M_U = 50.85 \text{ KN.m}$$

$$\text{- En travée : } M_t = 0.85 \times 50.85 = 43.22 \text{ KN.m}$$

$$\text{- En appui : } M_a = 0.3 \times 50.85 = 15.26 \text{ KN.m}$$

- En travée :

$$\mu = \frac{M_{Ut}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{43.22}{0.25 \times 0.33^2 \times 14.2 \times 10^3} = 0.11 < \mu_{lu} = 0.2963 ;$$

On n'a pas besoin d'armatures comprimées.

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.11}) = 0.146$$

$$A_s = \frac{0.8 \times \alpha \times b \times d \times \sigma_{bc}}{\sigma_s} = \frac{0.8 \times 0.146 \times 25 \times 33 \times 14.2}{348} = 3.93 \text{ cm}^2$$

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

-Vérification :

$$A \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{F_{t28}}{F_e} = 0.996 \text{ cm}^2 \leq 6.16 \text{ cm}^2 \text{ (BAEL 91 (art A.4.2))}$$

$$A_s \geq 0.5\% \times b \times h = 4.37 \text{ cm}^2 \text{ (RPA)}$$

$$A_s = 6.16 \text{ cm}^2 > A_{\min} \text{ (RPA)} = 4.37 \text{ cm}^2 \text{ ----- condition vérifiée}$$

On prend 4T16 avec $A_s = 6.16 \text{ cm}^2$

- En appui :

$$\mu = \frac{M_{Ua}}{b \times d \times \sigma_{bc}} = \frac{15.26}{0.25 \times 0.33^2 \times 14.2 \times 10^3} = 0.039$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.039}) = 0.0497$$

$$A_s = \frac{0.8 \times \alpha \times b \times d \times \sigma_{bc}}{\sigma_s} = \frac{0.8 \times 0.0497 \times 25 \times 33 \times 14.2}{348} = 1.34 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 1.34 \text{ cm}^2 > A_{\min} \text{ (BAEL91)} = 0.996 \text{ cm}^2 \text{condition vérifiée}$$

$$A_s = 1.34 \text{ cm}^2 < A_{\min} \text{ (RPA)} = 4.37 \text{ cm}^2 \text{c. non vérifiée}$$

Donc on adopte 4T12 avec $A_s = 4,52cm^2$

armatures transversales :

D'après le RPA : $A_t = 0,003 S b$

$$\cdot S = \min \left(\frac{h}{4}, 12\phi_L \right) = \min \left(\frac{35}{4}, 12 \times 1,01 \right) \Rightarrow S = 8,75cm$$

$A_t = 0,003 \times 9 \times 35 = 0,94cm^2$, dans la zone nodale on adopte 2T8 ($1,01 cm^2$)

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

$A_t = 0,003 \times 18 \times 35 = 1,83cm^2$, donc on adopte 4T8 ($2,01 cm^2$).

III-5-5-Vérification :

-Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_U = \frac{V_U}{b \times d} = \frac{25.20}{0,25 \times 0,33} \Rightarrow \tau_U = 305.45KN / m^2 = 0,305Mpa$$

$$\bar{\tau}_U = \min \left\{ 0,2 \frac{F_{C28}}{\gamma_b}, 5Mpa \right\} = 3,33Mpa > \tau_U = 0,322Mpa$$

-Vérification à ELS :

$$P_{ser} = 17.65KN / ml$$

$$M_{ser} = \frac{P_{ser} L^2}{8} = 37.08KN.m$$

$$\text{-En travée : } M_{tser} = 0,85 \times 37.08 = 31.52KN.m$$

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

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{24.20}{17.65} = 1.371$$

$$\alpha = 0,068 < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{F_{C28}}{100} = 0,435$$

-Section rectangulaire

- Fissuration peut préjudiciable

Donc aucune vérification à l'ELS.

$$\text{-En appui : } M_{aser} = 0,3 \times 17.65 = 5.295KN.m$$

$$\alpha = 0,022 < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{F_{C28}}{100} = 1.371$$

-Section rectangulaire

-Fissuration peut préjudiciable

Donc pas de vérification à l'ELS.

- **vérification de la flèche :**

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

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{35}{410} = 0,085 \geq 0,0625 \dots \dots \dots \text{condition. vérifiée.}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow 0,085 \geq 0,085 \text{ -----condition vérifiée.}$$

$$4,2 \frac{b \times d}{f_e} > A_s \Rightarrow 4,2 \frac{25 \times 33}{400} = 8,66 > A_s = 6.16 \text{ -----condition vérifiée.}$$

Donc la flèche est vérifiée.

III-5-6-Calcul de la poutre palière a la torsion :

La contrainte tangente de torsion est donnée par la formule de RAUSCH (BAEL91)

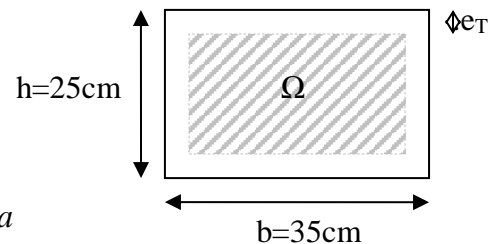
$$\tau_U = \frac{M_{TOR}}{2\Omega e} \text{ (BAEL)}$$

e : épaisseur de la paroi au point considérée.

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

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

$$e = \frac{b}{6} = \frac{25}{6} = 4,16 \text{ cm} \Rightarrow \Omega = (25 - 4,16)(35 - 4,16) = 642,70 \text{ cm}^2$$



Le moment de torsion est : $M_{TOR} = M_{APPUIS} = 7749.91 \text{ N.m}$

$$\text{Donc } \tau_U = \frac{7749.91}{2 \times 642,26 \times 4,16} \Rightarrow \tau_t = 1,45 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa}$$

-Armatures longitudinales :

Fig.III.10: Coupe poutre palière

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

$$U = 2[(b - e) + (h - e)] = 2[(25 - 4,16) + (35 - 4,16)] = 103,36 \text{ cm}$$

$$A_l = \frac{103,36 \times 7749.91}{2 \times 642,26 \times 348} = 1.79 \text{ cm}^2$$

SECTION	FLEXION	TORSION	$A_T \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{adop} \text{ (cm}^2\text{)}$	BARRES
Appuis	4.52	1.79	6.04	6,78	3T14+2T12
Travée	6.16	1.79	7.95	8.42	3T16+2T12

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

Armatures transversales :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{M_t}{2\Omega\sigma_s} \Rightarrow \frac{A_t}{S_t} = \frac{7749.91}{2 \times 642,26 \times 347,8} = 0,017 \text{ cm}^2 / \text{cm}$$

A_t : Section d'armature transversale.

S_r : L'espaceur d'armature.

On prend un espaceur de 15cm

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

III-5-7-dessin de ferrailage de la poutre palière :

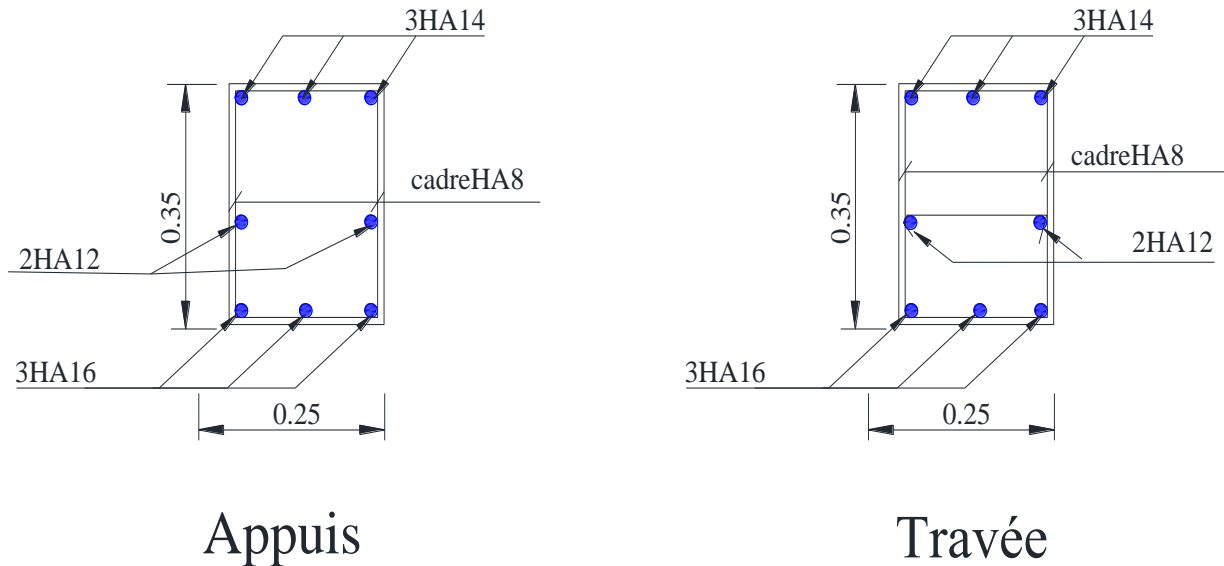


Fig. III-11: Schéma de ferrailage de la poutre palière

Chapitre IV :

Etude dynamique

IV-1-Introduction :

L'actualité montre régulièrement que les tremblements de terre entraînent des pertes en vies humaines, la destruction du patrimoine immobilier et des moyens de production, affectant notablement l'activité économique de la région touchée. Ces effets sont dus principalement à l'effondrement des constructions. Il est donc essentiel de prévenir les dommages sismiques graves en construisant des ouvrages capables de résister aux séismes, et doit être justifié selon les règles parasismiques algériennes R.P.A.99 version 2003. L'étude sismique consiste à évaluer les efforts de l'action accidentelle (séisme) sur notre structure existante

IV-2-Objectifs de l'étude dynamique :

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination de ses caractéristiques dynamiques propres. Ceci est obtenu en considérant son comportement en vibration libre non- amortie. Cela nous permet de calculer les efforts et les déplacements maximums lors d'un séisme.

IV-3- Description du logiciel robot version 2014 :

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

Robot permet de modéliser les structures, les calculer, de vérifier les résultats obtenus, de dimensionner les éléments spécifiques de la structure.

La dernière étape générée par Robot Millenium est la création de la documentation écrite et graphique pour la structure calculée.

IV-3-1- Modélisation des éléments structuraux :

La modélisation des éléments structuraux est effectuée comme suit :

- ✓ Les éléments en portique (poutre-poteau) ont été modélisés par des éléments finis de type poutre ferme à deux nœuds ayant six degrés de liberté (d.d.l) par nœud.
- ✓ Les voiles ont été modélisés par des éléments coques (shell) à quatre nœuds.
- ✓ Les planchers sont simulés par des diaphragmes rigides et le sens des poutrelles peut être automatiquement introduit

- ✓ Les dalles sont modélisées par des éléments dalles qui négligent les efforts membranaires

IV-3-2- Modélisation de la masse :

La masse des planchers est calculée de manière à inclure la quantité βQ RPA99/version 2003 (dans notre cas $\beta = 0,2$) correspondant à la surcharge d'exploitation. La masse des éléments modélisés est introduite de façon implicite, par la prise en compte du poids volumique correspondant à celui du béton armé à savoir $2,5t/m^3$.

La masse des éléments concentrés non structuraux, comme l'acrotère et les murs extérieurs (maçonnerie) a été répartie sur les poutres concernées.

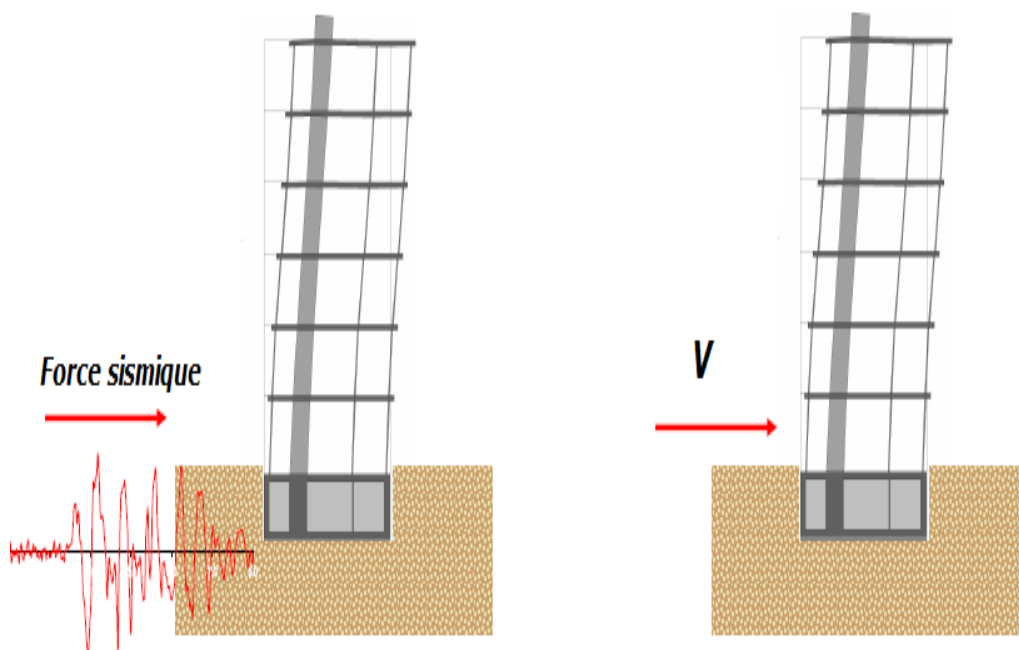


Fig-VI-1- :Simulation de la force sismique

IV-4- : Calcul dynamique du bâtiment:R.P.A.99V2003 (4.1.1).

Plusieurs méthodes approchées ont été proposées afin d'évaluer les efforts internes engendrés à l'intérieur de la structure sollicitée ; le calcul de ces efforts sismiques peut être mené par trois méthodes :

- La méthode statique équivalente.
- La méthode d'analyse modale spectrale.
- La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

Pour le choix de la méthode à utiliser, on doit vérifier un certain nombre de conditions suivant les règles en vigueur en algérie (RPA99/version 2003). Ici les conditions d'application de la méthode statique équivalente ne sont pas toutes remplies . Il faut donc utiliser la méthode dynamique modale spectrale en utilisant le spectre de réponse défini dans le RPA 99 version 2003. Néanmoins à cause de certaines vérifications nécessaires il est indispensable de passer par la méthode statique équivalente.

IV-4-1 : Méthode Modale spectrale :

- ✓ Les masses sont supposées concentrées au niveau du plancher.
- ✓ Seul les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte.
- ✓ Les planchers et fondations doivent être rigides dans leurs plans (vis-à-vis des déplacement horizontaux)

IV-4-1-1 :Analyse de la structure :

Variante initiale :

La structure initiale est présentée dans la figure suivante:(la position des voiles).

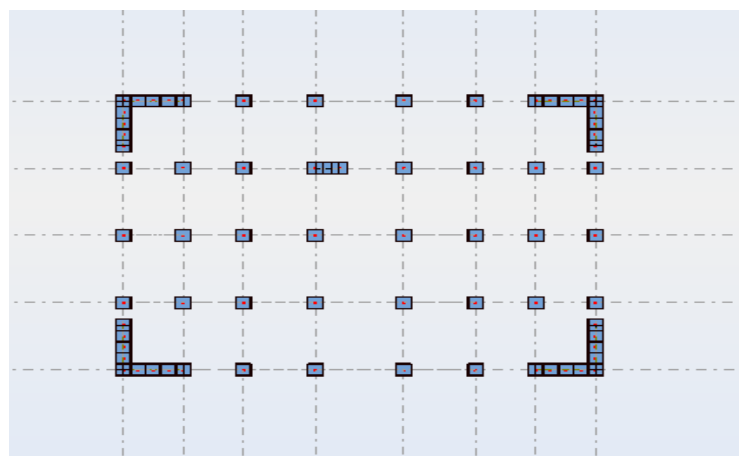


Fig.IV.2 :Initial de la disposition des voiles

Les résultats obtenus de la structure initiale sont récapitulés dans le tableau suivant :

Mode	fréquence	période	Masse modale Ux(%)	Masse modale Uy(%)	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]
1	1,51	0,66	71,00	0,00	71,00	0,00
2	1,59	0,63	0,00	72,38	71,00	72,38
3	2,29	0,44	0,01	0,00	71,01	72,38
4	5,84	0,17	14,31	2,69	85,31	75,07
5	5,84	0,17	2,99	12,83	88,31	87,90
6	9,16	0,11	0,00	0,00	88,31	87,90
7	12,22	0,08	0,00	5,62	88,31	93,52
8	12,30	0,08	5,92	0,00	94,23	93,52
9	18,95	0,05	2,54	0,00	96,77	93,52
10	19,28	0,05	0,00	0,00	96,77	93,53

Tab.IV.1 : Les résultats finals

Interprétation :

- ✓ On constate qu'il faut 7 modes pour attendre 90% de participation des masses modales exigée par la RPA 99 VERSION 2003 ART 4.3.4.a
- ✓
- ✓ Le 1er mode est un mode translation selon l'axe X avec 72,38 % de participation de masse modale.
- ✓ Le 2eme mode est un mode translation selon l'axe Y avec 71,00% de participation de masse modale.
- ✓ Le 3eme mode est mode torsion pure.



Fig-IV-3 : Premier mode de vibration. vue en plan ($T_1= 0,66$ s)

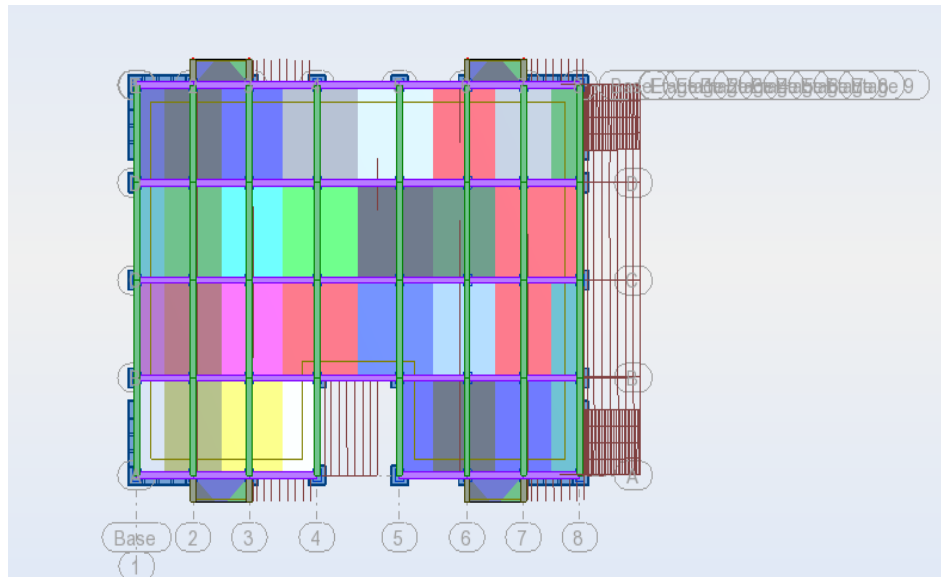


Fig-IV-4 : Deuxième mode de vibration. vue en plan. ($T_1= 0,63$ s)

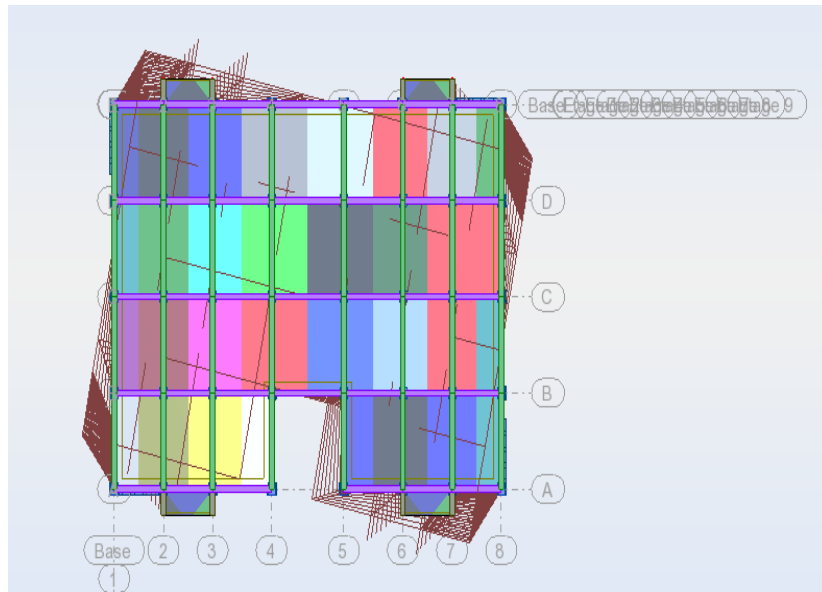


Fig-IV-5 : Troisième mode de vibration. vue en plan. ($T_1 = 0,44s$)

IV-5 : Calcul de l'action sismique :

IV-5-1 : Vérification de la résultante des forces sismiques par rapport à la méthode statique équivalente : Selon RPA99/version2003 (art 4.3.6):

La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismique déterminée par la méthode statique équivalent V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Si $V_t \leq 0,80 V$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments, ...) dans le rapport $0.8V/V_t$.

IV-5-1-1 : Méthode statique Equivalente :

Tout bâtiment sera conçu et construit pour résister aux forces sismiques horizontales totales agissant non simultanément dans la direction de chacun des axes principaux selon la formule.

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \cdot W \quad \text{RPA99 (art 4, 2,3)}$$

Notation :

V : effort tranchant à la base.

A : coefficient d'accélération de zone donné par le tableau (4-1) ci dessous suivant la zone sismique et la groupe d'usage du bâtiment

	ZONE	ZONE	ZONE	ZONE
Groupe	I	II _a	II _b	III
1A	0,15	0,25	0,30	0,40
1B	0,12	0,20	0,25	0,30
2	0,10	0,15	0,20	0,25
3	0,07	0,10	0,14	0,18

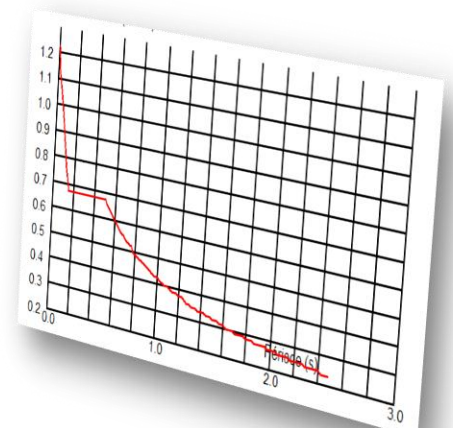
Tab-IV-2 : Coefficients d'accélération de zone A

Dans notre cas on a un groupe d'usage 2 en zone IIa donc :

$$A = 0,15$$

D : facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie du site, du facteur de coefficient d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure T . Ce coefficient est donné par :

$$D = \begin{cases} 2,5 \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5 \eta (T_2 / T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2,5 \eta (T_2 / T)^{2/3} (3 / T)^{5/3} & T \geq 3s \end{cases}$$



Avec T_2 : période caractéristique associée a la catégorie du site et donnée par le tableau 4,7 du RPA99/version 2003

Ite	S ₁	S ₂	S ₃	S ₄
T ₁	0.15	0.15	0.15	0.15
T ₂	0,30	0.40	0.50	0.70

Tab-IV-3 : Valeurs du période caractéristique associée a la catégorie du site

$$T_1(S_1) = 0,15 \text{ sec}$$

$$T_2(S_1) = 0,30 \text{ sec}$$

- η : facteur de correction d'amortissement donné par la formule :

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

- ξ (%) est le coefficient d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

ξ est donné par le tableau (4-7) présenté ci-après.

Remplissage	Portique		Voile ou murs
	Béton Armé	Acier	Béton Armé / Maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

Tab-IV-4 : Valeurs du coefficient d'amortissement suivant le système structurel

Nous avons un contreventement mixte voiles -portiques donc on prend $\xi = 7 \%$.

$$D'où \eta = 0,882 > 0,7$$

IV-6 : Estimation empirique de la période fondamentale:

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

On donc :

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

Avec :

h_N : Hauteur mesurée en mètres a partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau N .

C_T : Coefficient fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau 4-6 du RPA99/version2003.

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

IV.6.1 : Pour le sens longitudinal :

$$H_N = 27.54 \text{ m et } d = 23.90 \text{ m}$$

$C_T = 0,05$ on a un contreventement assuré partiellement par des voiles en béton armée

$$T = 0.05 * 27.54^{3/4} = 0.60$$

$$T = \frac{0.09 * 27.54}{\sqrt{23.90}} = 0.51$$

$$\text{Alors : } T = \min(0.60 \text{ s}, 0.51 \text{ s})$$

$$\text{Donc : } T = \mathbf{0.51 \text{ s}}$$

$$T_2 \leq T \leq 3 \text{ s}$$

$$D = 2,5 \eta (T_2 / T)^{2/3} \quad T_2 \leq T \leq 3 \text{ s}$$

$$\text{Donc : } \mathbf{D_x = 1.55}$$

IV-6-2 : Pour le sens transversal :

$$H_N = 27.54 \text{ m et } d = 18.40 \text{ m}$$

$$T = \frac{0.09 * 27.54}{\sqrt{18.40}} = 0.57$$

$$T = \min(0,60 \text{ s} ; 0,57 \text{ s})$$

$$\mathbf{\text{Donc } T = 0,57 \text{ s}}$$

$$T_2 (S_1) = 0,30 \text{ s}$$

$$\text{On a : } T_2 \leq T \leq 3 \text{ s}$$

$$\text{Donc : } \mathbf{D = 2,5 \eta (T_2 / T)^{2/3}}$$

$$\mathbf{D_y = 1.44}$$

R : coefficient de comportement global de la structure

Pour une structure en béton armé à contreventement mixtes portiques/voiles avec

Interaction on a :

- **R = 5**
- **Q** : Facteur de qualité, défini par
- **Q = 1 + ΣP_a**

➤ Critère q	Valeur de Pq	
	Sens xx	Sens yy
1- Conditions minimales sur les files de contreventement.	0.05	0.05
2- Redondance en plan.	0.05	0.05
3- Régularité en plan.	0.05	0.05
4- Régularité en élévation.	0	0
5- Contrôle de la qualité des matériaux.	0	0
6- Contrôle de la qualité de l'exécution.	0	0
	0.15	0.15

Tab-IV-5 : Facteur de qualité

$$Q_x = 1.15$$

$$Q_y = 1.15$$

W : poids de la structure qui est égal à la somme des poids W_i calculés à chaque niveau (i) par la formule: $W = \sum W_i$ avec $W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$

W_{Gi} : poids dû aux charges permanentes

W_{Qi} : la charge d'exploitation

β : coefficient de pondération donné par le tableau 4.5 (RPA)

Pour un bâtiment d'habitation $\beta = 0.20$

Nom	Masse [Kg]
RDC	425248,25
Etage 1	425248,25
Etage 2	425248,25
Etage 3	425248,25
Etage 4	425248,25
Etage 5	425248,25
Etage 6	425248,25
Etage 7	425248,25

Etage 8	487761,65
La Somme	3889748

Tab-IV-6 :valeur du masse

$$W(t)=3889748 \text{ Kg}=38897.48\text{KN}$$

L'effort tranchant à la base donné par la méthode statique équivalente vaut alors :

$$\text{Effort tranchant a la base dans le sens x : } V_x (\text{stat}) = A.D.Q.W/R = 2080.04 \text{ KN}$$

$$\text{Effort tranchant a la base dans le sens y : } V_y (\text{stat}) = A.D.Q.W/R = 1932.43 \text{ KN}$$

Sens	A	D	R	Q	W(KN)	V _{stat}	0,8 V _{stat}
Longitudinal	0,15	1.55	5	1,15	38897.48	2080.04	1664.03
Transversal	0,15	1.44	5	1,15	38897.48	1932.43	1545.94

Tab-IV-7 : L'effort tranchant à la base donnée par la méthode statique équivalente

Sens longitudinal	VX =2048.21KN
Sens transversal	VY =2119.02KN

Tab-IV-8 : L'effort tranchant à la base donnée par la méthode dynamique spectrale**Vérification :**

$$V_{dy} / V_{st} \geq 0.80$$

a) Sens longitudinal : xx

$$2048.21/2080.04= 0.98 \geq 0.80$$

b) sens transversal :YY

$$2119.02/ 1932.43= 1.09 \geq 0.8$$

	V _d (t)	V _{st} (KN)	80% V _{st}	0.8V _{st} <V _d
Sens- X	2048.21	2080.04	1664.03	Vérifie
Sens-Y	2119.02	1932.43	1545.94	Vérifie

Tab-IV-9 :vérification d'effore tranchant

IV-6 : Détermination de centre de gravité des masses et le centre des rigidités :

IV-6-1 : Centre de gravité des masses :

La détermination du centre de gravité des masses est basée sur le calcul de centres des masses de chaque élément de la structure (acrotère, poteaux, poutres plancher, escalier, voiles, balcons, maçonnerie extérieur, ...etc.),

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

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

Avec :

M_i : la masse de l'élément i .

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

IV-6-2 : Centre de gravité des rigidités :

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

$$X_{cj} = \sum I_{jy} X_j / I_{jy}$$

$$Y_{cj} = \sum I_{jx} Y_j / I_{jx}$$

I_{yi} : Inertie de l'élément i dans le sens y .

X_i : Abscisse de l'élément i .

I_{xi} : Inertie de l'élément i dans le sens x .

Y_i : Ordonnée de l'élément i .

IV-6-2-1 : L'excentricité théorique :

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

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

Le tableau ci-après résume les résultats des différents centres de gravité et de rigidité :

Etage	Position du centre de masse			Position du centre de Torsion		Excentricité	
	W _{étage} (Kg)	X _G (m)	Y _G (m)	X _{CR}	Y _{CR}	e _x	e _y
RDC	425248,25	11.80	9.19	11.80	9.07	0.00	0.12
1	425248,25	11.80	9.19	11.80	9.07	0.00	0.12
2	425248,25	11.80	9.19	11.80	9.07	0.00	0.12
3	425248,25	11.80	9.19	11.80	9.07	0.00	0.12
4	425248,25	11.80	9.19	11.80	9.07	0.00	0.12
5	425248,25	11.80	9.19	11.80	9.07	0.00	0.12
6	425248,25	11.80	9.19	11.80	9.07	0.00	0.12
7	425248,25	11.80	9.19	11.80	9.07	0.00	0.12
8	487761,65	11.80	9.19	11.80	9.07	0.00	0.19
Somme	3889748						

Tab-IV-10 : résultats des différents centres de gravité et de rigidité

IV-6-2-2 : Excentricité accidentelle :

L'article 4.3.7 du RPA99/version2003 impose dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle (additionnelle) égale à $\pm 0.05L$ (L étant la dimension de plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction

NIVEAU	LX (m)	LY (m)	e _x (m)	e _y (m)
RDC	23.60	20.40	0.18	1.02
1	23.60	20.40	0.18	1.02
2	23.60	20.40	0.18	1.02
3	23.60	20.40	0.18	1.02
4	23.60	20.40	0.18	1.02
5	23.60	20.40	0.18	1.02
6	23.60	20.40	0.18	1.02
7	23.60	20.40	0.18	1.02
8	23.60	20.40	0.18	1.02

Tab-IV-11 : Excentricité accidentelle :

IV-6-3 :Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur :

La résultante des forces sismiques à la base V doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules suivantes :(Art 4.2.5) RPA99

$$V = F_t + \sum F_i$$

F_t : force concentrée au sommet de la structure donnée par la formule suivante :

$$\begin{cases} \text{si } T > 0.7 \text{ sec} & F_t = 0.07 \cdot T \cdot V \\ \text{si } T \leq 0.7 \text{ sec} & F_t = 0 \end{cases}$$

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

$$F_i = [(V - F_t) \cdot W_i \cdot h_i / \sum (W_j \cdot h_j)]$$

Avec :

F_i : effort horizontal revenant au niveau i

h_i : niveau du plancher où s'exerce la force i

h_j : niveau d'un plancher quelconque.

W_i ; W_j : poids revenant au plancher i; j

IV-6-3-1 : Distribution horizontale des forces sismiques:

L'effort tranchant au niveau de l'étage k est donné par la formule:

$$V_k = F_t + \sum_{i=k}^n F_i$$

❖ les résultats sont donnés dans les tableaux suivants :

Etage	Fx (kN)	Fx sur les poteaux	Fy (kN)	Fy sur les poteaux	Fz	Fz sur les voiles
RDC	2048,21	658,36	2119,02	700,39	-42743,60	-7228,59
1	1991,43	480,46	2075,38	620,27	-37681,46	-6191,98
2	1891,08	607,87	1976,53	742,50	-32978,37	-5467,49
3	1765,04	682,74	1844,02	792,12	-28275,27	-4707,84
4	1604,48	713,35	1677,76	791,09	-23572,17	-3920,90
5	1410,89	709,48	1464,91	751,37	-18869,08	-3113,33
6	1177,76	682,22	1211,78	686,85	-14165,98	-2288,69
7	901,09	620,57	918,59	585,26	-9462,88	-1452,86
8	544,75	679,51	541,55	624,50	-4755,21	-560,55

IV-6-3-1-1 : Vérifications: selon RPA 99 version 2003 (art 3.4.4.a) p 19I

Que les portiques doivent reprendre au moins 25% de l'effort tranchant de l'étage.

$$\frac{F_{xpoteau}}{F_{xtotal}} = \frac{656.23}{2048.21} = 32.039\% \geq 25\% \dots\dots\dots \text{vérifie}$$

$$\frac{F_{ypoteau}}{F_{ytotal}} = \frac{700}{2119.02} = 33.03\% \geq 25\% \dots\dots\dots \text{vérifie}$$

$$\frac{F_{zvoile}}{F_{ztotal}} = \frac{7232.12}{42743.60} = 16.92\% \leq 20\% \dots\dots\dots \text{vérifie}$$

IV-6-3-1-2: Vérifications:selon RPA 99 version 2003 (art 3.4.4.a) p 19

Que les portiques doivent reprendre au moins 25% de l'effort tranchant de l'étage.

IV-7 :Vérification les déplacements :

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

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

δ_{ck} : Déplacement dû aux forces sismique F_i

R : coefficient de comportement = 5

Δ_K : le déplacement relatif au niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » est égal à $\Delta_K = \delta_k - \delta_{k-1}$

- **Sens longitudinal (EX) :**

Etage	Max UX [cm]	Min UX [cm]	UX [cm]
RDC	0,2	0,0	0,2
1	0,7	0,2	0,7
2	1,3	0,7	1,3
3	2,0	1,3	2,0
4	2,7	2,0	2,7
5	3,5	2,7	3,5
6	4,2	3,4	4,2
7	4,9	4,1	4,8
8	5,5	4,8	5,5

Tab-VI-12 : valeur des déplacement (sens X-X)

- **Sens transversal (EY) :**

Etage	Max UY [cm]	Min UY [cm]	UY [cm]
RDC	0,1	0,0	0,0
1	0,1	0,0	0,0
2	0,1	0,1	0,0
3	0,1	0,1	0,0
4	0,1	0,1	0,0
5	0,1	0,1	0,0
6	0,1	0,0	0,0
7	0,1	0,0	0,0
8	0,1	0,1	0,0

Tab-VI-13 : valeur des déplacement (sens Y-Y)

Donc: $\Delta_1, \Delta_2, \dots, \Delta_{RDC}$ sont inférieurs à $\Delta_{adm} = 1\% (h) = 1\% (3,06) = 0,0306m = 3.06cm$.

IV-8 : Justification de l'effet P- Δ :

L'effet du second ordre (ou effet de P- Δ) peut être négligé lorsque la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux : **L'article 5.9 du RPA99/version2003**

$$\Theta = P_k \Delta_k / V_k h_k \leq 0, 10$$

Avec :

P_k : 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 $k-1$.

h_k : hauteur de l'étage k .

V_k : effort tranchant d'étage au niveau k .

$$V_k = [(V - F_t) \cdot W_i \cdot h_i / \sum (W_j \cdot h_j)]''$$

- **Sens longitudinal :**

Niveau	W_i (KN)	P_k (KN)	Δ_k (m)	V_x (KN)	h_k (m)	Θ	≤ 0.1
8	487,761	487,761	0,006	544.75	3.06	0,001755	Vérifié
7	425,248	913.01	0,007	901.09	3.06	0,002317	vèrifié
6	425,248	1338.25	0,007	1177.78	3.06	0.002599	vèrifié
5	425,248	1763.50	0,007	1410.89	3.06	0.002859	vèrifié
4	425,248	2188.75	0,007	1804.48	3.06	0,002577	vèrifié
3	425,248	2614.01	0,007	1765.04	3.06	0,003387	vèrifié
2	425,248	3039.25	0,006	1891.08	3.06	0,002957	vèrifié
1	425,248	3464.49	0,005	1991.43	3.06	0,003151	vèrifié
RDC	425,248	3889,74	0,002	2048.21	3.06	0,001241	vèrifié

Tab-IV-14 :Les effets de second ordre (effet P- θ) (XX)

$$\Theta = P_k \Delta_k / V_k h_k \leq 0, 10$$

- **Sens transversal :**

Niveau	Wi (KN)	pk (KN)	Δ_k (m)	V _y (KN)	h _k (m)	Θ	≤ 0.1
8	425,248	487,761	0,005	541.55	3.06	0,001471	vérifié
7	425,248	913.01	0,006	918.59	3.06	0,005963	vérifié
6	425,248	1338.25	0,006	1211.78	3.06	0,002165	vérifié
5	425,248	1763.50	0,007	1464.91	3.06	0,002538	vérifié
4	425,248	2188.75	0,007	1677.76	3.06	0,002984	vérifié
3	425,248	2614.01	0,007	1844.02	3.06	0.003242	vérifié
2	425,248	3039.25	0,006	1976.53	3.06	0,0030150	vérifié
1	425,248	3464.49	0,005	2075.38	3.06	0,002727	vérifié
RDC	487,761	3889,74	0,002	2119.02	3.06	0.001199	vérifié

Tab-IV-15 :Les effets de second ordre (effet P- θ) (Y-Y)

IV-9 : Justification vis-à-vis de l'équilibre d'ensemble :

La vérification se fera pour les deux sens (longitudinal est transversal) avec la relation suivante :

$$M_s / M_r \geq 1,5$$

M_r : moment de renversement provoqué par les charges horizontales.

$$M_r = \sum F_i \times h_i$$

M_s : moment stabilisateur provoqué par les charges verticales.

$$M_s = W \times L/2$$

W : le poids total de la structure

- **Sens longitudinal :**

$$M_s = 38897.4761 \times 23.90 / 2 = 464824.839 \text{ KN.m}$$

Niveau	T (KN)	F _i (KN)	h _i (m)	F _i ×h _i (KN.m)
1	2048,21	56.79	3.06	173.7774
2	1991,43	100.35	6.12	614.142
3	1891,08	126.04	9.18	1157.0472
4	1765,04	160.56	12.24	1965.2544
5	1604,48	193.59	15.30	2961.927
6	1410,89	233.13	18.36	4280.2668
7	1177,76	276.67	21.42	5926.2714
8	901,09	365.34	24.48	8943.5232
9	544,75	544,75	27.54	15002.415
MRx				41024.6244

Tab-VI-16 :Le renversement (xx)

✓ Vérification :

$$\frac{M_s}{M_{Rx}} = \frac{464824.839}{41024.6244} = 11.33 \geq 1.5 \dots \dots \dots \text{vèrifie}$$

• Sens transversal :

$$M_s = 38897.4761 \times 18.40 / 2 = 357856.78012 \text{ KN.m}$$

Niveau	T (KN)	F _i (KN)	h _i (m)	F _i ×h _i (KN.m)
1	2119,02	43.64	3.06	133.5384
2	2075,38	98.85	6.12	604.962
3	1976,53	132.51	9.18	1216.4418
4	1844,02	166.26	12.24	2035.0224
5	1677,76	212.85	15.30	3256.605
6	1464,91	253.13	18.36	4647.4668
7	1211,78	293.19	21.42	6280.12989
8	918,59	377.04	24.48	9229.9392
9	541,55	541,55	27.54	14914.287
MR_y				42318.39249

Fig-IV-17: Le renversement (Y-Y)

- **Vérification:**

$$\frac{M_s}{M_{Ry}} = \frac{35357856.78012}{42318.39249} = 8.45 \geq 1.5 \dots \dots \dots \text{vérifie}$$

IV-9 : Conclusion :

La stabilité au renversement est alors vérifiée pour les deux sens.

Chapitre V :

Ferraillage des éléments porteurs

VI-1-1-Introduction :

Le ferraillage des éléments résistants se fait suivant le **BAEL91 mod99** et le règlement parasismique algérien **RPA99 v2003**, Les éléments résistants qui reprennent l'action sismique sont : Poteaux, Poutres et Voiles

Nous présentons dans ce chapitre le calcul du ferraillage de ces éléments résistants, accompagnée de leurs schémas de ferraillage.

VI-1-2-Combinaisons des charges:

Les combinaisons d'action:

- **Règlement BAEL 91 :**

Ce sont des combinaisons qui prennent en compte uniquement les charges permanentes **G** et les charges d'exploitation **Q**

➤ $1,35 G + 1,5 Q$ 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**.

➤ $G + Q \pm E$ (1)

➤ $0,8 G \pm E$ (2)

- **les poteaux :**

➤ *à l'ELU* : $1,35 G + 1,5 Q$ (BAEL 91)

➤ *à l'ELS* : $G + Q$

➤ *accidentelle* $G + Q \pm 1,2E$ (RPA99)

$0,8 G \pm E$

- **les poutres :**

➤ *à l'ELU* : $1,35 G + 1,5 Q$ (BAEL 91)

➤ *à l'ELS* : $G + Q$

➤ *accidentelle* $G + Q \pm E$ (RPA99)

$0,8 G \pm E$

- **Pour les voiles :**

➤ $G + Q \pm E$ (RPA99)

➤ 0,8 G ± E

VI-1-3-ferrailage des poteaux :

Les poteaux sont calculés en flexion composée. Chaque poteau est soumis à un effort normal (N) et à un moment fléchissant (M). Les armatures sont obtenues à l'état limite ultime (ELU) sous l'effet des sollicitations les plus défavorables.

Dans le calcul de ferrailage des poteaux, on considère le poteau le plus sollicité

Caractéristiques mécaniques des matériaux :

Situation	Béton			Acier (FeE400)		
	γ_b	F_{c28} (Mpa)	σ_b (MPa)	γ_s	Fe (MPa)	σ_s (MPa)
Durable	1,5	25	14,2	1,15	400	348
Accidentelle	1,15	25	18.5	1	400	400

- **ETAT LIMITE ULTIME DE RESISTANSE: BAEL91 (art A.4.3)**

Les sections soumises à un effort normal de compression sont justifiées vis-à-vis de l'état limite ultime de résistance de forme en adoptant une excentricité totale de calcul :

$$e_t = e_1 + e_2$$

Cependant il est possible de tenir compte des effets du second ordre de façon forfaitaire

lorsque : $L_f/h \leq \max(15, 20 \frac{e_1}{h})$

Avec : **h** : la hauteur totale de la structure dans la direction du flambement.

e₁ : excentricité (dite du premier ordre) de la résultante des contraintes normales ;

y compris l'excentricité additionnelle. $e_1 = \frac{M}{N} + e_a \longrightarrow e_1 = 0.034 \text{ m}$

e_a : excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques des efforts appliqués.

$$e_a = \max(2\text{cm}, L/250)$$

$$e_a = \max(2\text{cm}, 306/250) \rightarrow e_a = 0.02 \text{ m.}$$

e₂ : excentricité due aux effets du second ordre, liés à la déformation de la structure.

$$e_2 = \frac{3 \cdot (l_f)^2}{10^4 \cdot h} \cdot (2 + \alpha \cdot \Phi) \longrightarrow e_2 = 0.0075$$

α : Le rapport du moment du premier ordre, dû aux charges permanentes et quasi-permanentes, au moment total du premier ordre, le coefficient α est compris entre 0 et 1, on supposera $\alpha = 0,5$

Φ : Le rapport de la déformation finale due au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée, ce rapport est généralement pris égal à 2.

$$L_f = 0.7 \times L = 0.7 \times 3.06 = 2.142 \text{ m}$$

Niveau	h(m)	e ₁ (m)	e ₂ (m)	e _t (m)
RDC – 8 étage	0.55	0.034	0.0075	0.042

• CALCUL DE FERRAILLAGE :

Dans le calcul de ferrailage, on considère le poteau le plus sollicité

• Armatures Longitudinales :

Une section soumise à la flexion composée est dite partiellement comprimée si :

- Le centre de pression « c » se trouve à l'extérieure du segment limité par les armatures,

Et N est un effort de compression.

- Le centre de pression « c » se trouve à l'intérieure du segment limité par les armatures,

Et N est un effort de compression et la condition suivante est vérifiée :

$$\underbrace{N(d - c') - M_1}_{(I)} < \underbrace{\left(0.337 - 0.81 \frac{c'}{h}\right) b \times h^2 \bar{\sigma}_b}_{(II)}$$

$$M_1 = N \left(e_t + d - \frac{h}{2} \right)$$

• Calcul Des Armatures A La Flexion Simple :

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \times b \times d^2}$$

$$\mu < \mu_L = 0,392 \Rightarrow A'_f = 0 \quad (\text{section simplement armée})$$

$$A_f = \frac{M_1}{\beta \times d \times \sigma_s}$$

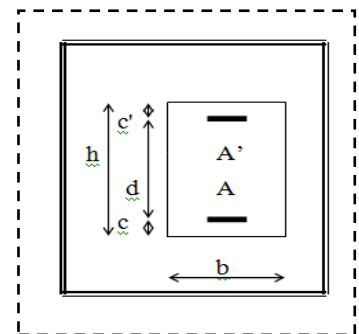
• Calcul des armatures a la flexion composée :

$$A' = A'_f \quad (\text{Armatures comprimées})$$

$$A = A_f - \frac{N}{100 \times \sigma_s} \quad (\text{Armatures tendues})$$

Si : $A \leq 0$ et $A' = 0$: théoriquement, aucune armature n'est nécessaire. Il faut prévoir des armatures minimales.

$$\text{Si : } A \leq 0 \text{ et } A' \neq 0 : 0$$



$$0.4 y^2 - c'.y + \frac{N(e + c' - d)}{80.\bar{\sigma}_b . b} = 0$$

$$A' = \frac{N - 80.\bar{\sigma}_b . b . y}{100.\sigma'_s} \quad ; \quad A = 0$$

VI-1-4-Ferrailage du poteau le plus sollicité:

Soit le poteau du RDC (dimension 45×55) :

S = 45×55(cm) ; acier Fe E400; $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$. $c = c' = 3 \text{ cm}$

$f_{bu} = 0.85 f_{c28}$ $\gamma_b = 14.2 \text{ Mpa}$; $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$

l = 3.06m : hauteur totale du Poteau.

ELU		G+Q ± E _Y		0,8G+E		ELS	
N _{MAX} (KN)	M _{COR} (KN.M)	M _{MAX} (KN.M)	N _{COR} (KN)	N _{MIN} (KN)	M _{COR} (KN.M)	N _{MAX} (KN)	M _{COR} (KN.M)
2023.34	28.86	89.45	1034.59	833.22	-36.97	1471.31	20.91

a) La combinaison 1.35G+1.5Q : (ELU)

$$l_f < \max(15 ; 20.e_1 / h)$$

Niveau	h(cm)	l _f /h	20 e ₁ /h	Condition
RDC – 8 étage	55	3.89	1.24	Vérifier

$$\underbrace{N(d - c') - M_1}_{(I)} < \underbrace{\left(0.337 - 0.81 \frac{c'}{h}\right) b \times h^2 \bar{\sigma}_b}_{(II)} \quad ea = 0.02$$

Niveau	N(N)	M(N.m)	e ₁ = M / N + e _a	e ₂ =	e _t =	M ₁ (N.m)	(I)	(II)
RDC – 8 étage	2023340	28860	0.034	0.0075	0.042	580601	410669	564428.7

II > I : donc la section est partiellement comprimée

➤ Flexion simple :

$$A_f = \frac{M_1}{\beta \times d \times \sigma_s}$$

Niveau	M ₁	μ	μ _L	A	β	A _f (cm ²)	A' _f (cm ²)
RDC – 8 étage	580601	0.336	0.392	0.5341	0.786	40.81	0

$\mu < \mu_L$: donc les armatures comprimées non sont pas nécessaires.

➤ **flexion composée:**

$$A = A_f - \frac{N}{100 \times \sigma_s}$$

Niveau	N (N)	A (cm ²)	A' (cm ²)
RDC – 8 étage	2023340	-7.31	0

b-La combinaison G+Q+Ey: (Mmax =89.45 KN , Ncorespondant = 1034.76 KN)

Niveau	N(N)	M(N.m)	e ₁ = M /N+e _a	e ₂ =	e _t =	M ₁ (N.m)	(I)	(II)
RDC – 8 étage	1034590	89450	0.106	0.0075	0.114	371417.81	135531.29	566010.2

II>I : donc la section est partiellement comprimée.

➤ **Flexion simple :**

$$A_f = \frac{M_1}{\beta \times d \times \sigma_s}$$

Niveau	M ₁	μ	μ _L	α	B	A _f (cm ²)	A' _f (cm ²)
RDC – 8 étage	371417.81	0.2149	0.392	0.3079	0.877	23.40	0

$\mu < \mu_L$: donc les armatures comprimées non sont pas nécessaires.

➤ **flexion composée:**

$$A = A_f - \frac{N}{100 \times \sigma_s}$$

Niveau	N (N)	A (cm ²)	A' (cm ²)
RDC – 8 étage	1034590	-6.32	0

c-La combinaison 0.8G+Ex : (Nmin =833.22KN , Mcorespondant = -36.97 KN)

Niveau	N(N)	M(N.m)	e ₁ = M /N+e _a	e ₂ =	e _t =	M ₁ (N.m)	(I)	(II)
RDC – 8 étage	833220	-36970	0.064	0.0075	0.0715	263714.13	408277.8	566010.2

II>I : donc la section est partiellement comprimée.

➤ **Flexion simple :**

$$A_f = \frac{M_1}{\beta \times d \times \sigma_s}$$

Niveau	M ₁	μ	μ_L	α	B	A _f (cm ²)	A' _f (cm ²)
RDC – 8 étage	263714.13	0.1526	0.392	0.2101	0.916	15.91	0

$\mu < \mu_L$: donc les armatures comprimées non sont pas nécessaires.

➤ **flexion composée:**

$$A = A_f - \frac{N}{100 \times \sigma_s}$$

Niveau	N (N)	A (cm ²)	A' (cm ²)
RDC – 8 étage	833220	-8.03	0

VI-1-5-vérification des sections: RPA (99ver2003)

Donc : $A_{\min} = (0.8 \times b \times h) / 100 = 19.8 \text{ cm}^2$

zone courante :

$A_{\max} = (4 \times b \times h) / 100 = 99 \text{ cm}^2$

zone de recouvrement :

$A_{\max} = (6 \times b \times h) / 100 = 148.5 \text{ cm}^2$.

Condition de non fragilité : BAEL91 art A.4.2

$$A_{\min} = 0.23d.b. \frac{f_{t28}}{f_e} = 2.8 \text{ cm}^2$$

Tableau récapitulatif des sections :

	$A_1(\text{cm}^2)$	$A_2(\text{cm}^2)$	$A_3(\text{cm}^2)$	A_{\min} RPA(cm^2)	A_{\min} BAEL(cm^2)	A_{\max} (cm^2)
RDC – 8 étage	-7.31	-6.32	-8.03	19.8	2.8	19.8

On adopte : **4HA16+4HA20**; Soit : $A_s = 20.61 \text{ cm}^2$

armatures transversales :**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 .

$V_{\max} = 69.93 \text{ KN}$

Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\tau = \frac{V}{bd} = \frac{69.93 \times 10^3}{450 \times 520} = 0.298 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau} = \min \left(0, 2 \frac{f_{t28}}{\gamma_b}; 5 \text{ Mpa} \right) = 3,33 \text{ MPa}$$

$\tau = 0,298 \text{ Mpa} < \bar{\tau} = 3,33 \text{ MPa}$ conditions vérifiées.

Calcul d'armature transversale:

Selon (**RPA99 version 2003**) **ART 7.4.2.2** les armatures transversales des poteaux sont

calculées à l'aide de la formule suivante : $\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a V_u}{h \times f_e}$

V_u : est l'effort tranchant de calcul.

h : Hauteur totale de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique des aciers transversaux ($f_e = 235 \text{ MPa}$).

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par les effort tranchants.

$$\rho_a = 3.75 \quad \text{Si } \lambda_g < 5.$$

$\rho_a = 2.5$ Si $\lambda_g > 5$.

λ_g : L'élancement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

a et b : dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation.

l_f : longueur de flambement du poteau ($l_f = 0.7 L$)

Dans notre cas

$$\lambda_g = \left(\frac{2.142}{0.45} \text{ ou } \frac{2.142}{0.55} \right) \lambda_g = (4.76) < 5 \text{ alors : } \rho_a = 3.75$$

t : c'est l'espacement des armatures transversales

- La zone nodale : $S_t \leq \min(10\phi_l, 15\text{cm})$. en prend $t = 10 \text{ cm}$ (**ART 7.4.2.2 RPA**)
- La zone courante : $S_t \leq 15\phi_l$ (**ART 7.4.2.2 RPA**)

ϕ_l : Le diamètre minimal des armatures longitudinales

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

-En prend $S_t = 15 \text{ cm}$ dans la zone courante.

$$A_t = \frac{\rho_a \times v_u}{h \times f_e} S_t = \frac{3.75 \times 69930 \times 0.15}{55 \times 400} = 1.19\text{cm}^2$$

$$A_t = 1.19\text{cm}^2 \text{ soit : } \mathbf{2 \text{ cadres de T10} / A_t = 1.57\text{cm}^2}$$

VI-1-6- Vérification des cadres des armatures minimales:

- **RPA99version2003 (7.4.2.2):**

Soit la quantité d'armature minimale (Zone II).

$$\frac{A_t}{S_t b} (\%) = \begin{cases} 0,3\% \Rightarrow \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,8\% \Rightarrow \text{si } \lambda_g \leq 3 \end{cases}$$

Si $3 < \lambda_g < 5$: interpoler entre les valeurs limites précédentes

Dans la zone nodale $t = 10 \text{ cm}$

$$\frac{A_t}{S_t b} \geq 0.3\% \Rightarrow A_t = 0.003 \times 10 \times 45 = 1.35\text{cm}^2 \text{ Alors la condition est vérifiée.}$$

Dans la zone courant : $t = 15 \text{ cm}$

$$\frac{A_t}{S_t b} \geq 0.3\% \Rightarrow A_t = 0.003 \times 15 \times 45 = 2.03\text{cm}^2 \text{ Alors la condition est vérifiée.}$$

- **BAEL91 : (art A.8.1,3) :**

1/ Le diamètre des armatures transversales : $\phi_t \geq \frac{\phi_\ell}{3}$

$$\phi_t \geq \frac{\phi_\ell}{3} = \frac{20}{3} = 6.66mm$$

- Le diamètre des armatures transversales : $\phi_t \geq \frac{\phi_\ell}{3}$ Condition Vérifiée

2/ leur espacement : $St \leq \min (15 \phi_\ell ; 40 \text{ cm} ; a + 10 \text{ cm})$

$St \leq \min (30\text{cm} ; 40 \text{ cm} ; 55 \text{ cm})$ Condition Vérifier

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Etage	SPOT(cm ²)	A _{RPA} (Cm ²)	N ^{mbr} des barres	A _{adapt} (cm ²)
RDC- 8	45x55	19.8	4HA16+4HA20	20.61

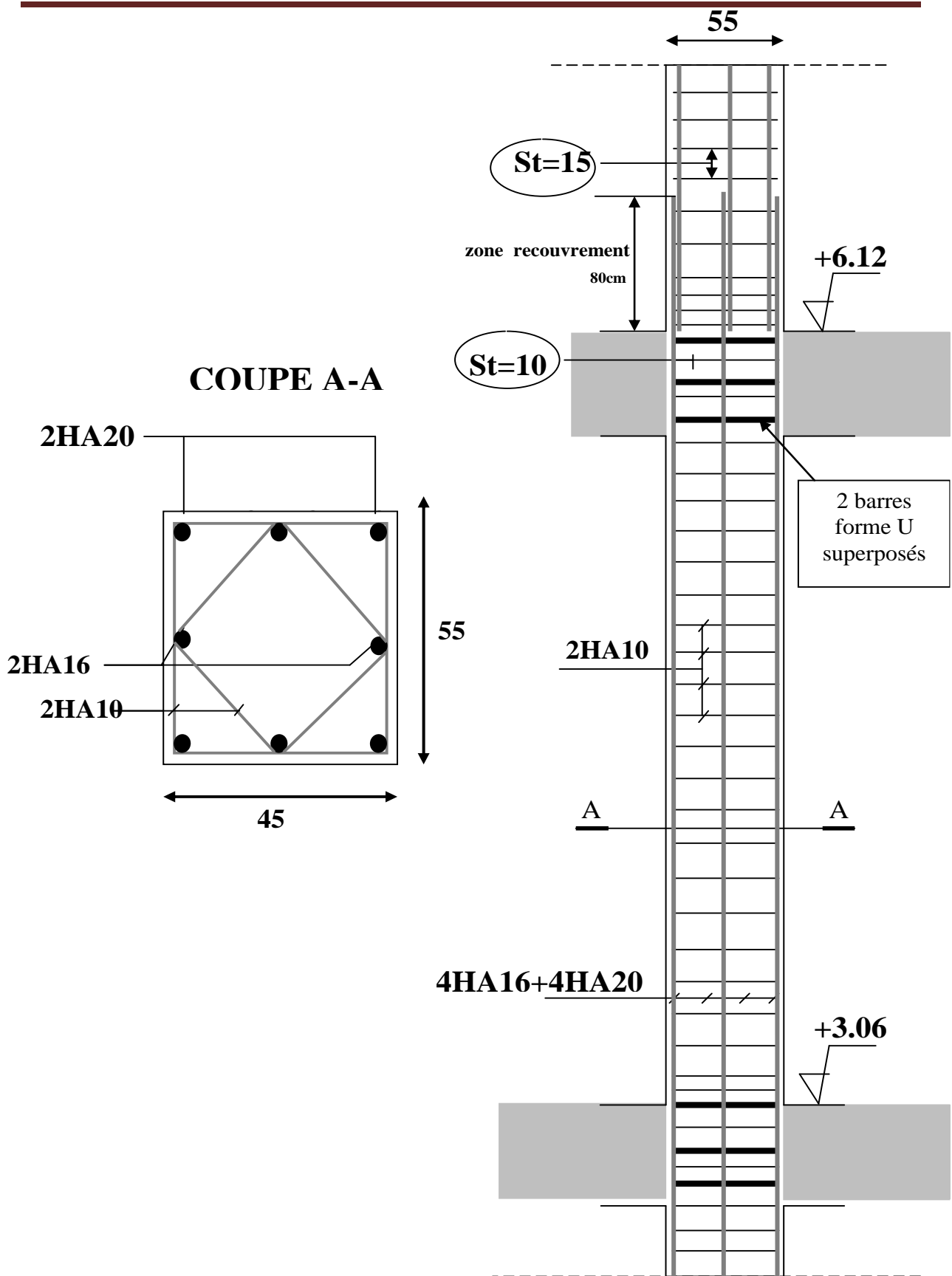


Fig.V.1.FERRAILLAGE

POTEAUX (45×55)

Ferrailage des poutres

VI-2-1-Introduction :

Les poutres sont des éléments non exposés aux intempéries et sollicités par des Moments de flexion et des efforts tranchants. Donc le calcul se fera en flexion simple avec les sollicitations les plus défavorables en considérant la fissuration comme étant peu nuisible.

VI-2-2-Recommandation des RPA 99/version 2003 : ART 7.5.2.1

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section.

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

- 4% en zone courante
- 6 % en zone recouvrement.

Les poutres supportant de faibles charges verticales et , doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.

· La longueur minimale de recouvrement est de : 40ϕ en zone II.

· Les armatures longitudinales supérieures et inférieures doivent être coudées à 90° .

Dans notre cas, nous allons ferrailer les poutres les plus sollicitées .Le ferrailage sera fait pour une situation accidentelle (le cas le plus défavorable).

Les résultats sont tirés à partir de logiciel ROBOT 2014 ,sous les combinaisons d'action suivants :

Pour les poutres principales (30× 45) :

COMBINAISONS	1.35G+1.5Q		G+Q		G+Q+EX	
	En travée	En appuis	En travée	En appuis	En travée	En appuis
VALEURS	42.8 KN	86.77 KN	31.21 KN	63.23 KN	29.89 KN	101.48 KN

Pour les poutres secondaires (30× 40) :

COMBINAISONS	1.35G+1.5Q		G+Q		G+Q+EX	
	En travée	En appuis	En travée	En appuis	En travée	En appuis
VALEURS	37.04 KN	45.82 KN	26.87 KN	33.15 KN	18.57 KN	89.44 KN

VI-2-3-Les poutre principales

VI-2-3-1-Étapes de calcul des armatures longitudinales :

- **EUL :**

$$\mu = \frac{M}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2}$$

$$\bar{\sigma}_b = 14.2 \text{ MPa} , \quad b = 40 \text{ cm} , \quad h = 45 \text{ cm} , \quad d = 42 \text{ cm}$$

$$\mu < \mu_l = 0,392 \rightarrow A' = 0, \alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0,8} , \quad \beta = 1 - 0,4\alpha$$

$$A_l = \frac{M_{\max}}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} , \quad \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

- **ELS :**

- La fissuration est peu nuisible, donc il n'y a aucune vérification concernant σ_s .
- Pour le béton : section rectangulaire + flexion simple + acier type FeE400, donc la vérification de la contrainte max du béton n'est pas nécessaire si l'inégalité suivante est

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

- **Pourcentage minimal d'après le RPA99V2003 :**

$$A_{\min} = 0.5\% (b \times h) = 6.75 \text{ cm}^2$$

- **Pourcentage maximal d'après le RPA99V2003 :**

4 % en zone courante .

6 % en zone de recouvrement .

- **Pourcentage minimal d'après le BAEL :**

$$A_{\min} = 0.1\% (b \times h) = 1.35 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité :**

$$A^{BAEL} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \rightarrow A > \frac{0.23 \times 40 \times 42 \times 2.1}{400} = 1.52 \text{ cm}^2$$

$A_s > A_{\min}$condition vérifiée.

On adopte donc :

$$A = \max (A_{cal} , A_{BAEL} , A_{\min}^{BAEL} , A_{\min}^{RPa})$$

VI-2-3-2-Calcul des armatures

En travée

- **E.U.L :**

$$A_1 = \frac{M_{\max}}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d}$$

Niveau	M _u (N.m)	μ	μ _t	α	β	A _{cal} (cm ²)
RDC- 8 etage	42800	0.0569	0,392	0.0747	0.970	3.018

- **E.U.S :**

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

Niveau	α	M _u (N.m)	M _{ser} (N.m)	γ	$\frac{\gamma}{\alpha}$	Condition
RDC- 8 etage	0.0747	42800	31210	1,37	0,44	Vérifier

- **Tableau récapitulatif :**

Niveau	A _{cal} (cm ²)	A _{min} ^{BAEL} (cm ²)	A ^{BAEL} (cm ²)	A _{max} ^{RPA} (cm ²)	A (cm ²)	A _{adopt} (cm ²)
RDC- 8 etage	3.018	1,35	1.52	6.75	6.75	3T16+2T14 =9,11

Sur Appuis :

Nappe supérieure :

E.L.U : 1.35 G+ 1.5Q

Niveau	M _u (N.m)	μ	μ _t	α	β	A _{cal} (cm ²)
RDC- 8 etage	86770	0.115	0.392	0.1546	0.938	6.33

La combinaison : G+Q+Ex :

Niveau	M (N.m)	μ	μ _t	α	β	A _{cal} (cm ²)
RDC- 8 etage	101480	0.1350	0.392	0.1835	0.927	10.49

- **E.U.S :**

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

Niveau	α	M_u (N.m)	M_{ser} (N.m)	γ	$\frac{-}{\alpha}$	Condition
RDC- 8 etage	0.1835	86770	63230	1.37	0.44	Vérifier

• **Tableau récapitulatif :**

Niveau	A_{cal} (cm ²)	A_{min}^{BAEL} (cm ²)	A^{BAEL} (cm ²)	A_{max}^{RPA} (cm ²)	A (cm ²)	A_{adopt} (cm ²)
RDC- 8 etage	10.49	1,35	1.52	6.75	10.49	4T16+2T14 =11.12

VI-2-4-Etat limite de déformation : BAEL91 (B.6.5.1)

On peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de calculer la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées, et on fera le calcul sur la travée la plus chargée.

$$\diamond \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \quad \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \quad \frac{4.2}{f_e} \geq \frac{A}{b \times d}$$

$$\frac{h}{L} = 0.1 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \dots\dots\dots \text{(condition vérifier)}$$

$$\frac{h}{L} = 0.1 \geq \frac{M_t}{10M_0} = 0.085 \quad \dots\dots\dots \text{(condition vérifier)}$$

$$\frac{4.2}{f_e} = 0.0105 > \frac{A}{b \times d} = 0.0088 \quad \dots\dots\dots \text{(condition vérifier)}$$

Les conditions précédentes sont vérifiées.

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

$$V_u^{max} = 107.25 \text{ KN.m}$$

$$\tau_{u_{max}} = \frac{107250}{300 \times 420} = 0.85 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau} = \min \left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ Mpa} \right) = 3,33 \text{ MPa} \quad \text{(fissuration peu préjudiciable).}$$

$$\tau_{u_{max}} = 0.85 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 3,33 \text{ MPa} \quad \dots\dots\dots \text{(condition vérifier)}$$

Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis : BAEL 91 (art A.5.1,313)

$$V_u = 107.25 \text{ KN} \quad \alpha = 0.9 \times d = 0.9 \times 42 = 37.8$$

$$V_u \leq 0.267 \times \alpha \times b \times f_{c28}$$

$$V_u = 107250 \leq 0.267 \times 37.8 \times 30 \times 25 \times 10^2 = 756945 \text{ N} \quad (\text{condition vérifier})$$

Influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales :

Au droit d'un appui ou existe un moment M (moment de continuité), la section A des armatures inférieures doit être elle que l'on ait :

$$A \geq \frac{1,15}{f_c} \left(V_u + \frac{M_u}{0,9.d} \right)$$

$$V_u = 107.25 \text{ KN} \quad M_u = -86.77 \text{ KN}$$

$$A_s = 9.11 \text{ cm}^2 > 1.15/40000 \times (107250 - (86770/0.9 \times 0.42)) = 3.52 \text{ cm}^2 \quad (\text{condition vérifier})$$

VI-2-5-Les armatures transversales :

- **Le diamètre** : BAEL91 (art A.7.2,2)

$$\phi_t \leq \min (h / 35, \phi_L, b / 10)$$

$$\phi_t \leq \min (450 / 35, 16, 400 / 10) = 10 \text{ mm}$$

Alors soit des cadres $\phi_t = 8 \text{ mm}$ de nuance FeE235

- **Espacement** :

- D'après BAEL 91 (art A.5.1, 22): $S_t \leq \min (0,9 d ; 40 \text{ cm}) = 37.8 \text{ cm}$

- D'après RPA 99 (art 7.5.2, 2) :

$$S_t \leq \min (h / 4, 12 \phi_t^{\min}, 30 \text{ cm}) = 10 \text{ cm} \quad \text{dans la Zone nodale.}$$

$$S_t \leq h / 2 = 15 \text{ cm} \quad \text{dans la Zone courante.}$$

Avec : $L' = 2h = 90 \text{ cm}$ (longueur de la zone nodale).

VI-2-6-La section de ferrailage transversal:

- D'après BAEL 91 (art A.5.1, 22):

$$S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0,4 \times b_0}$$

$$\Rightarrow A_t \geq 0,4 \times b_0 \times S_t / f_e \dots \dots \dots A_t = 1.02 \text{ cm}^2$$

- D'après RP A 99 :

$$A_t \geq 0,003 \times S_t \times b = 0,003 \times 20 \times 30 = 1.8 \text{ cm}^2$$

$$A_t \geq \max (A_t^{\text{BAEL}}, A_t^{\text{RPA}}) = A_t^{\text{RPA}}$$

Soit : $A_t = 5\emptyset 8 = 2.51 \text{ cm}^2$

VI-2-7-Les poutres secondaires (30×40) :

Pour les poutres secondaires le même principe adopté précédemment pour les étapes de calcul de ferrailage.

Pourcentage minimal d'après le RPA99V2003 :

$$A_{\min} = 0.5\% (b \times h) = 6 \text{ cm}^2$$

- **Pourcentage maximal d'après le RPA99V2003 :**

5 % en zone courante.

6 % en zone de recouvrement.

- **Pourcentage minimal d'après le BAEL :**

$$A_{\min} = 0.1\% (b \times h) = 1.2 \text{ cm}^2.$$

- **Condition de non fragilité :**

$$A^{BAEL} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \rightarrow A > \frac{0.23 \times 30 \times 37 \times 2.1}{400} = 1.34 \text{ cm}^2$$

On adopte donc :

$$A = \max (A_{cal}, A_{BAEL}, A_{\min}^{BAEL}, A_{\min}^{RPa})$$

$$A = 6 \text{ cm}^2$$

VI-2-8-Calcul des armatures :

En travée

- **E.U.L :**

$$A_1 = \frac{M_{\max}}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d}$$

Niveau	M_u (N.m)	μ	μ_t	α	β	A_{cal} (cm ²)
RDC- 8 etage	37040	0,0635	0,392	0.0828	0.967	2.97

- **E.U.S :**

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

Niveau	α	M_u (N.m)	M_{ser} (N.m)	γ	$\frac{\bar{\alpha}}{\alpha}$	Condition
RDC- 8 etage	0.0828	37040	26870	1,378	0,439	Vérifier

- **Tableau récapitulatif :**

Niveau	A_{cal} (cm ²)	A_{min}^{BAEL} (cm ²)	A^{BAEL} (cm ²)	A_{max}^{RPA} (cm ²)	A (cm ²)	A_{adopt} (cm ²)
RDC- 8 etage	2.97	1.2	1.34	6	6	3T16+2T14 =9,11

Sur Appuis :

Nappe supérieure :

E.L.U : 1.35 G+ 1.5Q

Niveau	M_u (N.m)	μ	μ_t	α	β	A_{cal} (cm ²)
RDC- 8 etage	45820	0.0785	0.392	0.1044	0.958	3.71

La combinaison : G+Q+Ex :

Niveau	M (N.m)	μ	μ_t	α	β	A_{cal} (cm ²)
RDC- 8 etage	89440	0.153	0.392	0.2101	0.916	7.50

- **E.U.S.:**

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

Niveau	α	M_u (N.m)	M_{ser} (N.m)	γ	$\bar{\alpha}$	Condition
RDC- 8 etage	0.2101	45820	33150	1.38	0.44	Vérifier

- **Tableau récapitulatif :**

Niveau	A_{cal} (cm ²)	A_{min}^{BAEL} (cm ²)	A^{BAEL} (cm ²)	A_{max}^{RPA} (cm ²)	A (cm ²)	A_{adopt} (cm ²)
RDC- 8 etage	7.50	1,2	1.34	6	7.50	6 T12+2HA10 =8.35

VI-2-9-état limite de déformation : BAEL91 (B.6.5.1)

On peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de calculer la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées, et on fera le calcul sur la travée la plus chargée.

$$\diamond \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \quad \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \quad \frac{4.2}{f_e} \geq \frac{A}{b \times d}$$

$$\frac{h}{L} = 0.090 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \dots\dots\dots \text{(condition vérifier)}$$

$$\frac{h}{L} = 0.090 \geq \frac{M_t}{10M_0} = 0.085 \quad \dots\dots\dots \text{(condition vérifier)}$$

$$\frac{4.2}{f_e} = 0.0105 > \frac{A}{b \times d} = 0.0075 \quad \dots\dots\dots \text{(condition vérifier)}$$

Les conditions précédentes sont vérifiées.

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

$$V_u^{\max} = 107.25 \text{ KN.m}$$

$$\tau_{u\max} = \frac{107250}{300 \times 370} = 0.966 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau} = \min \left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) = 3,33 \text{ MPa} \quad \text{(fissuration peu préjudiciable).}$$

$$\tau_{u\max} = 0.966 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 3,33 \text{ MPa} \quad \dots\dots\dots \text{(condition vérifier)}$$

Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis : BAEL 91 (art A.5.1,313)

$$V_u = 107.25 \text{ KN} \quad \alpha = 0.9 \times d = 0.9 \times 37 = 33.3$$

$$V_u \leq 0.267 \times \alpha \times b \times f_{c28}$$

$$V_u = 107250 \leq 0.267 \times 23.3 \times 30 \times 25 \times 10^2 = 666832.5 \text{ N} \quad \text{(condition vérifier)}$$

Influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales :

Au droit d'un appui ou existe un moment M (moment de continuité), la section A des armatures inférieures doit être elle que l'on ait :

$$A \geq \frac{1,15}{f_e} \left(V_u + \frac{M_u}{0,9.d} \right)$$

$$V_u = 41.42 \text{ KN} \quad M_u = -42.82 \text{ KN}$$

$$A_S = 9.11 \text{ cm}^2 > 1.15/40000 \times (41420 - (42820/0.9 \times 0.37)) = -2.51 \text{ cm}^2 \quad \dots\dots\dots \text{(condition vérifier)}$$

VI-2-10-Les armatures transversales :

- **Le diamètre :** BAEL91 (art A.7.2,2)

$$\phi_t \leq \min (h / 35, \phi_L, b / 10)$$

$$\phi_t \leq \min (400 / 35, 14, 300 / 10) = 10 \text{ mm}$$

Alors soit des cadres $\phi_t = 8 \text{ mm}$ de nuance FeE235

- **Espacement :**

- D'après BAEL 91 (art A.5.1, 22): $S_t \leq \min (0,9 d ; 40 \text{ cm}) = 28.8 \text{ cm}$

- D'après RPA 99 (art 7.5.2, 2) :

$$S_t \leq \min (h / 4, 12 \phi_t^{\min}, 30 \text{ cm}) = 10 \text{ cm} \text{ dans la Zone nodale.}$$

$$S_t \leq h / 2 = 20 \text{ cm} \text{ dans la Zone courante.}$$

Avec : $L' = 2h = 80 \text{ cm}$ (longueur de la zone nodale).

VI-2-11-La section de ferrailage transversal:

- D'après BAEL 91(art A.5.1, 22):

$$S_t \leq \frac{A_t x f_e}{0,4 x b_0}$$

$$\Rightarrow A_t \geq 0,4 \times b_0 \times S_t / f_e \dots \dots \dots A_t = 0,525 \text{ cm}^2$$

- D'après RP A 99 :

$$A_t \geq 0,003.S_t.b = 0,003 \times 17,5 \times 30 = 1,575 \text{ cm}^2$$

$$A_t \geq \max (A_t^{\text{BAEL}}; A_t^{\text{RPA}}) = A_t^{\text{RPA}}$$

$$\text{Soit : } A_t = 4\emptyset 8 = 2,01 \text{ cm}^2$$

VI-2-12-Présentation du ferrailage :

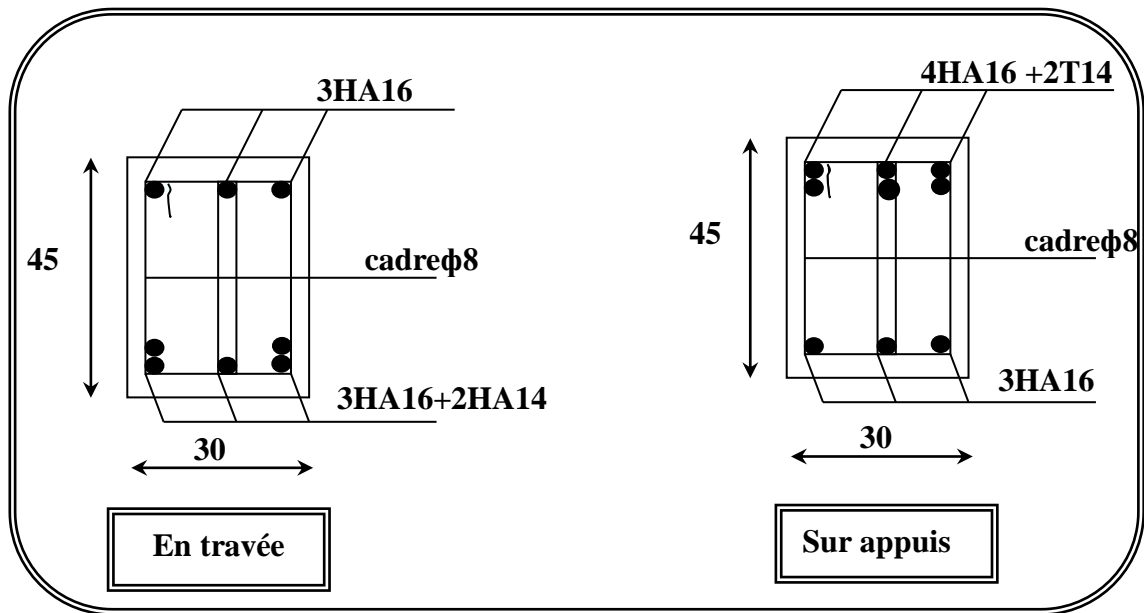


Figure VI.2. : Ferrailage des poutres principales

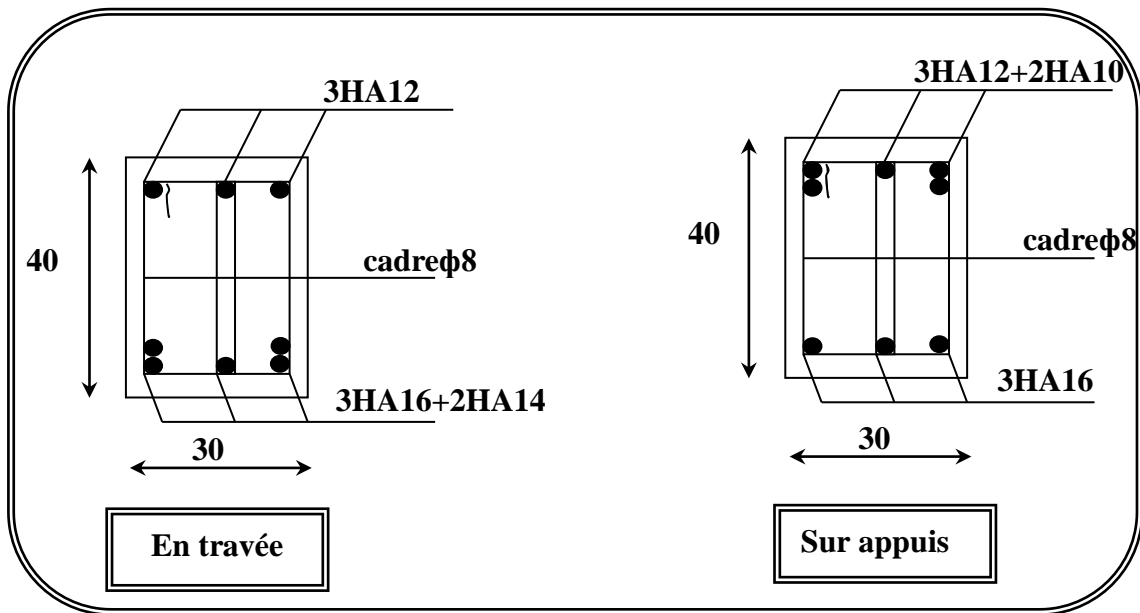


Figure VI.3. : Ferrailage des poutres secondaire

VI-3-Ferrailage des voiles

VI.3.1 Introduction :

-Les voiles sont des éléments de contreventement soumis à des chargements verticaux (charges permanentes et charges d'exploitations) et à des forces horizontales dues au séisme.

-Les charges verticales provoqueraient des efforts normaux et des moments si ces efforts normaux sont excentrés, par contre les efforts horizontaux provoqueraient des efforts normaux, tranchants et des moments fléchissant, donc chaque voile sera ferrailé en flexion composée et nécessiterait la disposition du ferrailage suivante :

- Dans le plan vertical : des aciers verticaux.
- Dans le plan horizontal : des aciers horizontaux.
- Des aciers transversaux.

VI.3.2.Types d'armatures :

-Armatures verticales :

-Lorsqu'une partie du voile est tendue sous l'action des forces verticales et horizontales, l'effort de traction doit être repris en totalité par les armatures.

- **Le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue est de 0,20 %**

-Il est possible de concentrer les armatures de traction à l'extrémité du voile ou du trumeau, la section totale d'armatures verticales de la zone tendue devant rester au moins égale à 0,20 % de la section horizontale du béton tendue.

Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

Si des efforts importants de compression agissant sur l'extrémité du voile, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux.

Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochet à la partie supérieure.

Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).

A chaque extrémité du voile ou du trumeau l'espacement des barres doit être au plus égale à

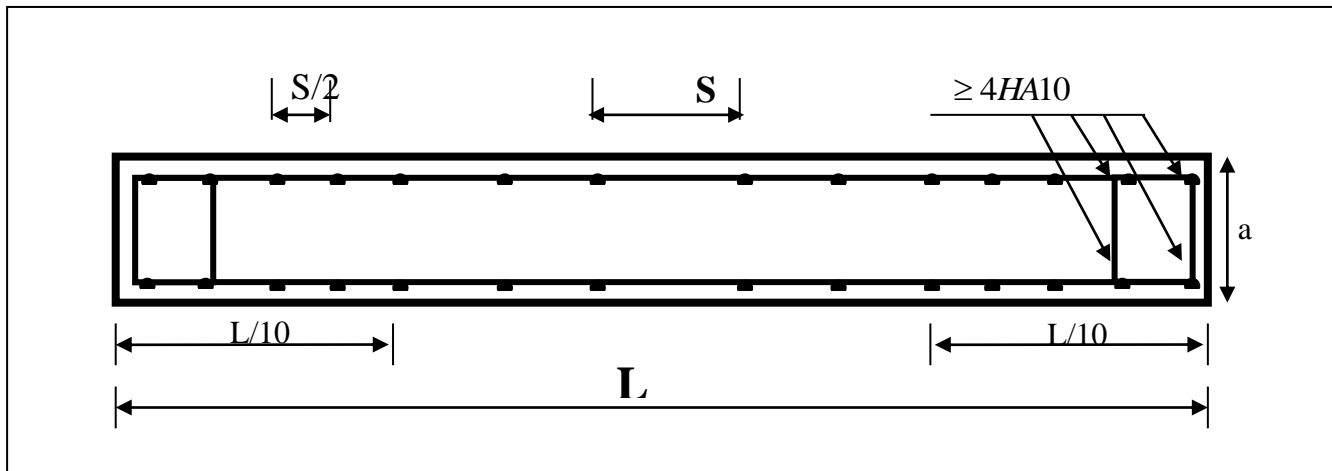


Fig.VI.4. Disposition des armatures verticales dans les voiles

-Armatures horizontales

Les barres horizontales doivent munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10Φ .

Dans le cas où il existerait des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochet si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

Règles communes :

- Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales dans les trumeaux est donné comme suit :
 - globalement dans la section du voile 0,15%
 - en zone courante 0,10%
- L'espacement des barres verticales et horizontales doit être inférieur à la plus petites des deux (2) Valeurs Suivantes :

$$\left. \begin{array}{l} S_t \leq 1,5a \\ S_t \leq 30\text{cm} \end{array} \right\} S_t \leq \text{Min} (30\text{cm} ; 1,5a), \text{ avec } a: \text{ épaisseur du voile.}$$

- Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'abouts) ne doit pas dépasser $1/10$ de l'épaisseur du voile.
- Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :
 - 40Φ : pour les barres situées dans les zones où le renversement est possible ;
 - 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 :

$$A_{VJ} = 1,1 \frac{V}{Fe} \quad ; \quad \text{Avec} \quad V = 1,4 V_{\text{calculé}}$$

- Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

-Armatures transversales :

-Les deux nappes d'armatures doivent être reliées entre elles avec au moins quatre (4) épingles au mètre carré leur rôle principal est de relier les deux nappes d'armatures de manière à assurer leur stabilité, lors du coulage du béton.

VI-3-3-Calcul de la section d'armature :

VI-3-3-1- Ferrailage vertical:

➤ Type de section qu'on peut avoir :

Une section soumise à la flexion composée peut être :

- Entièrement tendu (S. E. T).
- Entièrement comprimée (S. E.C).
- partiellement comprimée (S. P. C).

- Calcul des sections suivant leurs natures :

➤ Section entièrement tendue : on peut dire qu'une section est entièrement tendue si :

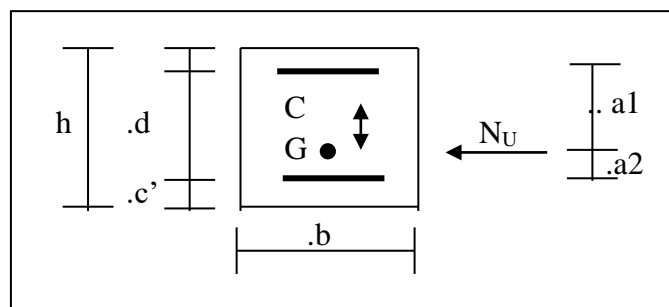
- N : L'effort normal appliqué est un effort de traction.

- C : Le centre de pression se trouve entre les deux nappes d'armatures :

$$a_1 = \left(\frac{h}{2}\right) - c' + e$$

$$a_2 = \left(\frac{h}{2}\right) - c' - e$$

Les équations d'équilibres écrivent alors :



$$N_U = A \cdot \sigma_s + A \sigma_{s10\%}$$

$$M_a = A \cdot \sigma_s (d - c')$$

Donc les sections d'armatures seront :

$$A = \frac{N_U a_1}{(a_1 + a_2) \sigma_{s10\%}} \quad A' = \frac{N_U a_2}{(a_1 + a_2) \sigma_{s10\%}}$$

-Remarque : Vu que l'effort sismique est réversible ; la section d'armature à prendre pour les deux nappes est le maximum entre A et A'.

➤ Section entièrement comprimée : La section est entièrement comprimée si :

- N : L'effort normal est un effort de compression.

- C : Le centre de pression se trouve à l'intérieur de la section et la condition suivante soit vérifiée :

$$N \cdot (d - c') - M_A > (0,33h - 0,81d') \cdot b \cdot h^2 \cdot \sigma_{bc}$$

Ou : M_A : Moment par rapport aux aciers inférieurs.

-Si $N \cdot (d - c') - M_A > (0,33h - 0,81c') \cdot b \cdot h^2 \cdot \sigma_{bc}$ Les sections d'armatures sont données par :

$$\text{Avec : } \sigma_2 \rightarrow \varepsilon = 2\% \quad A' = \frac{[M_A - (d - 0,5h) \cdot b \cdot h \cdot \sigma_{bc}]}{(d + c') \cdot \sigma_2}$$

$$A = \frac{N_U \cdot b \cdot h \cdot \sigma_{bc}}{\sigma_2} - A'$$

-Si: $N \cdot (d - c') - M_A > (0,33h - 0,81c') \cdot b \cdot h^2 \cdot \sigma_{bc}$ Les sections d'armatures sont données

$$\text{par : } A=0 \quad ; \quad A' = \frac{N - (\Psi \cdot b \cdot h \cdot \sigma_{bc})}{\sigma_s'} \quad \text{Avec : } \Psi = \frac{0,37 + \frac{n \cdot (d - c') - M_A}{b \cdot h^2 \cdot \sigma_{bc}}}{0,875 - \frac{d^{-1}}{h}}$$

section partiellement comprimée : la section est partiellement comprimée si :

- N : L'effort normal est un effort de traction, le centre de pression « C » se trouve en dehors de la zone comprimée entre les armatures.

- N : L'effort normal est un effort de compression, le centre de pression « C » se trouve à l'extérieur de la section.

- N : L'effort normal est un effort de compression, le centre de pression « C » se trouve à l'intérieur de la section et la condition suivante soit vérifiée :

$$N \cdot (d - c') - M_A \leq (0,33h - 0,81 c') \cdot b \cdot h^2 \cdot \sigma_{bc}$$

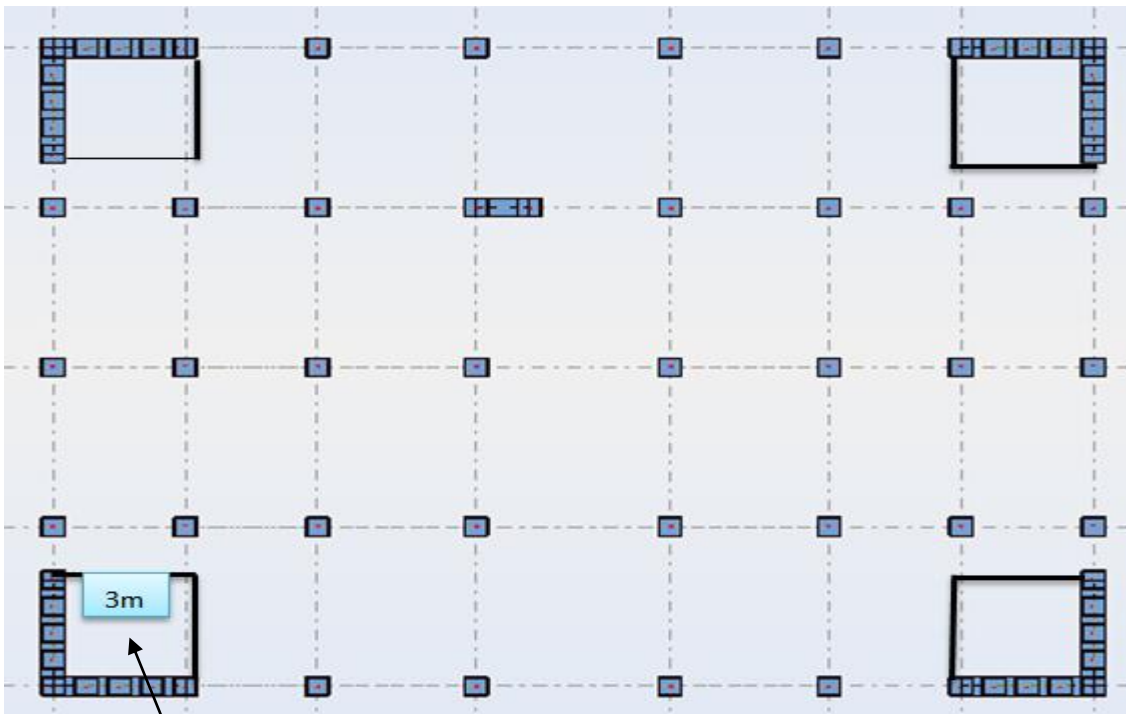
Ou : M_A : moment par rapport aux aciers inférieurs.

$$M_a = M_g + N \left(d - \frac{h}{2} \right)$$

$$A = A'_f \quad A = A'_f - \frac{N}{100 \cdot \sigma_s}$$

Exemple de calcul (RDC)

La figure suivant représente la disposition des voiles dans notre structure :



Soit le voile 'VL 1' niveau RDC

Le cas le plus défavorable est donné par la combinaison : (G+Q+Ex) .

Niveau	T(KN)	N (KN)	M(KN.m)	e=M/N (m)
RDC V(0,20×3,06)	449.24	-178.21	1189.78	6.67

$$M_{\max} = 1189.78 \text{ KN.m}$$

$$N_{\text{cor}} = 178.21 \text{ KN}$$

$$h = 3.0 \text{ m} \quad ; \quad c = h/20 = 15 \text{ cm}$$

$$d = h - c = 2.85 \text{ m} \quad ; \quad a = 0,20 \text{ m}$$

VI-3-3-2-Armatures verticales :

$$A = (0.337 h - 0.81 c'). b.h. \sigma_b$$

$$A = (0.337 \times 300 - 0.81 \times 15) 300 \times 20 \times 18.5$$

$$A = 9873.45 \text{ KN.m}$$

$$B = N_u (d - c') - M_{ua}$$

$$M_{ua} = M_u + N_u \times (d - h/2) = 1189.78 + 178.21(2.85 - 1.50) = 1430.36 \text{ KN.m}$$

$$B = 178.21 (2.85 - 0.15) - 1430.36 = -912.83 \text{ KN.m}$$

$B < A \Rightarrow$ donc la section est partiellement comprimée.

a)Vérification de flambement:

$$\frac{l_f}{h} \leq \max\left(15; \frac{20e}{h}\right)$$

$$\frac{20.e}{h} = \frac{20 \times 0,20}{3,06} = 1.31$$

$$\frac{l_f}{h} = \frac{0.5 \times 3.06}{3.0} = 0.51$$

$$\frac{l_f}{h} = 0.51 < 15 \dots \dots \dots (\text{condition.vérifier})$$

b)Calcul de ferrailage :**- Calcul des armatures à la flexion simple :**

$$M_1 = N \left(e + d - \frac{h}{2} \right) = 178.21(6.67 + 2.85 - 1.5) = 1429.24 \text{ K Nm}$$

$$\sigma_b = 18,5 \text{ MPa cas accidentel}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400 \text{ MPa } (\gamma_s = 1 ; \text{cas accidentel})$$

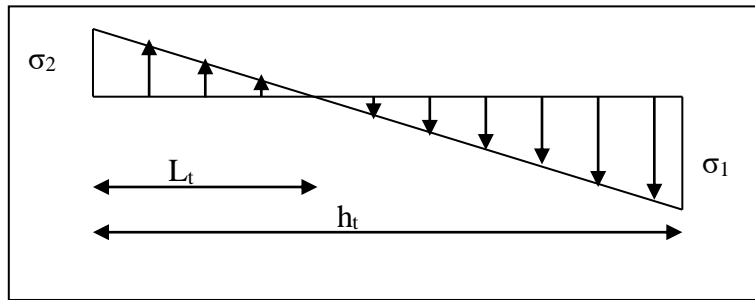
M_1 (N.m)	μ	μ_t	α	β	A_f (cm ²)	A'_f (cm ²)
1429240	0,047	0,392	0,0615	0,975	12.85	0

- flexion composée:

N (N)	A (cm ²)	A' (cm ²)
178210	8.39	0

c) L'armature verticale minimale:

-d'après (RPA99.version 2003) Suivant la formule de Navier Bernoulli



$$\sigma_1 = \frac{N}{a \times h} + \frac{6M}{a \times h^2} = \frac{178.21 \times 10^3}{150 \times 3000} + \frac{6 \times 1189.78 \times 10^6}{150 \times (3000)^2} = 5.68 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{a \times h} - \frac{6M}{a \times h^2} = \frac{178.21 \times 10^3}{150 \times 3000} - \frac{6 \times 1189.78 \times 10^6}{150 \times (3000)^2} = -4.89 \text{ MPa}$$

$$\sigma_1 \geq 0 \quad ; \quad \sigma_2 \leq 0 \quad ; \quad l_t = h \cdot \frac{|\sigma_2|}{|\sigma_1| + |\sigma_2|} = 1.38$$

$$\text{Alors} \quad A_{\min}^1 = 0.002 \times L_t \times a = 4.14 \text{ cm}^2$$

Niveau	A_{cal} (cm ²)	A_{\min}^1 (cm ²)	A_{adp} (cm ²)
RDC V(0,20×3×3,06)	8.39	4.14	9T12=10.18

d) Le pourcentage minimum d'armatures verticales est donné comme suit :

globalement dans la section du voile : 0,15 % (RPA99/V 2003 Art.7.7.4.1)

$$A_{\min}^g = 0.0015 \times b \times h = 0.0015 \times 20 \times 300 = 9 \text{ cm}^2$$

Donc on prend :

- Dans la zone tendue : $A = \max(A_{\text{cal}}, A_{\min}^{\text{RPA}})$

Alors on prend $A = 10.18 \text{ cm}^2$

- En zone courante

$$h' = h - 2l_t = 3 - 2 \times 0.6 = 1.8 > 0$$

$$A_{\min 2} = 0.001 \cdot b \cdot h' = 0.001 \times 20 \times (180) = 3.6 \text{ cm}^2 \text{ donc on adopte : } A_c = 6T10 = 4.71 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{tot}} = 2 A_{\text{tendu}} + A_c > A_{\min}^g$$

Niveau	A_{tendue} (cm ²)	A_c (cm ²)	A_{tot} (cm ²)	A_{min}^g (cm ²)	condition
RDC V(0,20×3×3,06)	10.18	4.71	25.07	9	Verifier

e) L'espacement:

d'après (RPA99 version 2003)

$$S < \min(1.5.a ; 30\text{cm}) = \min(15 \times 2; 30 \text{ cm})$$

On prendre : $S = 20\text{cm}$

Dans la zone $h/10$:

$$D \leq \frac{S}{2} = \frac{20}{2} = \min\left\{\frac{1,5a}{2}; \frac{30}{2} \text{ cm}\right\} \Rightarrow D = 10 \text{ cm}$$

On prendre : $D = 10 \text{ cm}$

Les espacements suivant le **(BAEL)** sont négligés par rapport **RPA99**.

-Choix d'armature:

$$A_{nap1} = A_{nap2} = \frac{A_{adop}}{2} = \frac{25.07}{2} = 12.535 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow \text{Soit : } A_{nap1} = 7T16 = 14.07 \text{ cm}^2$$

$$A_{nap2} = 9T14 = 13.85 \text{ cm}^2$$

f) Vérification des contraintes de cisaillement :

$$\bar{\tau}_b = 0.2 f_{c28} = 5 \text{ Mpa}$$

$$\tau_b = \frac{1.4 \times T_{cal}}{a.d} = \frac{1.4 \times 449.24 \times 10^3}{200 \times 2850} = 1.10 \text{ Mpa} \dots\dots\dots (\text{condition vérifier})$$

Alors, il n'y a pas de risque de cisaillement.

VI-3-4-Armatures horizontales :

Le pourcentage minimum des armatures horizontales pour une bande de 1 m de largeur.

globalement dans la section du voile : **(RPA99 version 2003) 7.7.4.3**

$$A_{min}^g = 0.0015 \times a \times 1\text{m} = 0.0015 \times 20 \times 100 = 3 \text{ cm}^2$$

En zone courante :

$$A_{min}^c = 0.001 \times b \times h = 0.001 \times 20 \times 100 = 2 \text{ cm}^2$$

Donc on prend : $A_{hor} = 5\phi 10 = 3.93 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

VI-3.5-Les Armatures Transversal :

-D'après les **RPA99**, les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré.

-Vérification de contrainte de compression :« à la base du refend»

-Il faut que $\sigma_1 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 18.5 MPa$

- La verification se fait pour la combinaison suivant : G+Q+E

$$\sigma_1 = \frac{N}{a \times h} + \frac{6M}{a \times h^2} = \frac{178.21 \times 10^3}{200 \times 3000} + \frac{6 \times 1189.78 \times 10^6}{200 \times (3000)^2} = 5.68 MPa < 18.5 MPa$$

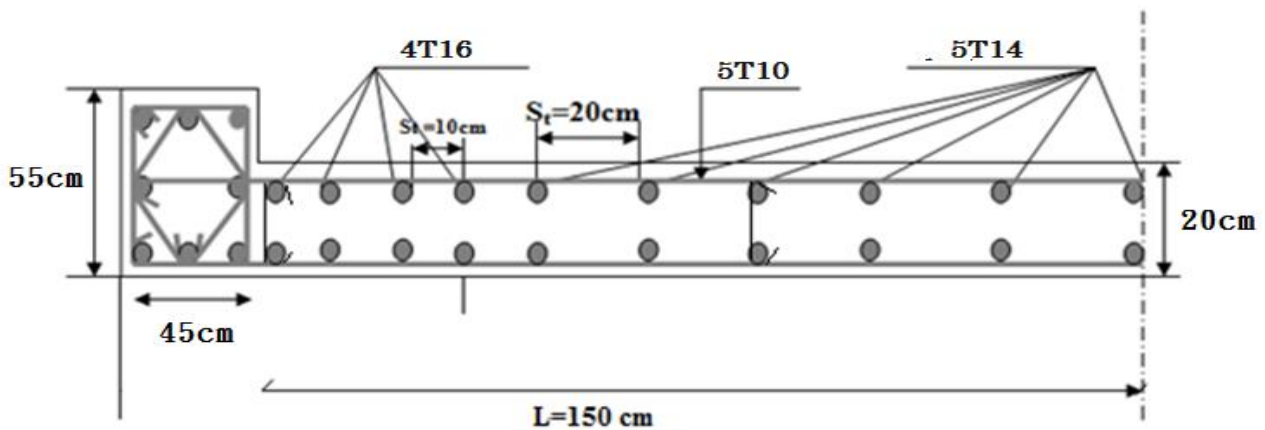


Fig-VI-5.Schema de ferrailage des voiles

Chapitre VI :

Etude de l'infrastructure

ETUDE DES FONDATIONS

VI-1-Introduction :

Les éléments de fondations ont pour objet de transmettre au sol les efforts apportés par les éléments de la structure (poteaux, murs, voiles ...). Cette transmission peut être directe (cas des semelles reposant sur le sol cas des semelle isolè) ou être assurée par l'intermédiaire d'autres organes.

La détermination des ouvrages de fondation en fonction des conditions de résistance et de tassement liées aux caractères physiques et mécaniques des sols.

- Le choix du type de fondation dépend de :
 - Type d'ouvrage à construire.
 - La nature et l'homogénéité du bon sol.
 - La capacité portante du terrain de fondation.
 - La raison économique.
 - La facilité de réalisation.

VI.2.Etude géotechnique de sol :

Le bâtiment est usage d'habitation dans la wilaya : de setif

Les données géotechniques préliminaires de l'étude de sol du projet sont :

-contrainte admissible : $Q=2$ bars pour l'ensemble du site.

-types de sol : meuble

-ancrage des fondations : $D = 2.50$ m

VI.3.Calcul des fondations :

Choix de type de fondation :

Fondations superficielles de type :

- Semelle isolée.
- Semelle filante.
- Radier général.

Remarque :

Nous proposons en premier lieu des semelles isolées sous poteaux et filantes sous murs. pour cela , nous allons procéder à une petite vérification telle que :

La surface des semelles doit être inférieure à **50%** de la surface totale du bâtiment :

$$(S_s / S_b < 50 \%)$$

VI-4- Définition de type de semelle :

calcul la section des semelles :

la surface des semelles donne par :

$$S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

S : La surface total de la semelle

$$\sigma_{sol} = 2 \text{bars} = 200 \text{KN/ m}^2$$

La somme des réactions des poteaux et voiles sont :

➤ **A L'ELS**

$$N_{ser} = N_G + N_Q$$

$$N_{ser} = 58852.4 \text{ KN}$$

$$S = 294.26 \text{ m}^2$$

Vérification du chevauchement :

On a la surface totale du bâtiment $S_b = 439.76 \text{ m}^2$

Faisant le rapport $S_s/S_b = 66.91\%$ on déduit :

La surface totale de la semelle dépasse 50% de la surface d'emprise du bâtiment, ce qui induit le chevauchement de ces semelles. Pour cela on a opté pour un radier général comme type de

Fondation, ce type de fondation présente plusieurs avantages qui sont

-L'augmentation de la surface de la semelle qui minimise la forte pression apportée par la

Structure.

- La réduction des tassements différentiels.
- La facilité d'exécution

VI-5-Radier général :

Un radier est une dalle pleine, éventuellement nervurée, constituant l'ensemble des fondations

Du bâtiment, il s'étend sur toute la surface de l'ouvrage.

➤ Pré dimensionnement du radier :

- Selon la condition d'épaisseur minimale :

-La hauteur du radier doit avoir au minimum 25 cm ($h_{\min} \geq 25 \text{ cm}$)

- Selon la condition forfaitaire :

- **Sous voiles :** $\frac{L_{\max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{5}$

h : épaisseur du radier

L_{\max} : distance entre deux voiles successifs

$$L_{\max} = 4.5\text{m} \Rightarrow 56.25\text{cm} \leq h \leq 90\text{cm}$$

On prend : $h_r = 70 \text{ cm}$

- **Sous poteaux :**

-La dalle :

La dalle du radier doit satisfaire aux conditions suivantes :

$$h \geq \frac{L_{\max}}{20}$$

Avec une hauteur minimale de 25 cm

$$h \geq \frac{450}{20} = 22.5\text{cm}$$

- **La nervure :**

La nervure du radier doit avoir une hauteur h_t égale à :

$$h \geq \frac{450}{10} = 45\text{cm}$$

➤ Condition de la rigidité :

$$L_e \geq \frac{2L_{\max}}{\pi}$$

L_{\max} : plus grande distance entre deux poteaux :

L_e : longueur élastique.

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4E \times I}{K \times b}}$$

E : module d'élasticité.

I : inertie d'une bande d'1 m de radier. $I = \frac{bh^3}{12}$

K : coefficient de raideur du sol, pour les sols moyenne resistance il est pris egal à (K=40MN/m³).

b : largeur du radier (bande de 1m). D'où:

$$h \geq \sqrt[3]{\frac{48KL_{\max}^4}{E\pi^4}}$$

$L_{\max} = 4.5 \text{ m}$; $E = 3216420 \text{ t/m}^2$; $K = 4000 \text{ t/m}^3$

$$h \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times 4000 \times 4.5^4}{3216420 \times 3.14^4}} \Rightarrow h \geq 0.631 \text{ m}$$

• **Conclusion :**

La valeur de l'épaisseur du radier à adopter est :

$$h_r = \max (63 \text{ cm} , 22.5 \text{ cm} , 70 \text{ cm})$$

On prend un épaisseur plus proche de l'épaisseur calculée :

- **On prend : $h_r = 70 \text{ cm}$.**

➤ **Calcul de surface minimale du radier:**

La surface du radier est déterminé en vérifiant la condition suivante :

$$\frac{N_{ser}}{S} \leq \bar{\sigma}_{adm} \Leftrightarrow S \geq \frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_{adm}}$$

$$N_{ser} = G + Q = 58852.4 \text{ KN}$$

$$\sigma_s = 2 \text{ bars} = 200 \text{ KN/m}^2$$

$$\Rightarrow S_{rad} = 58852.4 / 200 = 294.26 \text{ m}^2$$

$$S_{bat} = 439.76 \text{ m}^2 > S_{rad} = 294.26 \text{ m}^2$$

La surface du bâtiment est supérieure à la surface de radier ,

On ajoute un débordement (D) .

L'emprise totale avec un débordement (D) sera:

$$S' = S + D \times 2 \times (L_x + L_y)$$

S' : la surface final du radier.

S : surface totale du bâtiment

D : débordement

L_x: longueur en plan (18.40 m)

L_y: largeur en plan (23.90 m)

➤ Calcul de débordement D:

$$D \geq \text{Max} (h_r / 2 ; 30 \text{ cm}). \text{ O\grave{u}: } h_r = 70 \text{ cm} \Rightarrow D \geq \text{Max} (35 ; 30 \text{ cm}).$$

On prend :

D = 0.4 m alors l'emprise totale avec D est:

$$S' = 439.76 + 0.4 \times 2(18.40 + 23.90) = \mathbf{524.76 \text{ m}^2}.$$

➤ Vérification au poinçonnement:

a-vérification pour les poteaux :

Le poinçonnement se manifeste là où il y a une concentration des charges. Pour vérifier le non poinçonnement du radier (dalle) le BAEL 91 propose de vérifier la condition suivante : (Article A.5.2.42) BAEL 91

$$N_u \leq 0.045 \cdot \mu_c \cdot h \cdot f_{c28} / \gamma_b$$

Avec ;

N_u : Charge revenant au poteau plus chargé.

Dans notre cas **le poteau(C4)** le plus sollicité transmet au radier la charge à l'ELU suivante **2023.34KN**.

μ_c : Périmètre de la surface d'impact projeté sur le plan moyen.

$$\mu_c = 2(a + b + 2h_r)$$

$$\mu_c = 2(0.45 + 0.55 + 2 \times 0.7) = 4.8$$

h : Epaisseur du radier.

$$N_u \leq 0.045 \cdot \mu_c \cdot h \cdot f_{c28} / \gamma_b = 2520 \text{KN}$$

$$N_u = 2023.34 \text{KN} \leq 0.045 \cdot \mu_c \cdot h \cdot f_{c28} / \gamma_b = 2520 \text{KN} \dots\dots\dots(\text{condition vérifier})$$

b-vérification pour les voiles :(panneau N°2037) :

il faut vérifier que :

$$N_u \leq 0.045 \cdot \mu_c \cdot h \cdot f_{c28} / \gamma_b$$

Avec ;

N_u : Charge revenant au voile plus chargé.

$$N_u = 3015.57$$

$$\mu_c = 2(3.7 + 0.15 + 2 \times 0.7) = 9.2$$

$$N_u \leq 0.045 \cdot \mu_c \cdot h \cdot f_{c28} / \gamma_b = 7245 \text{KN}$$

$$N_u = 3015.57 \text{KN} \leq 0.045 \cdot \mu_c \cdot h \cdot f_{c28} / \gamma_b = 7245 \text{KN} \dots\dots\dots(\text{condition vérifier})$$

➤ **Vérification de la stabilité du radier:**

a. Vérification de la contrainte du sol sous les charges verticales :

La contrainte du sol sous le radier ne doit pas dépasser la contrainte admissible.

Donc il faut vérifié :
$$\sigma = \frac{N}{S_{rad}} \leq \bar{\sigma}_{sol}$$

$$N_T = N_G + N_{radier}$$

N : effort normal du aux charges verticales

N_{radier} : effort normal dû au poids propre du radier

Donc :

$$N_G = 29714.176 \text{ KN}$$

$$N_{\text{radier}} = 524.76 \times 0,7 \times 25 = 9183.3 \text{ KN}$$

$$N_T = N_G + N_{\text{radier}} = 29714.176 + 9183.3 = 38897.476 \text{ KN.}$$

$$\sigma = \frac{38897.476}{524.76} = 974.12 \leq \bar{\sigma}_{\text{sol}} = 200 \text{ KN/m}^2 \rightarrow (\text{condition.vérifier})$$

vérification a l'effort de sous pression:

Elle est jugée nécessaire pour justifier le non soulèvement du bâtiment sont l'efforts de sous pression hydrostatique on doit vérifier :

$$W \geq \alpha \cdot \gamma \cdot h \cdot S$$

avec:

W: poids total du bâtiment à la base du radier

α : coefficient de sécurité vis-à-vis du soulèvement ($\alpha = 1.5$)

γ : poids volumique de l'eau ($\gamma = 10 \text{ KN/m}^3$).

h: profondeur de l'infrastructure ($h = 1.8 \text{ m}$).

S: surface de radier ($S = 524.76 \text{ m}^2$).

- **W = 38897.476**
 - **$\alpha \cdot \gamma \cdot h \cdot S = 14168.52$**
- $W \geq \alpha \cdot \gamma \cdot h \cdot S$ Condition vérifiée**

La condition est vérifiée, donc pas de risque de soulèvement.

VI-6- Caractéristiques géométriques du radier:

- Centre de gravité des masses du radier (infrastructure) d'après logiciel ROBOT :

$$X = \frac{\sum S_i \times X_i}{\sum S_i} = 11.799 \text{ m}$$

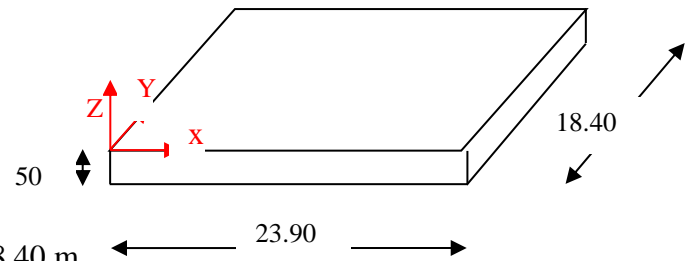
$$Y = \frac{\sum S_i \times Y_i}{\sum S_i} = 9.247 \text{ m}$$

-Moment d'inertie d'un radier :

$$I_{x-x} = \frac{b.h^3}{12} = 12407.095m^4$$

$$I_{y-y} = \frac{h.b^3}{12} = 20932.942m^4$$

$$a \times b = 439.76 m^2 \text{ donc: } a = 23.90 m. \text{ et } b = 18.40 m$$



VI-7-Verification de stabilite :

➤ Vérification de la stabilité de radier :

Sous les charges horizontales (forces sismiques) il y'a naissance d'un moment de renversement.

Les extrémités du radier doivent être vérifiées dans les deux sens transversal et longitudinal sous les

Combinaisons suivantes :

- (G+Q+E) pour les contraintes maximales de compression.
- (0,8G-E) pour vérifier le non soulèvement des fondations.

➤ Vérification des contraintes du sol sous la charge vertical

La contrainte du sol sous le radier ne doit pas dépasser la contrainte admissible

$$N = N_{\text{radier}} + N_{\text{batiment}} = G_{\text{radier}} + G_{\text{batiment}}$$

$$S_r = 524.76 m^2$$

$$N = 29714.176 + 9183.3 = 38897.476 \text{ KN} = 3889.74 t$$

$$\sigma = \frac{N}{S_r} = 7.41 t/m^2 < \sigma_{\text{sol}} \longrightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

➤ Vérification de la stabilité du radier sous (0.8G ± E) :

-Moment de renversement dû au séisme pour chaque sens (x, y)

e : l'excentricité de la résultante des charges verticales.

M : moment dû au séisme.

N : charge verticale.

D'après le RPA99/version2003(art10.1.5)le radier reste stable si :

$$e = \frac{M}{N} \leq \frac{L}{4} \longrightarrow e : \text{l'excentricité de la résultante des charges verticales.}$$

Sens longitudinal :

$$\Sigma N_{\text{total}} = 45723,79 \text{ KN}$$

$$\Sigma M_x = 1782,97 \text{ KN}$$

$$\Sigma M_y = 1236,38 \text{ KN}$$

	Sens (X-X)	Sens (Y-Y)
N _{tot} (KN)	45723,79	45723,79
M (KN.m)	1782,97	1236,38
e (m)	0.0389	0.027
L / 4 (m)	5.97	4.6
condition	Condition vérifié	Condition vérifier

➤ **Vérification au non soulèvement des fondations (G+Q+E)**

Sens longitudinal :

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} \leq \overline{\sigma_{sol}}$$

$$\sigma_{max} = \frac{N}{A} + \frac{M_y}{I_y} X_G ; \sigma_{min} = \frac{N}{A} - \frac{M_x}{I_x} Y_G$$

$$N = 58870,71 \text{ KN}$$

$$M_{x-x} = 1806,20 \text{ KN}$$

$$M_{y-y} = 1234,16 \text{ KN}$$

$$S_{radier} = 524.76 \text{ m}^2$$

$$I_{x-x} = 12407.095$$

$$I_{y-y} = 20932.942$$

$$X_G = 11.95 \text{ m}$$

$$Y_G = 9.20$$

$$\sigma_{max} = \frac{58870.71}{524.76} + \frac{1806.20}{12407.095} 11.95$$

$$\sigma_{min} = \frac{58870.71}{524.76} - \frac{1806.20}{12407.095} 11.95$$

	G+Q+E			$\overline{\sigma_{sol}}$ t	Observation
	σ_{max} (KN)	σ_{min} (KN)	σ_{moy} (KN)		
Sens (X-X)	113.92	110.44	113.05	200	Condition vérifier
Sens (Y-Y)	112.72	111.64	112.45	200	Condition vérifier

VII-8-Ferrailage du radier :

- Le radier fonctionne comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux et les poutres qui sont soumis à une pression uniforme provenant du poids propre de l'ouvrage et des surcharges.

• Les panneaux constituant le radier sont uniformément chargés et seront calculés comme des dalles appuyées sur quatre cotés et chargées par la contrainte du sol, pour cela on utilise la méthode de BAEL91 annexe E3 pour déterminer les moments unitaires

μ_x, μ_y qui dépend du coefficient de POISSON et du rapport : $\rho = \frac{l_x}{l_y}$

➤ **Méthodes de calcul :**

- Dans le sens de la petite portée : $M_x = \mu_x \cdot q_u \cdot l_x^2$

- Dans le sens de la grande portée : $M_y = \mu_y \cdot M_x$

Tel que :

$\mu_x ; \mu_y$: sont des coefficients en fonction de $\alpha = l_x/l_y$ et ν (prend 0.2 à l'ELS, 0 à l'ELU)

Pour le calcul, on suppose que les panneaux sont partiellement encastés aux niveaux des appuis, d'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis.

En tenant compte des modes de fixation on effectue les ventilations des moments comme suit :

	Le panneau de rive	Le panneau intermédiaire
Sur travail	$M_{tx} = 0.85 M_x$ $M_{ty} = 0.85 M_y$	$M_{tx} = 0.75 M_x$ $M_{ty} = 0.75 M_y$
Sur appui	$M_{ax} = M_{ay} = 0.3 M_x$	$M_{ax} = M_{ay} = 0.5 M_x$

Nous avons utilisé pour le ferrailage des panneaux, la méthode proposée par le règlement BAEL91. La fissuration est considérée comme étant préjudiciable.

➤ **Calcul des moments fléchissant :**

ELU	ELS
$q_u = (1.35G + 1.5Q)/S_{rad}$	$q_{ser} = (G+Q)/S_{rad}$
$q_u = 58566,02/524.76$	$q_s = 42743.60 /524.76$
$q_u = \mathbf{111.60}$ KN/m	$q_s = \mathbf{81.45}$ KN/m

Le plus grand panneau est le panneau du 4.50×4.40

a) l'ELU : $v = 0$; $q_u = 111.60$ KN/m

$\alpha = 4.40/4.50 = 0.97 > 0.4 \rightarrow$ alors le panneau travaille dans les deux sens .

- A partir du tableau:

$$\mu_x = 0.0393$$

$$\mu_y = 0.934$$

- donc les moments sont:

$$M_x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \rightarrow M_x = 0.0393 \times 111.60 \times 4.40^2 = 84.91 \text{ KN.m/ml.}$$

$$M_y = \mu_y \times M_x \rightarrow M_y = 0.934 \times 84.91 = 79.30 \text{ KN.m/ml.}$$

$$M_{tx} = 0.85 \times M_x \rightarrow M_{tx} = 0.85 \times 84.91 = 72.17 \text{ KN.m/ml.}$$

$$M_{ty} = 0.85 \times M_y \rightarrow M_{ty} = 0.85 \times 79.30 = 67.40 \text{ KN.m/ml.}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = 0.3 \times M_x \rightarrow 0.3 \times 98.558 = 25.473 \text{ KN.m/ml.}$$

➤ Calcul des armatures :

$$\mu = \frac{Ms}{b \times d^2 \times \sigma_b}$$

$$A_s = \frac{Ms}{\beta \times d \times \sigma_s}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \quad , \quad \beta = (1 - 0.4\alpha)$$

$$A_{s\min} = \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e}$$

$$\sigma_b = 14.2 \text{ Mpa} \quad b = 100 \text{ cm} \quad d = h - c - 1/2\emptyset = 66 \text{ cm}$$

	Dans le sens (x x')		Dans le sens (y y')	
	Sur appui (N.m)	En travée (N.m)	Sur appui (N.m)	En travée (N.m)
M (KN.m)	25473	72170	25473	67400
μ	0.0041	0.0116	0.0041	0.0108
α	0.005	0.0151	0.005	0.0126

β	0.998	0.994	0.998	0.995
As (cm ² /ml)	1.12	3.20	1.12	2.95
As min (cm ² /ml)	8.09	8.09	8.09	8.09
Choix des barres	8HA12	8HA12	8HA12	8HA12
As Choix (cm ² /ml)	9.05	9.05	9.05	9.05
Espacement (cm)	12	12	12	12

b) l'ELS : $v = 0.2$; $q_s = 81.45$ KN/m

$\alpha = 4.40/4.5 = 0.97 > 0.4 \rightarrow$ le panneau travaille dans les deux sens

- A partir du tableau:

$$\mu_x = 0.0393$$

$$\mu_y = 0.934$$

- donc les moments sont:

$$M_x = \mu_x \times q_s \times l_x^2 \rightarrow M_x = 0.0393 \times 81.45 \times 4.40^2 = 61.971 \text{ KN.m/ml.}$$

$$M_y = \mu_y \times M_x \rightarrow M_y = 0.934 \times 61.971 = 57.87 \text{ KN.m/ml.}$$

$$M_{tx} = 0.85 \times M_x \rightarrow M_{tx} = 0.85 \times 61.971 = 52.675 \text{ KN.m/ml.}$$

$$M_{ty} = 0.85 \times M_y \rightarrow M_{ty} = 0.85 \times 57.87 = 49.19 \text{ KN.m/ml.}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = 0.3 \times M_x \rightarrow 0.3 \times 61.971 = 18.591 \text{ KN.m/ml.}$$

VII-9-Calcul des armatures:

	Dans le sens (x x')		Dans le sens (y y')	
	Sur appui (N.m)	En travée (N.m)	Sur appui (N.m)	En travée (N.m)
M (KN.m)	18591	52675	18591	64659
μ	0.0030	0.0085	0.0030	0.0104
α	0.005	0.0126	0.005	0.0151
β	0.998	0.995	0.998	0.994
As (cm ² /ml)	0.81	2.30	0.81	2.83
As min (cm ² /ml)	8.09	8.09	8.09	8.09

Choix des barres	8HA12	8HA12	8HA12	8HA12
As Choix (cm²/ml)	9.05	9.05	9.05	9.05
Espacement (cm)	12	12	12	12

➤ **Vérification au cisaillement :**

$$\tau \leq \tau = 0.05 \times f_{c28}$$

$$\tau_u = V / b_0 \times d$$

$$V_u = q_u \times l / 2 = \mathbf{111.60} \times 4.40 / 2 = 245520 \text{ N}$$

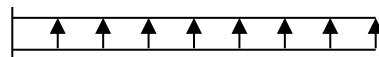
$$\tau_u = 245520 / 1000 \times 660 = 0.372 \text{ MPa}$$

$$\tau \leq \tau = 1.25 \text{ Mpa} \rightarrow \text{condition vérifier}$$

VII.10. Etude du débord du radier :

Le débord du radier est assimilé à une console d'une longueur de 50 cm. Le calcul de ferrailage se fera pour une bande de largeur de un mètre .

b(cm)	h (cm)	d(cm)	L(cm)	qu KN/m	qs KN/m
100	70	66	50	111.60	81.45



$$T = q \cdot l$$



$$M = q l^2 / 2$$



l'ELU :

$$M_u = q_u \times l^2 / 2 = \mathbf{50.80 \text{ KN.m}}$$

Mu (N.m)	μ	α	β (m)	As (cm²)	As_{min}
50800	0.0082	0.0126	0.995	2.22	8.09

- **l'ELS**

$$M_{ser} = q_{ser} \times l^2 / 2 = 40.725 \text{ KN.m}$$

Ms (N.m)	μ	α	β (m)	A_s (cm ²)	A_{smin}
40725	0.0065	0.010	0.996	1.78	8.09

Donc $A_s = \max (A_{su}, A_{sser}, A_{smin})$.

$$A_s = 8.09 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

Donc on choisit 8HA12 /ml avec un espacement 6 cm.

➤ **Vérification au cisaillement :**

$$\tau \leq \tau = 0.05.f_c28$$

$$\tau_u = V / b_0.d$$

$$V_u = q_u \times l / 2 = 120.39 \times 0.5 / 2 = 27900 \text{ N}$$

$$\tau_u = 27900 / 1000 \times 660 = 0.042 \text{ MPa}$$

$$\tau \leq \tau = 1.25 \text{ Mpa} \rightarrow \text{condition vérifier}$$

VI-11- Les sollicitations sur les nervures :

Les sollicitations sur les nervures sont déduites en utilisant la méthode de Caquot car on a des charges modérées et la fissuration est préjudiciable.

On a $\rho = 0.77 \Rightarrow$ la transmission des charges sera subdivisée en deux charges (trapézoïdales et triangulaires).

- **Charge triangulaire :**

$P = \frac{q_u \times l_x}{4}$ avec P charge équivalente produisant le même moment que le charge triangulaire.

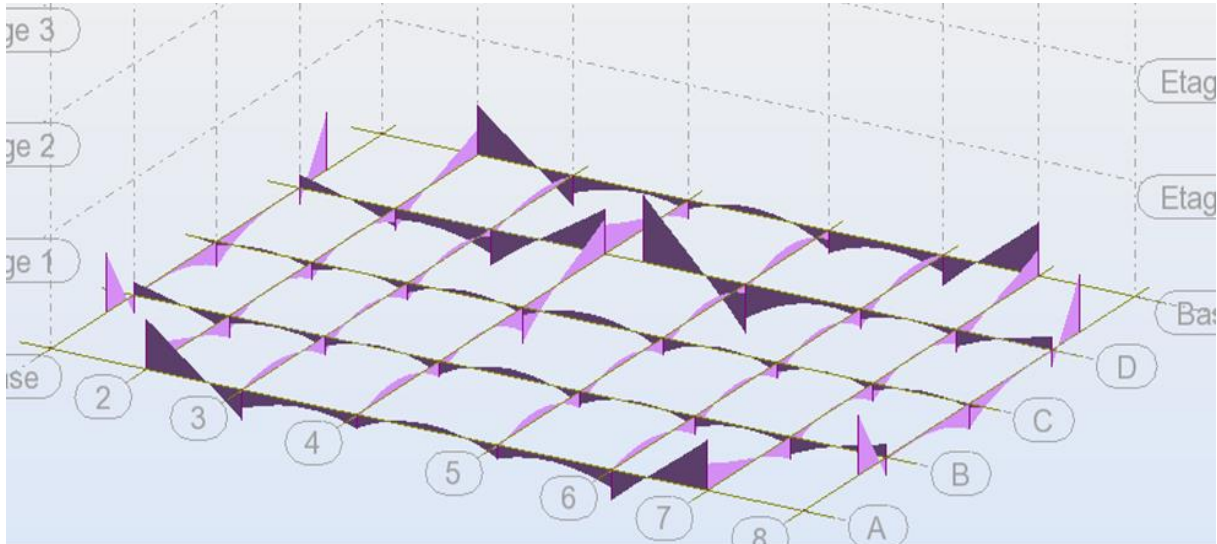
- **Charge trapézoïdale :** $P = (1 - \frac{\rho^2}{3}) \times \frac{q_u \times l_x}{2}$ avec P charge équivalente produisant le même moment que le charge trapézoïdale.

$$q_u = 111.60 \text{ KN/m}^2$$

$$q_s = 81.45 \text{ KN/m}^2$$

- Calcul des sollicitations :

Calcul les moments avec logiciel ROBOT



Plan déformations de semelle

➤ Diagrammes des sollicitations :

Le calcul des sollicitations agissant sur le radier sera effectué par le logiciel **ROBOT 2014**.

A L'ELU

Sens (x-x) :



Diagramme des moments fléchissant

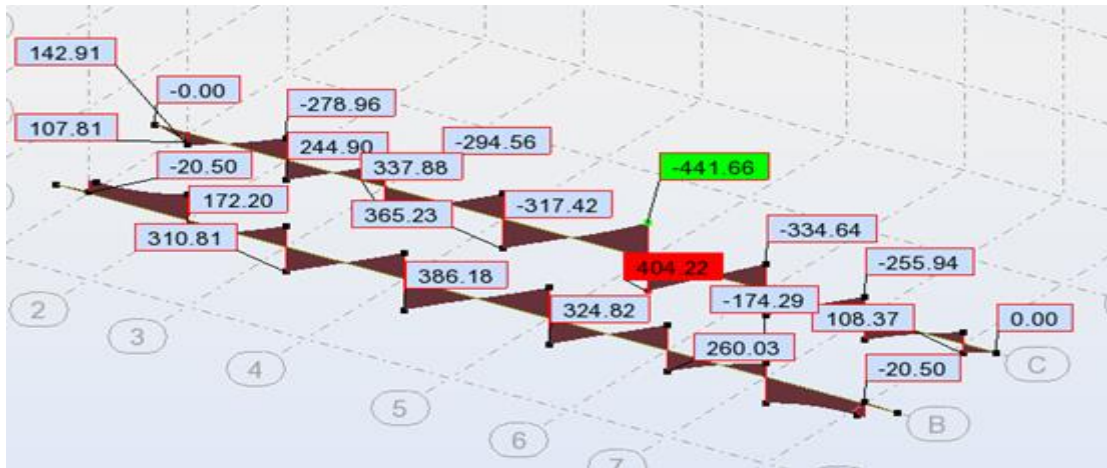


Diagramme des efforts tranchant

Sens (y-y) :

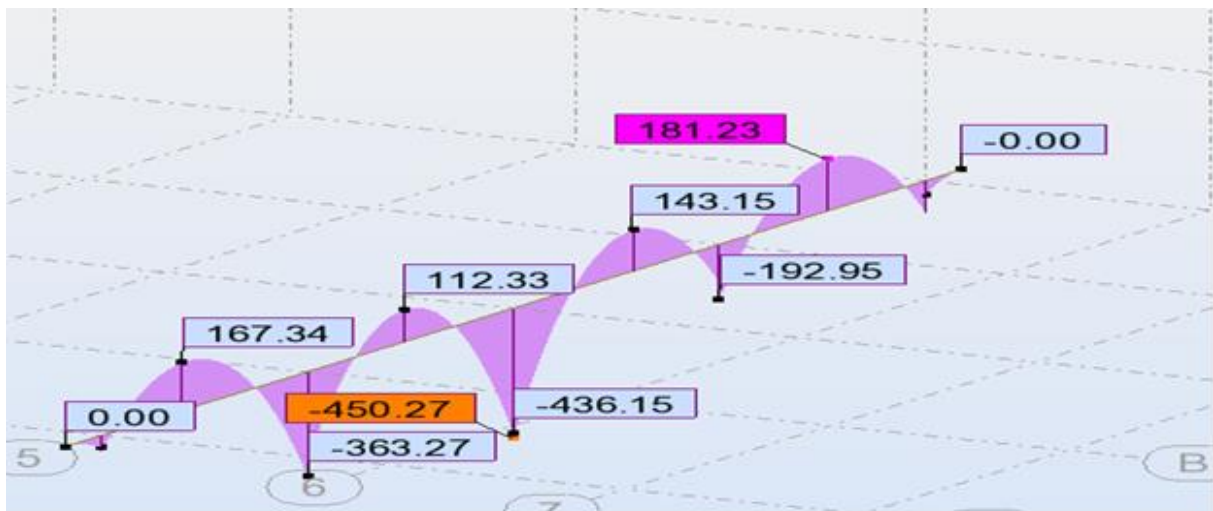


Diagramme des moments fléchissant

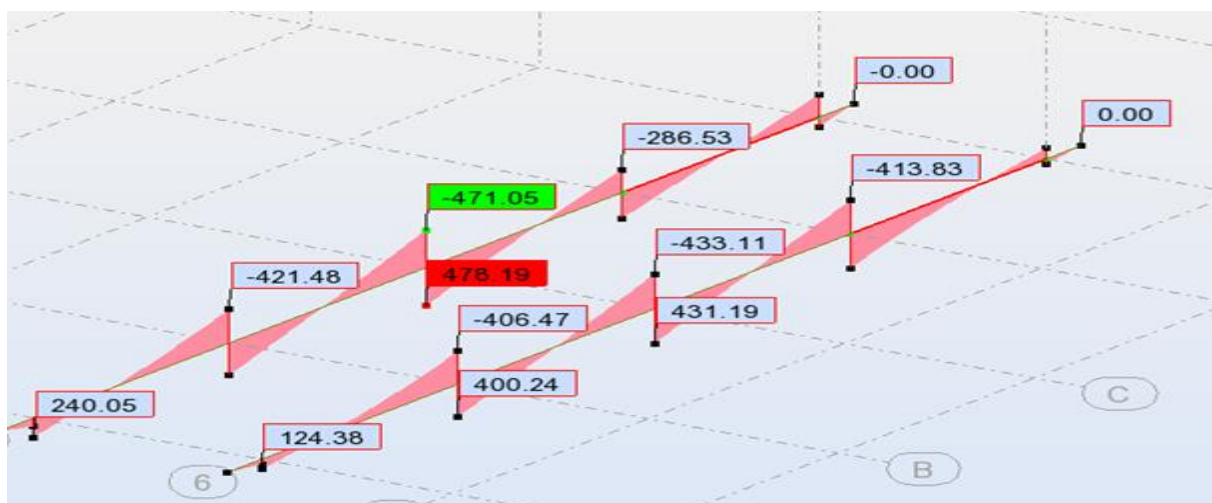


Diagramme des efforts tranchant

A L'ELS

Sens (x-x) :

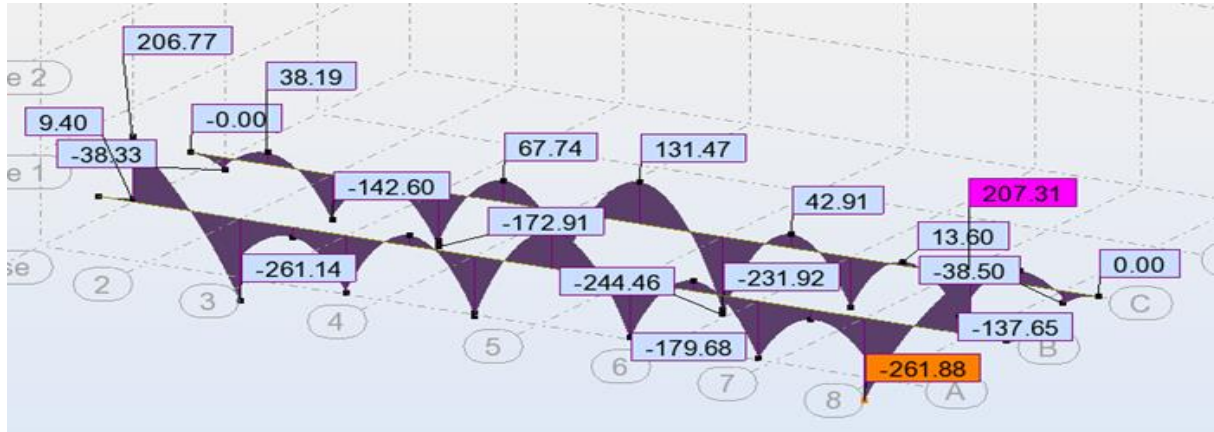


Diagramme des moments fléchissant

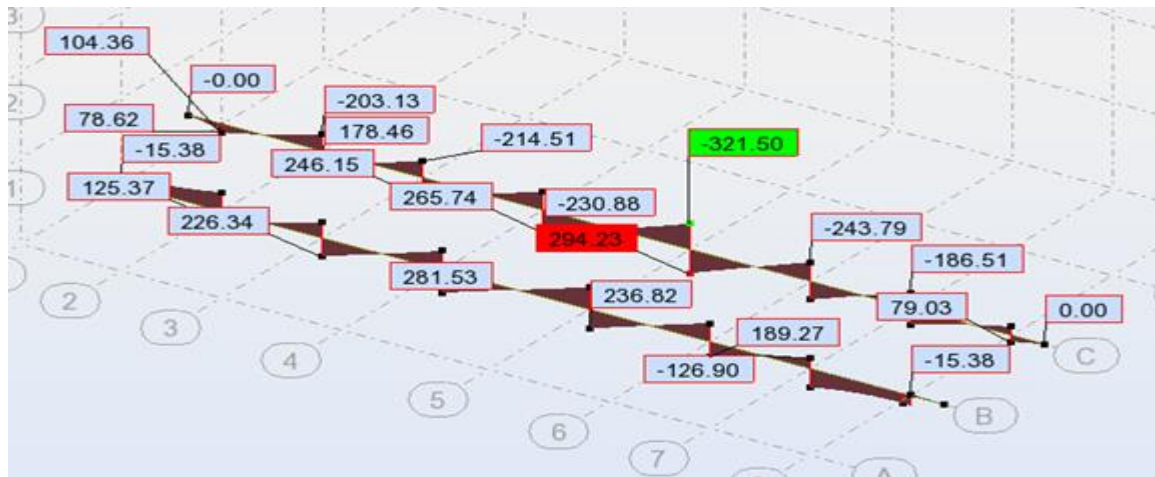


Diagramme des efforts tranchant

Sens (y-y) :

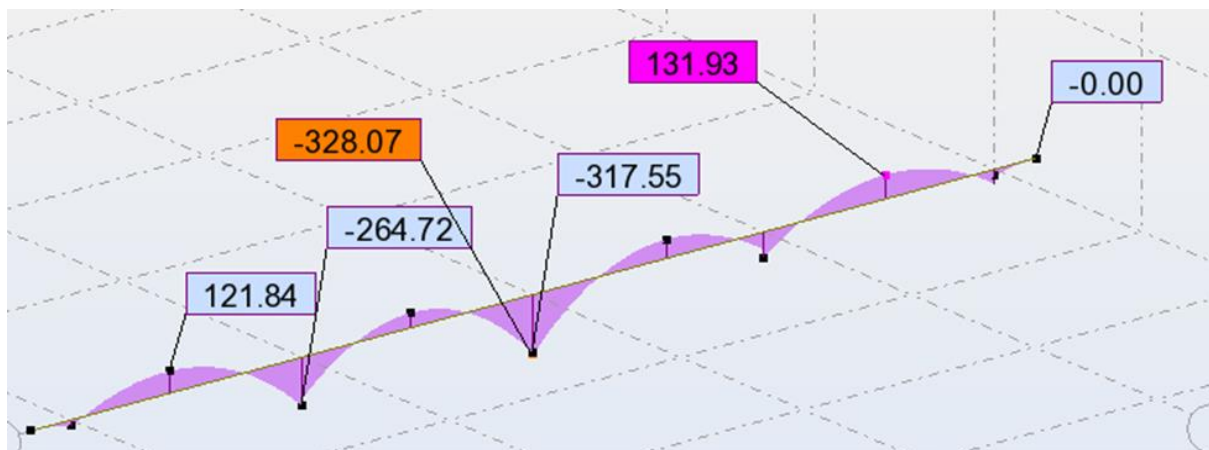


Diagramme des moments fléchissant

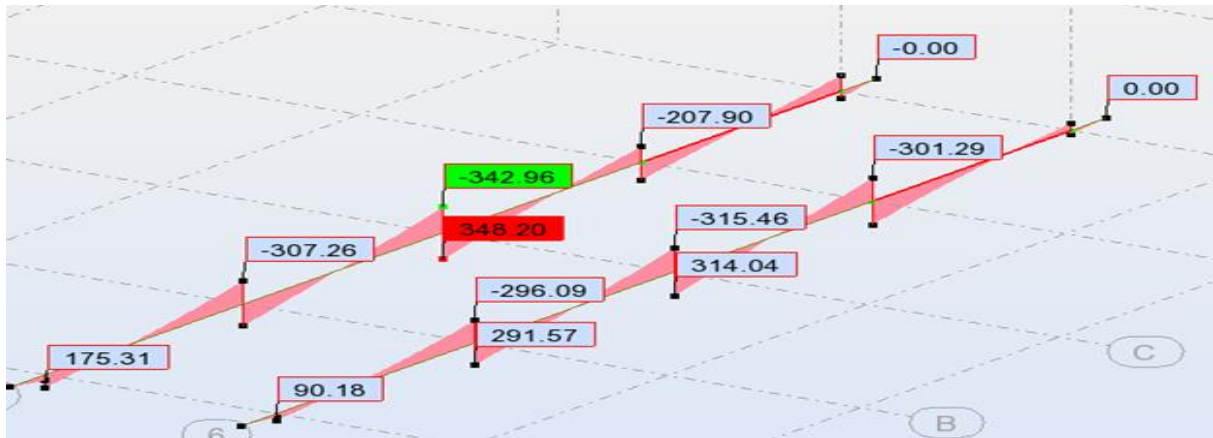


Diagramme des efforts tranchant

VI-12- Calcul du ferraillage :

- L'enrobage :

$$c \geq c_0 + \frac{\phi}{2}, \quad \phi \geq \frac{h}{10} \Rightarrow \frac{70}{10} = 7$$

$$c_0 \geq 1 \text{ cm} \Rightarrow c_0 = 1 \text{ cm.} \Rightarrow c \geq 1 + \frac{7}{2} = 4.5$$

- Alors on adopte c =5 cm.

➤ **Calcul des armatures longitudinales :**

- Sens (x-x)

A- En travée : $M_u = 283300N.m$

B- En appuis : $M_{app} = 358610N.m$

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

- Tableau récapitulatif des résultats :

Elément	M (N.m)	d(cm)	μ	μ_l	α	β	$A_{calc} (cm^2)$
Appuis	358610	65	0.0597	0.392	0.0774	0.969	16.36
Travée	283300	65	0.047	0.392	0.0747	0.970	12.91

- Sens (y-y)

A- En travée : $M_t = 181230 \text{ N.m}$

B- En appuis : $M_{app} = 450270 \text{ N.m}$

-Tableau récapitulatif des résultats :

Elément	M(N.m)	dt(cm)	μ	μ_l	α	β	A _{calc} (cm ²)
Appuis	450270	65	0.075	0.392	0.0989	0.960	20.73
Travée	181230	65	0.03	0.392	0.0381	0.985	8.133

- Condition de non fragilité : B.A.E.L (1.4.2.1)

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

$$A_{min} \geq 0.23 \times 50 \times 65 \times \frac{2.1}{400} = 3.924 \text{ cm}^2$$

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

$$A'_m \geq 0.001 \text{ b h} \quad ; \quad A'_m \geq 0.001 \times 50 \times 70 = 3.5 \text{ cm}^2$$

- section minimale de RPA :

$$A^{\text{RPA}} = 0.5\% \text{ b.h} = 17.5 \text{ cm}^2$$

- Tableau récapitulatif des résultats :

- Sens (x-x) :

Elément	A _u (cm ²)	A _{BAEL} (cm ²)	A _{min} ^{BAEL} (cm ²)	A ^{RPA} (cm ²)	A _{max} (cm ²)	A _{adop} (cm ²)
Appuis	16.36	3.92	3.5	17.5	16.36	6HA25
Travée	12.91	3.92	3.5	17.5	17.5	6HA16

- Sens (y-y) :

Elément	A_u (cm ²)	A_{BAEL} (cm ²)	A_{min}^{BAEL} (cm ²)	A^{RPA} (cm ²)	A_{max} (cm ²)	A_{adop} (cm ²)
Appuis	20.73	3.92	3.5	17.5	20.73	6HA20
Travée	8.133	3.92	3.5	17.5	17.5	6HA16

VI-13-État Limite de déformation : BAEL91 (B.6.5.1)

On peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de calculer la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées, et on fera le calcul sur la travée la plus chargée.

$$1) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$$

$$\frac{70}{450} = 0.155 > \frac{1}{16} = 0.0625 \Rightarrow \text{condition.vérifier}$$

$$2) \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10.M_o}$$

$$\frac{70}{450} = 0.155 > \frac{0.75M_o}{10M_o} = 0.075 \Rightarrow \text{condition.vérifier}$$

$$3) \frac{A}{b.d} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

$$\text{- Sens (x-x) : } \frac{4.52}{65 \times 100} = 0.0006 < \frac{4.2}{400} = 0.0105 \Rightarrow \text{condition.vérifier}$$

$$\text{- Sens (y-y) : } \frac{4.52}{65 \times 100} = 0.0006 < \frac{4.2}{400} = 0.0105 \Rightarrow \text{condition.vérifier}$$

➤ Vérification de la Contrainte de Cisaillement : BAEL91 (art A.5.1)

$$\text{- Sens (x-x) : } T_{max}^u = 404220 \text{ N}$$

$$\tau = \frac{404220}{1000 \times 6500} = 0.062 \text{ MPa}$$

$$\text{- Sens (y-y) : } T_{max}^u = 478190 \text{ N}$$

$$\tau = \frac{478190}{1000 \times 6500} = 0.073 \text{ MPa}$$

- **La fissuration est préjudiciable :**

$$\tau_u \leq \min (0.15 f_{c28} / \gamma_b ; 4MPa) = 2.5 MPa$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \rightarrow (\text{condition vérifier})$$

⇒ Selon BAEL 83 les armatures transversale ne son pas nécessaire, et il font disposer des cadre des armatures minimale :

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}, \phi_l, \frac{b}{10} \right\}.$$

$$\Rightarrow \phi_t \leq \min \{20; 20 ; 10 \}$$

$$\Rightarrow \phi_t = 8mm$$

- **Espacement des armatures transversales : RPA 99.**

- dans la zone nodale $S_t \leq \min \left(\frac{h}{4}; 12\phi; 30cm \right)$

$$\Rightarrow S_t \leq (17.5 ; 30; 30 cm)$$

$$S_t = 10cm$$

- dans la zone courante : $S'_t \leq \frac{h}{2} = \frac{70}{2} \Rightarrow S'_t \leq 35cm$

$$S'_t = 15 cm$$

- la longueur de la zone nodale :

$$L' = 2h = 140cm .$$

- la quantité des armatures transversales : BAEL 91 (art .A.5.1).

$$A_t \geq 0.4b_0 \frac{S'}{f_e} \Rightarrow A_t \geq 0.4 \times 65 \times \frac{15}{235} = 1.65$$

$$A_t \geq \frac{b_0 \times S \times (\tau_u - 0.3f_{e28})}{0.8f_e} .$$

- **Sens (xx)** $\Rightarrow A_t \geq \frac{65 \times 15 \times (0.062 - 0.3 \times 2.1)}{0.8 \times 235} = 2.94$

- **Sens (yy)** $\Rightarrow A_t \geq \frac{65 \times 15 \times (0.073 - 0.3 \times 2.1)}{0.8 \times 235} = 2.88$

- **RPA 99 :**

$$A_t \geq 0.003 \times S \times b \Rightarrow A_t \geq 0.003 \times 15 \times 100 = 4.5 \text{ cm}^2 .$$

$$A_t = \max (A_t^{BAEL}, A_t^{RBA}) \Rightarrow A = A^{RBA} = 4.50 \text{ cm}^2 .$$

$$A_t = 9\phi 8 = 4.52 \text{ cm}^2 .$$

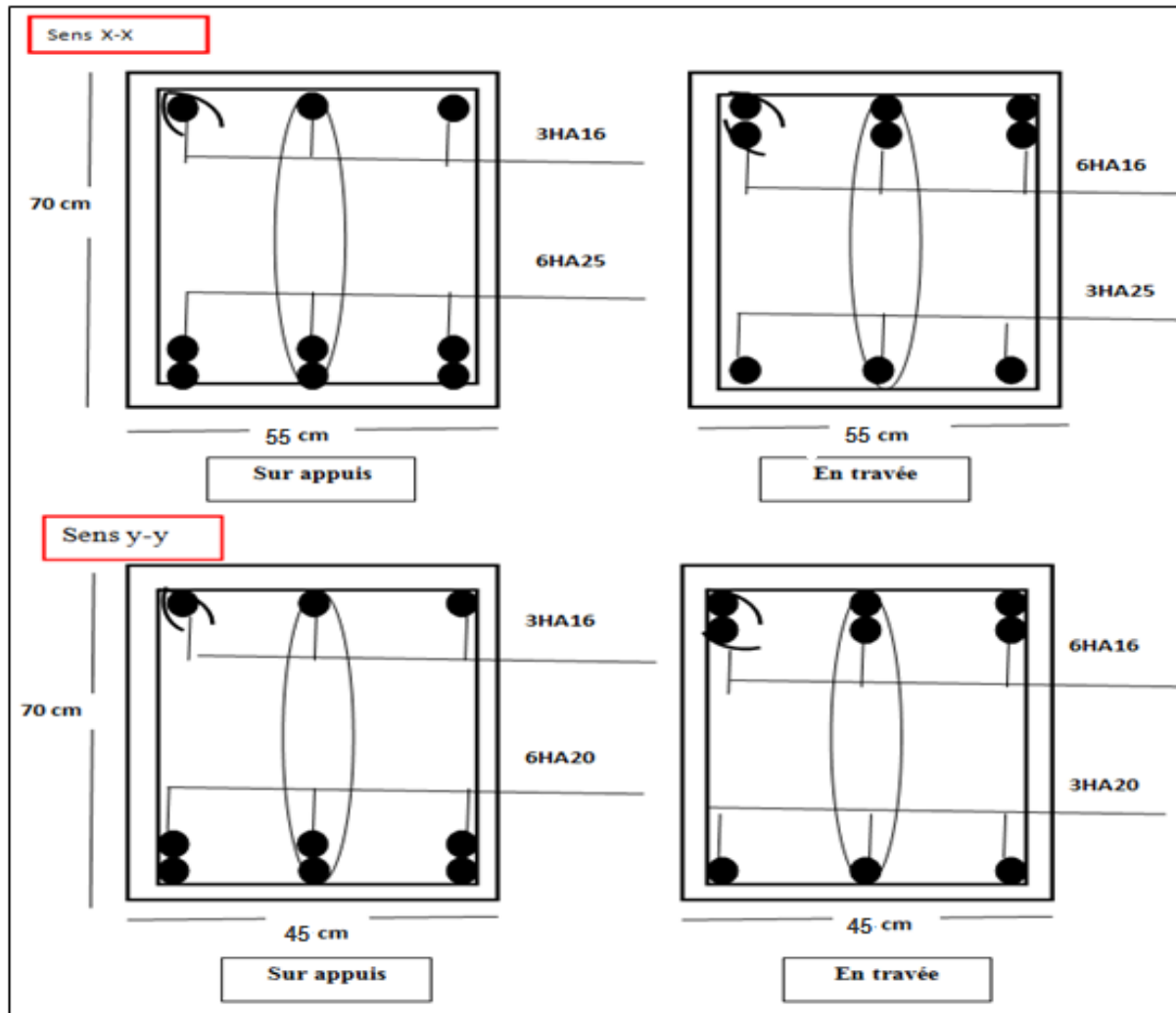


Fig-VII ferrailage des nervures du radier

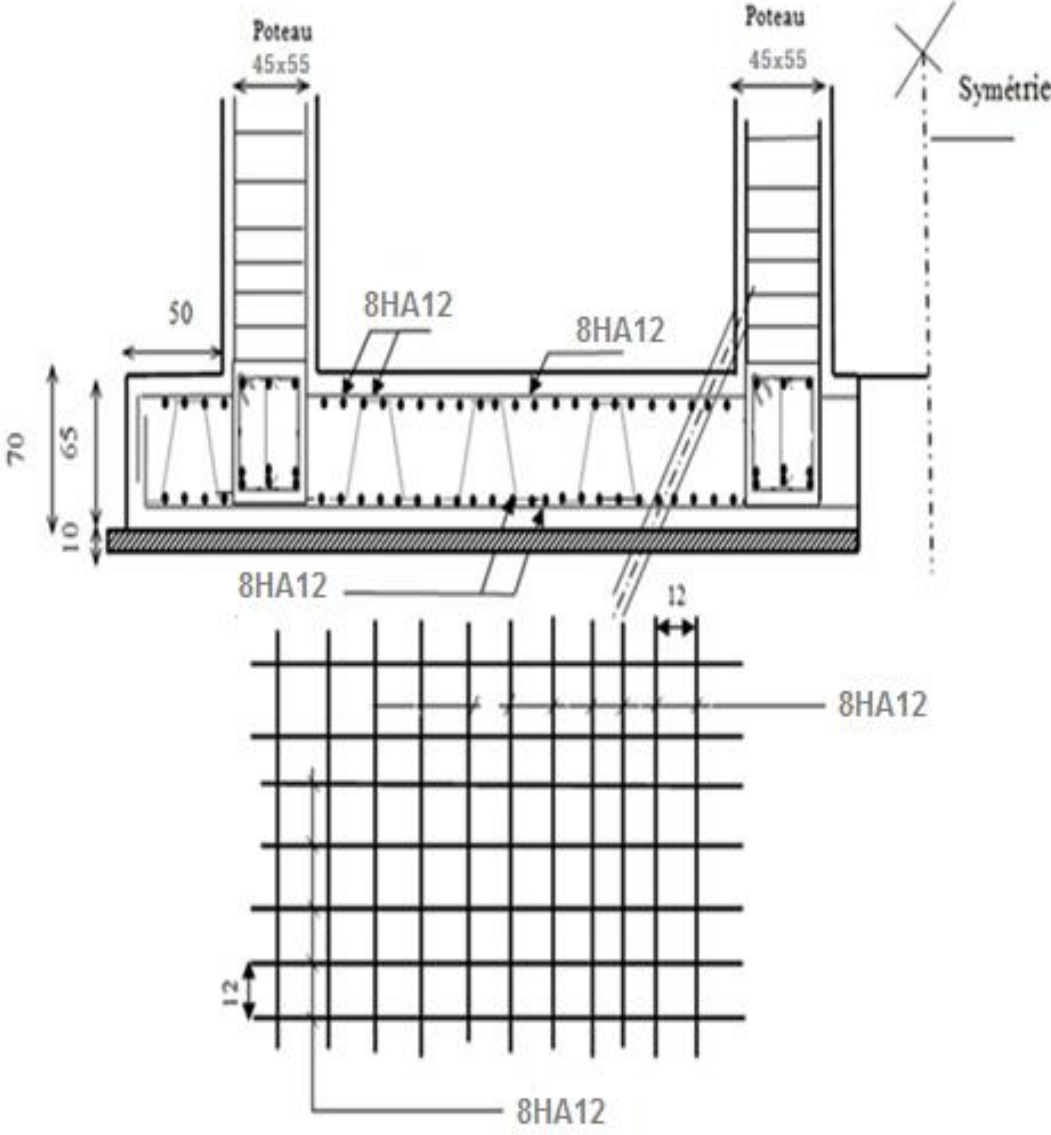


Fig-VII- ferraillage de radier

VI-14 : Etude des longrines:

Les longrines servent à réduire les tassements différentiels et de s'opposer aux écartements des poteaux et semelles. Ils permettent la répartition et la transmission des efforts. (R.P.A99. V2003 page 79)

La solidarisation par longrines ou dispositif équivalent est toujours exigée sauf dans le cas des semelles ancrées (coulées en pleine fouille) dans un sol rocheux sain, non fracturé (sites de catégorie S1) et dans le cas d'un site de catégorie S2 en zone I.

Les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont:

- ❖ (25x30): sites de catégorie S2 et S3.
- ❖ (30x30): site de catégorie S4.

Les longrines (ou le dispositif équivalent) doivent être calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force égale à:

$$F = (N / \alpha) > 20\text{kN}$$

Avec : N égale à la valeur maximale des charges verticale de gravité apportées par les points d'appuis solidarisés.

α = coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée.

Le ferrailage minimum doit être de 0.6 % de la section avec des cadres dont l'espacement est inférieur au min de (20 cm, $15 \phi \times L$)

NB:

Dans le cas d'un site de catégorie S1 en zone IIa, la solidarisation par longrines ou dispositif équivalent n'est pas exigée, parce que la structure repose sur un sol rocheux. Mais pour des raisons d'un manque d'encastrement et pour augmenter la rigidité des fondations, on prévoit des longrines la section minimale de longrine: (30x30) cm².

VI-14-1 : Calcul des armatures longitudinales: D'après RPA99

$$A_{\min}^{\text{RPA}} = 0,6\%B = 0,006 \times 30 \times 30 = 5,4 \text{ cm}^2$$

Donc : $A = \max (A_u ; A_{\min}^{RPA}) = A_{\min}^{RPA} = 5.4 \text{ cm}^2$

On adopte : 6T14= 9.24 cm²

➤ **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.98 \text{ cm}^2$$

VI-14-2 : Les armatures transversales :

On adopte des cadres diamètre ϕ 8 avec un espacement:

➤ **L'espacement :** Selon RPA99

$$S_t < \min (20\text{cm} ; 150 \phi \times L)$$

$$S_t < \min(20\text{cm}; 15 \phi \times L = 18\text{cm}) \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$$

VI-14-3 : Schéma de ferrailage des longrines:

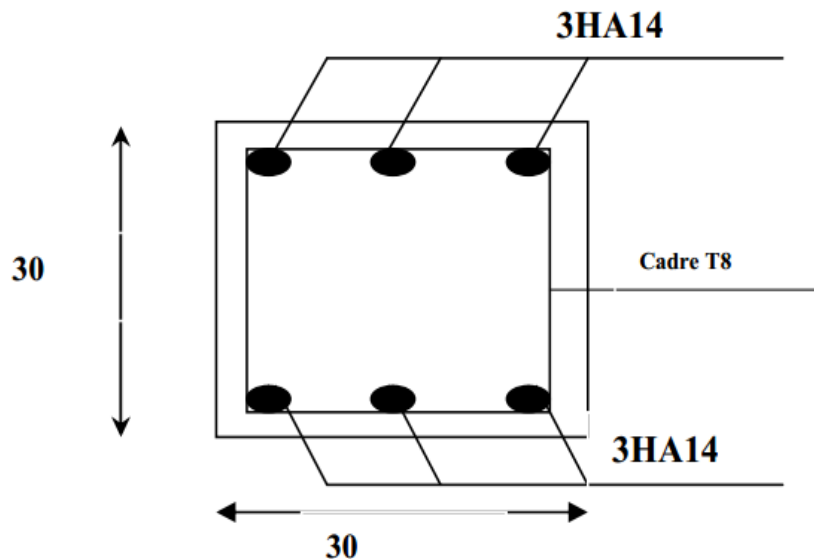


Fig.VI.6 : Ferrailage de longrine

VI-15-LA DALLE FLOTTANTE

VI-15- 1- INTRODUCTION:

La terre pleine peut constituer le soubassement d'un immeuble, cette solution est souvent plus économique qu'un vide sanitaire, dans la mesure où le sol le permet.

On distingue deux types de dallage sur terre plein :

- ❖ Dallage porteur: est lié à la bêche périphérique.
- ❖ Dallage non porteur: est indépendant de la structure.

Le choix entre ces deux cas sera fonction des charges verticales et la nature du sol. Pour se fixer les idées, précisons que le système à dallage porteur s'accommode bien une structure légère, mais dans notre projet, nous avons utilisé le système à dallage non porteur.

VI-15-2- MISE EN ŒUVRE :

La mise en oeuvre d'un dallage sur terre plein sans être très délicate doit se faire en respectant les trois étapes suivantes :

- ❖ La préparation du sol.
- ❖ La mise en place de terre pleine.
- ❖ L'exécution du dallage.

VI-15-2-1- Préparation du sol :

La préparation du sol qui doit comporter 4 étapes :

- Décapage.
- Nivellement.
- Compactage.
- Drainage.

VI-15-2- 2- Mise en place de terre pleine :

La terre pleine est un rapport de matériaux disposé sur le sol en place qui va servir au dallage. Il peut être constitué par des cailloux, des graviers et des sables mélangés ou non, il ne doit comporter ni gravier ni matière organique. Le matériau est répandu et compacté par couches régulières de 20 cm d'épaisseur au plus.

Cette terre pleine va recevoir une couche d'isolation ou d'étanchéité. Il faut donc l'arranger pour éviter le poinçonnement. Dans ce but répandez un lit de sable de 5 cm d'épaisseur moyenne ou bien un lit de mortier maigre de 3 cm.

On peut réaliser la couche d'étanchéité à l'aide de feuille de polyéthylène.

VI-15-2-3- Exécution de dallage:

L'épaisseur minimale de dallage doit être de 8 cm, pour notre projet, on choisit une épaisseur de 15 cm en béton armé.

Pour un dallage non porteur c'est à dire indépendant de la structure à l'aide d'un joint de 2 cm au minimum.

L'armature est constituée par une nappe de treillis soudés soit (forfaitairement) de $\Phi 6$, maille de (20×20) cm², ces armatures placées à la partie supérieure.

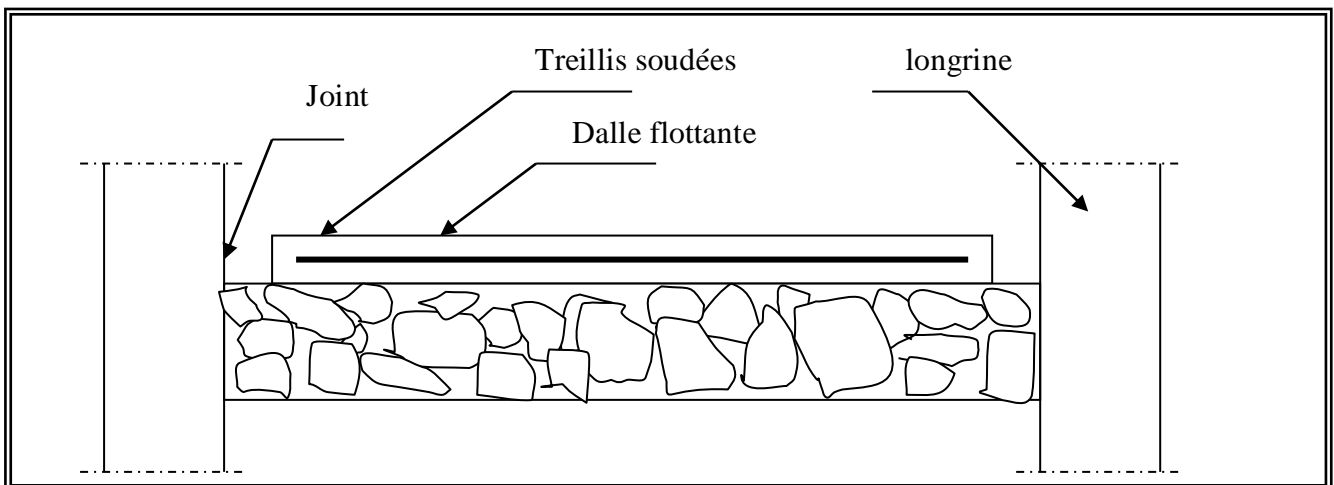


Fig.VI.7 : Dalle flottante

Conclusion Général

D'après le travail qu'on a effectué au cours de ce projet on peut tirer les conclusions suivantes :

On estime que nous avons concrétisés les buts visés au début de ce travail à savoir :

- Compléter et approfondir nos connaissances apprises au cours de notre formation, nous a imposé à toucher un grand éventail de problèmes aux praticiens, en nous permettant ainsi d'exécuter la fonction réelle de l'ingénieur de conception, qui consiste, non pas à calculer comme une machine, mais à utiliser son esprit d'ingénieur et son savoir, pour bien analyser la structure, afin de prendre les bonnes décisions, concernant sa modélisation physique, qui exprime bien son comportement futur, et de choisir ainsi les méthodes et les programmes pouvant donner les meilleures solutions et résultats point de vue la résistance et l'économie.
- Et aussi maîtriser à un niveau acceptable l'outil informatique, notamment le calcul des structures avec le logiciel ROBOT 2014 et le dessin des plans de coffrage et de ferrailage par le logiciel AUTOCAD2015.

Les règlements

- **RPA99/Version2003** : règlement parasismique algérien.
- **BAEL91** : béton armé aux états limites.
- **C.B.A93** : règles de conception et de calcul des structures en béton armé.
- **D.T.R.B.C .2.2**: Document technique réglementaire (charges permanentes et charges d'exploitation).

Thèse:

- Conception et dimensionnement d'un bâtiment a usage d'habitation (R+8) contreventement mixte(RECHID LOTFI) université de Biskra.

Livres:

- Conception des bâtiments en zone sismique.....Dr. Yacine CHERAIT.
- Calcule dynamique des structures CHANTI.Amar .

Cours :

- Béton armé.
- Dynamique des structures.
- Résistance des matériaux.
- cours CTC et CAP +exercices

Logiciels :

- ROBOT 2014
- AUTOCAD 2014
- WORD+Excel 2007