



**MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPÉRIEUR  
ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE  
UNIVERSITÉ «Abbès LAGHROUR» DE KHENCHELA  
FACULTÉ 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 a usage d'habitation (R+5) par contreventements mixte**

*Réalisé par : - ELMAHARAT Fairouz  
- BOUKARKAR Leyla*

*Membres de jury :*

*BADLA Walid MAA Président*

*KEDDOURI Ahmed MAB Examineur*

*LEKOUARA Laid MAB Examineur*

*Dirigé par : M. MASMOUDI Mounira*

*Présenté le 27/06/2016*

# Sommaire

Notation

Remerciement

Dédicace

Liste des Tableaux

Liste des Figures

Résumé

Introduction Générale ..... 1

## Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

I :Introduction .....2

I.1. Présentation du projet:.....2

I.1.1 : Présentation de l'ouvrage :.....2

I.1.2 : Caractéristiques géométriques : .....2

I.1.3 : Ossature.....2

I.1.3.1 :Système porteur : .....2

I.1.3.2 : Les Plancher : .....3

I.1.3.3 : Les escaliers : .....3

I.1.3.4 : Maçonnerie :.....3

I.1.3.5 : Acrotère :.....3

I.1.3.6 : Revêtement : .....3

I.1.3.7 : Les balcons :.....3

I.1.3.8 : Isolation :.....4

I.2 : Règles de calcule :.....4

I.3 : Caractéristique mécanique des matériaux :.....4

I.3.1 : Le béton : .....4

I.3.1.1 : La composition d'un mètre cube du béton:.....4

I.3.1.2 : Résistance caractéristique à la compression : .....5

I.3.1.3 : Résistance Caractéristique à la Traction  $f_{tj}$ .....5

I.3.1.4 : Déformation Longitudinale du béton .....	5
I.3.1.5 : Coefficient de poisson.....	5
I.3.1.6 : Module de déformation transversale : .....	6
I.3.1.7 : Coefficient de dilatation thermique : .....	6
I.3.1.8 : Diagramme Déformation - Contrainte Du Béton (parabole rectangle):.....	7
I.3.2 : Acier :(art. A.2.2.) .....	8
I.3.2.1 : Diagramme Déformations-Contraintes : .....	8
I.3.2.2 : Contrainte limite : .....	9
I.3.2.3: Actions: BAEL91 (art. A.3.1) .....	10
I.4 : Sollicitations : BAEL91 (art. A.3.2) .....	10
I.4.1: Combinaisons d'action: BAEL91 (art. A.6.1.2).....	10
I.4.2 : Vérification de l'équilibre statique (art A.3.3,4-B.A.E.L91) : .....	10
I.4.3 : Vérifications de la stabilité de forme (art A.3.3, 5-B.A.E.L91) : .....	10
I.5 : Hypothèses de calcul : .....	11
I.5.1 : État limite ultime (E.L.U) : .....	11

## **Chapitre.II : Pré-dimensionnement et Descente des charges**

II.1.Introduction : .....	16
II.2.Pré-dimensionnement des éléments secondaires : .....	16
II.2.1.Les Planchers: .....	16
II.2.1.1 : Les caractéristiques géométriques des poutrelles : .....	17
II.2.2.L'acrotère : .....	18
II.2.3.Les voiles : .....	18
II.2.4 :Les escaliers : .....	19
II.2.4.1 : Détermination le nombre des marches : .....	20
II.2.4.2 : Détermination de l'épaisseur de la dalle d'escalier : .....	20
II.3: Pré-dimensionnement des éléments porteurs : .....	21
II.3.1 : Les Poutres : .....	21
II.3.1.1 : Poutres principales : .....	21
II.3.1.2 : Poutres secondaires : .....	22
II.3.2 : Les poteaux: .....	22
II.4 : Évaluation des charges et des surcharges: .....	24

II.4.1 : Plancher terrasse non accessible :.....	24
II.4.2 : Plancher étage courant : (corps creux).....	25
II.4.3 : Mur extérieurs :.....	26
II.4.4 : Balcon accessible :.....	27
II.4.5 : L'acrotère :.....	27
II.4.5.1 : Evaluation des charges : .....	27
II.4.5.2 : Évaluation des surcharges :.....	27
II.4.6.Les escaliers:.....	28
II.5 : Descente des charges:.....	29
II.5.1 : Poteau central B2 :.....	29
II.5.1.1 : Surface afférente :.....	29
II.5.1.2 : Calcul des sollicitations: .....	31
II.5.1.3 : Vérification de la section de poteau : BAEL91 (B.8.4,1).....	31
II.5.2 : Descente de charge du voile : .....	32
II.5.2.1 : Vérification de la section adoptée :.....	34
II.6 : Conclusion :.....	34

### **Chapitre.III : Les Éléments Secondaires**

III.1 : Introduction : .....	35
1/L'acrotère:.....	35
III.1.1 : Introduction: .....	35
III.1.2 : Mode de travail :.....	35
III.1.3 : Section :.....	35
III.1.4 : Sollicitation : .....	36
III.1.4.1 : Calcul des sollicitations:.....	36
III.1.5 : Moments et effort normaux:.....	36
III.1.5.1 : Armatures Longitudinales : .....	37
III.1.5.2 : Armatures De Répartition : .....	39
III.1.5.3: Espacement des armatures :.....	39
III.1.6: Présentation du ferrailage:.....	39
III.2 : Les balcons: .....	40
III.2.1 : Evaluation des charges: .....	40

III.2.2 : Calcul des moments:.....	40
III.2.3-Ferraillage: .....	41
III.2.3.1 : Vérification :.....	41
III.2.3.2 : Armature de réparation :.....	42
III.2.3.3 : Espacement des armatures.....	42
III.2.3.4 : Contrainte de cisaillement : BAEL 91 (ART : A.5.1).....	42
III.2.3.5. Vérification à l'E.L.S : .....	42
III.2.4 : Schéma de ferraillage: .....	43
III.3 : Les Planchers:.....	44
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.3.1.3 : Vérification des conditions de la méthode forfaitaire: .....	45
III.3.1.4: L'effort tranchant: .....	46
III.3.2 : Calcul des sollicitations:.....	46
III.3.2.1 : Les différents types des nervures : .....	46
III.3.2.1 : Planche terrasse: .....	46
III.3.2.2 : Planche étage courant:.....	48
III.3.3 : Les moments et les efforts de calcul: .....	49
III.3.4 : Ferraillages des nervures: .....	49
III.3.4.1 : Plancher Terrasse : .....	49
III.3.4.2 : Plancher Étage Courant :.....	53
III.3.6 : Schéma de ferraillage: .....	56
III.4 : L'escalier: .....	57
III.4.1 : calcul des sollicitations:.....	57
III.4.1.1 : Combinaison des charges: .....	57
III.4.1.2 : Moments des calculs : .....	57
III.5 : Calcule de ferraillage :.....	60
III.5.1 : Armatures longitudinales : .....	60
III.5.2 : Vérification de l'effort tranchant :.....	62
III.5.3 : Les armatures de réparation : .....	63
III.5.4 : Espacement entre les armatures.....	63

III.6 : Schéma de ferrailage: .....	64
III.7 : Calcul de poutre palière : .....	64
III.7.1 : Dimensionnement : .....	64
III.7.2 : Méthode de calcul: .....	64
III.7.2.1 : Pondérations des charges:.....	65
III.7.2.2: Calcul des moments: .....	65
III.7.2.3: Répartitions des moments: .....	65
III.7.2.4: Calcul des efforts tranchants: .....	65
III.7.2.5: Calcul de ferrailage : .....	65
III.7.3: Vérification de l'effort tranchant : .....	67
III.7.3.1 : La contrainte tangente .....	67
III.7.4 : La quantité des armatures transversales : .....	67
III.7.5 : Calcul de la poutre à la torsion : .....	67
III.7.5.1 : Contraintes tangentes de torsion : .....	68
III.7.5.2 : Résistance en torsion et flexion : .....	68
III.7.5.3 : Les armatures longitudinales : .....	68
III.7.5.4 : Les armatures transversales : .....	68
III.7.6 : Section minimale des armatures : .....	68
III.7.7 : Les armatures totales : .....	69
III.7.7.1 : Armatures longitudinales : .....	69
III.7.7.2 : Armatures transversales: .....	69
III.7.7.3 : État limite de déformation .....	69
III.7.8 : Schéma de ferrailage: .....	70

#### **Chapitre IV : Etude sismique**

IV.1.Introduction : .....	71
IV.2.Objectifs de l'étude dynamique : .....	71
IV.3 Description du logiciel ROBOT VERSION 2014 : .....	71
IV.3.1 Modélisation des éléments structuraux : .....	71
IV.3.2 Modélisation de la masse : .....	72
IV.4 : Calcul dynamique du bâtiment:R.P.A.99V2003 (4.1.1). .....	73
IV.4.1 : Méthode Modale spectrale : .....	73

IV.4.1.1 : Analyse de la structure :.....	73
IV.5 : Calcule de l'action sismique : .....	78
IV.5.1 : Vérification de la résultante des forces sismiques par rapport à la méthode statique équivalente : .....	76
IV.5.1.1 : Méthode statique Equivalente : .....	78
IV.6 : Estimation empirique de la période fondamentale:.....	80
IV.6.1 : Pour le sens longitudinal : .....	80
IV.6.2 : Pour le sens transversal : .....	81
IV.7 : Détermination de centre de gravité des masses et le centre des rigidités :.....	83
IV.7.1 : Centre de gravité des masses :.....	83
IV.7.2 : Centre de gravité des rigidités :.....	84
IV.7.2.1 :L'excentricité théorique :.....	84
IV.7.2.2 : Excentricité accidentelle : .....	85
IV.7.3 :Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur : .....	85
IV.7.3.1 : Distribution horizontale des forces sismiques: .....	86
IV.8 :Vérification les déplacements : .....	87
IV.9: Justification de l'effet P- : .....	88
IV.10 : Justification vis-à-vis de l'équilibre d'ensemble : .....	90
IV.11 : Conclusion :.....	92

### **Chapitre.V : Ferrailage des éléments porteurs**

V.1: Introduction : .....	93
V.2 : Etude de ferrailage des poutres : .....	93
V.2.1 : Les poutres principales .....	93
V.2.1.1 : Étapes De Calcul Des Armatures Longitudinales : .....	93
V.2.1.2 : En Travée :.....	94
V.2.1.3 : Sur Appuis : .....	95
V.2.1.4: État Limite De Déformation : BAEL91 (B.6.5.1) .....	96
V.2.1.5 : Ancrage des armatures tendues: .....	96
V.2.1.5.1 : Longueur de scellement droite (Ls):.....	96
V.2.1.5.2 : Rayon de courbure minimale (r): .....	96
V.2.1.6 : Vérification De La Contrainte De Cisaillement : BAEL91 (art A.5.1).....	96

V.2.1.6.1:Influence De L'effort Tranchant Au Voisinage Des Appuis (BAEL 91 Art 521).....	97
V.2.1.6.2 : Influence De L'effort Tranchant Sur Les Armatures Longitudinales : .....	97
V.2.1.7 : Les Armatures Transversales : .....	97
V.2.2 : les poutres secondaires : .....	99
V.2.2.1 : Les Armatures Longitudinales : .....	99
V.2.2.2 : En Travée : .....	99
V.2.2.3 : Sur Appuis : .....	100
V.2.2.4 : État Limite De Déformation : BAEL91 (B.6.5.1) .....	101
V.2.2.5 : Ancrage des armatures tendues: .....	101
V.2.2.5.1 : Longueur de scellement droite (L <sub>s</sub> ):.....	101
V.2.2.5.2 : Rayon de courbure minimale (r): .....	102
V.2.2.6 : Vérification De La Contrainte De Cisaillement : BAEL91 (art A.5.1) .....	102
V.2.2.6.1 : Influence De L'effort Tranchant Au Voisinage Des Appuis : .....	102
V.2.2.6.2 : Influence De L'effort Tranchant Sur Les Armatures Longitudinales : .....	102
V.2.2.7 : Les Armatures Transversales : .....	102
V.3: Etude de ferrailage des poteaux : .....	105
V.3.1 : Combinaison de calcul : .....	105
V.3.2 : Etat limite ultime de résistance : BAEL91 (art A.4.3) .....	106
V.3.3 : Calcule de ferrailage :.....	107
V.3.3.1 : Armatures Longitudinales : .....	107
V.3.3.2 :Armatures Transversales : .....	109
V.3.4 : Ferrailage du poteau le plus sollicité .....	110
V.3.4.1 : Armatures Longitudinales : .....	110
V.3.4.1 .1 : La combinaison: (ELU) .....	110
V.3.4.1 .2 : La combinaison G+Q+E : .....	111
V.3.4.1 .3 :La combinaison 0,8G+E : .....	112
V.3.4.1.4:Vérification à L'ELS : .....	113
V.3.4.2 :Armatures transversale: .....	116
V.3.4.2.1 : Vérification du poteau à l'effort tranchant : .....	116
V.3.4.2.2 : Calcul d'armature transversale: .....	116
V.4 : Voiles sans Ouvertures : .....	120

V.4.1 : Calcul de la section d'armature : selon les règles BAEL 91 .....	121
V.4.1.1 : Armatures verticales :.....	121
V.4.1.2 : Vérification de flambement:.....	122
V.4.2 : Calcul de ferrailage : .....	122
V.4.2.1 : Calcul des armatures à la flexion simple :.....	122
V.4.2.2 : Calcul des armatures à la flexion composée :.....	123
V.4.3 : L'armature verticale minimale: .....	123
V.4.3.1 : Le pourcentage minimum d'armatures verticales est donné comme suit :.....	123
V.4.4 : Vérification des contraintes de cisaillement :.....	124
V.4.4.1 : Armatures horizontales :.....	124
V.4.4.2 : Les Armatures Transversales : .....	125
V.4.5 : Vérification de contrainte de compression :.....	125
V.4.6 : Exemple de calcul : .....	125
V.5 : Schéma de ferrailage de voile : .....	126

### **Chapitre.VI : Ferrailage De L'Infrastructure**

VI.1 : Introduction :.....	127
VI.2 : Choix de type de fondation :.....	127
VI.3 : Données du rapport du sol et choix du type de fondations :.....	127
VI.4 : Définition de type de semelle :.....	128
VI.4.1 : Calcul la section des semelles :.....	128
VI.5 : Etude des semelles isolé sous poteaux :.....	129
VI.5.1 : Pré dimensionnement des semelles isolées :.....	130
VI.5.1.1 : Etape de calcul de la semelle isolée :.....	130
VI.5.1.2 : Détermination des dimensions de semelle :.....	130
VI.5.1.3 : Condition de stabilité « non soulèvement » :.....	130
VI.5.1.4 : Condition de rigidité : .....	130
VI.5.2 : Ferrailage : .....	130
VI.5.2.1 : Calcul de la hauteur libre $h'$ :.....	130
VI.6 : Exemple de calcul : .....	131
VI.6.1 : Détermination des dimensions de semelle :.....	131
VI.6.1.1 : Section de poteaux rectangle :.....	131

VI.6.2 : Calcul de la hauteur libre $h'$ : .....	133
VI.6.2.1 : Les dimensions des poteaux en suivent : .....	133
VI.6.3 : Calcul l'espacement des barre : .....	134
VI.6.4 : Les vérifications : .....	134
VI.6.4.1 : Vérification des contraintes à l'ELS : $G+Q$ .....	134
VI.6.4.2 : Vérification au poinçonnement : (BAEL91 Art A.5.2 4).....	135
VI.6.5 : Les autres résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :.....	135
VI.6.6 : Schème de ferrailage de semelle isolée : .....	138
VI.7 : Semelle filante (sous voile, sous poteau) : .....	138
VI.7.1 : Étape de calcul : .....	139
VI.7.2 : Exemple de calcul (voile) : .....	139
VI.7.2.1 : Détermination de la résultante des charges : .....	139
VI.7.2.2 : Détermination de coordonnée de la résultante : .....	140
VI.7.2.3 : Détermination de la distribution par (ml) de la semelle : .....	140
VI.7.2.4 : Détermination de la largeur de la semelle : .....	140
VI.7.2.5 : Calcul de la hauteur libre $h$ : .....	141
VI.7.2.6 : Ferrailage : .....	141
VI.7.2.7 : La vérification : .....	142
VI.7.2.8: Schéma de ferrailage de semelle filante sous voile : .....	144
VI.7.3 : Exemple de calcul (poteau) : .....	144
VI.7.3.1 : Détermination de la résultante des charges : .....	144
VI.7.3.2 : Détermination de coordonnée de la résultante : .....	144
VI.7.3.3 : Détermination de la distribution par (ml) de la semelle : .....	144
VI.7.3.4 : Détermination de la largeur de la semelle : .....	145
VI.7.3.5 : Calcul de la hauteur libre $h$ : .....	146
VI.7.3.6 : Ferrailage : .....	146
VI.7.3.7 : La vérification : .....	147
VI.7.3.8 : Schéma de ferrailage de semelle filante sous poteau : .....	148
VI.8 : Etude des longrines: .....	148
VI.8.1 : Calcul des armatures longitudinales:.....	149
VI.8.2 : Les armatures transversales : .....	149
VI.8.3 : Schéma de ferrailage des longrines:.....	150

## Sommaire

---

VI.9 : La Dalle Flottante :.....	150
VI.9.1 : Introduction :.....	150
VI.9.2 : Mise en œuvre :.....	150
VI.9.2.1: Préparation du sol :.....	151
VI.9.2.2 : Mise en place de terre pleine :.....	151
VI.9.2.3 : Exécution de dallage: .....	151
VI.9.3 : Schéma de ferrailage :.....	152
Conclusion Générale .....	153
Références bibliographiques	

**Liste des symboles :**

$f_{cj}$	Résistance en compression à j jour du béton.
$f_{ctj}$	Résistance à la traction à j jour du béton.
$E_{ij}$	Module de déformation longitudinale du béton.
$E_{vj}$	Module de déformation différé du béton.
$G$	Module de déformation transversale.
$\nu$	Coefficient de poisson.
$f_{bu}$	Résistance conventionnelle ultime à la compression.
$\epsilon_{bc}$	Déformation unitaire du béton.
$\sigma_{bc}$	Contrainte de compression dans le béton.
$\gamma$	est un coefficient de sécurité.
$\gamma_t$	est un coefficient en fonction de la durée d'application de l'action considérée.
$\sigma_{bc}$	Contrainte admissible du béton en compression.
$\sigma_{bc}$	Contraintes limites de cisaillement.
$f_{su}$	Résistance caractéristique ultime de l'acier.
$\sigma_{su}$	Contrainte admissible d'acier.
$f_e$	Limite d'élasticité des aciers utilisés.
$\mu$	Coefficient de fissuration.
$N_u$	est l'effort normal ultime.
$B_r$	est la section de béton réduite du béton.
$l$	L'élanement de l'élément poteau.
$B_{ad}$	La flèche admissible.
$F$	L'action sismique horizontale.
$l_{fp}$	Longueur de flambement.
$e_0$	est l'excentricité de premier ordre, avant application des excentricités additionnelles.
$e_a$	Excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales après l'exécution.
$e_2$	Excentricité due aux effets du second ordre lié, à la déformation de la structure.
$\eta$	Le rapport de la déformation finale due au fluage à la déformation initiale instantané

## Notation

---

sous. la charge considérée, ce rapport est généralement pris égal à **2**.

$\mu$	:	Moment réduit.
$A_s^{bc}$	:	Section d'armature comprimée.
$A_s^{tr}$	:	Section d'armature tendue.
$S_t$	:	Escapement des armatures.
$A_s^r$	:	Section d'armature de répartition.
$M$	:	Moment fléchissant dans la travée.
$M^0$	:	Le moment maximal en travée dans la travée considérée.
$M^l$	:	La valeur absolue du moment sur appui de gauche dans la travée considéré.
$M^w$	:	La valeur absolue du moment sur appui de droite dans la travée considéré.
$M^e$	:	Moment capable de la table de compression.
$M^{ut}$	:	Section minimale d'armature.
$\phi_t$	:	diamètre d'armature transversale.
$f_{pt}^2$	:	Flèche instantané due à l'ensemble des charges permanentes et d'exploitation supportées par l'élément considéré.
$f$	:	La flèche différée dues à l'ensemble des charges permanentes.
$f^{gv}$	:	La flèche instantanée due à l'ensemble des charges permanentes.
$f^{gt}$	:	Flèche instantanée due à charges permanentes appliquées au moment de la mise en œuvre des revêtements et cloisons.
$f$	:	Position de l'axe neutre.
$I$	:	Moment d'inertie de la section totale rendue homogène.
$I_c$	:	Le moment dû à l'ensemble des charges permanentes.
$M^g$	:	Le moment dû aux charges permanentes appliquées à la mise en œuvre des revêtements.
$M^p$	:	Le moment dû à l'ensemble des charges permanentes et d'exploitation.
$I_{fip}^2$	:	Inerties fissurées.
$I_{fij}^2$	:	Inerties fissurées.
$I_{fij}^1$	:	Inerties fissurées.
$I_{fij}^1$	:	Inerties fissurées.

## Notation

---

$\overline{M}_t$	Le moment de torsion ultime.
$\overline{D}$	Le diamètre du grand cercle inscrit dans le contour extérieur de la section.
$\overline{A}$	L'aire du contour tracé à mi- épaisseur des parois.
$\overline{T}_k$	Le période du mode K.
$N$	Le nombre de niveau au-dessus du sol.
$G$	Centre de gravité.
$R$	Centre e rigidité.
$V$	Effort tranchant.
$\overline{M}_R$	Moment de renversement.
$\overline{u}_k$	Les déplacements horizontaux absolus.
$\overline{u}_r$	Les déplacements relatifs.
$R$	Coefficient de comportement.
$Q$	Facteur de qualité.
$\gamma$	Facteur de correction d'amortissement.
$C_T$	Coefficient, fonction du système de contreventement.
$\overline{A}_{t, \min}$	Section d'armature minimale.
$\overline{A}_{t, \text{adh}}$	La contrainte d'adhérence d'entraînement.
$g$	est l'élançement géométrique du poteau.
$\overline{M}_f$	Moment fictif.
$\overline{A}_{t, \text{fict}}$	Section d'armature fictive.

# 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 **M<sup>s</sup>. MASMOUDI Monira**, qui nos 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 Touts les enseignants de département GC A tous ceux qui m'ont aidée et encouragée de près ou de loin.*


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


**ELMAHARAT & BOUKARKAR**


# Dédicace

*Je dédie Ce modeste travail à:*

*A mes très chers parents qui m'ont soutenue moralement et financièrement et de tendresse qu'ALLAH me les garde durant toute ma vie.*

 *Ma mère qui a toujours crue en moi et mes études.*


 *Mon père qui m'a toujours encouragé et guidé.*

 *Mes grands pères et grand mère.*

 *A mon très cher frère : **Hicham**.*


 *A mes sœurs : **Fatiha, Warda, Khawla, Chaima et Aya**.*


 *A mes oncles et mes tantes.*

 *A ma sœur et mon binôme : **Leila** qui ne pas cessé et m'encourager tous le temps et sa respectueuse famille.*

 *Ames Amiesintimes: **Tati, Zakia, Amira et Donia**...*

 *A toutes les familles : **ELMAHARAT** et **HAGAIN**grands (es) et petits(es).*

 *A tous ma promotion de **Génie Civil 2015/2016**.*


 *A tous ceux qui me connaissent.*


*FAIROUZ.ELM*

# Dédicace

*Je dédie Ce modeste travail à:*

*A mes très chers parents qui m'ont soutenue moralement et financièrement et de tendresse qu'ALLAH me les garde durant toute ma vie.*

 *Ma mère qui a toujours crue en moi et mes études.*


 *Mon père qui m'a toujours encouragé et guidé.*


 *Mes grands pères et grand mère.*


 *A mon très cher frères : **Khaled ; AbdAlaziz ; Mouhamed***

 *A mes sœurs : **Aicha ; rabiaà ; soumia***

 *A mes oncles et mes tantes.*

 *A ma sœur et mon binôme : **Fairouz** qui ne pas cessé et m'encourager tous le temps et sa respectueuse famille.*

 *Ames Amiesintimes: **Yassmina, Sadika ;Dounia ; Amira , Rabiaa ;zineb ;Zakia***

 *A tous ma promotion de **Génie Civil 2015/2016.***

 *A tous ceux qui me connaissent.*

*LEYLA.BOUKARKAR*

## Liste des Tableaux et des Figures

---

### Liste des Tableaux

Tab. I.1 : caractéristiques géométriques .....	2
Tab. II.1 : récapitulatif.....	17
Tab. II.2 : Evaluation des charges (Plancher terrasse) .....	24
Tab. II.2 : Evaluation des charges (Plancher courant) .....	25
Tab. II.4 : Evaluation des charge (Mur extérieurs) .....	26
Tab. II.5: Evaluation des charge (Balcon accessible).....	27
Tab. II.6 : Récapitulatif des charges et des surcharges.....	28
Tab. II.7 : Descente des charges Poteau central B2 .....	30
Tab. II.8 : les valeurs des sollicitations .....	31
Tab.II.9 : récapitulatif.....	32
Tab. II.10 : Descente de charge du voile .....	32
Tab. II.11 : Descente de charge du voile .....	34
Tab: III.1: moment isostatique .....	40
Tab. III.2 : Les charges G et les surcharges Q.....	43
Tab.III.3 : les moments des Travées.....	44
Tab.III.4 : Planche terrasse (ELU) .....	46
Tab.III.4 : Planche terrasse (ELS) .....	46
Tab.III.5: Planche étage courant (ELU) .....	47
Tab.III.6: Planche étage courant (ELS).....	48
Tab.III.7 : Les moments et les efforts (ELU et ELS) .....	48
Tab.III.8 : L'armature En Travée et Sur Appuis .....	51
Tab.III.9 : Le moment et L'armature En Travée et Sur Appuis .....	52
Tab.III.10 : L'armature En Travée et Sur Appuis .....	52
Tab.III.11 : Moments des calculs .....	57
Tab.III.12 : Moments des calculs .....	58
Tab.III.13 : Les armatures en travée et appuis .....	60
Tab.III.14 : Les armatures en travée et appuis .....	60
Tab.III.15 : Les armatures en travée et appuis .....	61
Tab.III.16: Les armatures en travée et appuis .....	62

## Liste des Tableaux et des Figures

Tab.III.17 : Les armatures en travée et appuis .....	65
Tab.III.18 : Les armatures en travée et appuis .....	66
Tab.VI.1 : Les résultats initiaux .....	72
Tab.VI.2 : Les résultats finals.....	74
Tab.IV.3 : Coefficients d'accélération de zone A .....	76
Tab.IV.4 : Valeurs du période caractéristique associée a la catégorie du site.....	77
Tab.IV.5 : Valeurs du coefficient d'amortissement suivant le système structurel .....	78
Tab.IV.6 : Facteur de qualité .....	80
Tab.IV.7 : valeur de masse .....	80
Tab.IV.8 : L'effort tranchant à la base donnée par la méthode statique équivalente .....	81
Tab.IV.9 : L'effort tranchant à la base donnée par la méthode dynamique spectrale .....	81
Tab.IV.10 : vérification d'effort tranchant .....	81
Tab.IV.11 : résultats des différents centres de gravité et de rigidité .....	83
Tab.IV.12 : Excentricité accidentelle : .....	83
Tab.IV.13 : les forces sismiques (sens X-X) .....	84
Tab.IV.14 : les forces sismiques (sens Y-Y) .....	85
Tab.IV.15 : valeur des déplacement (sens X-X) .....	86
Tab.IV.16 : valeur des déplacement (sens Y-Y) .....	86
Tab.IV.17 : effort tranchant d'étage au niveau k.....	87
Tab.IV.18 : Les effets de second ordre (effet P- ) (XX).....	88
Tab.IV.19 : Les effets de second ordre (effet P- ) ( YY).....	88
Tab.VI.20 : Le renversement (xx) .....	89
Tab.VI.21 : Le renversement (YY) .....	90
Tab. V.1 : les moments des poutres principales .....	92
Tab. V.2: les moments des poutres secondaires .....	97
Tab.V.3 : Combinaison de calcul .....	103
Tab .V.4 : Caractéristiques mécaniques des matériaux .....	104
Tab.V.5 : Tableau récapitulatif de ferrailage .....	111
Tab.VI.1 : Surfaces des semelles.....	127
Tab.VI.2 : Surfaces des voiles .....	127
Tab.VI.3: résultats de calcul des semelles.....	134
Tab.VI.4: Les contraintes à l'ELS .....	134

## Liste des Tableaux et des Figures

---

Tab.VI.5:Les Armature des semelles .....	135
Tab.VI.6: Semelle filante (sous voile, sous poteau) :.....	137

**Liste des Figures :**

Fig. I.1 : Diagramme parabole rectangle .....	7
Fig.I.2 : Diagramme Déformation - Contrainte d'acier .....	8
Fig.I.3 : Plan de RDC .....	12
Fig.I.4 : Plan d'étage courant .....	13
Fig.I.5 : Plan de façade principale .....	14
Fig.I.6 : Coupe A.A.....	15
Fig. II.1 : Les caractéristiques géométriques des poutrelles.....	17
Fig. II.2 : Détail de l'acrotère .....	18
Fig. II.3: Coupe de voile en élévation .....	19
Fig. II.4 : Schéma statique d'escalier.....	20
Fig. II.5 : Schéma statique d'escalier.....	21
Fig. II.6 : coffrages des poteaux .....	24
Fig. II.7 : plancher terrasse .....	24
Fig.II.8 : Planchers d'étages courant.....	25
Fig.II.9 : Mur extérieurs .....	26
Fig.II.10 : Poteau central B2.....	29
Fig.II.11: la section de poteau.....	31
Fig.III.1.Diagramme des forces internes .....	35
Fig .III.2 : ferrailage de l'acrotère .....	38
Fig.III.3 : Schéma statique du balcon.....	39
Fig.III.4 : Ferrailage de balcon.....	42
Fig.III.5: section d'armature.....	49
Fig.III.6 : Section d'armature .....	50
Fig.III.7 : Ferrailage de l'acrotère .....	55
Fig.III.8 : Schéma statique d'escalier.....	56
Fig.III.9 : Schéma statique d'escaliers (volé 1).....	57
Fig.III.10 : Diagramme des moments (volé 1) .....	57
Fig.III.11 : Schéma statique d'escaliers (volé 2).....	58
Fig.III.12: Diagramme des moments (volé 2) .....	58

## Liste des Tableaux et des Figures

---

Fig.III.13 : Section d'armature .....	59
Fig.III.14 : ferrailage d'escalier.....	63
Fig.III.15 : la section creuse. ....	67
Fig.III.16 : Ferrailage de poutre palier.....	69
Fig.IV.1 : Simulation de la force sismique.....	70
Fig.IV.2 : Initial de la disposition des voiles.....	72
Fig.IV.3 :Choix final de la disposition des voiles .....	73
Fig.IV.4 : Premier mode de vibration. vue en plan (T1= 0,47 s ) .....	75
Fig.IV.5 : Deuxième mode de vibration. vue en plan. (T1= 0,43s).....	76
Fig.IV.6 : Troisième mode de vibration. vue en plan. (T1= 0,36s).....	76
Fig.V. 1: Ferrailage des poutres principales.....	97
Fig.V.2 : Ferrailage des poutres secondaires.....	102
Fig.V.3 : section des armatures .....	106
Fig.V.4 : Section des armatures.....	108
FigV.5: Section de poteau .....	112
Fig.V.6 : Ferrailage de poteau (40x45) .....	117
Fig.V.7 : section d'armature .....	119
Fig.V.8 : Disposition des armatures verticales dans les voiles.....	119
Fig.V.9 : Shémin statique du voile .....	121
Fig.V.10 : Ferrailage de voile.....	124
Fig.VI.1 : Semelle isolée .....	128
Fig.VI.2 : Ferrailage de Semelle isolée .....	128
Fig.VI.3 : Ferrailage de semelle isolée.....	136
Fig.VI.4 : Ferrailage de semelle filante sous voile.....	142
Fig.VI.5 : Ferrailage de semelle filante sous poteau .....	147
Fig.VI.6 : Ferrailage de longrine.....	148

### **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+5, présentant une irrégularité 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- ;
- Etat limite des déplacements inter-étage.

Notre mémoire comporte les chapitres suivants :

- Introduction
  - 1- Présentation de l'ouvrage
  - 2- Prédimensionnement et détermination des charges et surcharges.
  - 3- Calcul des éléments secondaires.
  - 4- Etude sismique
  - 5- Ferrailage des éléments porteurs.
  - 6- Les éléments d'infrastructure.
- Conclusion.

## **I. Introduction:**

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

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

### **I.1. Présentation du projet:**

#### **I.1.1 : Présentation de l'ouvrage :**

L'ouvrage faisant l'objet de la présente étude est un bâtiment R+5 à usage d'habitation, il sera implanté dans la wilaya de Sétif, ville classée comme une zone de moyenne sismicité, zone sismique IIa selon le règlement parasismique Algérienne (R.P.A99 Version 2003).

#### **I.1.2 : Caractéristiques géométriques:**

Longueur totale du bâtiment	19.76 m
Largeur totale du bâtiment	17.35 m
Hauteur totale du bâtiment avec l'acrotère	18.96 m
Hauteur des étages	3.06 m
Hauteur d'acrotère	0.60 m

**Tab. I.1 : caractéristiques géométriques**

#### **I.1.3 : Ossature**

##### **I.1.3.1 : Système porteur :**

La structure est composée d'une ossature en béton armé pour laquelle on a proposé un contreventement mixte :

Voiles en béton armé et Portique (poteaux-poutre).

**I.1.3.2 : Les Plancher :**

Le type de plancher est en corps creux (hourdis + table de compression) dans tous les niveaux.

Utiliser des corps creux comme coffrage perdu.

Poutrelles et dalle de compression qui présente les avantages suivants :

- Facilité de réalisation
- Les portées de notre projet ne sont pas grandes
- Et une fonction d'isolation acoustique et thermique
- Economie dans le coût de coffrage (coffrage en bois récupérable).

**I.1.3.3 : Les escaliers :**

Les escaliers seront constitués en béton armé coulé sur place, leur réalisation s'effectuera par étage.

**I.1.3.4 : Maçonnerie :****- Murs extérieurs :**

Ils sont réalisés en doubles cloisons de briques creuses l'extérieur de 15 cm d'épaisseur et l'intérieur de 10 cm d'épaisseur avec une lame d'air de 5 cm pour le but d'isolation phonique et thermique.

**- Murs intérieurs :**

Ils sont réalisés en briques creuses de 10 cm d'épaisseur.

**I.1.3.5/Acrotère :**

Est une murette en béton armé coulé sur place ayant pour rôle la sécurité humaine et la protection de l'étanchéité.

**I.1.3.6 : Revêtement :**

Le revêtement est constitué par :

- Enduit en ciment pour les faces extérieures des murs de façades.
- Enduit de plâtre pour les murs et les plafonds.
- Carrelage pour les planchers et les escaliers.

**I.1.3.7 : Les balcons :**

Ce sont les parties saillantes du bâtiment. Ils sont constitués par des corps creux.

**I.1.3.8 : Isolation :**

L'isolation acoustique est assurée par le vide de corps creux et la masse du plancher, par contre au niveau de murs extérieurs l'isolation est assurée par le vide d'air entre les deux parois qui compose se dernier, et par la minimisation des ponts thermique en cour de réalisation.

A noter que l'isolation thermique est assurée par les couches de liège pour le plancher terrasse.

**I.2 : Règles de calcule :**

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

1. réglés parasismique algérienne (RPA99version 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)

**I.3 : Caractéristique mécanique des matériaux :**

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

**Béton Armé = Béton + Aciers**

**I.3.1 : Le béton :**

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

**I.3.1.1 : La composition d'un mètre cube du béton:**

Le béton qu'on va utiliser comprend pour 1 m<sup>3</sup> :

- Ciment 350 kg/m<sup>3</sup> (CPJ42.5) ; (HTS42.5 pour l'infrastructure).
- Gravier 800 kg/m<sup>3</sup> (D = 25 mm).
- Sable 400 kg/m<sup>3</sup> (D = 5 mm).
- Eau 175 L/ m<sup>3</sup>

Le béton obtenu aura une masse volumique qui varie entre **2400 Kg/m<sup>3</sup>**.et **2500 Kg/m<sup>3</sup>**.

La fabrication des bétons est en fonction de l'importance du chantier, elle peut se former soit par une simple bétonnière de chantier, soit par l'installation d'une centrale à béton.

La centrale à béton est utilisée lorsque les volumes et les cadences deviennent élevés, et la durée de la production sur un site donné est suffisamment longue.

### **I.3.1.2 : Résistance caractéristique à la compression :** (Art 2-1-11 BAEL 91)

Un béton est défini par sa résistance à la compression à 28 jours d'âge dite : résistance caractéristique à la compression, notée  $f_{c28}$ .

La résistance à la compression est mesurée par compression axiale de cylindres droits de révolution de 200 cm<sup>2</sup> de section et d'une hauteur double de leur diamètre.

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

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

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

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

Pour un dosage de 350Kg/m<sup>3</sup>,  $f_{c28}$  est prise égal 25Mpa, la résistance caractéristique à la compression d'un béton d'âge inférieur à 28 jours est donnée par la formule :

$$f_{cj} = 0.685 f_{c28} \text{Log}(j+1)$$

### **I.3.1.3 : Résistance Caractéristique à la Traction $f_{tj}$ :** (Art A.2-1- 12BAEL91)

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

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

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

**I.3.1.4 : Déformation Longitudinale du béton** : BAEL91 (art A.2.1, 2)

- $E_{ij}$ : Le module de déformation longitudinale instantanée du béton (art A.2.1, 21).

$$E_{ij} = 11000(f_{cj})^{1/3} \text{ (MPa)} ; \quad E_{i28} = 11000 (f_{c28})^{1/3} = 32164,20 \text{ MPa.}$$

- $E_{vj}$ : Le module de déformation différée à j jours, qui permet de calculer la déformation finale du béton BAEL91 (art A.2.1, 22).

$$E_{vj} = 3700(f_{cj})^{1/3} \text{ (MPa)} ; \quad E_{v28} = 3700(f_{c28})^{1/3} = 10818,86 \text{ MPa .}$$

**I.3.1.5 : Coefficient de poisson** : BAEL91 (Art A.2.1, 3)

Il est défini par la relation :

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

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

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

**I.3.1.6 : Module de déformation transversale :**

Sa valeur est donnée par la formule suivante:

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

**I.3.1.7 : 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 granulats.

La relation qui lie le coefficient de poisson et le module de glissement G est:

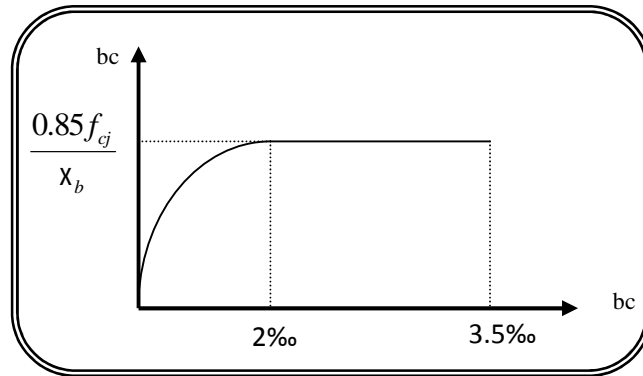
$$G = \frac{E \times (1 + \nu)}{2} \Rightarrow \begin{cases} G_{ELU} = 1541121 \text{ MPa} \\ G_{ELS} = 1849345 \text{ MPa} \end{cases}$$

**Remarque :** La résistance d'un béton à la rupture par compression varie avec le dosage en ciment (elle augmente avec ce dosage).

### I.3.1.8 : Diagramme Déformation - Contrainte Du Béton (parabole rectangle):

BAEL91 (art A.4 .3, 4)

Pour la vérification à l'état limite ultime, on doit utiliser pour le béton un diagramme dit «parabole- rectangle», et dans un but de simplification, en utilisant le diagramme rectangulaire.



**Fig.I.1 : Diagramme parabole rectangle**

$$\langle \sigma_{bc} \rangle = \frac{2}{100} \frac{0.85 \cdot f_{c28}}{\eta \cdot X_b}$$

$\eta = 1.15$ .....Pour les situations accidentelles.

$\eta = 1.5$ .....Pour les autres cas.

Le coefficient  $\eta$  est fixé à 1 puisque la durée probable d'application de la combinaison d'action considérée est supérieure à 24 h.

$$\eta = 1.15 \rightarrow \langle \sigma_{bc} \rangle = 18.50 \text{ MPa.}$$

$$\eta = 1.5 \rightarrow \langle \sigma_{bc} \rangle = 14.20 \text{ MPa.}$$

$\sigma_{bc}$  : contrainte du béton.

$\epsilon_{bc}$  : raccourcissement relatif du béton.

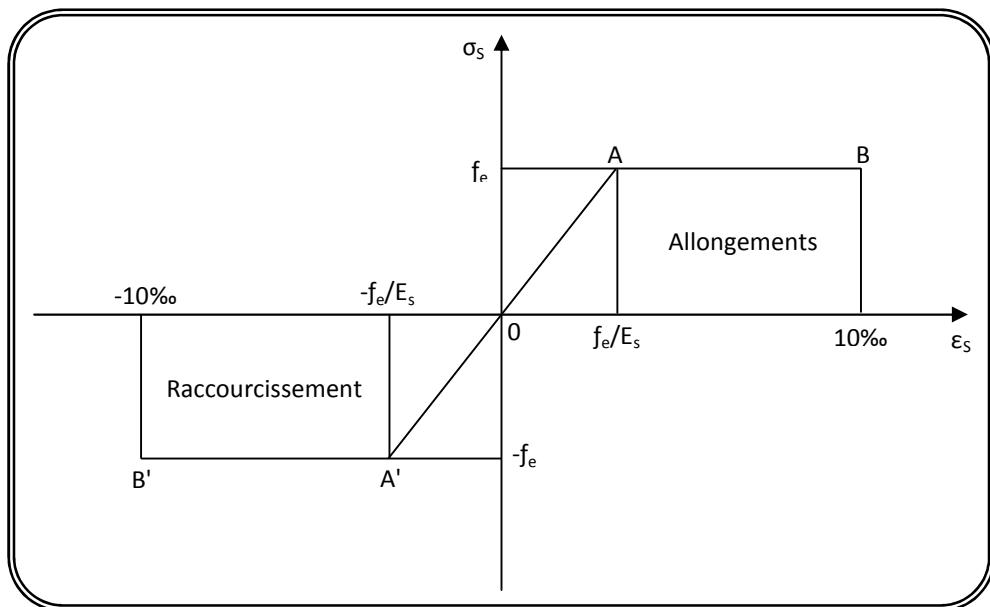
### I.3.2 : Acier :(art. A.2.2.)

Les aciers que nous avons utilisés dans notre projet sont:

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

#### I.3.2.1 : Diagramme Déformations-Contraintes :BAEL91 (art A.2.2,2)

Les contraintes de calcul  $\sigma_s$  des armatures longitudinales sont données, en fonction des déformations  $\epsilon_s$  de l'acier par le diagramme ci-dessous :



**Fig.I.2 : Diagramme Déformation - Contrainte d'acier**

Le diagramme est valable pour tous les aciers quel que soit leur élaboration.

- De l'origine au point A :  $\left( \frac{f_e}{\chi_s \cdot E_s} ; \frac{f_e}{\chi_s} \right)$  une droite d'équation  $\tau_s = \tau_s \cdot V_s$
- Du point A au point B: Une horizontale d'ordonnée  $\frac{f_e}{\chi_s}$

Les notations utilisées sont les suivantes :

$f_e$  : limite élastique de l'acier.

$s$  : coefficient de sécurité de l'acier.

$s = 1$  Situations accidentelles

$s = 1.15$  Les autres cas

$E_s$  : module d'élasticité de l'acier.

L'allongement maximal de l'acier est limité à 10‰.

**I.3.2.2 : Contrainte limite :**

**E.L.U :**

$$\bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{s} ; \quad \bar{\sigma}_s = 1 \Rightarrow \mathbf{400 \text{ MPa}} \quad (f_e = 400 \text{ MPa}).$$

$$\bar{\sigma}_s = 1,5 \Rightarrow \mathbf{348 \text{ MPa}} \quad (f_e \geq 400 \text{ MPa}).$$

**E.L.S :**

- Si la fissuration est peu nuisible, il n'y a aucune vérification concernant  $\bar{\sigma}_s$ .

- Si la fissuration est préjudiciable :

$$\bar{\sigma}_s = \min \left( \frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{y f_{tj}} \right) (\text{MPa}), \text{BAEL 91 (art A.4.5.3 3)}.$$

$y$  : Un coefficient numérique dit coefficient de fissuration.

=1 pour les ronds lisses  $y$  compris les treillis soudés formés de fils tréfilés lisses .

=1,6 pour les armatures à haute adhérence ( $\Phi \geq 6 \text{ mm}$ ) (10)

$$\bar{\sigma}_s = \mathbf{240 \text{ MPa}}$$

$$=1 \rightarrow \bar{\sigma}_s = 156.67 \text{ MPa(RL)}.$$

$$=1,6 \rightarrow \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa(HA)}.$$

-Si la fissuration est très préjudiciable :  $\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{1}{2}f_e, 90\sqrt{yftj}\right)$

$$=1 \rightarrow \bar{\sigma}_s = 130,42 \text{ MPa(RL)} .$$

$$=1,6 \rightarrow \bar{\sigma}_s = 150 \text{ MPa(HA)} .$$

### **I.3.2.3: Actions:BAEL91 (art. A.3.1)**

Les actions sont l'ensemble des charges (forces au couples) appliquées la structure, ainsi que les déformations imposées à la construction (variation de température, retrait et tassement des appuis).

Les actions sont classées en 3 catégories :

#### **I.3.2.3.1 : Les actions permanentes (G):**

Elles sont appliquées pratiquement avec la même intensité pendant toute la durée de vie de l'ouvrage, tel que le poids propre de la structure (poteaux, poutre, dalles, murs).

#### **I.3.2.3.2 : Les actions variables (Q) :**

Ce sont des actions dont l'intensité varie fréquemment de façon importante dans le temps tel que les charges d'exploitation.

#### **I.3.2.3.3 : Les actions accidentelles (Fa) :**

Sont la cause des phénomènes se produisant rarement et avec une faible durée d'application (séismes- chocs –explosions)

### **I.4 : Sollicitations :BAEL91 (art. A.3.2)**

Les sollicitations sont les éléments de réduction (effort normal, effort tranchant, moment de flexion et moment de torsion) développés dans une section par une combinaison d'action douées.

#### **I.4.1: Combinaisons d'action: BAEL91 (art. A.6.1.2)**

- A l'état limite de service [ELS] :  $G + Q$
- A l'état limite ultime [ELU] :  $1,35G + 1,5Q$ .

**I.4.2 : 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.

**I.4.3 : 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 j'article A.4.4 du règlement B.A.E.L91

**I.5 : Hypothèses de calcul :****État limite :**

Un état limite est celui qui satisfait strictement aux conditions prévues sous l'effet des actions (Forces, moment ou couples) qui agissent sur la construction ou l'un de ses éléments.

**I.5.1 : État limite ultime (E.L.U) :**

Correspondant à la limite :

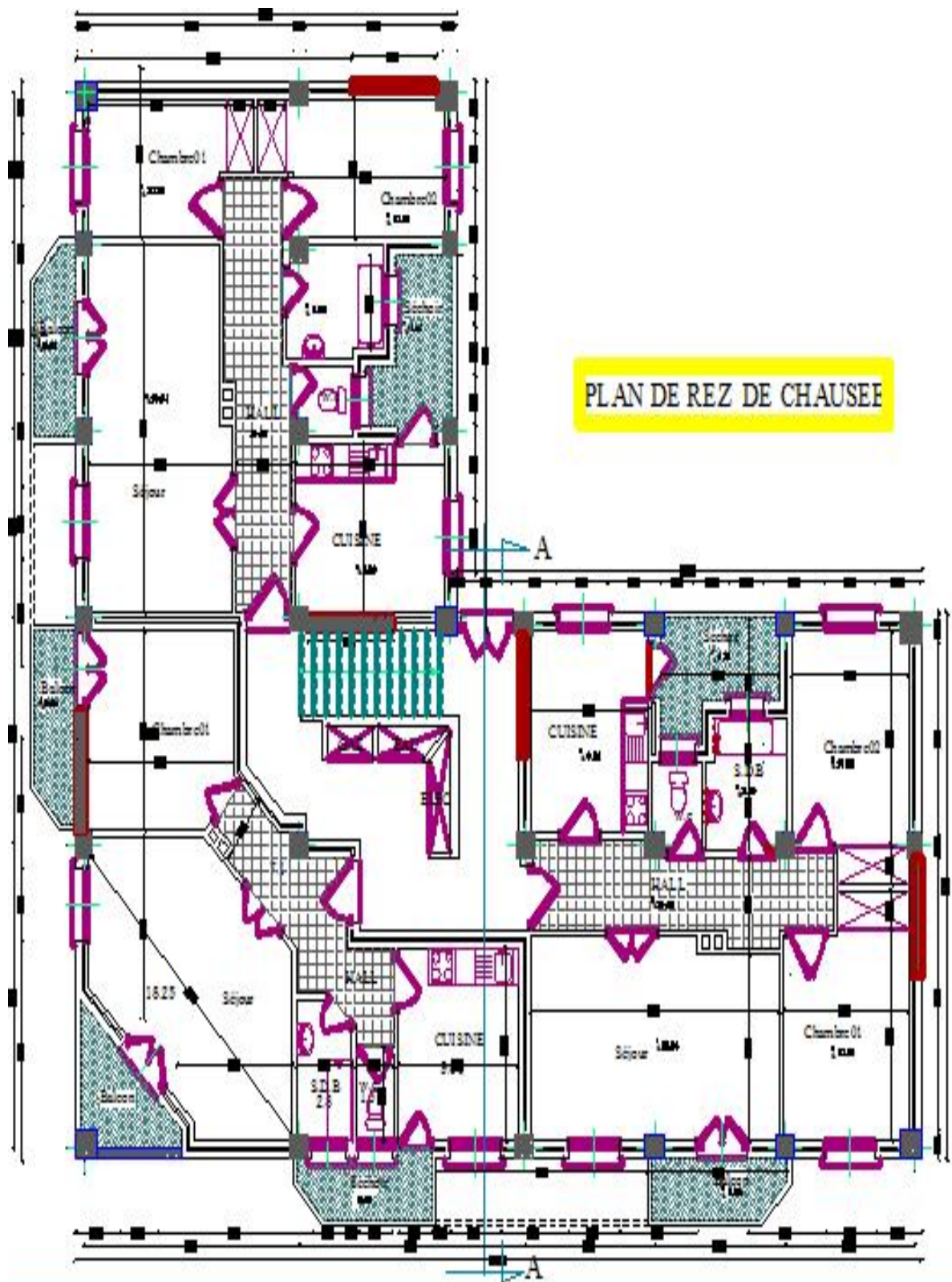
- Soit de l'équilibre de la construction (pas de renversement).
- Soit de la résistance de l'un des matériaux (pas de rupture).
- Soit de la stabilité de forme.

**I.5.2 : États limites de service (E.L.S) :**

Conservation des sections planes.

- Le béton sa résistance de traction supposée nulle.
- Pas de glissement relatif entre le béton et l'acier.
- Les contraintes de compression pour l'acier sont supposées proportionnelles à leur déformation élastique (**loi de HOOKE**), par convention

**I.6 : Les plans d'architecture :**



**Fig.I.3** : Plan de RDC

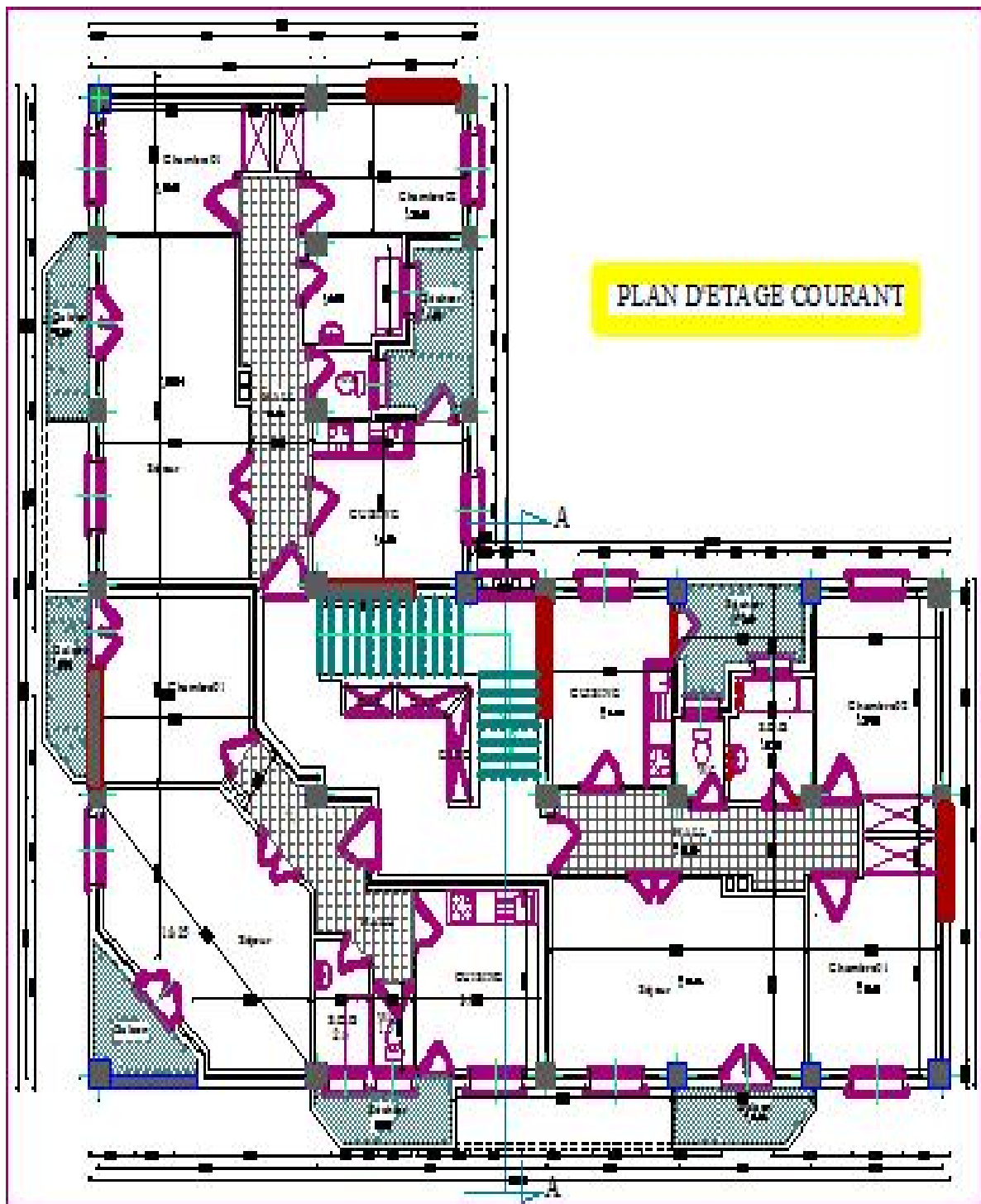
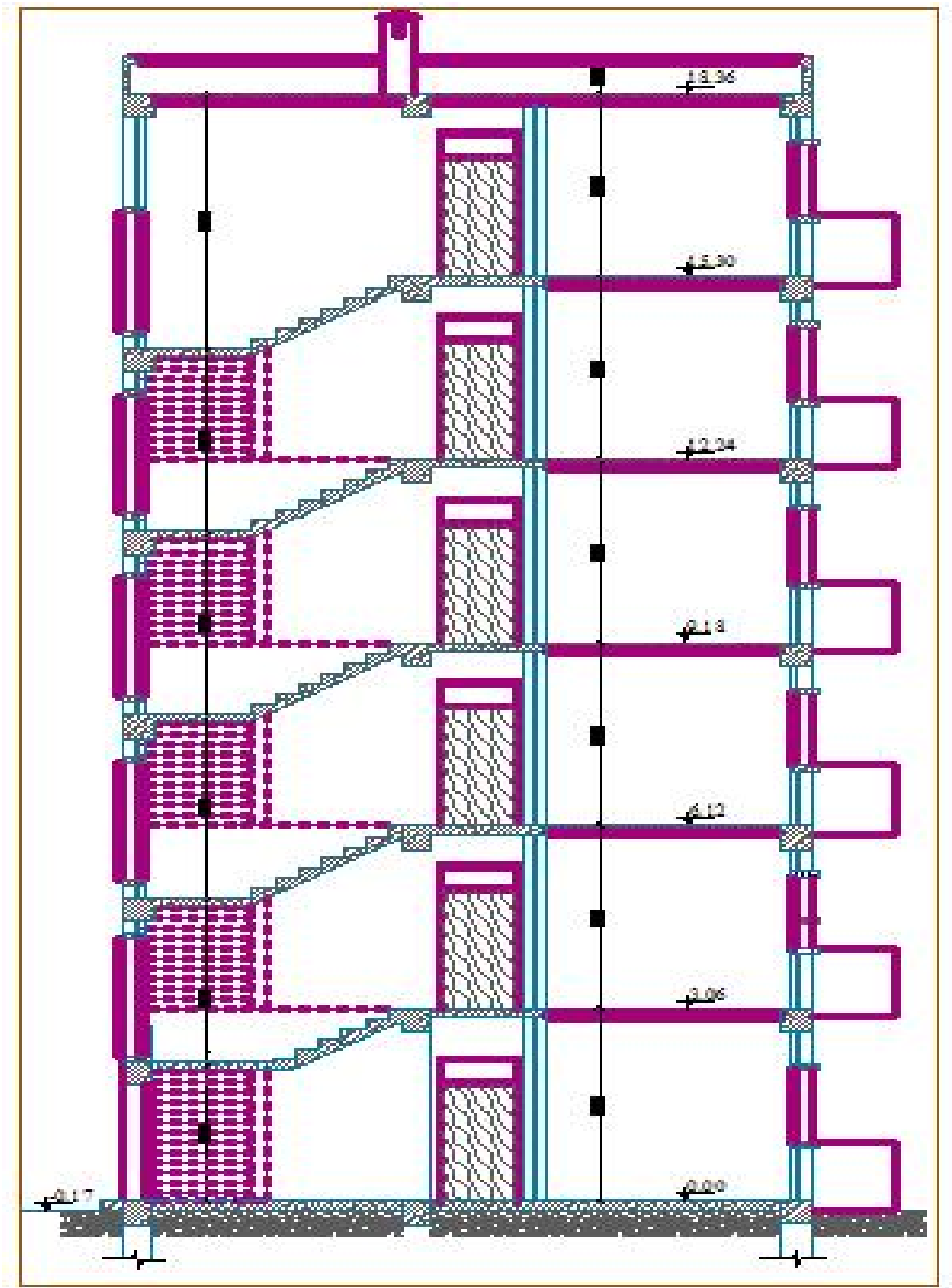


Fig.I.4 : Plan d'étage courant



Fig.I.5 : Plan de façade principale



**Fig.I.6 : Coupe A.A**

## **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 escalé

Le pré-dimensionnement des éléments structuraux se fait selon les règles posées par le **BAEL91** est 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 adopte 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=425cm)

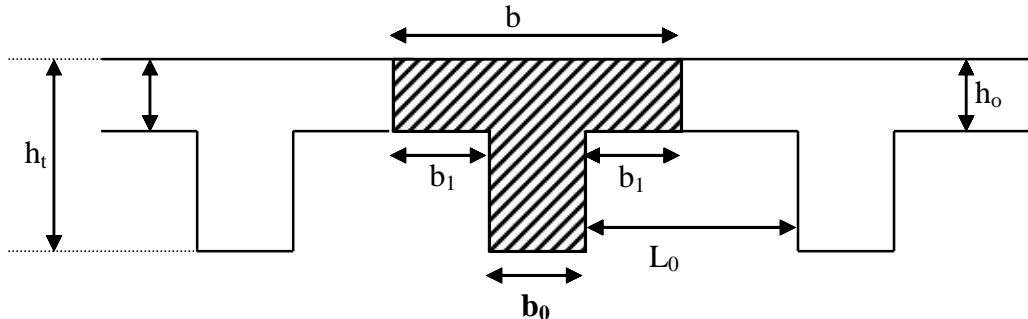
$$\text{Donc : } h_t \geq \frac{425}{22.5} \Rightarrow h_t = 18.88 \text{ cm}$$

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

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

**II.2.1.1 : 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**

$$\text{On a : } b=2b_1+b_0$$

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

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

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

$$b_1=\min \left[ \frac{L_0}{2} ; \frac{L_{max}}{10} \right] =\min \left[ \frac{55}{2} ; \frac{425}{10} \right] =\min [27.5 ; 42.5] \quad b_1=27.5\text{cm}.....(\text{cv})$$

$$\text{Donc : } b=2b_1+b_0$$

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

**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

**Tab. II.1 : récapitulatif**

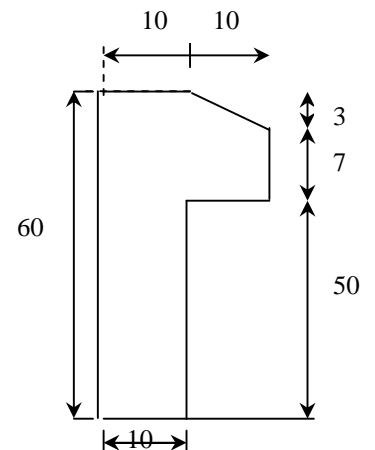
### II.2.2 : L'acrotère :

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.



**Fig. II.2 : Détail de l'acrotère**

### 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.

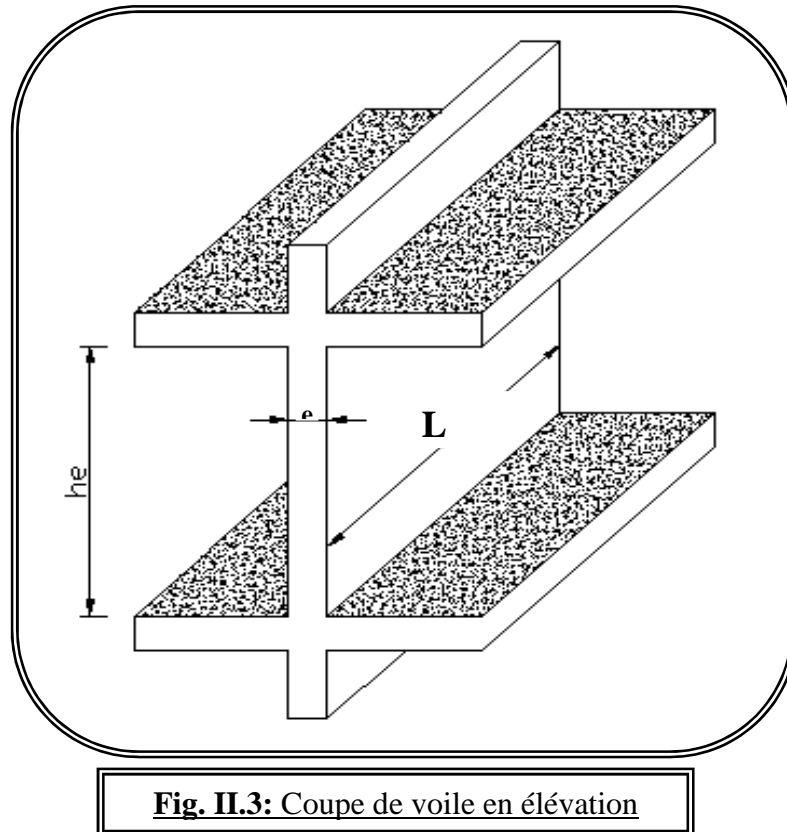
Seuls les efforts de translation seront pris en compte ceux de la rotation ne sont pas connues dans le cadre de ce pré dimensionnement.

D'après le RPA 99 version 2003 article 7.7.1 « les éléments satisfaisants la condition  $(L \geq 4e)$  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 aux extrémités comme indique la figure ci-après :



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

S'agissant de notre projet on a pour :

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

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

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

On prend l'épaisseur de voile suivant le RPA99 :  $e = 17 \text{ cm}$

#### **II.2.4 : Les escaliers :**

Un escalier 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.
- Contremarche " 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.
- Hauteur de marche : sa valeur est comprise entre 20cm  $h \leq 15 \text{ cm}$ .
- Largeur de marche :

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

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

On pratique on prend :  $g + 2 h = 66\text{cm}$ .

### **Pré dimensionnement:**

Hauteur :  $H=3.06\text{m}$

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

Hauteur de la marche à partir de la formule de **BLONDEL** :

On a  $59 g + 2 h \leq 66$   $14.5 h \leq 18$

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

$N_c = H/h$   $N_c = 306/17 = 18$  contre marche (11+7)

On aura (11+7) contres marches entre chaque deux étages

On a deux volées :

Donc : **11 contre marche pour volée  $L_1$**

**7 contre marche pour volée  $L_2$**

### **II.2.4.1 : Détermination le nombre des marches :**

Le nombre des marche est :  $n-1=18-1=17$  marche

### **II.2.4.2 : Détermination de l'épaisseur de la dalle d'escalier :**

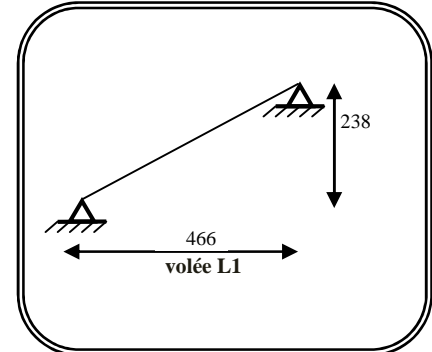
#### **A : volée 1 :**

##### **1/ longueur de volée $L_1$ :**

Donc :  $L = 30(10) + 140 + 26 = 466$   $L = 466 \text{ cm}$

##### **2/ Hauteur de volée $H'_1$ :**

$H' = h.n = 17 \times 11 + 3 \times 17$   $H' = 238\text{cm}$



**Fig.II.4 : Schéma statique d'escalier**

##### **3/ L'angle d'inclinaison :**

$$\text{Tg} \alpha = \frac{H'}{L} = \frac{238}{466} = 0.510 \quad \alpha = 27.05$$

##### **4/ largeur de la paillasse $L'_1$ :**

$$\text{On 'a: } \sin \alpha = \frac{H'}{L'} \Rightarrow L' = \frac{H'}{\sin \alpha} = \frac{238}{0.454} \Rightarrow L' = 524.23\text{cm}$$

Donc l'épaisseur de la dalle d'escalier avec la condition de flèche :

$$\frac{L'}{30} \leq e < \frac{L'}{20} \Rightarrow \frac{524.23}{30} \leq e < \frac{524.23}{20}$$

$$17.8 \leq e < 26.21$$

On prend:  $e = 20 \text{ cm}$

**B : volée 2 :****1/ longueur de volée L<sub>2</sub> :**

$$\text{Donc : } L = 30(6) + 140 + 20 = L = 340 \text{ cm}$$

**2/ Hauteur de volée H'<sub>2</sub> :**

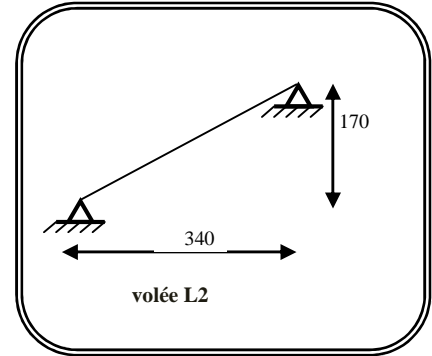
$$H' = h \cdot n = 17 \times 7 + 17 \times 3 = H' = 170 \text{ cm}$$

**3/ L'angle d'inclinaison :**

$$\text{Tg } \alpha = \frac{H'}{L} = \frac{170}{340} = 0.5 \Rightarrow \alpha = 26.56$$

**4/ largeur de la paillasse L'<sub>2</sub> :**

$$\text{On 'a : } \sin \alpha = \frac{H'}{L'} \Rightarrow L'_2 = \frac{H'}{\sin \alpha} = \frac{170}{0.448} \Rightarrow L'_2 = 379.46 \text{ cm}$$

**Fig.II.5 : Schéma statique d'escalier**

Donc l'épaisseur de la dalle d'escalier avec la condition de flèche :

$$\frac{L'}{30} \leq e \quad \frac{L'}{20} \Rightarrow \frac{379.46}{30} \leq e \quad \frac{379.46}{20}$$

$$12.64 \leq e \leq 18.97$$

On prend:  $e = 20 \text{ cm}$

- Condition de dégagement rapide des escaliers :

Soit un emmarchement :  $E = 1.20 \text{ m}$ .

**5/ Console:**

$$h \geq \left( \frac{1}{15} \div \frac{1}{10} \right) L_{\max}, l_{\max} = 1.20 \text{ m}$$

$h \in (8 \div 12) \text{ cm}$

Donc on prend  $h = 14 \text{ cm}$

**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" :

$$L_{\max} = 536 \text{ cm}$$

$L_{\max}$  : les plus grands portés

$$\text{On a : } \frac{L_{\max}}{15} \leq h \quad \frac{L_{\max}}{10} \Rightarrow \frac{536}{15} \leq h \quad \frac{536}{10} \Rightarrow 35.73 \leq h \leq 53.6$$

On prend:  $h=45$  cm

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

On prend :  $b=30$  cm

**- Condition du RPA 2003 :**

Les poutres doivent respecter les dimensions suivant :

- $b \geq 20$ cm  $b = 30$  20cm ..... Cv
- $h \geq 30$ cm  $\Rightarrow h=45$  30cm ..... Cv
- $\frac{h}{b} \leq 4$   $\frac{45}{30} \leq 4$  1.5  $\leq 4$  ..... Cv

Les conditions de BAEL et le RPA ont vérifiées; donc on adopte une section de **(30×45)** cm<sup>2</sup> pour les poutres principales.

**II.3.1.2 : Poutres secondaires :**

**- Condition de portée "BAEL91" :**

$L_{max}=460$  cm

$L_{max}$  : les plus grands portés

$$\text{On a: } \frac{L_{max}}{15} \leq h \quad \frac{L_{max}}{10} \Rightarrow \frac{460}{15} \leq h \quad \frac{460}{10} \Rightarrow 30.66 \leq h \leq 46$$

On prend:  $h=40$  cm

$0.3h \leq b \leq 0.5h$   $12 \leq b \leq 20$

On prend :  $b=30$  cm

**- Condition du RPA 2003 :**

Les poutres doivent respecter les dimensions suivant :

- $b \geq 20$ cm  $\rightarrow B = 30$  20cm ..... Cv
- $h \geq 30$ cm  $\Rightarrow h=40$  30cm ..... Cv
- $\frac{h}{b} \leq 4$   $\frac{40}{30} \leq 4$  1.33  $\leq 4$  ..... Cv

Les conditions de BAEL et le RPA ont vérifiées; donc on adopte une section de **(30,40)** cm<sup>2</sup> 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)

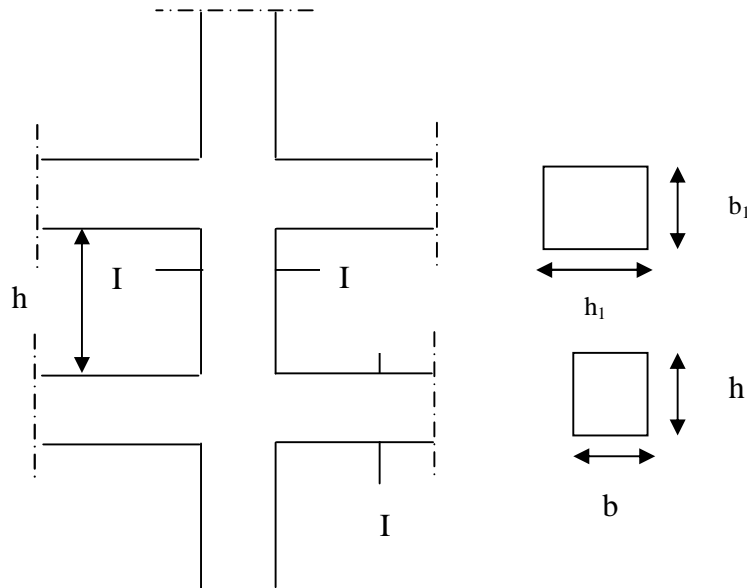
Les dimensions des poteaux doivent respecter les conditions suivantes :

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

On prend section rectangulaire : **b=40cm ; h=45cm**

**Vérification:** (dimensions minimales RPA)

- $\text{Min}\{40,45\} \geq 25 \text{ cm} \dots\dots\dots\text{CV}$
- $\text{Min} \{40,45\} \geq \frac{306}{20} = 15.3 \text{ (RDC + étage courant) } \dots\dots\dots\text{CV}$
- $0.25 \leq \frac{35}{40} = 0.87 \leq 4 \dots\dots\dots\text{CV}$

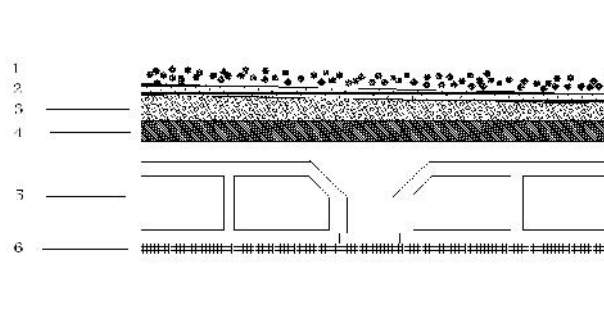


**Fig. II.6 : Coffrages des poteaux**

## II.4 : Évaluation des charges et des surcharges:

Les charges permanentes G sont obtenues à partir des dimensions géométriques des éléments et des ouvrages, déduits des plans et du poids volumique des matériaux les constituantes. Et les surcharges d'exploitations Q sont évaluées selon le D.T.R.B.C.2.2

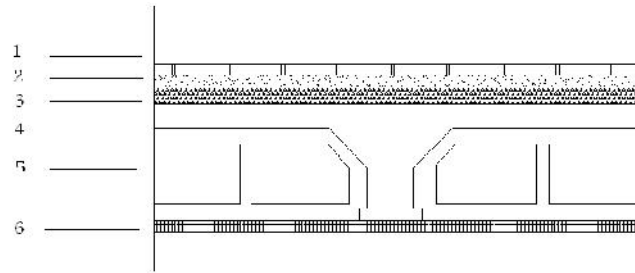
### II.4.1 : Plancher terrasse non accessible :



**Fig. II.7 :** plancher terrasse

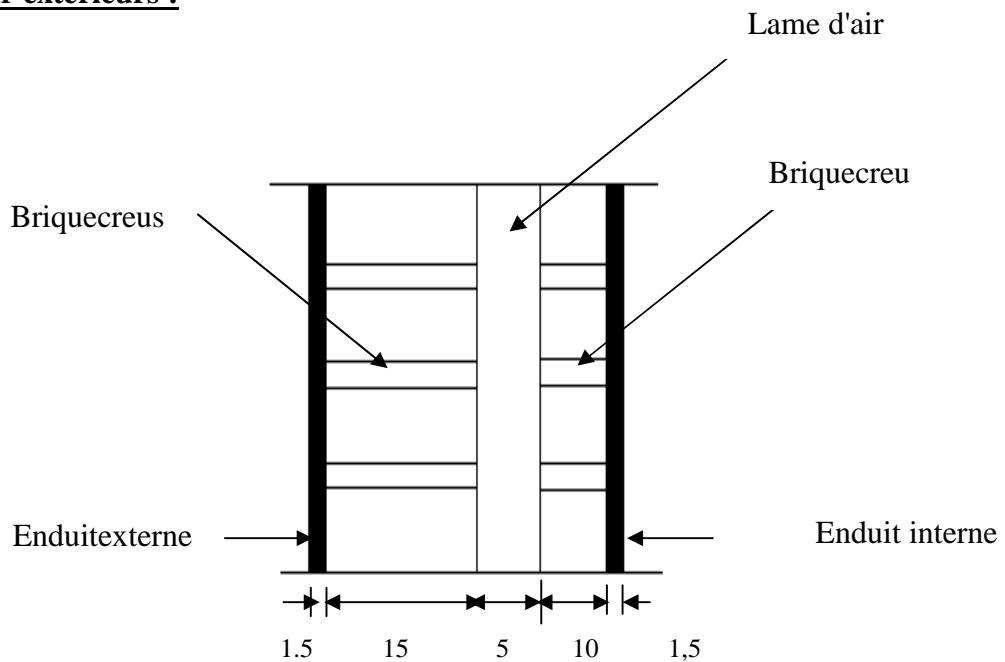
Plancher terrasse		Epaisseur (cm)	Poids vol (KN/m <sup>3</sup> )	Poids surf (KN/m <sup>2</sup> )	
Chargement	1	Gravillon roulé de protection	5	20	1
	2	Etanchéité multicouche	2	6	0,12
	3	Forme de pente	10	20	2,0
	4	Isolation thermique en liège	4	4	0,16
	5	Plancher à corps creux	16+4	-	2.80
	6	Enduit de plâtre	2	10	0,20
<b>Charge Permanente total</b>				<b>G=6.21</b>	
<b>Surcharge d'exploitation</b>				<b>Q=1,00</b>	

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

**II.4.2. Plancher étage courant : (corps creux)****Fig.II.8 : Planchers d'étages courant**

Plancher étage courant		Epaisseur (cm)	Poids vol (KN/m <sup>3</sup> )	Poids surf (KN/m <sup>2</sup> )
Chargement	1	Cloisons légères	-	1,00
	2	Carrelage	2	22
	3	Mortier de pose	2	20
	4	Plancher à corps creux	16+4	-
	5	Enduit de plâtre	2	10
6	Lit de sable	2	18	0,36
<b>Charge Permanente totale</b>				<b>G=5.20</b>
<b>Surcharge d'exploitation</b>				<b>Q=1,50</b>

**Tab. II.3 : Evaluation des charges (Plancher courant)**

**II.4.3.Mur extérieurs :****Fig.II.9 : Mur extérieurs**

N°	Designations	e (cm)	Charges KN/m <sup>2</sup>
1	Enduit	2	0.40
2	Briques creuses	10	0.90
3	Briques creuses	15	1.30
	<b>Charge Permanente total</b>		<b>G=2.60KN/ m<sup>2</sup></b>

**Tab. II.4 : Evaluation des charge (Mur extérieurs)**

**II.4.4. Balcon accessible :**

<b>Balcon</b>		<b>Epaisseur (cm)</b>	<b>Poids vol (KN/m<sup>3</sup>)</b>	<b>Poids surf (KN/m<sup>2</sup>)</b>	
<b>Charge</b>	<b>1</b>	Revetement en carrelage	2	22	0.44
	<b>2</b>	Mortier de pose	2	20	0.40
	<b>3</b>	Dalle en béton armé	15	25	3.75
	<b>4</b>	Enduit en plâtre	2	10	0.20
<b>Charge Permanenttotal</b>					<b>G=4.79</b>
<b>Charge d'exploitation</b>					<b>Q=3.50</b>

**Tab. II.5:** Evaluation des charge (Balcon accessible)**II.4.5 : L'acrotère :****II.4.5.1.1. Evaluation des charges :**

G: poids de l'acrotère par mètre linéaire.

$$G = (0,1 \times 0,6 + [(0,07 + 0,1)/2] \times 0,1) \times 25 = 1,71 \text{ KN/ml}$$

**II.4.5.1.2. Évaluation des surcharges :**

-D'après D.T.R BC 2.2 :

$$Q = 1 \text{ KN/ml (plancher terrasse inaccessible).}$$

-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, groupes 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,  $c_p = 0,8$ .

$$W_p: \text{ poids propre de l'acrotère } W_p = 1,71 \text{ kN/ml.}$$

$$\text{Donc } F_p = 4.A.c_p.w_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 1,71 = 0,82 \text{ kN/ml}$$

$$F = \max(Q, F_p) \Rightarrow F = Q = 1 \text{ kN/ml}$$

**II.4.6. Les escaliers:****a) Charges et surcharges**

**La volée L<sub>1</sub>** : Poids des marches.....  $22 \times 0,17 / 2 = 1,87 \text{ KN/m}^2$   
 Poids de la volée.....  $25 \times 0,20 / \cos 20,65 = 5,35 \text{ KN/m}^2$   
 Poids des revêtements.....  $= 1,24 \text{ KN/m}^2$   
 Poids des gardes corps.....  $= 0,20 \text{ KN/m}^2$

**G = 8.66 KN/m<sup>2</sup>**

**La volée L<sub>2</sub>** : Poids des marches.....  $22 \times 0,17 / 2 = 1,87 \text{ KN/m}^2$   
 Poids de la volée.....  $25 \times 0,20 / \cos 19,29 = 5,30 \text{ KN/m}^2$   
 Poids des revêtements.....  $= 1,24 \text{ KN/m}^2$   
 Poids des gardes corps.....  $= 0,20 \text{ KN/m}^2$

**G = 8.61 KN/m<sup>2</sup>**

Surcharges d'exploitation ..... **Q = 2,5 KN/m<sup>2</sup>**

**Tableau : Récapitulatif des charges et des surcharges:**

		Charge permanente G(KN/m <sup>2</sup> )	Charge d'exploitation Q(kN/m <sup>2</sup> )
Plancher terrasse		6.21	1,00
Plancher d'étage courant		5.20	1,50
Mur extérieure		2.60	-
Balcon accessible		4.79	3,50
Acrotère		1.71	1,00
Escalier	Volée L1	8.66	2,50
	Volée L2	8.61	2,50

**Tab. II.6 : Récapitulatif des charges et des surcharges**

## II.5.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).

### II.5.1 : Poteau central B2 :

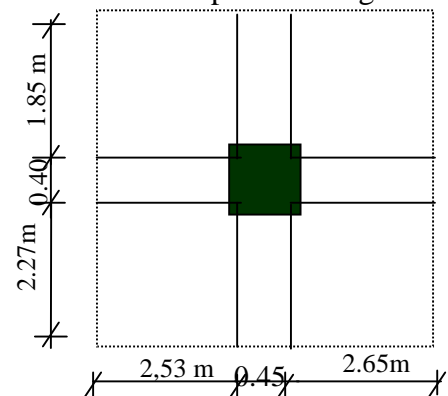
#### II.5.1.1 : Surface afférente :

$$S_G = (1.85+2.27) \times (2.53+2.65) = 21.34 \text{ m}^2$$

$$S_Q = ((1.85+2.27) + 0.40) \times (2.53+2.65) + 0.45$$

$$S_Q = 25.44 \text{ m}^2$$

$$S_{Q1} = 25.44 - (0.40 \times 0.45) = 25.26 \text{ m}^2$$



**Fig.II.10 : Poteau central B2**

Niveau	Elements	G (KN)	Q(KN)
N1-1	Plancher terrasse (6.21*21.34) =132.52	162.36	25.44*1=25.44
	Poutre principal (0.30x0.45x5.18)25=17.48		(kN)
	Poutre secondaires (0.30x0.40x4.12)25=12.36		

N2-2	Venant 1-1 162.36 Poteau $:(0,45).(0,40).(3.06).25 = 13.77$	176.13	25.44
N3-3	Venant 2-2 176.13 Plancher. E.C $:5.20 \times 21.34 = 110.96$ Poutre principal $(0.30 \times 0.45 \times 5.18)25 = 17.48$ Poutre secondaires $(0.30 \times 0.40 \times 4.12)25 = 12.36$	316.93	25.44+ $(22.26 \times 1.5) =$ 58.83
N4-4	-Venant 3-3 :316.93 - Poteau $:(0,45).(0,40).(3.06).25 = 13.77$	330.70	58.83
N5-5	Venant 4-4 :330.70 P.E.C + PP + PS =140.80	471.50	58.83+ $(33.39 \times 0.9) = 88.8$ 8
N6-6	-Venant 5-5: 471.50 - Poteau $:(0,45).(0,40).(3.06).25 = 13.77$	485.27	88.88
N7-7	Venant 6-6 :485.27 P.E.C + PP + PS =140.80	626.07	88.88+ $(33.39 \times 0.8) =$ 115.59
N8-8	Venant 7-7: 626.07 - Poteau $:(0,45).(0,40).(3.06).25 = 13.77$	639.84	115.59
N9-9	Venant 8-8 :639.84 P.E.C + PP + PS =140.80	780.64	115.59+ $(33.39 \times 0.7) =$ 138.96
N10-10	Venant 9-9: 780.64 - Poteau $:(0,45).(0,40).(3.06).25 = 13.77$	794.41	138.96
N11-11	Venant 10-10 : 794.41 P.E.C + PP + PS =140.80	935.21	138.96+ $(33.39 \times 0.6) = 158.$ 99
N12-12	Venant 12-12: 935.21 - Poteau $:(0,45).(0,40).(3.06).25 = 13.77$	948.98	158.99
	<b>G<sub>total</sub> =</b>	<b>948.98</b>	<b>Q<sub>total</sub> = 158.99</b>

**Tab. II.7 : Descente des charges Poteau central B2**

**II.5.1.2 : Calcul des sollicitations:**

Poteau	G (KN)	Q (KN)	Nu=1.35G+1.5Q(KN)	Ns=G+Q (KN)
Central(KN)	948.98	158.99	1519.60	1107.97
Central (N)	948980	158990	151960	110797

**Tab. II.8 :** les valeurs des sollicitations**II.5.1.3 : Vérification 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

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

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

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

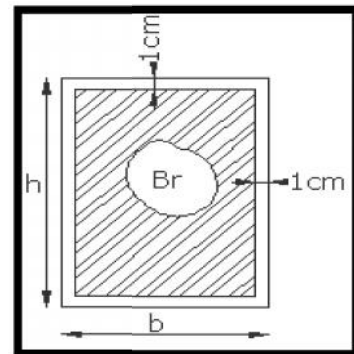
$$\chi = \max(\chi_x, \chi_y)$$

$$\chi_x = \sqrt{12} \times \frac{L_f}{b} \quad ; \quad \chi_y = \sqrt{12} \times \frac{L_f}{h}$$

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

$$b < h \quad \chi_x > \chi_y \rightarrow \chi = \chi_x$$

$$\chi = \sqrt{12} \frac{0.7 \times 3.06}{0.40} = 18.53$$

**Fig.II.11:** la section de poteau

$$= 18.53 < 50 \Rightarrow r = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left( \frac{\chi}{35} \right)^2} = 0.80$$

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

$$B_r = (h-2)(b-2) = (45-2)(40-2) = 1634 \text{ cm}^2$$

$$- \chi_b = 1.50 \quad ; \quad \chi_s = 1.15$$

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

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

$$B = 45 \times 40 = B = 1800 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min}^{\text{BAEL}} = \max ( 4 \text{ cm}^2/\text{m de périmètre}, 0,2\% B ) \quad A_{\min}^{\text{BAEL}} = \max ( 4 \text{ cm}^2/\text{m} ; 3,6 \text{ cm}^2 ) \quad A_{\min}^{\text{BAEL}} = 4 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min}^{\text{RPA}} = 0,8 \% B \text{ (zone IIa)} \quad A_{\min}^{\text{RPA}} = 13,07 \text{ cm}^2$$

Niveau	$N_u$ (KN)	$A_{\min}^{\text{BAEL}}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{\min}^{\text{RPA}}$ (cm <sup>2</sup> )	A (cm <sup>2</sup> )	$B_r$ (cm <sup>2</sup> )	$\frac{N}{A}$ (KN/cm <sup>2</sup> )	Condition
RDC+5	1519.60	4	13.07	13.07	1634	2784.42	Verifier

**Tab.II.9** : récapitulatif

Donc les sections choisies sont suffisantes dans tous les étages

- RDC+ 5 étages : (40×45) cm<sup>2</sup>.

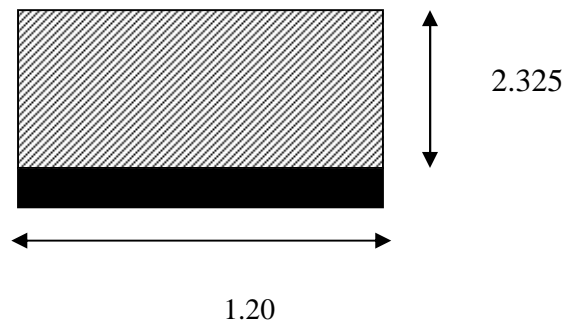
### **II.5.2 : Descente de charge du voile :**

Voile	Sens longitudinal $V_x$	Sens transversal $V_y$
Hauteur	3.06	3.06
Epaisseur (m)	0,16	0,16
Longueur (m)	1.20	1.20
surface brute (m <sup>2</sup> )	4.40	4.40
surface d'ouverture (m <sup>2</sup> )	0,0	0,0
surface nette	4.40	4.40
le poids $M_i$ (kg)	17.671	17.671

**Tab. II.10** : Descente de charge du voile

$$S_G = 2.325 \times 2 = 3.580 \text{ m}^2$$

$$S_Q = (2.325 + 0,17) * 2.00 = 3.811 \text{ m}^2$$



Section	Elément	G (kN)	Q (kN)
1-1	Acrotère : $1.725 \times 1.54 = 2.656$ Plancher terrasse : $(6.21 \times 3.58) = 22.231$ Poutres secondaires $(0.30 \times 0.40 \times 2.325) \times 25 = 6.975$ Poutres principal $(0.30 \times 0.45 \times 1.54) \times 25 = 5.197$	37.059	$1 \times 3.811 = 3.811 \text{ kN}$
2-2	Venant 1-1 : 37.059 Voile terrasse : 17.671	54.73	3.811
3-3	Venant 2-2 : 54.73 Plancher étage courant : $5.20 \times 3.58 = 18.616$ P.P+P.S : 12.172	85.518	$3.811 + 1.5 \times 3.811 = 9.527$
4-4	Venant 3-3 : 85.518 Voile étage courant : 17.671	103.189	9.527
5-5	Venant 4-4 : 103.189 Plancher étage courant : 18.616 P.P+P.S : 12.172	133.977	$9.527 + 1.50 \times 3.811 \times 0.9 = 14.67$
6-6	Venant 5-5 : 133.977 Voile étage courant : 17.671	151.648	14.67
7-7	Venant 6-6 : 151.648 Plancher étage courant : 18.616 P.P+P.S : 12.172	182.436	$1.50 \times 3.811 \times 0.8 + 14.67 = 19.24$
8-8	Venant 7-7 : 182.436 Voile étage courant : 17.671	200.107	19.24
9-9	Venant 8-8 : 200.107 Plancher étage courant : 18.616 P.P+P.S : 12.172	230.895	$19.24 + 1.50 \times 3.811 \times 0.7 = 23.241$
10-10	Venant 9-9 : 230.895 Voile étage courant : 17.671	248.566	23.241
11-11	Venant 10-10 : 248.566 Plancher étage courant : 18.616 P.P+P.S : 12.172	279.354	$1.50 \times 3.811 \times 0.6 + 23.241 = 26.67$
12-12	Venant 11-11 : 279.354	297.025	28.67

	Voile étage courant : 17.671	
--	------------------------------	--

**Tab. II.11** : Descente de charge du voile

$$N_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 * 297.025 + 1.5 * 28.67 = 443.988 \text{ KN}$$

**II.5.2.1 : Vérification de la section adoptée :**

On doit vérifier que :  $\tau_b \leq \bar{\tau}_b$

$$\bar{\tau}_b = 14,2 \text{ MPa}$$

$$N_u = 443.988$$

$$A = 1540 \times 150 = 231000 \text{ mm}^2.$$

$$\Rightarrow \tau_b = \frac{N_u}{A} = \frac{443988}{231000} = 1.92 \text{ MPa} < \bar{\tau}_b = 14,2 \text{ MPa} \rightarrow (c.v).$$

**II.6 : Conclusion :**

La condition est vérifiée, alors pas de modification de section.

Donc la section choisie est suffisante

### **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. Cependant, 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

#### **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 de l'acrotère est d'éviter l'infiltration des eaux pluviales et leur ruissellement sur les façades.

##### **III.1.2 : Mode de travail :**

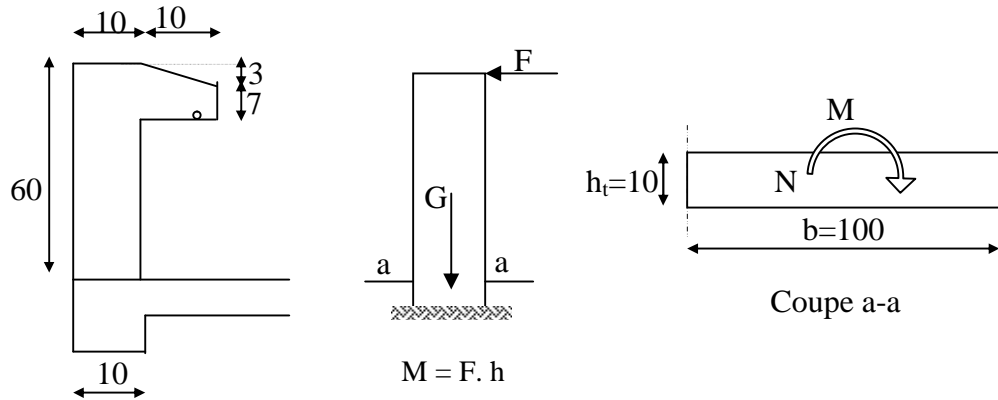
L'acrotère est calculé comme une console encadrée à sa base dans le plancher terrasse et travaillant à la flexion composée sous l'effet :

- 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.1.3 : 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.1.4 : 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.1.4.1 : Calcul des sollicitations:**

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

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 ;

$F = q$

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

Donc la charge d'exploitation est donnée par :

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

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

### **III.1.5 : 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.1.5.1 : Armatures Longitudinales :**

- **E.L.U :**

#### **III.1.5.1.1 : Détermination de l'excentricité du centre de pression :**

$$e_G = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.9}{2.308} = 0.389 \text{ m}$$

$$\frac{h}{2} = \frac{0.10}{2} = 0.05 \text{ m} \quad \Rightarrow \quad e_G = 0.389 \text{ m} > h / 2 = 0.05 \text{ m}$$

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

$$M_1 = M_u + N_u \left[ \frac{h}{2} - c \right] = 0.9 + 2.308 \left[ \frac{0.1}{2} - 0.03 \right] = 0.946 \text{ KN.m}$$

$$M_1 = 0.946 \text{ KN.m}$$

$$\tilde{\nu} = \frac{M_1}{\uparrow_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{0.946 \times 1000}{14.2 \times 100 \times (7)^2} = 0.013 < \tilde{\nu}_\ell = 0.392$$

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

$$r = 1.25 \left[ 1 - \sqrt{1 - 2\tilde{\nu}} \right] = 0.016$$

$$s = (1 - 0.4r) = 0.993$$

$$A_1^u = \frac{M_1^u}{\uparrow_s \cdot s_1 \cdot d} = \frac{0.946 \times 1000}{348 \times 0.993 \times 7} = 0.391 \text{ Cm}^2$$

#### **III.1.5.1.2 : Détermination de la section des armatures à la flexion composée :**

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

$$A^u = 0.391 - \frac{2.308 \times 1000}{100 \times 348} = 0.324 \text{ cm}^2$$

- **E.L.S :**

### **III.1.5.1.3 : Détermination de l'excentricité du centre de pression :**

$$e = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0.6}{1.71} = 0.350 \text{ m} \quad \text{La section est partiellement comprimée.}$$

### **III.1.5.1.4 : Calcul de la section à la flexion simple :**

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

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

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

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

$$\tilde{\nu}_1 = 0.00064 \Rightarrow a = 0.00080 \Rightarrow s_1 = 0.999$$

$$A_1^{ser} = \frac{M_1^{ser}}{\bar{f}_s \cdot s_1 \cdot d} = \frac{0.6 \times 1000}{201.63 \times 0.999 \times 7} = 0.425 \text{ cm}^2$$

### **III.1.5.1.5 : Calcul de la section à la flexion composée :**

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

### **III.1.5.1.6: Vérification :**

- **E.L.U :**

#### **III.5.1.6.1 : 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 :

$$A_l = 5 \text{ HA } 8 = 2.51 \text{ cm}^2$$

**III.1.5.1.7 : Contrainte de cisaillement :****III.1.5.1.7.1 : Vérification De L'effort Tranchant : BAEL (A.5.1.1)**

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{1500}{1000 \times 70} = 0,021 MPa.$$

La fissuration est préjudiciable, alors :

$$\bar{\tau}_u = \min(0,10 f_{c28}; 4 MPa) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 2,50 MPa$$

$$\tau_u = 0,021 MPa \leq \bar{\tau}_u = 2,50 MPa \quad (\text{Condition .Vérifiée})$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

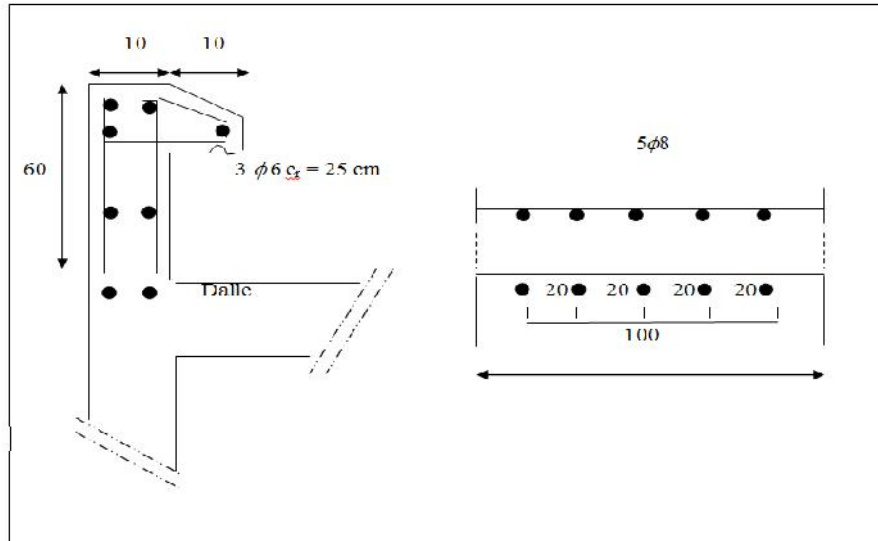
**III.1.5.2 : Armatures De Répartition :**

$$A_r = \frac{A_l}{4} = \frac{2,51}{4} = 0,63 \text{ cm}^2 \quad \text{soit : } A_r = 3 \text{ w } 6 = 0,85 \text{ cm}^2$$

**III.1.5.3: Espacement des armatures :**

$$A_l = 5 \text{ w } 8 \rightarrow S_r = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$$

$$A_r = 3 \text{ w } 6 \rightarrow S_r = 25 \text{ cm}$$

**III.1.6: Présentation du ferrailage:**

**Fig : III.2 : ferrailage de l'acrotère**

### III.2 : Les balcons:

Le balcon est une dalle pleine considérée encastrée dans les poutres, il est calculé comme un consol ferrailé en flexion simple.

Le balcon est soumis à une charge permanente G (poids propre), charge concentrée à l'extrémité libre P (poids propre de garde-corps), et une charge d'exploitation Q.

#### III.2.1 : Evaluation des charges:

1 Poids propre :  $G = 4.79 \text{ KN/ml}$ .

2 Surcharge d'exploitation :  $Q = 3.5 \text{ KN/ml}$ .

3 D'après le DTR BC.2.2 page 36 : On prend la charge du mur extérieure comme une charge concentrée.  $G=2.6 \text{ KN/m}^2$

La hauteur du mur :  $h = 3.06 - 0,15 = 2,91 \text{ m}$ .

On prend une bande de 1 m.

$$P = .b.h .1$$

$$P = 2.60 * 2.91 = 7.56 \text{ kN/m}$$

#### III.2.2 : Calcul des moments:

##### Combinaison des charges:

à L'E.L.U :

$$q_u = 1,35 G + 1,5 Q = 1.35 \times 4.79 + 1.5 \times 3.5 = 11.71 \text{ KN/ml}$$

$$P_u = 1,35 G = 1.35 \times 7.56 = 10.20 \text{ KN/ml}$$

À L'E.L.S :

$$q_s = G + Q = 4.79 + 3.5 = 8.29 \text{ KN/ml}$$

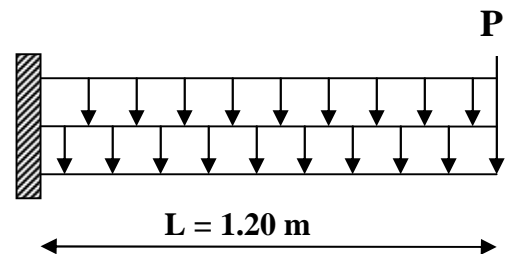
$$P_s = 7.56 \text{ KN/ml}$$

Le calcul du moment isostatique est donné par la formule suivante :

$$M_u = \frac{q_u \cdot l^2}{2} + 1.35 P \cdot l$$

$$M_s = \frac{q_s \cdot l^2}{2} + P \cdot l$$

$$T_u = (1.35G + 1.5Q) L + 1.35P$$



**Fig.III.3 : Schéma statique du balcon**

P (KN)	q <sub>u</sub> (KN/ml)	q <sub>s</sub> (KN/m l)	M <sub>u</sub> (KN.ml)	M <sub>s</sub> (KN.ml)	T <sub>u</sub> (KN)
7.56	11.71	8.29	20.67	15.03	24.26

**Tab: III.1:** moment isostatique**III.2.3 : Ferrailage:**

Le balcon étant exposée aux différentes intempéries donc la fissuration considérer comme préjudiciable.

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

$$b=100 \text{ cm}$$

$$d=0.9h =13.5 \text{ cm}$$

**ELU:**

$$\tilde{\eta}_{bu} = \frac{M_u}{b d^2 f_{bu}} = \frac{20.67 \times 10^{-3}}{1 \times (0.135)^2 \times 14.2} = 0.082$$

$$\chi = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{20.67}{15.03} = 1.37 \Rightarrow \tilde{\eta}_{lu} = 0.2999$$

$$\tilde{\eta}_{bu} = 0.082 < \tilde{\eta}_{lu} = 0.2999 \Rightarrow (\text{Pas d'armature comprimé}).$$

$$r_u = 1.25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2\tilde{\eta}_{bu}}) = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.082}) = 0.10$$

$$\Rightarrow A_u = \frac{0.8 \cdot r_u \cdot b \cdot d \cdot f_{bu}}{f_e / \chi_s} = \frac{0.8 \times 0.10 \times 100 \times 13.5 \times 14.2}{348} = 4.40 \text{ cm}^2$$

**III.2.3.1 : Vérification :****E.L.U :****III.2.3.1.1 : Condition de non fragilité : BAEL 91(ART-A.4.2)**

$$A_{\min} \geq 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \cdot 100 \cdot 13,5 \cdot \frac{2,1}{400} = 1.63 \text{ cm}^2.$$

**III.2.3.1.2: Percentage minimal:**

$$A_L \geq 0,001 \cdot b \cdot h = 0,001 \cdot 100 \cdot 15 = 1.5 \text{ cm}^2.$$

$$A = \max (A_{cal} ; A_{\min} ; A_L) = \max (4.40, 1.63, 1.5) \text{ cm}^2.$$

$$A = 4.40 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Soit: } A = 6T12 = 9.23 \text{ cm}^2.$$

**III.2.3.2 : Armature de réparation :**

$$A_r = A_{ad}/4 = 9.23/4 = 2.3075 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Soit : } A_r = 3T10=2.35\text{cm}^2$$

**III.2.3.3 : Espacement des armatures****A) armature longitudinal**

$$S_L \text{ min } (3.h ; 33 \text{ cm}) = \text{min } (45 ; 33) \text{ cm.}$$

$$S_L < 33 \text{ cm ; soit : } S_L = 15\text{cm}$$

**B) armature de répartition**

$$S_r \text{ min } (4.h; 45 \text{ cm}) = \text{min } (60\text{cm}; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm.}$$

$$S_r = 45 \text{ cm ; Soit : } S_r = 15 \text{ cm.}$$

**III.2.3.4 : Contrainte de cisaillement : BAEL 91 (ART : A.5.1)**

$$T_u = V_u = 24.26 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} =$$

Comme la fissuration est peu nuisible avec :  $\alpha = 90^\circ$ .

$$\tau_{u, \text{lim}} = \min (0,13.f_{c28} ; 5 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{u, \text{lim}} = 3.25\text{MPa} > \tau_u = 0.18\text{MPa} \rightarrow \text{CV}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

**III.2.3.5. Vérification à l'E.L.S :**

Tant que la section est rectangulaire soumise à la flexion simple et dont les armatures sont de type feE 400, la vérification de  $\sigma_b$  est inutile, si la condition suivante est remplie :

$$\alpha \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f}{1}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} =$$

$$\alpha \leq \frac{1.37 -}{2}$$

$$\alpha = 0.1908$$

-Comme la condition  $\sigma_b$  est vérifiée alors pas de vérification de  $\sigma_b$ .

-Comme la fissuration est peu nuisible, alors pas de vérification de  $s$ .

-Tant que les deux conditions sont remplies, alors pas de vérification à E.L.S.

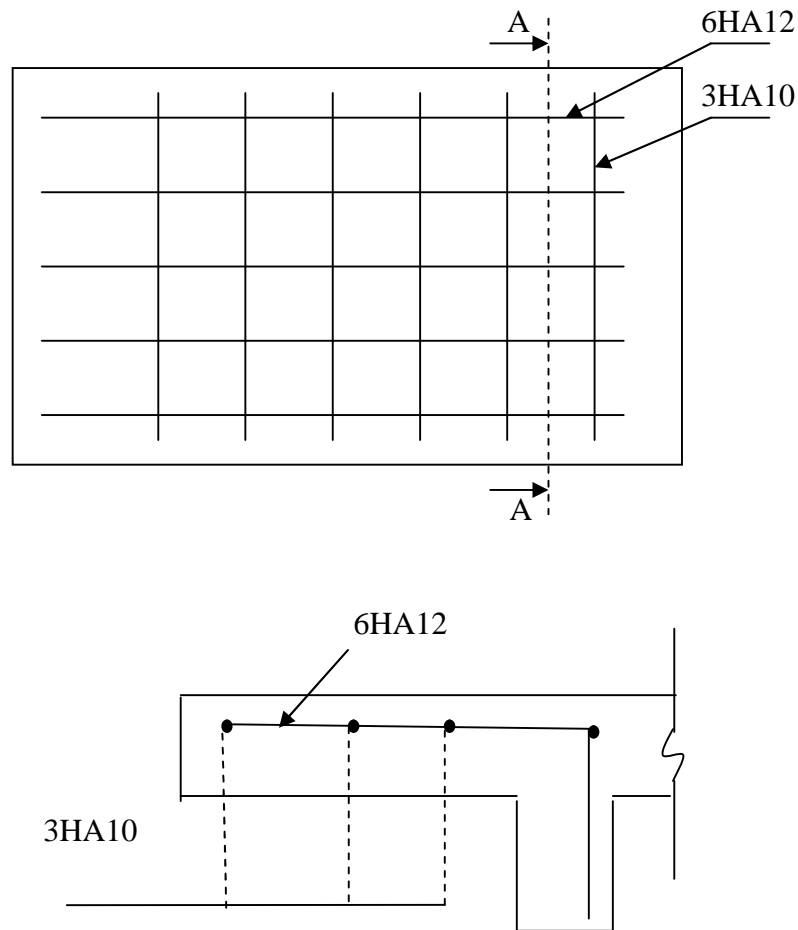
**III.2.3.5.1 : Calcul de la flèche : BAEL 91(ART : B.6.5.1) :**

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_f}{10M_0} :$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{15} \Rightarrow 1$$

$$\frac{A}{b.d} \leq \frac{4.42}{F_e} \Rightarrow 0.0068 < \frac{4.42}{400} = 0.011$$

Alors les trois conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche n'impose pas.

**III.2.4 : Schéma de ferrailage:**

**Fig.III.4 : Ferrailage de balcon**

### **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 <sup>2</sup> )	Q (KN/m <sup>2</sup> )	$q_u=0.65 (1.35G+1.5Q)$	$q_s=0.65 (G+Q)$
terrasse	6.21	1.00	6.42	4.69
E. courant	5.20	1.50	6.03	4.36

**Tab. III.2 : Les charges G et les surcharges Q**

#### **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<sup>2</sup>
- 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

- ❖  $r$  : 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 voisins 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
$M_t + \frac{M_l + M_w}{2} \geq (1 + 0.3r)M_0$	$M_t + \frac{M_l + M_w}{2} \geq (1 + 0.3r)M_0$
$M_t + \frac{M_l + M_w}{2} \geq 1.05M_0$	$M_t + \frac{M_l + M_w}{2} \geq 1.05M_0$
$M_t \geq \left(\frac{1.2 + 0.3r}{2}\right)M_0$	$M_t \geq \left(\frac{1 + 0.3r}{2}\right)M_0$

**Tab.III.3** : les moments des Travées

### **III.3.1.3 : Vérification des conditions de la méthode forfaitaire:**

$$Q \leq \max\{2G; 5000N/m^2\}, Q=1KN / m^2 \leq \{2G=12.42 KN/ m^2; 5KN/ m^2\}; \text{ vérifié.}$$

$$Q \leq \max\{2G; 5000N/m^2\}, Q=1.5KN / m^2 \leq \{2G=10.40 KN/ m^2; 5KN/ m^2\}$$

-Les moments d'inertie constante.....vérifié

-La fissuration est considérée comme peu -

préjudiciable.....vérifiée

-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 0,8 et 1,25.....vérifié

Toutes les conditions sont vérifiées donc cette méthode est applicable.

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{1}{1+6.21} = 0.13 \text{ Plancher terrasse.}$$

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

**III.3.1.4: L'effort tranchant:**

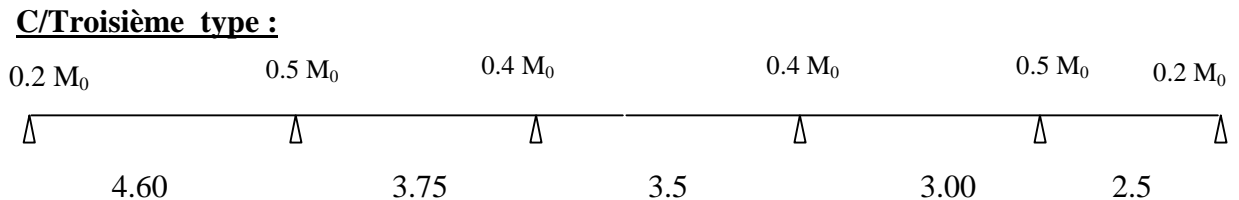
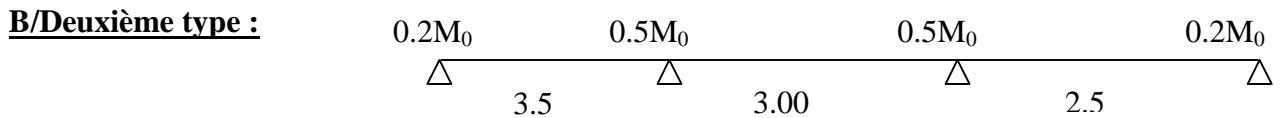
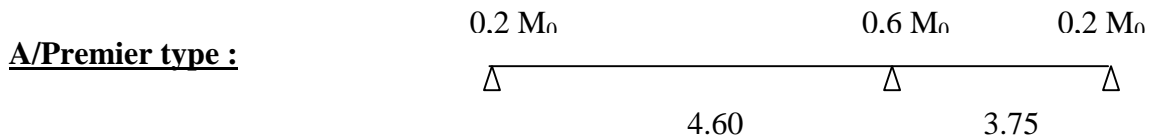
La valeur des efforts tranchants pour l'appui de gauche ( $T_g$ ) et pour l'appui droit ( $T_d$ ) est Donnée par les expressions suivantes

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

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

**III.3.2 : Calcul des sollicitations:****III.3.2.1 : 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.

**III.3.2.1 : Planche terrasse:****ELU:**

Plancher terrasse		E L U							
Type	travée	L(m)	$M_0$ (KN.m)	$M_d$ (KN.m)	$M_g$ (KN.m)	$M_t$ (KN.m)	$T_0$ (KN)	$T_g$ (KN)	$T_d$ (KN)
1	A-B	4,60	16,98	10,19	3,40	11,04	14,77	16,24	- 13,29
	B-C	3,75	11,29	2,26	6,77	7,34	12,04	10,83	- 13,24
2	A-B	3,50	9,83	4,92	1,97	6,88	11,24	12,08	- 10,39

	B-C	3,00	7,22	3,61	3,61	3,97	9,63	9,63	-	9,63
	C-D	2,50	5,02	1,00	2,51	3,51	8,03	7,42	-	8,63
3	A-B	4,60	16,98	8,49	3,40	11,89	14,77	15,87	-	13,66
	B-C	3,75	11,29	4,51	5,64	6,77	12,04	11,74	-	12,34
	C-D	3,50	9,83	3,93	3,93	6,39	11,24	11,24	-	11,24
	D-E	3,00	7,22	3,61	2,89	4,33	9,63	9,87	-	9,39
	E-F	2,50	5,02	1,00	2,51	3,51	8,03	7,42	-	8,63

**Tab.III.4 : Planche terrasse (ELU)****ELS :**

Plancher terrasse		E L S								
Type	travée	L(m)	M <sub>0</sub>	M <sub>d</sub>	M <sub>g</sub>	M <sub>t</sub>	T <sub>0</sub>	T <sub>g</sub>	T <sub>d</sub>	
			(KN.m)	(KN.m)	(KN.m)	(KN.m)	(KN)	(KN)	(KN)	
1	A-B	4,60	12,41	7,44	2,48	8,06	10,79	11,87	-	9,71
	B-C	3,75	8,24	1,65	4,95	5,36	8,79	7,91	-	9,67
2	A-B	3,50	7,18	3,59	1,44	5,03	8,21	8,82	-	7,59
	B-C	3,00	5,28	2,64	2,64	2,90	7,04	7,04	-	7,04
	C-D	2,50	3,66	0,73	1,83	2,56	5,86	5,42	-	6,30
3	A-B	4,60	12,41	6,20	2,48	8,68	10,79	11,60	-	9,98
	B-C	3,75	8,24	3,30	4,12	4,95	8,79	8,57	-	9,01
	C-D	3,50	7,18	2,87	2,87	4,67	8,21	8,21	-	8,21
	D-E	3,00	5,28	2,64	2,11	3,17	7,04	7,21	-	6,86
	E-F	2,50	3,66	0,73	1,83	2,56	5,86	5,42	-	6,30

**Tab.III.4 : Planche terrasse (ELS)**

**III.3.2.2 : Planche étage courant:****ELU:**

Plancher courant		E L U							
Type	travée	L(m)	M <sub>0</sub>	M <sub>d</sub>	M <sub>g</sub>	M <sub>t</sub>	T <sub>0</sub>	T <sub>g</sub>	T <sub>d</sub>
			(KN.m)	(KN.m)	(KN.m)	(KN.m)	(KN)	(KN)	(KN)
1	A-B	4,60	15,95	9,57	3,19	10,53	13,87	15,26	- 12,48
	B-C	3,75	10,60	2,12	6,36	7,00	11,31	10,18	- 12,44
2	A-B	3,50	9,23	4,62	1,85	6,56	10,55	11,34	- 9,76
	B-C	3,00	6,78	3,39	3,39	3,80	9,05	9,05	- 9,05
	C-D	2,50	4,71	0,94	2,36	3,34	7,54	6,97	- 8,10
3	A-B	4,60	15,95	7,97	3,19	11,32	13,87	14,91	- 12,83
	B-C	3,75	10,60	4,24	5,30	6,47	11,31	11,02	- 11,59
	C-D	3,50	9,23	3,69	3,69	6,09	10,55	10,55	- 10,55
	D-E	3,00	6,78	3,39	2,71	4,14	9,05	9,27	- 8,82
	E-F	2,50	4,71	0,94	2,36	3,34	7,54	6,97	- 8,10

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

Plancher courant		E L S							
Type	travée	L(m)	M <sub>0</sub>	M <sub>d</sub>	M <sub>g</sub>	M <sub>t</sub>	T <sub>0</sub>	T <sub>g</sub>	T <sub>d</sub>
			(KN.m)	(KN.m)	(KN.m)	(KN.m)	(KN)	(KN)	(KN)
1	A-B	4,60	11,53	6,92	2,31	7,61	13,87	14,87	- 12,87
	B-C	3,75	7,66	1,53	4,60	5,06	11,31	10,49	- 12,12
2	A-B	3,50	6,68	3,34	1,34	4,74	10,55	11,12	- 9,98
	B-C	3,00	4,91	2,45	2,45	2,75	9,05	9,05	- 9,05
	C-D	2,50	3,41	0,68	1,70	2,42	7,54	7,13	- 7,95

3	A-B	4,60	11,53	5,77	2,31	8,19	13,87	14,62	-	13,12
	B-C	3,75	7,66	3,07	3,83	4,68	11,31	11,10	-	11,51
	C-D	3,50	6,68	2,67	2,67	4,41	10,55	10,55	-	10,55
	D-E	3,00	4,91	2,45	1,96	2,99	9,05	9,21	-	8,88
	E-F	2,50	3,41	0,68	1,70	2,42	7,54	7,13	-	7,95

**Tab.III.6:** Planche étage courant (ELS)**III.3.3 : Les moments et les efforts de calcul:**

Etage	type	E L U			E L S		
		M <sub>appui</sub> (KN.m)	M <sub>travée</sub> (KN.m)	T <sub>max</sub> (KN)	M <sub>appui</sub> (KN.m)	M <sub>travée</sub> (KN.m)	T <sub>max</sub> (KN)
plancher terrasse	1	10.19	11.04	16.24	7.44	8.06	11.87
	2	4.92	6.88	12.08	3.59	5.03	8.82
	3	8.49	11.89	15.87	6.20	8.68	11.60
plancher étage courant	1	9.57	10.53	15.26	6.92	7.61	14.87
	2	4.62	6.56	11.34	3.34	4.74	11.12
	3	7.97	11.32	14.91	5.77	8.19	14.62

**Tab.III.7 :** Les moments et les efforts (ELU et ELS)**III.3.4 : Ferrailages des nervures:****III.3.4.1 : Plancher Terrasse :****III.3.4.1.1 : Vérifications a E L U:**

$$M_{t_{\max}} = 11.89 \text{ KN.m}$$

$$M_{a_{\max}} = 10.19 \text{ KN.m}$$

$$T_{\max} = 16.24 \text{ KN}$$

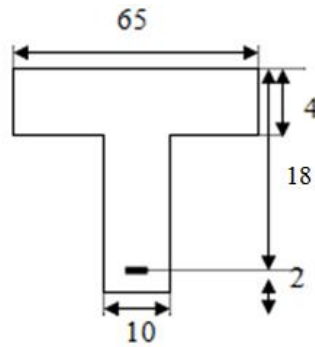
\*L'enrobage

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

$$C' = 1$$

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

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



**Fig.III.5:** section d'armature

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

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

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

∴ **En Travée :**

Le moment fléchissant  $M_0$  équilibré par la table est :

$$\overline{f}_b = \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 14.2$$

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

$$M = 65 \times 4 \times (18 - 4 / 2) \times 14.2$$

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

$$M_0 > M_{t_{\max}} = 11.89 \text{KN.m}$$

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

$$\tilde{\sim} = \frac{M}{\overline{f}_b \cdot b \cdot d^2}, \quad A = \frac{M}{\overline{f}_s \cdot d \cdot s}, \quad r = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\tilde{\sim}}), \quad s = 1 - 0.4r$$

$$\tilde{\sim} = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot \overline{f}_b} = \frac{11.89 \times 1000}{65 \times (18)^2 \times 14.2} = 0.0397$$

$$\Rightarrow \tilde{\sim}_{lu} = 0.3999$$

$$\mu \quad \mu_1 \Rightarrow (\text{Pas d'armature comprimé}). \Rightarrow (A' = 0)$$

$$r = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\tilde{\sim}}) \Rightarrow r = 0.0507$$

$$= 0.979$$

$$A'' = \frac{M_t}{\overline{f}_s \cdot s \cdot d} = \frac{11.89 \times 1000}{348 \times 0.979 \times 18} = 1.93 \text{cm}^2$$

- **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.

$$M_{a_{\max}} = 10.19 \text{ KN.m}$$

D'après le diagramme de ferrailage on a :

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

$$\tilde{\sigma} = \frac{10.19 \times 1000}{10.18^2 \times 14.2} = 0.221$$

$$\tilde{\sigma} = 0.221 < \tilde{\sigma}_l = 0.399 \Rightarrow (\text{Pas d'armature comprimé}), \Rightarrow (A' = 0)$$

$$\gamma_u = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\tilde{\sigma}}) = 0.316$$

$$= 0.873$$

$$A'' = \frac{M_a}{\gamma_u \cdot \sigma_s \cdot d} = \frac{10.19 \times 1000}{348 \times 0.873 \times 18} = 1.86 \text{ cm}^2$$

- **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 :**

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

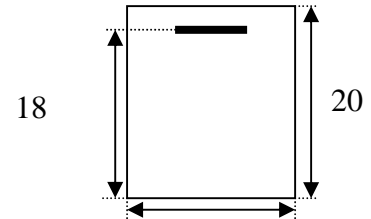
- **Percentage minimal:** BAEL91 (art B.6.4)

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

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

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

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



**Fig.III.6 : Section d'armature**

Eléments	$A^u$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{\min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_m'$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{\max}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{\text{adp}}$ (cm <sup>2</sup> )
Travée	1.93	1.41	1.30	1.93	2T12 = 2,26
Appuis	1.86	0.217	0.20	1.86	2T12 = 2,66

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

### III.3.4.1.2 : Vérifications à E L S:

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

#### ❖ 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:  $\dagger_{bc} \leq \bar{f}_{bc}$

$$\dagger_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \cdot y_1 = \frac{8.68}{8023.97} \cdot 3.842 \Rightarrow \dagger_{bc} = 4.15 \text{ MPa} < \bar{f}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Vérfifié.}$$

- Contraintes maximale de traction des aciers:  $\dagger_s \leq \bar{f}_s$

$$\dagger_s = \frac{15 \cdot M_{ser}}{I} \cdot (d - y_1) = 229.73 \text{ MPa} \Rightarrow \dagger_s = 229.73 \text{ MPa} \leq \bar{f}_s = 347.82 \text{ MPa}$$

..... Vérfifié.

#### ❖ 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 :**  $\tau_{bc} \leq \tau_{bc}$

$$\tau_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \cdot y_1 \Rightarrow \tau_{bc} = \frac{7.44}{5093.51} \cdot 8.16 \Rightarrow \tau_{bc} = 11.91 \text{ MPa} < \tau_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

.....Vérifié.

• **Contraintes maximale de traction des aciers :**  $\tau_s \leq \tau_s$

$$\tau_s = \frac{15 \cdot M_{ser}}{I} \cdot (d - y_1) \Rightarrow \tau_s = 215.59 \text{ MPa} \leq \tau_s = 347.82 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifie}$$

**III.3.4.2 : Plancher Étage Courant :**

**III.3.4.2.1 : Vérifications à E L U:**

	$M_u$ (KN.m)	$\mu$	$\mu l$			$A_{calcu}$ (cm <sup>2</sup> )
Travée	11.32	0.0378	0,392	0.0481	0.980	1.84
Appuis	9.57	0.208	0,392	0.294	0.882	1.73

**Tab.III.9 :** 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	$A_{calcu}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_m$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{max}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{adopte}$ (cm <sup>2</sup> )
Travée	1.84	1,41	1,30	1,84	2T12 = 2,26
Appuis	1.73	0.217	0,20	1,73	2T12 = 2,66

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

**III.3.4.2.2 : Vérifications à E L S:**

Eléments	$M_{ser}$	$Y_1$ (cm)	$I$ (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (Mpa)	$\sigma$ (Mpa)
Travée	8.19	3.842	8023.97	3.92	216.76
Appuis	6.92	8.16	5093.51	11.08	200.52

**III.3.4.2.2.1 : 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 d'E.L.U.

$b_0$  : Désigne de largeur de l'âme.

$d$  : La hauteur utile de la nervure.

$$\tau_u = \frac{16.24 \times 1000}{100 \cdot 180} = 0.902 \text{ [MPa]}$$

Donc :  $\tau_u = 0.902 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$  ..... vérifie

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

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

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

Donc :  $\tau_u = 0.902 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$  ..... vérifie

Diamètres minimales  $\Phi_t$  : BAEL91 (A.7.2, 2)

$$w_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}, \frac{b_0}{10}, w_l \right\}$$

$\Phi_l$  : Diamètre minimal des armatures longitudinales.

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

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

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

$$A_t = 2w_t = 0,56 \text{ cm}^2 \quad \text{FeE235}$$

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 :  $S_t \leq 16,2 \text{ cm}$

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

$$S_t \frac{0,56 \times 235}{0,4 \times 10} = 32,9$$

$$S_t \leq \frac{0,8 \cdot A_t \cdot f_e}{b_0 (\tau_u - 0,3K_f f_{t28})} \quad \text{BAEL91 (A.5.1, 23)}$$

$$S_t \frac{0,8 \times 0,56 \times 235}{10(0,902 - 0,3 \times 2,1)} = 38,70$$

$S_t = \min (S_{t1}; S_{t2}; S_{t3})$

$$S_t \leq 16,2$$

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 vérifie que :**

$$\text{l'on a : } V_u \leq 0,267 a b_0 f_{c28}$$

Au maximum  $a = 0,9.d = 16,20 \text{ cm}$ .

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

$$0,267 a \cdot b_0 \cdot f_{c28} = 0,267 \times 16,2 \times 10 \times 100 \times 25 = 108135 \text{ N}$$

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

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

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

$$A = 2,26 \text{ cm}^2 = 226 \text{ mm}^2.$$

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

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

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

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

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

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

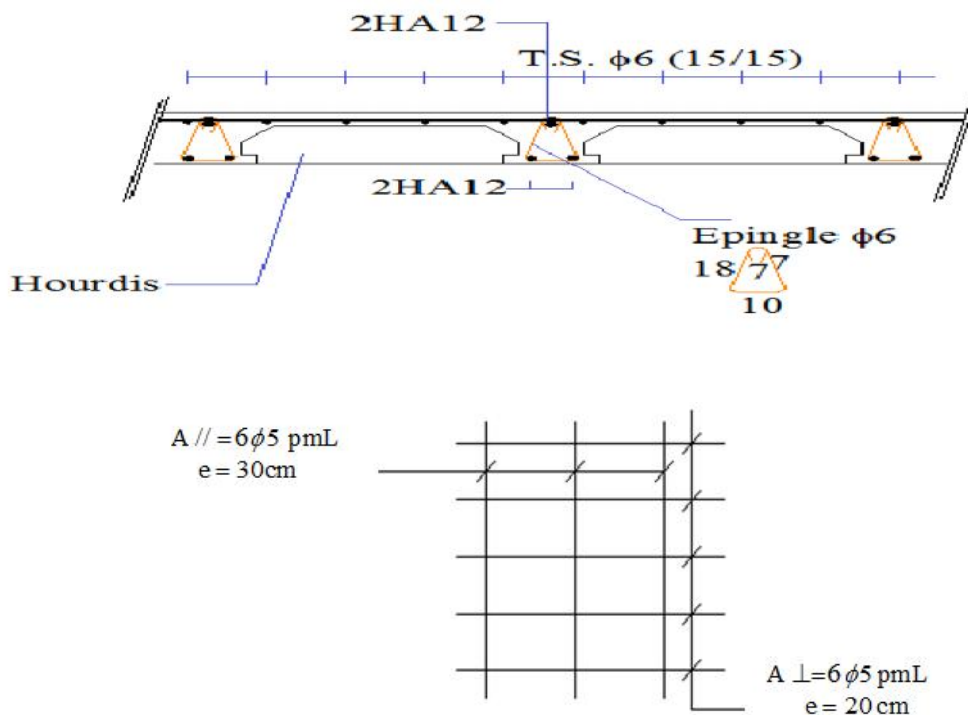
On adopte  $6\phi 5 = 1.18 \text{ cm}^2$ .

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

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

Donc on adopte un treillis soudé TS  $\phi 6$  mailles  $(150 \times 150) \text{ mm}^2$

### III.3.6 : Schéma de ferrailage:



**Fig.III.7 : Ferrailage de l'acrotère**

**III.4 : L'escalier:**

L'escalier est une suite régulière de plans horizontaux permettant dépasser d'un niveau à un autre d'une construction, on appelle marche la partie horizontale des gradins constituant l'escalier et contre marche la partie verticale de ces gradins.

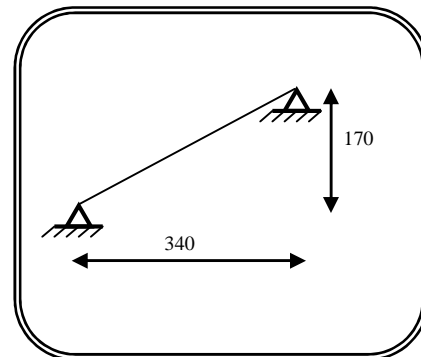
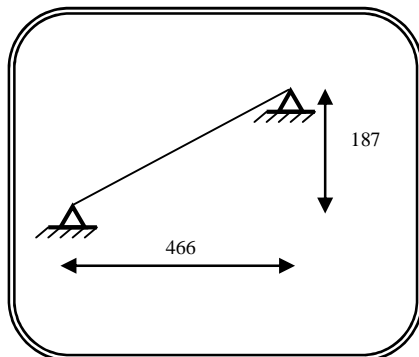
**III.4.1 : calcul des sollicitations:****III.4.1.1 : Combinaison des charges:**

	G (KN/ml)	Q(KN/ml)	$q_u=1,35G+1,5Q$	$q_s=G+Q$
<b>Paillasse</b>	8.66	2.50	15.44	11.16

$$q_u = \max (q_u \text{ Paillasse } \cos 27.05, q_u \text{ palier } ) = 13.75 \text{ KN.m}$$

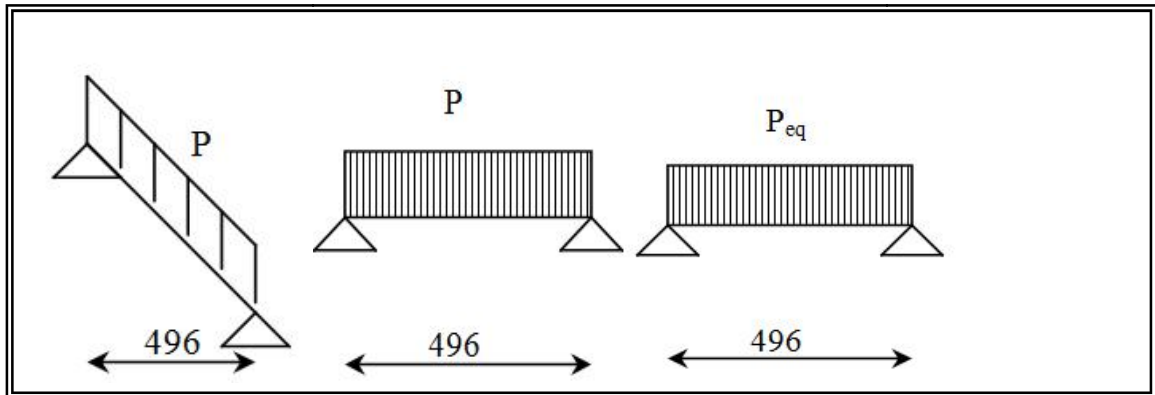
**III.4.1.2 : Moments des calculs :**

$$M_0 = \frac{qL^2}{8}$$

**Fig.III.8** : Schéma statique d'escalier

**III.4.1.2.1 : Détermination des sollicitations :**

**Type (a) :**

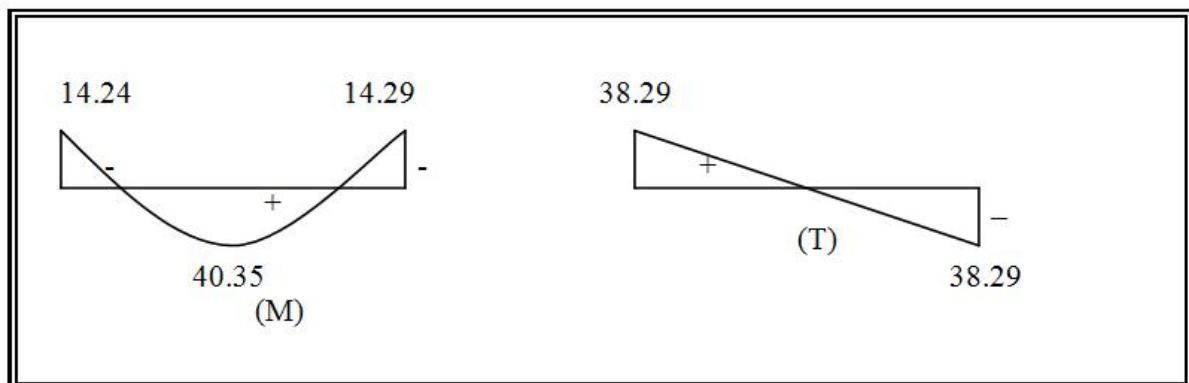


**Fig.III.9 :** Schéma statique d'escaliers (volé 1)

- La charge équivalente :  $P_{eq} = \frac{P_1 \cdot L_1}{L_1}$
- Le moment isostatique :  $M = P_{eq} \frac{L^2}{8}$
- L'effort tranchant :  $T_u = P_{eq} \times \frac{L}{2}$

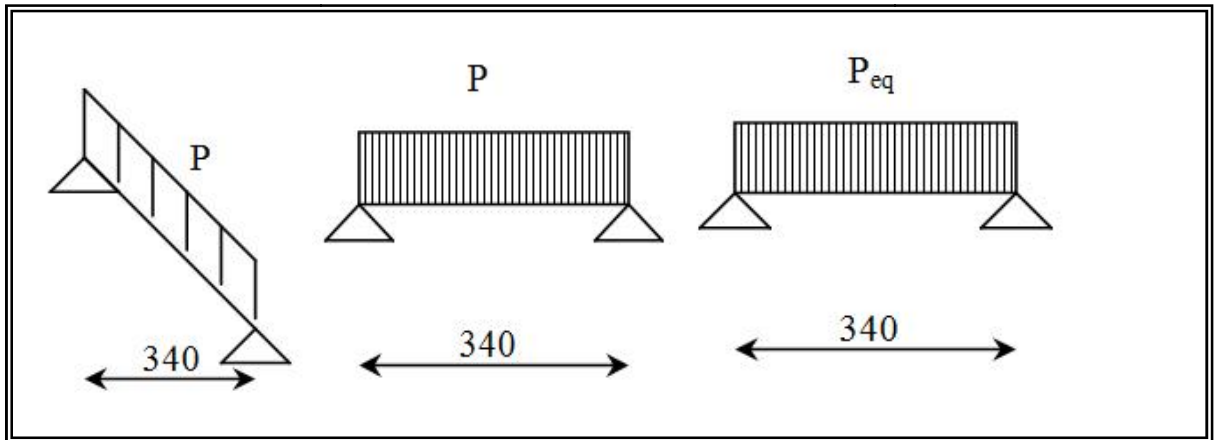
	$P_{eq}$ (KN/m )	M (KN.m)	$M^a = 0.3 M$	$M^t = 0.85M$	$T_u$ (KN)
<b>ELU</b>	15.44	47.48	14.24	40.35	38.29
<b>ELS</b>	11.16	34.31	10.29	29.16	

**Tab.III.11 :** Moments des calculs



**Fig.III.10 :** Diagramme des moments (volé 1)

**Type (b) :**

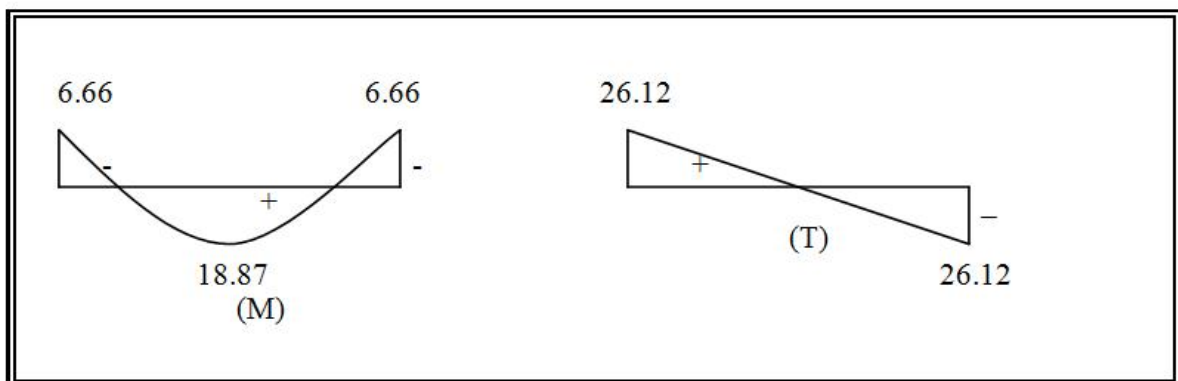


**Fig.III.11** : Schémain statique d'escaliers (volé 2)

- La charge équivalente :  $P_{eq} = \frac{P_1 \cdot L_1}{L_1}$
- Le moment isostatique :  $M = P_{eq} \frac{L^2}{8}$
- L'effort tranchant :  $T_u = P_{eq} \times \frac{L}{2}$

	$P_{eq}$ (KN/m )	M (KN.m)	$M^a = 0.3 M$	$M^t = 0.85M$	$T_u$ (KN)
<b>ELU</b>	15.37	22.20	6.66	18.87	26.12
<b>ELS</b>	11.11	16.05	4.81	13.64	

**Tab.III.12** : Moments des calculs

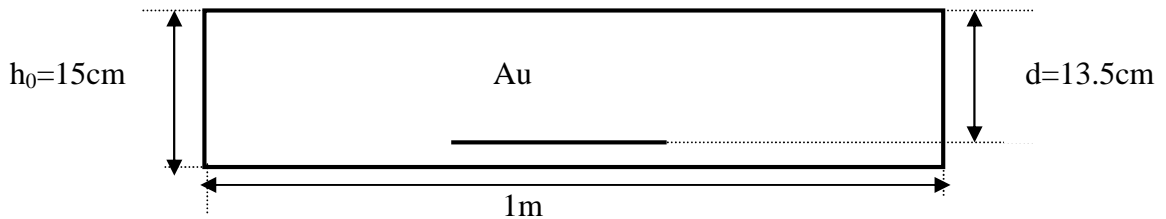


**Fig.III.12**: Diagramme des moments (volé 2)

**III.5 : Calcul de ferrailage :**

Les armatures sont déterminées à L' E.L.U, Pour une bonde de 1 m de largeur sollicité en flexion simple.

La section d'armateur obtenue par  $A = \max (A_u, A_{\min})$



**Fig.III.13 : Section d'armature**

**III.5.1 : Armatures longitudinales :**

- **Type (a) :**

- E.L.U :

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

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

$$= (1 - 0,4) \quad , \quad \lambda = (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) / 0,8$$

	$M_u$ (KN.m)	$\mu$	$\lambda$
<b>Travée</b>	40.35	0.16	0.73
<b>Appuis</b>	14.24	0.056	0.89

$$A_u = \frac{M_u}{\bar{f}_s \cdot \lambda \cdot d}$$

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

$$A_{\text{rep}} = A_{\text{ado}}/4$$

	$A_u$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{ado}$ (cm <sup>2</sup> )	Choix (ml)	$A_{rep}$ (cm <sup>2</sup> )	Choix
<b>Travée</b>	2.88	1.63	3.14	4HA10	0.78	2HA8
<b>Appuis</b>	0.83	1.63	3.14	4HA10	0.78	2HA8

**Tab.III.13** : Les armatures en travée et appuis**E.L.S :**

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

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

		$M_u$ (KN.m)	$M_{ser}$ (KN. m)		$f_{c28}$ (MPa)	$\bar{\sigma}$	conditio n
<b>En travée</b>	0.22	40.35	29.16	1.38	25	0,44	V
<b>Sur appuis</b>	0.072	14.24	10.29	1,38	25	0,44	V

**Conditions de non fragilité :**

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

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

$$A_{min}^1 \geq 0,23 \times 100 \times 13.5 \times \frac{2,1}{400} = 1,63 \text{ cm}^2$$

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

$$A_{min}^2 \geq 0,001.b.h$$

$$A_{min}^2 \geq 0,001.100.15 = 1,5 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } A = \max (A^u ; A_{min})$$

	$A_u$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{max}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{adp}$ (cm <sup>2</sup> )
<b>Appuis</b>	0.83	1,63	1,63	4Ø8 = 2,01
<b>Travée</b>	2.88	1,63	2,88	4T10 = 3,14

**Tab.III.14** : Les armatures en travée et appuis

- **Type (b) :**

**- E.L.U :**

	$M_u$ (KN.m)	$\mu$		$A^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )
<b>Travée</b>	18.87	0.072	0,093	1.05
<b>Appui</b>	6.66	0.025	0,031	0.78

**- E.L.S :**

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

- la vérification de  $\tau_b$  n'est pas nécessaire si :  $\bar{r} = \frac{x-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$ , avec  $\bar{r} = \frac{M_u}{M_s}$

		$M_u$ (N.m)	$M_{ser}$ (N.m)		$f_{c28}$ (MPa)	$\bar{r}$	condition
<b>En travée</b>	0,088	18.87	13.64	1,38	25	0,44	V
<b>Sur appuis</b>	0,030	6.66	4.81	1,38	25	0,44	V

**- Conditions de non fragilité :**

- Section minimale d'armatures : BAEL 91 (art A.4.2,1)

$$A_{min}^1 = 0,23 \text{ b.d.} \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,63 \text{ cm}^2$$

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

$$A_{min}^2 = 0,001 \text{ b.h} = 1,5 \text{ cm}^2$$

Donc :  $A = \max (A^u ; A_{min})$

	$A^u$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{max}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{adp}$ (cm <sup>2</sup> )
<b>Travée</b>	1.05	1,63	1.63	4T12 = 4.52
<b>Appuis</b>	0.78	1,63	1,63	4Ø10= 3.14

**Tab.III.15** : Les armatures en travée et appuis

**III.5.2 : Vérification de l'effort tranchant :**

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d} = \frac{38.29 \times 1000}{1000 \times 135} = 0,28 \text{ MPa.}$$

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

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

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

$$f_{tu} = 0,28 \text{ MPa} < \bar{f}_u = 3,33 \text{ MPa} \quad (\text{C.V})$$

### III.5.3 : Les armatures de réparation :

$$A_t = A_L / 4$$

	$A_t (\text{cm}^2)$		$A_{\text{adp}} (\text{cm}^2)$	
	Type (a)	Type (b)	Type (a)	Type (b)
<b>Travée</b>	0,78	1.13	$3\text{Ø}6 = 0,85 \text{ cm}^2$	$3\text{Ø}8 = 1.51 \text{ cm}^2$
<b>Appuis</b>	0,50	0,50	$3\text{Ø}6 = 0,85 \text{ cm}^2$	$3\text{Ø}6 = 0,85 \text{ cm}^2$

**Tab.III.16:** Les armatures en travée et appuis

### III.5.4 : Espacement entre les armatures : BAEL91 (art A.8.2,42)

#### a- Armatures longitudinales :

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

$$\text{Type (a):} \begin{cases} \text{-Travée: } S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} \\ \text{- Appuis: } S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} \end{cases}$$

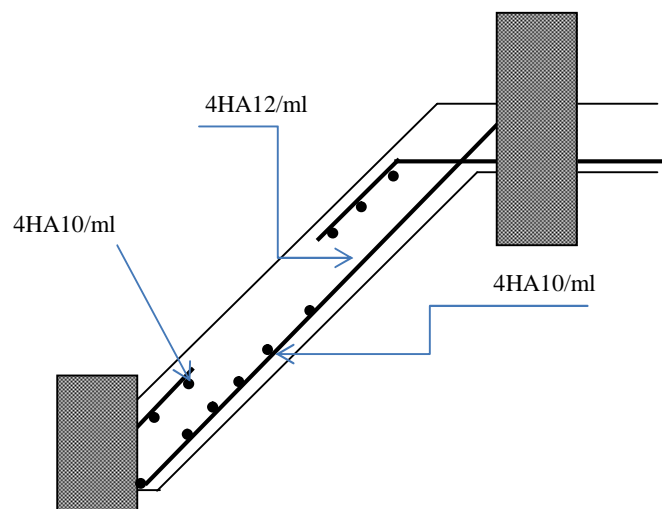
$$\text{Type (b):} \begin{cases} \text{-Travée: } S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} \\ \text{- Appuis: } S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} \end{cases}$$

#### b-Armatures transversales :

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

$$\text{Type (a):} \begin{cases} \text{-Travée: } S_t = \frac{100}{3} = 33 \text{ cm} \quad (\text{Appui}) \\ \text{- Appuis: } S_t = \frac{100}{3} = 33 \text{ cm} \quad (\text{Travée}) \end{cases}$$

$$\text{Type (b):} \begin{cases} \text{-Travée: } S_t = \frac{100}{3} = 33 \text{ cm} \quad (\text{Appui}) \\ \text{- Appuis: } S_t = \frac{100}{3} = 33 \text{ cm} \quad (\text{Travée}) \end{cases}$$

**III.6 : Schéma de ferrailage:****Fig.III.14 : ferrailage d'escalier.****III.7 : Calcul de poutre palière :****III.7.1 : Dimensionnement :**

Selon RPA 99, les poutres doivent respecter les dimensions ci-après :

- . b 20 cm
  - . b 30 cm
- } soit : b = 30 cm , h = 30 cm
- . h/b 4  $\Rightarrow \frac{30}{30} = 1 < 4$

Donc on fixe les dimensions de la poutre palière (30 × 30) cm<sup>2</sup>.

**III.7.2 : Méthode de calcul:**

La poutre palière est calculée comme une section rectangulaire travaillant à la flexion simple et à la torsion, elle est soumise à :

- poids propre :  $G=0.3 \times 0.3 \times 25 = 2.25$  kN/ml
- charge ramenée par (volée) :  $G=8.66$  kN/ml

$$G_T = 10.91 \text{ kN/ml}$$

$$Q_T = 2.50 \text{ kN/ml}$$

**III.7.2.1 : Pondérations des charges:**

$$\text{E.L.U} : P_u = 1.35G_T + 1.5Q_T = 18.47 \text{ KN/ml}$$

$$\text{E.L.S} : P_s = G_T + Q_T = 13.41 \text{ KN/ml}$$

**III.7.2.2: Calcul des moments:** Moment statique maximal

$$L = 4.96 \text{ m}$$

$$\text{E.L.U} : M_{U0} = P_u L^2 / 8 = 56.79 \text{ KN.m.}$$

$$\text{E.L.S} : M_{S0} = P_s L^2 / 8 = 41.23 \text{ KN.m.}$$

**III.7.2.3: Répartitions des moments:****Moment sur travée:**

$$M_t = 0.85 M_0;$$

$$\text{E.L.U} : M_t = 48.27 \text{ KN.m};$$

$$\text{E.L.S} : M_t = 35.04 \text{ KN.m};$$

**Moment en appui :**

$$M_a = 0.3 M_0;$$

$$\text{E.L.U} : M_a = 17.03 \text{ KN.m};$$

$$\text{E.L.S} : M_a = 12.36 \text{ KN.m};$$

**III.7.2.4: Calcul des efforts tranchants:**

$$V_A = -V_B = \frac{P_u L}{2} = 45.80 \text{ kN}$$

**III.7.2.5: Calcul de ferrailage :**( armatures longitudinales)**-E.L.U :**

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

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

$$= (1 - 0,4) \quad , \quad = (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) / 0,8$$

	$M_u$ (KN.m)	$\mu$	$\lambda$	$\lambda_{\text{lim}}$
<b>Travée</b>	48.27	0.155	0.915	0.211
<b>Appui</b>	17.03	0.054	0,972	0.069

$$A = \frac{M_u}{f_s \cdot S \cdot d}$$

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

	$A_u$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{\min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{\text{ado}}$ (cm <sup>2</sup> )	Choix
<b>Travée</b>	5.61	0.97	5.65	5HA12
<b>Appuis</b>	1.86	0.97	3.39	3HA12

**Tab.III.17** : Les armatures en travée et appuis

### E.L.S :

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

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

		$M_u$ (N.m)	$M_{\text{ser}}$ (N.m)		$f_{c28}$ (Mpa)	$\bar{\sigma}$	conditio n
<b>En travée</b>	0,211	48.27	35.04	1,38	25	0,44	V
<b>Surappuis</b>	0,069	17.03	12.36	1,38	25	0,44	V

### Conditions de non fragilité :

#### Section minimale d'armatures : BAEL91 (art A.4.2,1)

$$A_{\min}^1 \geq 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min}^1 \geq 0,23 \times 30 \times 27 \times \frac{2,1}{400} = 0.978 \text{ cm}^2$$

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

$$A_{\min}^2 \geq 0,001 \cdot b \cdot h$$

$$A_{\min}^2 \geq 0,001 \cdot 30 \cdot 30 = 0.9 \text{ cm}^2$$

Donc :  $A = \max (A^u ; A^1_{\min} , A^2_{\min})$

	$A_u (\text{cm}^2)$	$A^1_{\min} (\text{cm}^2)$	$A^2_{\min} (\text{cm}^2)$	$A_{\max} (\text{cm}^2)$	$A_{\text{adp}} (\text{cm}^2)$
Travée	5.61	0.978	0.90	5.61	6HA12 = 6.79
Appuis	1.86	0.978	0.90	1.86	2HA12 = 2.26

**Tab.III.18 :** Les armatures en travée et appuis

### III.7.3: Vérification de l'effort tranchant :

#### III.7.3.1 : La contrainte tangente $\tau_u$ : BAEL91 (art A.5.1, 1)

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \cdot d} = \frac{45 \cdot 80 \times 10^3}{300 \times 270} = 0.565 \text{ Mpa}$$

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

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

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

$$\tau_u = 0.565 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$$

(Condition .Vérifier) Les armatures ne sont pas nécessaires

### III.7.4 : La quantité des armatures transversales :

- **BAEL91: (art A.5.1, 2)**

$$St = \min (0.9d; 40\text{cm}) = 24.3 \text{ cm}$$

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

- **RPA 99version2003:**

$$A_t = 0,003.S.b \Rightarrow A_t = 0,003 \times 15 \times 30 = 1,35 \text{ cm}^2$$

### III.7.5 : Calcul de la poutre à la torsion :

La torsion de la poutre palière est provoquée par la flexion de l'escalier

$$M_t = M_a (\text{escalier}) = 14.24 \text{ kN.m}$$

On utilise les règles exposées dans le BAEL91.

**III.7.5.1 : Contraintes tangentes de torsion :**

On remplace la section réelle par une section creuse équivalente dont l'épaisseur de paroi  $b_t$  est égale aux (1/6) du diamètre du plus grand cercle qu'il est possible d'inscrire dans le contour extérieur de la section.

$$\tau_u = \frac{T_u}{2 \cdot \Omega \cdot b_0} \text{ (formule de Rausch)}$$

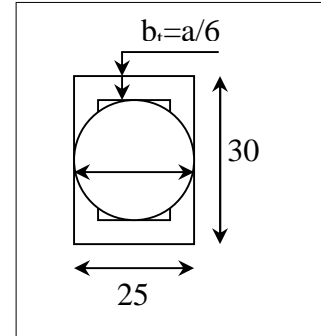
$T_u$  : moment de torsion ( $T_u = 45.80 \text{ kN.m}$ )

$$b_0 = b_t = \frac{a}{6} = \frac{b}{6} \Rightarrow b_0 = \frac{30}{6} = 5 \text{ cm}$$

$\Omega$  : Aire du contour à mi-épaisseur.

$$\Omega = (h - b_t) \times (b - b_t) = 625 \text{ cm}^2$$

$$\tau_u = \frac{14.24 \times 10^3}{2 \times 625 \times 100 \times 5} = 2.27 \text{ MPa}$$



**Fig.III.15 : la section creuse**

**III.7.5.2 : Résistance en torsion et flexion :**

$$\tau_t^2 + \tau_u^2 \leq (\tau_{u \text{ limite}})^2 \text{ (Section pleine)}$$

$$\tau_t^2 + \tau_u^2 = (0.56)^2 + (2.27)^2 = 5.46 \text{ MPa}$$

$$\tau_t^2 + \tau_u^2 = 5.46 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u^2 = 11.08 \text{ MPa (C.V)}$$

**III.7.5.3 : Les armatures longitudinales :**

$$A = \frac{\sim T_u}{2 \cdot \Omega \cdot \frac{f_e}{\gamma_s}}$$

$\mu$  : périmètre de l'aire de la section efficace.

$$\mu = 2[(h - b_t) + (b - b_t)] = 2[(30 - 5) + (30 - 5)] = 100 \text{ cm}$$

$$A = \frac{100 \times 14.24 \times 10 \times 1.15}{2 \times 625 \times 400 \times 100} = 3.26 \text{ cm}^2$$

**III.7.5.4 : Les armatures transversales :**

$$A_t = \frac{14.24 \times 10^3 \times 15 \times 1.15}{2 \times 625 \times 400} = 0.49 \text{ cm}$$

**III.7.6 : Section minimale des armatures :**

$$1) \frac{A_t \cdot f_e}{b_t \cdot \sim} \geq 0.4 \text{ MPa} \Rightarrow \frac{3.26 \times 400}{5 \times 100} = 2.60 \text{ MPa} > 0.4 \text{ MPa (C.V)}$$

$$2) \frac{A_r \cdot f_e}{b_t \times S_t} \geq 0,4 \text{ MPa} \Rightarrow \frac{0,49 \times 400}{5 \times 15} = 2,60 \text{ MPa} > 0,4 \text{ MPa (C.V)}$$

### **III.7.7 : Les armatures totales :**

#### **III.7.7.1 : Armatures longitudinales :**

$$A_\ell^{tot} = A_\ell^{fl} + A_\ell^{tor}$$

*\*Nappe supérieure :*

$$A_\ell^{tot} = A_\ell^{fl} + \frac{A_\ell^{tor}}{2} = 1,86 + \frac{3,26}{2} = 3,49 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_\ell^{tot} = 3\text{HA}14 = 4,62 \text{ cm}^2$$

*\*Nappe inférieure :*

$$A_\ell^{tot} = \frac{A_\ell^{tor}}{2} = 2,31 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_\ell^{tot} = 3\text{HA}10 = 2,35 \text{ cm}^2$$

#### **III.7.7.2 : Armatures transversales:**

$$A_t^{tot} = A_t^{fl} + A_t^{tor} = 0,49 + 1,35 = 1,84 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc soit : } A_t = 4 \text{ } \emptyset 8 = 2,01 \text{ cm}^2$$

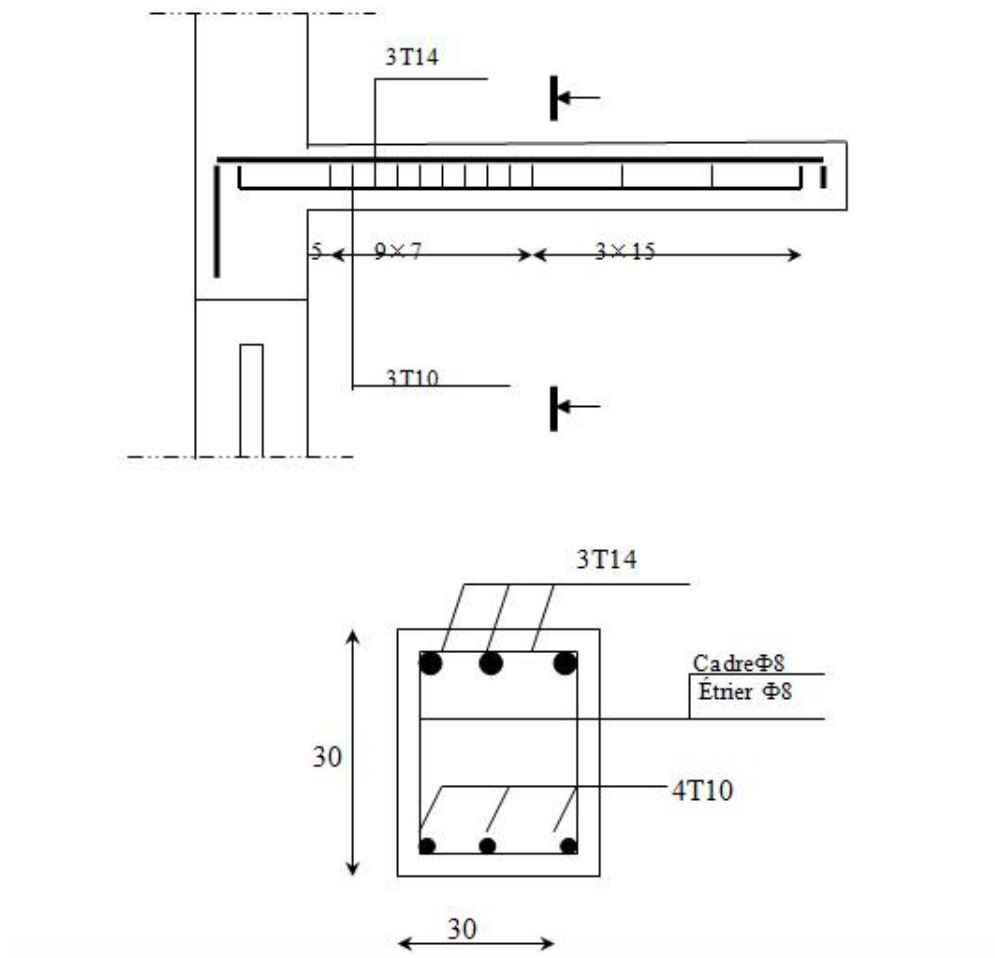
#### **III.7.7.3 : État limite de déformation**

$$1) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{30}{120} = 0,25 \geq \frac{1}{16} = 0,0625 \quad (\text{C.V})$$

$$2) \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow \frac{30}{120} = 0,25 \geq \frac{1}{16} = 0,085 \quad (\text{C.V})$$

$$3) \frac{A}{bxd} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{6,19}{30 \times 27} = 0,0076 \leq \frac{4,2}{400} = 0,0105 \quad (\text{C.V})$$

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

**III.7.8 : Schéma de ferrailage:****Fig.III.16 : ferrailage de poutre palier**

### **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 :

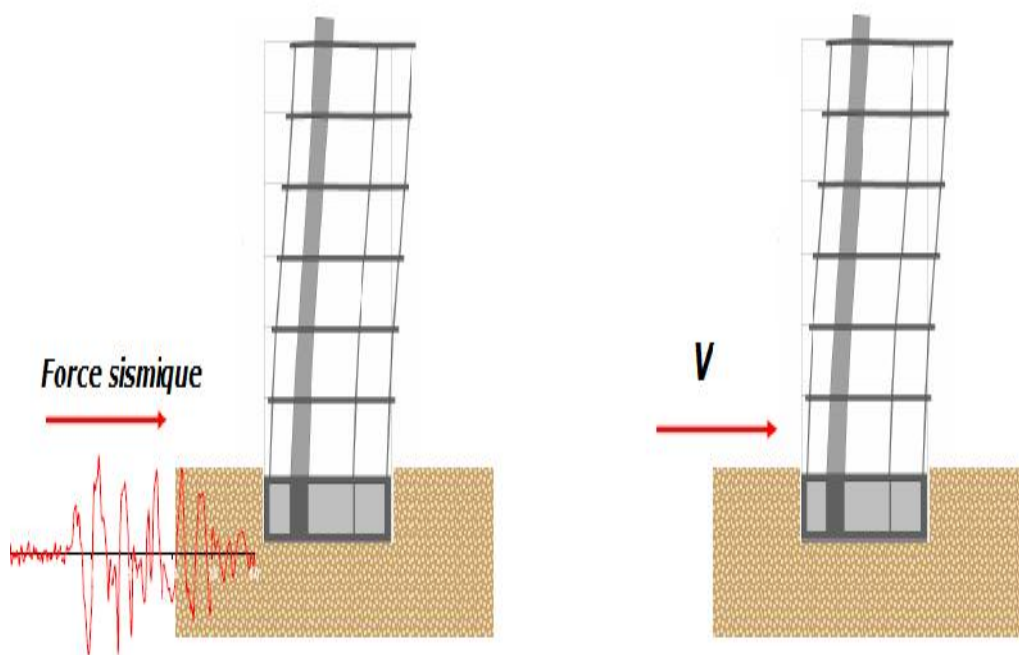
- ✓ Les éléments en portique (poutre-poteau) ont été modélisés par des éléments finis de type poutre ferme à deux nœuds ayant six degrés de liberté (d.d.l) par nœud.
- ✓ Les voiles ont été modélisés par des éléments coques (shell) à quatre nœuds.
- ✓ Les planchers sont simulés par des diaphragmes rigides 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  $\beta Q$  RPA99/version 2003 (dans notre cas  $S = 0,2$ ) 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.

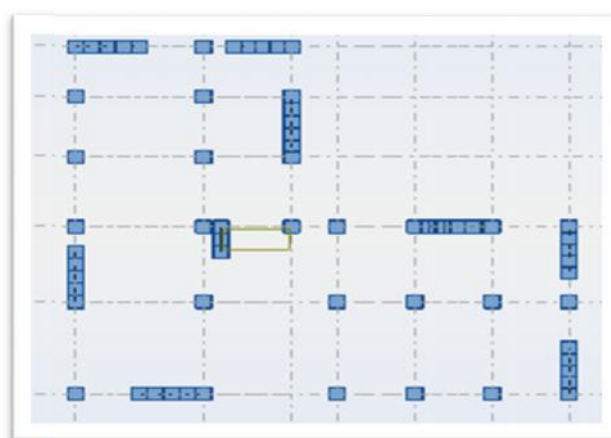
##### **IV.4.1 : Méthode Modale spectrale :**

- ✓ 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 déplacements 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	2,05	0,49	6,44	67,52	6,44	67,52
2	2,49	0,40	63,63	6,84	70,07	74,36
3	2,59	0,39	4,27	0,01	74,34	74,37
4	7,28	0,14	1,18	13,99	75,52	88,36
5	8,58	0,12	13,65	1,26	89,17	89,62
6	9,75	0,10	0,54	0,00	89,71	89,62
7	14,71	0,07	0,36	5,47	90,07	95,09
8	17,11	0,06	5,43	0,35	95,49	95,45
9	20,35	0,05	0,08	0,01	95,57	95,45
10	22,65	0,04	0,11	2,58	95,68	98,03

**Tab.VI.1 : Les résultats initiaux**

### **Interprétation:**

D'après le tableau ci-dessus on constate ce qui suit :

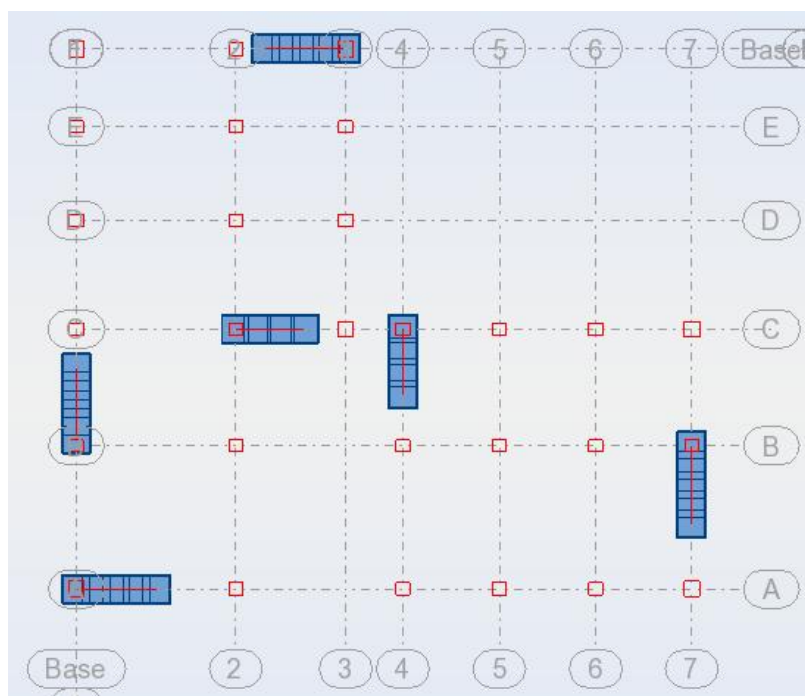
- ✓ le premier que le 1er mode est un mode torsion couplé avec la translation selon les deux directions (ux=6,44%, uy=70.47%).
- ✓ Le 2ème mode est un mode torsion couplé avec la translation selon les deux directions (ux=63,63%, uy=6,84%).
- ✓ Le 3ème est un mode torsion pure.

### **➤ Conclusion:**

L'analyse modale de notre structure nous a permis de conclure la présence d'une instabilité de cette dernière et ce vu la présence des modes de torsion couplés avec ceux de la translation dans les premiers modes.

➤ **Proposition:**

Pour cette raison, on propose de change la disposition et l'emplacement de certains voiles pour améliorer le comportement de la structure en particulier vis-à-vis de la torsion, les résultats obtenus avec la nouvelle conception sont les suivants



**Fig.IV.3 :Choix final de la disposition des voiles**

**Après le calcul obtenu les résultats suivants :**

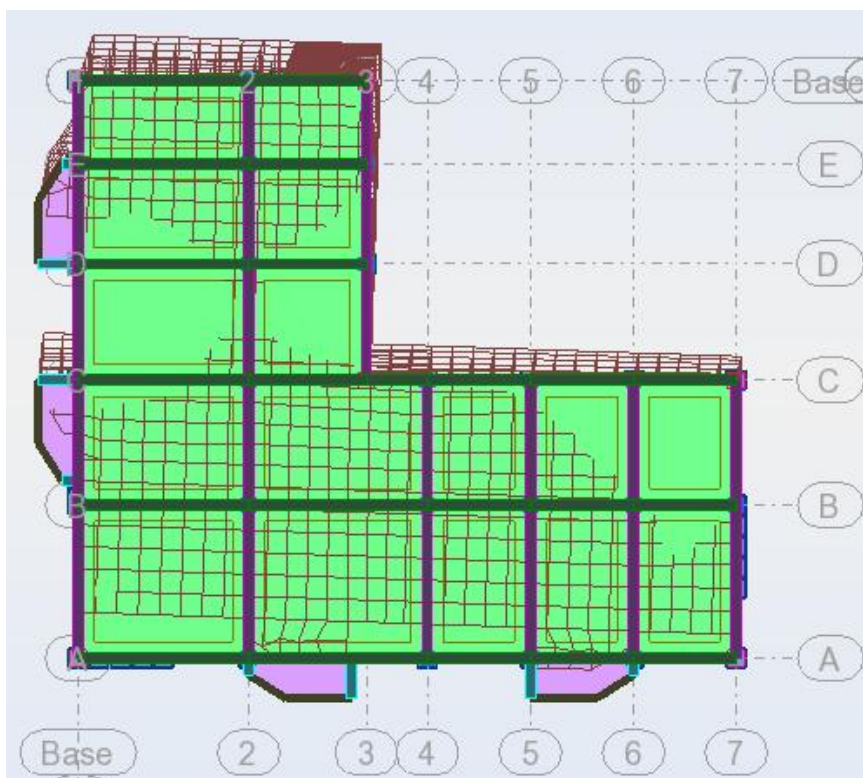
Mode	fréquence	période	Masse modale Ux(%)	Masse modale Uy(%)	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]
1	2,11	0,47	0,57	70,47	0,57	70,47
2	2,33	0,43	60,51	0,02	61,08	70,49
3	2,77	0,36	13,44	4,69	74,52	75,18
4	7,29	0,14	0,09	13,34	74,61	88,52
5	8,12	0,12	13,56	0,52	88,17	89,04
6	10,19	0,1	1,69	0,92	89,87	89,97

7	14,29	0,07	0,17	4,85	90,04	94,81
8	16,28	0,06	5,23	0,35	95,27	95,17
9	21,01	0,05	0,28	0,11	95,54	95,28
10	21,69	0,05	0,15	2,53	95,69	97,81

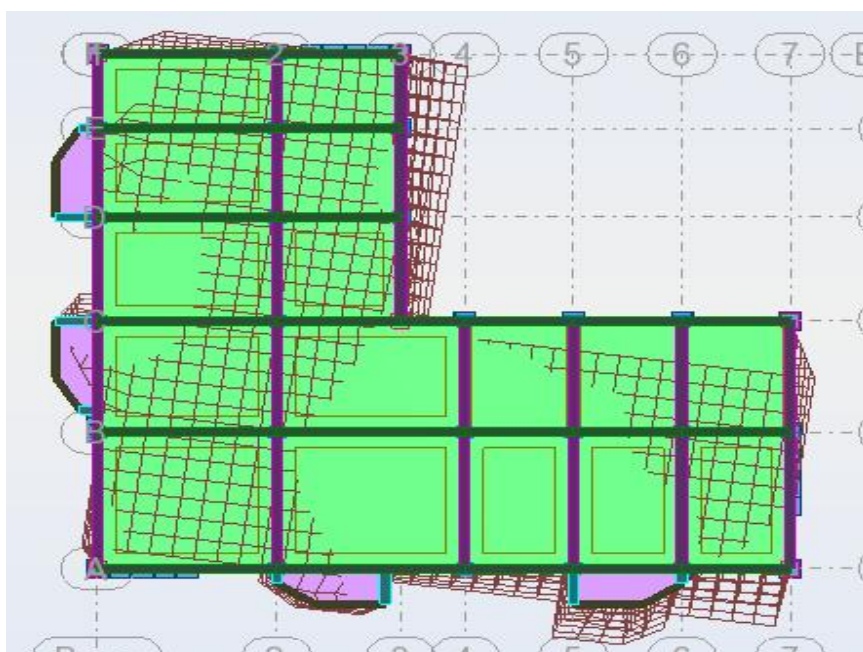
**Tab.IV.2** : Les résultats finals**Interprétation :**

- ✓ 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 Y avec 70,47 % de participation de masse modale.
- ✓ Le 2eme mode est un mode translation selon l'axe X avec 60,51% de participation de masse modale.
- ✓ Le 3eme mode est mode torsion pure.

**Fig.IV.4** : Premier mode de vibration. vue en plan (T1= 0,47 s )



**Fig.IV.5 :** Deuxième mode de vibration. vue en plan. ( $T_1= 0,43s$ )



**Fig.IV.6 :** Troisième mode de vibration. vue en plan. ( $T_1= 0,36s$ )

## **IV.5 : Calcule 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  $V_t < 0,80 V$ , 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 <sub>a</sub>	II <sub>b</sub>	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.3 : Coefficients d'accélération de zone A**

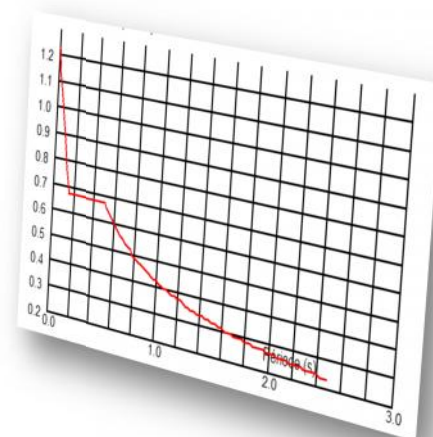
Dans notre cas on a un groupe d'usage 2 en zone II donc :

$$A = 0,15$$

**D** : facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie du site, du facteur de coefficient d'amortissement ( $\eta$ ) 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



Site	S <sub>1</sub>	S <sub>2</sub>	S <sub>3</sub>	S <sub>4</sub>
T <sub>1</sub>	0,15	0,15	0,15	0,15
T <sub>2</sub>	0,30	0,40	0,50	0,70

**Tab.IV.4** : Valeurs du période caractéristique associée a la catégorie du site

**T<sub>1</sub>(S<sub>1</sub>) = 0,15 sec**

**T<sub>2</sub>(S<sub>1</sub>) = 0,30 sec**

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

$$y = \sqrt{\frac{7}{(2 + \zeta)}} \geq 0,7$$

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

$\zeta$  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.5** : Valeurs du coefficient d'amortissement suivant le système structurel

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

D'où  $\gamma = 0,882 > 0,7$

#### **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 :**

$H_N = 18.36$  m et  $d = 19.76$  m

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

$$T = 0.05 * 18.36^{3/4} = 0.44$$

$$T = \frac{0.09 * 18.36}{\sqrt{19.76}} = 0.37$$

Alors :  $T = \min (0,0.44 \text{ s}, 0.37\text{s})$

Donc :  **$T = 0.37\text{s}$**

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

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

Donc :  **$D_x = 1.91$**

**IV.6.2 : Pour le sens transversal :**

$$H_N = 18.36\text{m et } d = 17.35\text{m}$$

$$T = \frac{0.09 * 18.36}{\sqrt{17.35}} = 0.39$$

$$T = \min (0,44\text{s} ; 0,39\text{s})$$

$$\text{Donc } T = 0,39\text{s}$$

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

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

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

$$D_y = 1.85$$

**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 + dP<sub>a</sub>**

➤ 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.6 : 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  $W_i = W_{Gi} + W_{Qi}$

**$W_{Gi}$**  : poids dû aux charges permanentes

**$W_{Qi}$**  : la charge d'exploitation

$\gamma$  : coefficient de pondération donné par le tableau 4.5 (RPA)

Pour un bâtiment d'habitation  $\gamma = 0.20$

Nom	Masse [T]
RDC	318,77
Etage 1	306,085
Etage 2	306,085
Etage 3	306,085
Etage 4	306,085
Etage 5	301,494
La Somme	<b>1844,613</b>

**Tab.IV.7** : valeur du masse

$W(t) = 18446.13 \text{ KN}$

L'effort tranchant à la base donné par la méthode statique équivalente vaut alors :

Effort tranchant a la base dans le sens x :  $V_x(\text{stat}) = A.D.Q.W/R = 1215.50 \text{ KN}$

Effort tranchant a la base dans le sens y :  $V_y(\text{stat}) = A.D.Q.W/R = 1177.32 \text{ KN}$

sens	A	D	R	Q	W(KN)	$V_{\text{stat}}$	$0,8 V_{\text{stat}}$
longitudinal	0,15	1.91	5	1,15	18446.13	1215.50	972.40
transversal	0,15	1.85	5	1,15	18446.13	1177.32	941.85

**Tab.IV.8** : L'effort tranchant à la base donnée par la méthode statique équivalente

<b>Sens longitudinal</b>	VX =1015.82 KN
<b>Sens transversal</b>	VY =995.53 KN

**Tab.IV.9 :** L'effort tranchant à la base donnée par la méthode dynamique spectrale

**Vérification :**

$$V_{dy} / V_{st} = 0.80$$

**a) Sens longitudinal : xx**

$$1015.82 / 1215.50 = 0.83 < 0.80$$

**b) sens transversal :YY**

$$995.53 / 1177.32 = 0.84 < 0.80$$

	$V_d(t)$	$V_{st} (KN)$	$80\% V_{st}$	$0.8V_{st} < V_d$
Sens- X	1015.82	1215.50	972.40	Vérifie
Sens-Y	995.53	1177.32	941.85	Vérifie

**Tab.IV.10 :** vérification d'effort 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 :

$$X_{cj} = \frac{I_{jy} X_j}{I_{jy}}$$

$$Y_{cj} = \frac{I_{jx} Y_j}{I_{jx}}$$

$I_{yi}$ : 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	
	$W_{étage}$ (T)	$X_G$ (m)	$Y_G$ (m)	$X_{CR}$	$Y_{CR}$	$e_x$	$e_y$
RDC	318,77	8,21	7,22	10,77	8,41	2,56	1,19
1	306,085	8,21	7,22	10,77	8,41	2,56	1,19
2	306,085	8,21	7,22	10,77	8,53	2,56	1,31
3	306,085	8,21	7,22	10,77	8,41	2,56	1,19
4	306,085	8,21	7,22	10,77	8,41	2,56	1,19
5	301,494	8,21	7,21	10,77	8,53	2,56	1,32
<b>Somme</b>	<b>1844,613</b>						

**Tab.IV.11 : 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	19.76	17.35	0.98	0.86
1	19.76	17.35	0.98	0.86
2	19.76	17.35	0.98	0.86
3	19.76	17.35	0.98	0.86
4	19.76	17.35	0.98	0.86
5	19.76	17.35	0.98	0.86

**Tab.IV.12 : 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 :

▪ **Sens longitudinal :**

Etage	Fx (kN)	Fy (kN)	Fx sur les poteaux	Fx sur les voiles	Fy sur les poteaux	Fy sur les voiles
RDC	1015,82	148,27	339,04	676,78	46,50	101,77
1	957,37	137,61	321,58	635,78	52,97	84,64
2	859,50	124,96	352,21	507,29	60,95	64,01
3	726,75	106,11	338,84	387,91	59,25	46,87
4	552,36	81,71	289,95	262,41	51,16	30,55
5	329,48	52,53	293,50	35,98	47,58	4,95

**Tab.IV.13 :** les forces sismiques (sens X-X)

**IV.6.3.1.1 : 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.

$$\frac{F_{xpoteau}}{F_{xtotal}} = \frac{339,04}{1015,82} = 33,37\% \geq 25\% \dots\dots\dots \text{vérifie}$$

$$\frac{F_{ypoteau}}{F_{yttotal}} = \frac{46,50}{148,27} = 31,36\% \geq 25\% \dots\dots\dots \text{vérifie}$$

▪ **Sens transversal :**

Etage	Fx (kN)	Fy (kN)	Fx sur les poteaux	Fx sur les voiles	Fy sur les poteaux	Fy sur les voiles
RDC	148,27	995,53	43,33	104,94	340,58	654,94
1	137,81	937,35	39,52	98,29	396,51	540,84
2	125,37	844,16	42,79	82,58	428,77	415,39
3	106,44	710,56	42,13	64,30	400,46	310,09
4	81,32	536,97	37,49	43,84	333,72	203,25
5	50,47	313,11	40,32	10,15	301,93	11,18

**Tab.IV.14 :** les forces sismiques (sens Y-Y)

**IV.6.3.1.1 : 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.

$$\frac{F_{x\text{poteau}}}{F_{x\text{total}}} = \frac{43,33}{148,27} = 29,22\% \geq 25\% \dots\dots\dots \text{vèrifie}$$

$$\frac{F_{y\text{poteau}}}{F_{y\text{total}}} = \frac{340,58}{995,53} = 34,21\% \geq 25\% \dots\dots\dots \text{vèrifie}$$

**IV.7 :Vérification les déplacements :**

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

$$u_k = R \cdot u_{ck}$$

$\delta_{ck}$  : Déplacement dû aux forces sismique  $F_i$

R : coefficient de comportement = 5

$\Delta_K$  : le déplacement relatif au niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » est égal à  $\Delta_K = \delta_k - \delta_{k-1}$

- **Sens longitudinal :**

Etage	Max Ux (cm)	Max Uy (cm)	Min Ux (cm)	Min Uy (cm)	drUx (cm)	drUy (cm)
RDC	0,3	0,2	-0,3	-0,0	-0,0	0,1
1	0,8	0,5	-0,9	0,0	0,0	0,1
2	1,3	0,9	-1,6	0,1	0,3	0,1
3	1,9	1,2	-2,3	0,1	0,2	0,1
4	2,4	1,6	-2,9	0,1	0,1	0,1
5	2,9	1,9	-3,4	0,1	0,3	0,1

**Tab.IV.15 :** valeur des déplacement (sens X-X)

- **Sens transversal:**

Etage	Max Ux (cm)	Max Uy (cm)	Min Ux (cm)	Min Uy (cm)	drUx (cm)	drUy (cm)
RDC	0,1	0,3	0,0	-0,4	0,1	-0,1
1	0,4	0,9	0,0	-1,1	0,1	-0,1
2	0,6	1,5	0,0	-2,0	0,1	-0,1
3	0,9	2,1	0,0	-2,8	0,1	-0,1
4	1,1	2,7	0,0	-3,5	0,1	-0,1
5	1,3	3,1	0,0	-4,1	0,1	0,1

**Tab.IV.16:** 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- :**

L'effet du second ordre (ou effet de P- ) peut être négligé lorsque la condition

Suivante est satisfaite à tous les niveaux : **L'article 5.9 du RPA99/version2003**

$$= P_k \quad k / V_k h_k \quad 0, 10$$

Avec :

$P_k$  : poids total de la structure et des charges d'exploitation associée au-dessus de niveau k :

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.

$$V_k = [(V - F_t) \cdot W_i \cdot h_i / \sum (W_j \cdot h_j)]$$

Etage	$V_x$ (T)	$V_y$ (T)	$W_i$ (T)	$h_i$	$W_i \cdot h_i$	$V_{kx}$	$V_{Ky}$
5	121.55	117.73	301,494	3.06	922.57	19.86	19.24
4	121.55	117.73	306,085	3.06	936.62	20.16	19.53
3	121.55	117.73	306,085	3.06	936.62	20.16	19.53
2	121.55	117.73	306,085	3.06	936.62	20.16	19.53
1	121.55	117.73	306,085	3.06	936.62	20.16	19.53
RDC	121.55	117.73	318,77	3.06	975.43	21.00	21.00

**Tab.IV.17** : effort tranchant d'étage au niveau k.

- **Sens longitudinal :**

Niveau	$W_i$ (T)	$p_k$ (T)	$U_k$ (m)	$V_x$	$h_k$ (m)		<b>0.1</b>
5	301,494	301,494	0.003	19.86	3.06	0.014883692	vérifie
4	306,085	607.579	0.001	20.16	3.06	0.009850502	vérifie
3	306,085	913.664	0.002	20.16	3.06	0.029625940	vérifie
2	306,085	1219.749	0.003	20.16	3.06	0.059326313	vérifie
1	306,085	1525.834	0.000	20.16	3.06	0.000000000	vérifie
RDC	318,77	1844.604	0.000	21.00	3.06	0.000000000	vérifie

**Tab.IV.18** : Les effets de second ordre (effet P- ) (XX)

$$= P_k \quad k / V_k h_k \quad 0, 10$$

- **Sens transversal :**

Niveau	$W_i$ (T)	$p_k$ (T)	$U_k$ (m)	$V_y$	$h_k$ (m)		<b>0.1</b>
5	301,494	301,494	0.001	19.24	3.06	0.005121352	vérifie
4	306,085	607.579	0.001	19.53	3.06	0.010166984	vérifie

3	306,085	913.664	0.001	19.53	3.06	0.015288888	vérifie
2	306,085	1219.749	0.001	19.53	3.06	0.020410793	vérifie
1	306,085	1525.834	0.002	19.53	3.06	0.051065394	vérifie
RDC	318,77	1844.604	0.001	21.00	3.06	0.028705322	vérifie

**Tab.IV.19** : Les effets de second ordre (effet P- ) (Y-Y)

- **Remarque :**

Puisque tous les coefficients  $k$  sont inférieurs à 0.10, donc l'effet P- peut être négligé pour les deux sens.

#### **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.

$$M_r = F_i \times h_i$$

$M_s$  : moment stabilisateur provoqué par les charges verticales.

$$M_s = W \times L/2$$

$W$  : le poids total de la structure

- **Sens longitudinal :**

$$M_s = 18446.13 \times 19.76 / 2 = 182247.7644 \text{ KN.m}$$

Niveau	T (KN)	$F_i$ (KN)	$h_i$ (m)	$F_i \times h_i$ (KN.m)
1	1015,82	58.45	3.06	178.85

<b>2</b>	957,37	97.87	6.12	<b>598.96</b>
<b>3</b>	859,50	132.75	9.18	<b>1218.64</b>
<b>4</b>	726,75	174.39	12.24	<b>2134.53</b>
<b>5</b>	552,36	222.88	15.30	<b>3410.06</b>
<b>6</b>	329,48	329.48	18.36	<b>6049.25</b>
<b>MRx</b>				<b>13590.29</b>

**Tab.VI.20 : Le renversement (xx)**

✓ **Vérification :**

$$\frac{M_s}{M_{Rx}} = \frac{182247.76}{13590.29} = 13.41: 1.5.....\text{vérifie}$$

• **Sens transversal :**

$$M_s = 18446.13 \times 17.35 / 2 = 160020.1778 \text{ KN.m}$$

<b>Niveau</b>	<b>T (KN)</b>	<b>F<sub>i</sub>(KN)</b>	<b>h<sub>i</sub> (m)</b>	<b>F<sub>i</sub>×h<sub>i</sub> (KN.m)</b>
<b>1</b>	995,53	58.18	3.06	<b>178.03</b>
<b>2</b>	937,35	93.19	6.12	<b>570.32</b>
<b>3</b>	844,16	133.60	9.18	<b>1226.44</b>
<b>4</b>	710,56	173.59	12.24	<b>2124.74</b>
<b>5</b>	536,97	223.86	15.30	<b>3425.05</b>
<b>6</b>	313,11	313.11	18.36	<b>5748.69</b>
<b>MRy</b>				<b>13273.27</b>

**Fig.IV.21: Le renversement (Y-Y)**

- **Vérification:**

$$\frac{M_s}{M_{Rx}} = \frac{160020.17}{13273.27} = 12.05: 1.5\text{.....vèrifie}$$

**IV.9 : Conclusion :**

La stabilité au renversement est alors vérifiée pour les deux sens.

### **V.1: Introduction :**

Notre structure est un ensemble tridimensionnel des poteaux, poutres et voiles, liés rigidement et capables de reprendre la totalité des forces verticales et horizontales (ossature auto stable).

Pour pouvoir ferrailer les éléments de la structure, on a utilisé l'outil informatique à travers le logiciel d'analyse des structures (**Auto desk Robot Structural Analysis Professional 2014**), qui permet la détermination des différents efforts internes de chaque section des éléments pour les différentes combinaisons de calcul.

### **V.2 : Etude de ferrailage des poutres :**

La section des armatures calculée doit satisfaire les conditions suivantes :

- **BAEL91** : 1/ Condition de non fragilité :  $A_{\min} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_c}$  (A.4.2)

$$2/ \text{ Le pourcentage minimal d'armature : } A_{\min}^{BAEL} = 0.001 \times h \times b \quad (\text{B.6.4})$$

- **RPA 99 / V 2003**: 1/ Pourcentage total minimum :  $A_{\min}^{RPa} = 0.005 \times h \times b$

2/ Pourcentage total maximum :

Ñ 4 % en zone courante.

Ñ 6 % en zone de recouvrement.

#### **V.2.1 : Les poutres principales**

##### **V.2.1.1 : Étapes De Calcul Des Armatures Longitudinales :**

- **ELU**:

$$\tilde{\mu} = \frac{M}{\bar{f}_b \cdot b \cdot d^2}$$

$$\bar{f}_b = 14.2 \text{ MPa} \quad , \quad b = 30 \text{ cm} \quad , \quad h = 45 \text{ cm} \quad , \quad d = 42 \text{ cm}$$

$$\mu < \mu_l = 0,392 \quad A' = 0, \quad r = 1.25 \left[ 1 - \sqrt{1 - 2\tilde{\mu}} \right], \quad s = 1 - 0.4r$$

$$A_1 = \frac{M_{\max}}{\bar{f}_s \cdot s \cdot d}, \quad \bar{f}_s = 348 \text{ MPa}$$

- **ELS** :

- La fissuration est peu nuisible, donc il n'y a aucune vérification concernant  $s$ .

- 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

$$\text{vérifier : } \bar{r} = \frac{x-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}, \quad \bar{r} = \frac{M_u}{M_{ser}}$$

• **Condition de non fragilité :**

$$A^{BAEL} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \quad A^{BAEL} = 0.23 \times 30 \times 42 \times (2,1/400) \quad A^{BAEL} = 1.52$$

• **Le pourcentage minimal d'armature :**

$$A_{\min}^{BAEL} = 0.001 \times h \times b = 0.001 \times 45 \times 30 \Rightarrow A_{\min}^{BAEL} = 1.35 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min}^{RPa} = 0.005 \times h \times b = 0.005 \times 45 \times 30 \Rightarrow A_{\min}^{RPa} = 6.75 \text{ cm}^2$$

$$A_{\max}^{RPA} = \begin{cases} 4\% \cdot b \cdot h & \text{en zone courante} \\ 4\% \cdot b \cdot h & \text{en zone de recouvrement} \end{cases}$$

$$A = \max (A_{cal}, A_{BAEL}, A_{\min}^{BAEL}, A_{\min}^{RPa})$$

Section (cm <sup>2</sup> )	ELU		ELS		ELA	
	Mt <sub>max</sub> (KN.m)	Ma <sub>max</sub> (KN.m)	Mt <sub>max</sub> (KN.m)	Ma <sub>max</sub> (KN.m)	Mt <sub>max</sub> (KN.m)	Ma <sub>max</sub> (KN.m)
30x45	74.08	113.05	54.05	82.34	63.08	98.49

**Tab. V.1 : les moments des poutres principales**

**V.2.1.2 : En Travée :**

• **E.L.U :**

Niveau	M <sub>u</sub> (KN.m)	μ	μ	μ	μ	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )
RDC+5 Etage	74.08	0.0985	0,392	0.129	0.948	5.34

• **E.L.A :**

Niveau	M <sub>acc</sub> (KN.m)	μ	μ	μ	μ	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )
RDC+5 Etage	63.08	0.0839	0,392	0.109	0.956	5.14

• **E.L.S :**

Niveau		M <sub>u</sub> (KN.m)	M <sub>ser</sub> (N.m)		$\bar{r}$	condition
RDC+5 Etage	0.129	74.08	54.05	1.370	0.435	V

• **Tableau récapitulatif :**

Niveau	$A_{cal}(cm^2)$	$A_{min}^{BAEL}(cm^2)$	$A_{min}^{RPA}(cm^2)$	$A^{BAEL}(cm^2)$	$A_{st}(cm^2)$
RDC+5 Etage	5.34	1.35	6.75	1.52	6.75

**Finalemment :**

$$A_{st} = \max (A_{cal} , A_{BAEL} , A_{min}^{BAEL} , A_{min}^{RPA} )$$

$$A_{st} = \max (5.34 , 1.52 , 6.75 , 1.52)$$

$$A_{st} = 6.75 \text{ cm}^2$$

On adopte en travée : **3T14+3T12** de section : **8.01cm<sup>2</sup>**

**V.2.1.3 : Sur Appuis :**

Ñ **E.L.U**

Niveau	$M_u$ (KN.m)	$\mu$	$\mu$			$A_{cal}(cm^2)$
RDC+5 Etage	113.05	0.150	0,392	0.204	0.918	8.42

Ñ **E.L.A:**

Niveau	$M_{acc}$ (KN.m)	$\mu$	$\mu$			$A_{cal}(cm^2)$
RDC+5 Etage	98.49	0.131	0,392	0.176	0.929	7.25

Ñ **E.L.S :**

Niveau		$M_u$ (KN.m)	$M_{ser}$ (KN.m)		$\bar{r}$	condition
RDC+5 Etage	0,204	113.05	82.34	1.372	0,425	V

**Tableau récapitulatif :**

Niveau	$A_{cal}(cm^2)$	$A^{BAEL}(cm^2)$	$A_{min}^{BAEL}(cm^2)$	$A_{min}^{RPA}(cm^2)$	$A_{st}(cm^2)$
RDC+5 etages	8.42	1.63	1.35	6.75	8.42

**Finalement :**

$$A_{st} = \max (A_{cal} , A_{BAEL} , A_{\min}^{BAEL} , A_{\min}^{RPa} )$$

$$A_{st} = \max (8.42 , 1.52 , 1.35, 6.75 )$$

$$A_{st} = 8.42 \text{ cm}^2$$

On adopte en appuis : **3T12+3T16** de section : **9.42cm<sup>2</sup>**

**V.2.1.4: État Limite De Déformation : BAEL91 (B.6.5.1)**

On peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de calculer la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées, et on fera le calcul sur la travée la plus chargée. g

$$1) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0.45}{5.36} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0.0839 \geq 0.0625 \dots\dots cv$$

$$2) \frac{A}{b.d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow 0.00635 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \dots\dots cv$$

$$3) \frac{h}{L} \geq 0,1 \times \frac{M_t}{M_0} \Rightarrow 0.0839 \geq 0.0517 \dots\dots cv$$

(Avec :  $M_t^{ser} = 54.05 \text{ KN.m}$  ,  $M_0 = \frac{P.l^2}{8} \Rightarrow P = 29.08 \text{ KN/m}$  )  $M_0 = 104.43 \text{ KN/ m}$

**V.2.1.5 : Ancrage des armatures tendues:**

$$\dagger_{su} = 0,6 \Psi_s^2 f_{t28}$$

Avec:  $\Psi_s$  : coeff de scellement des barres

$$\Psi_s = 1,5 \text{ pour HA}$$

$$\dagger_{su} = 0,6 * 1,5^2 * 2,1 = 2,84 \text{ MPa}$$

**V.2.1.5.1 : Longueur de scellement droite (L<sub>s</sub>):**

$$L_s = \frac{\Phi * f_e}{4 \dagger_{su}} = \frac{1.6 * 400}{4 * 2.84} = 57.14$$

$$L_s = 57.14 \geq L_a$$

$L_a$  largeur du poteau, on adopte donc un ancrage courbe soit par exemple un crochet à 45°

**V.2.1.5.2 : Rayon de courbure minimale (r):**

$$r = 5,5 \text{ pour les HA}$$

$$r = 5,5 * 1.6 = 8.8 \text{ cm}$$

**V.2.1.6 : Vérification De La Contrainte De Cisaillement : BAEL91 (art A.5.1)**

$$V_u = 112,25 \text{ KN}$$

$$f_u = \min \left\{ 0,2 \times \frac{F_{c28}}{x_b}, 5Mpa \right\} \Rightarrow f_u = 3,33Mpa = 3330KN / m^2$$

$$f_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq f_u$$

$$f_u = \frac{112.25}{0.30 \times 0.42} \Rightarrow f_u = 890.87KN / m^2$$

$$f_u = 890.87KN / m^2 \leq f_u = 3330KN / m^2 \dots\dots cv$$

### **V.2.1.6.1: Influence De L'effort Tranchant Au Voisinage Des Appuis (BAEL 91 Art 521)**

$$V_u \leq 0,267.a.b.f_{c28}$$

$$a = 0,9 \times d = 0,9 \times 42 = 37.8 \text{ cm}$$

$$112.25KN \leq 0,267 \times 37.8 \times 30 \times 25 = 7569.45KN \dots\dots CV$$

### **V.2.1.6.2 : 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 :

$$\frac{A_s \cdot f_e}{x_s} \geq \left[ V_u + \frac{M_u}{0.9d} \right]$$

$$V_u = 112.25KN \quad , \quad M_u^a = 113.05KN$$

$$\frac{9.42 \times 400}{1.15} \geq \left[ 112.25 + \frac{113.05}{37.8} \right]$$

$$3276.52 \geq 115.24 \dots\dots CV$$

### **V.2.1.7 : Les Armatures Transversales :**

- **Le diamètre :** BAEL91 (art A.7.2,2)

$$\phi_t \geq \min (h / 35, \phi_L, b / 10)$$

$$\phi_t \geq \min (450 / 35, 14, 300 / 10) = \min(12.85, 14, 30)$$

$$\phi_t \geq 12.85mm$$

Donc on prend  $\phi_t = 8mm$

- **Espacement :**

\* D'après BAEL 91 (art A.5.1, 22):  $S_t = \min(0,9 d ; 40 \text{ cm}) = 37.8 \text{ cm}$

\* D'après RPA 99 (art 7.5.2, 2) :

$$S_t = \min(h / 4, 12w_\ell^{\min}, 30 \text{ cm}) = \min(45 / 4, 12 \times 1.4, 30)$$

$$S_t = 11.25 \text{ cm}$$

on prend  $S_t = 10 \text{ cm}$  dans la Zone nodale.

$$S_t \leq h / 2 \quad S_t = 22.5$$

on prend  $S_t = 20 \text{ cm}$  Dans la Zone courante.

On prend:  $S_t \leq \min(S_{t \text{ BAEL}}, S_{t \text{ RPA}})$

- Dans la Zone nodale :  $S_t = 10 \text{ cm}$

- Dans la Zone courante :  $S_t = 20 \text{ cm}$

- **La section de ferrailage transversal:**

\* D'après BAEL 91 (art A.5.1, 22):  $A_t \geq 0,4.b.\frac{S_t}{f_e}$

$$A_t \geq 0.4 \times 30 \times \frac{20}{400} \Rightarrow A_t \geq 0.6 \text{ cm}^2$$

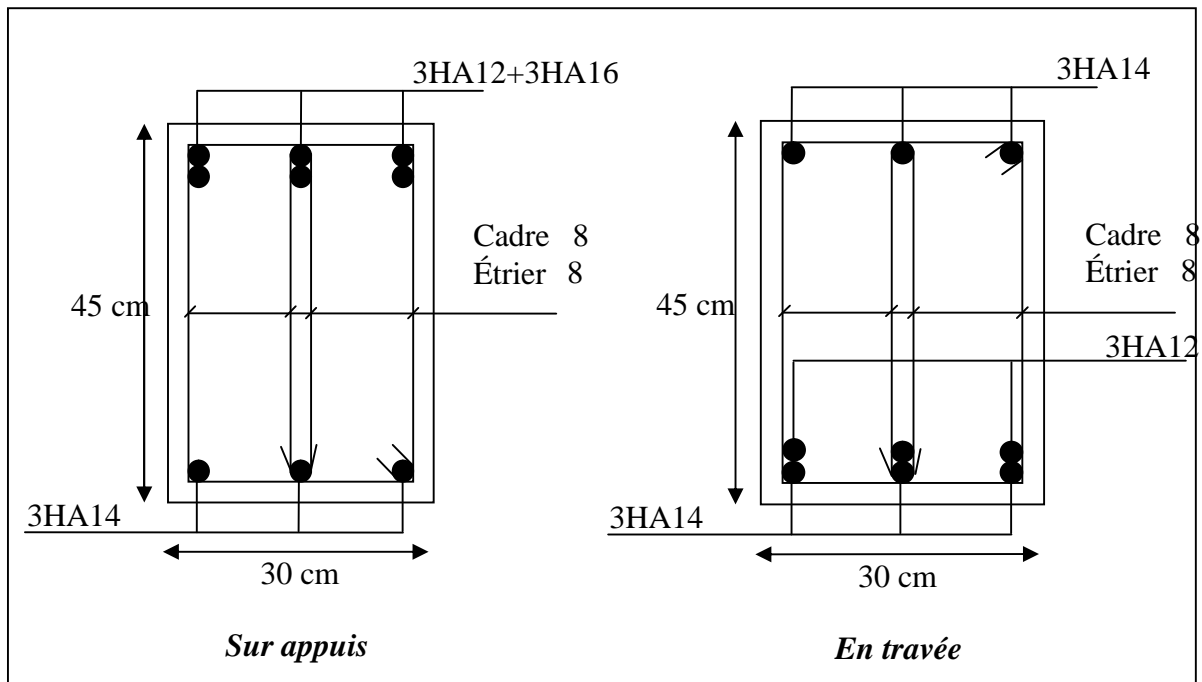
\* D'après RP A 99 :  $A_t = 0.003 \times S_t \times b = 0,003 \times 20 \times 30 = 1,8 \text{ cm}^2$

$$A_t \geq \max(A_t^{\text{BAEL}}; A_t^{\text{RPA}}) = A_t^{\text{RPA}}$$

$$A_t \geq \max(0.6, 1.8)$$

$$A_t = 1.8 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_t = 4\phi 8 = 2,01 \text{ cm}^2$$



**Fig.V.1: Ferraillage des poutres principales**

**V.2.2 : les poutres secondaires :**

**V.2.2.1 : Les Armatures Longitudinales :**

$b = 30 \text{ cm}$ ,  $h = 40 \text{ cm}$  ,  $d = 37 \text{ cm}$ ,  $C=3\text{cm}$ .

Section (cm <sup>2</sup> )	ELU		ELS		ELA	
	M <sub>t</sub> (KN.m)	M <sub>a</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)	M <sub>a</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)	M <sub>a</sub> (KN.m)
30x40	34.09	46.75	24.81	34.28	86.23	91.61

**Tab.V.2: les moments des poutres secondaires**

**V.2.2.2 : En Travée :**

• **E.L.U :**

Niveau	M <sub>u</sub> (KN.m)	μ	μ			A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )
RDC+5 etage	34.09	0.0584	0,392	0.0752	0.969	2.73

ñ **E.L.A :**

Niveau	M <sub>acc</sub> (KN.m)	μ	μ			A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )
RDC+5 etage	86.23	0.147	0,392	0.199	0.920	7.27

- **E.L.S :**

Niveau		$M_u$ (N.m)	$M_{ser}$ (N.m)		$\bar{r}$	condition
RDC5+ étage	0.0752	34.09	24.81	1.37	0.435	V

- **Tableau récapitulatif :**

Niveau	$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}^{BAEL}$ (cm <sup>2</sup> )	$A^{BAEL}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}^{RPA}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{st}$ (cm <sup>2</sup> )
RDC+5 étage	7.27	1.2	1.34	6	7.27

- **Finalement :**

$$A_{st} = \max (A_{cal} , A_{BAEL} , A_{min}^{BAEL} , A_{min}^{RPa} )$$

$$A_{st} = \max (7.27 , 1.34 , 1.2 , 6 )$$

$$A_{st} = 7.27 \text{ cm}^2$$

On adopte en travée : **3T14+3T12** de section : **8.01cm<sup>2</sup>**

### **V.2.2.3 : Sur Appuis :**

- **ELU :**

Niveau	M (N.m)	$\mu$	$\mu$			$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> )
RDC+5étage	46.75	0.0801	0,392	0.104	0.958	3.78

- **E.L.A :**

Niveau	$M_{acc}$ (KN.m)	$\mu$	$\mu$			$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> )
RDC+5 étage	91.61	0.157	0,392	0.214	0.914	7.78

- **E.L.S :**

Niveau		$M_u$ (N.m)	$M_{ser}$ (N.m)		$\bar{r}$	condition
RDC5+ étage	0.104	46.75	34.28	1.36	0.430	V

• **Tableau récapitulatif :**

Niveau	$A_{cal}(\text{cm}^2)$	$A_{\min}^{BAEL}(\text{cm}^2)$	$A^{BAEL}(\text{cm}^2)$	$A_{\min}^{RPA}(\text{cm}^2)$	$A_{st}(\text{cm}^2)$
RDC+5 étage	7.78	1.2	1.34	6	7.78

• **Finalemment:**

$$A_{st} = \max (A_{cal} , A_{BAEL} , A_{\min}^{BAEL} , A_{\min}^{RPA} )$$

$$A_{st} = \max (7.78 , 1.34 , 1.2 , 6)$$

$$A_{st} = 7.78 \text{ cm}^2$$

On adopte en appuis : **3T12+3T14** de section : **8.01cm<sup>2</sup>**

**V.2.2.4 : État Limite De Déformation : BAEL91 (B.6.5.1)**

$$1) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0.40}{4.60} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0.0869 \geq 0.0625 \dots\dots cv$$

$$2) \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10.M_o} \Rightarrow 0.0869 \geq 0.0732 \dots\dots cv$$

$$(Avec : M_t^{ser} = 24.81 \text{ KN.m} , M_o = \frac{P.l^2}{8} \Rightarrow P = 12.80 \text{ KN/m} ) M_o = 33.85 \text{ KN/ m}$$

$$3) \frac{A}{b.d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{8.01}{30 \times 37} \leq \frac{4.2}{400} \Rightarrow 0.0072 \leq 0.0105 \dots\dots CV$$

**V.2.2.5 : Ancrage des armatures tendues:**

$$\ddagger_{su} = 0,6\Psi_s^2 f_{t28}$$

Avec:  $\Psi_s$ : coeff de scellement des barres

$$\Psi_s = 1,5 \text{ pour HA}$$

$$\ddagger_{su} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,84 \text{ Mpa}$$

**V.2.2.5.1 : Longueur de scellement droite (L<sub>s</sub>):**

$$L_s = \frac{\Phi x f_e}{4 \ddagger_{su}} = \frac{1.4 \times 400}{4 \times 2.84} = 50$$

$$L_s = 50 \geq La$$

$L_a$  largeur du poteau, on adopte donc un ancrage courbe soit par exemple un crochet a 45°

**V.2.2.5.2 : Rayon de courbure minimale (r):**

$r = 5,5$  pour les HA

$r = 5,5 \times 1,4 = 7,7$  cm

**V.2.2.6 : Vérification De La Contrainte De Cisaillement : BAEL91 (art A.5.1)**

$V_u = 54,98$ KN

$$\bar{f}_u = \min \left\{ 0,2 \times \frac{F_{c28}}{\alpha_b}, 5 \text{Mpa} \right\} \Rightarrow \bar{f}_u = 3,33 \text{Mpa} = 3330 \text{KN} / \text{m}^2$$

$$\cdot \dagger_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{f}_u$$

$$\dagger_u = \frac{54,98}{0,30 \times 0,37} \Rightarrow \dagger_u = 495,31 \text{KN} / \text{m}^2$$

$$\dagger_u = 495,31 \text{KN} / \text{m}^2 \leq \bar{f}_u = 3330 \text{KN} / \text{m}^2 \quad \dots\dots \text{CV}$$

**V.2.2.6.1 : Influence De L'effort Tranchant Au Voisinage Des Appuis :**

$$V_u \leq 0,267 \cdot a \cdot b \cdot f_{c28}$$

$$a = 0,9 \times d = 0,9 \times 37 = 33,3 \text{ cm}$$

$$54,98 \text{KN} \leq 0,267 \times 33,3 \times 30 \times 25 = 6668,32 \text{KN} \dots\dots \text{CV}$$

**V.2.2.6.2 : Influence De L'effort Tranchant Sur Les Armatures Longitudinales :**

$$\frac{A_s \cdot f_e}{\alpha_s} \geq \left[ V_u + \frac{M_u}{0,9d} \right]$$

$$V_u = 54,98 \text{KN} \quad , \quad M_u^a = 46,75 \text{KN}$$

$$\frac{8,01 \times 400}{1,15} \geq \left[ 54,98 + \frac{46,75}{33,3} \right]$$

$$2786,08 \geq 56,38 \dots\dots \text{CV}$$

**V.2.2.7 : Les Armatures Transversales :**

- **Le diamètre :** BAEL91 (art A.7.2,2)

$$\phi_t \geq \min (h / 35, \phi_L, b / 10)$$

$$\phi_t \geq \min (400 / 35, 14, 300 / 10) = \min(11,42, 14, 30)$$

$$\phi_t \geq 11,42 \text{mm}$$

Donc on prend  $w_t = 8 \text{mm}$

- **Espacement :**

\* D'après BAEL 91 (art A.5.1, 22):  $S_t \geq \min(0,9 d ; 40 \text{ cm}) = 33.3 \text{ cm}$

\* D'après RPA 99 (art 7.5.2, 2) :

$$S_t \geq \min(h / 4, 12w_\ell^{\min}, 30 \text{ cm}) \quad (40 / 4, 12 \times 1.4, 30) = 10$$

$$S_t \geq 10 \text{ cm}$$

on prend  $S_t = 10 \text{ cm}$  dans la Zone nodale.

$$S_t \leq h / 2 \quad S_t \geq 20$$

on prend  $S_t = 20 \text{ cm}$  Dans la Zone courante.

On prend:  $S_t \leq \min(S_{t \text{ BAEL}}, S_{t \text{ RPA}})$

- Dans la Zone nodale :  $S_t = 10 \text{ cm}$

- Dans la Zone courante :  $S_t = 20 \text{ cm}$

- **La section de ferrailage transversal:**

\* D'après BAEL 91 (art A.5.1, 22):  $A_t \geq 0,4.b.\frac{S_t}{f_e}$

$$A_t \geq 0,4 \times 30 \times \frac{20}{400} \Rightarrow A_t \geq 0,6 \text{ cm}^2$$

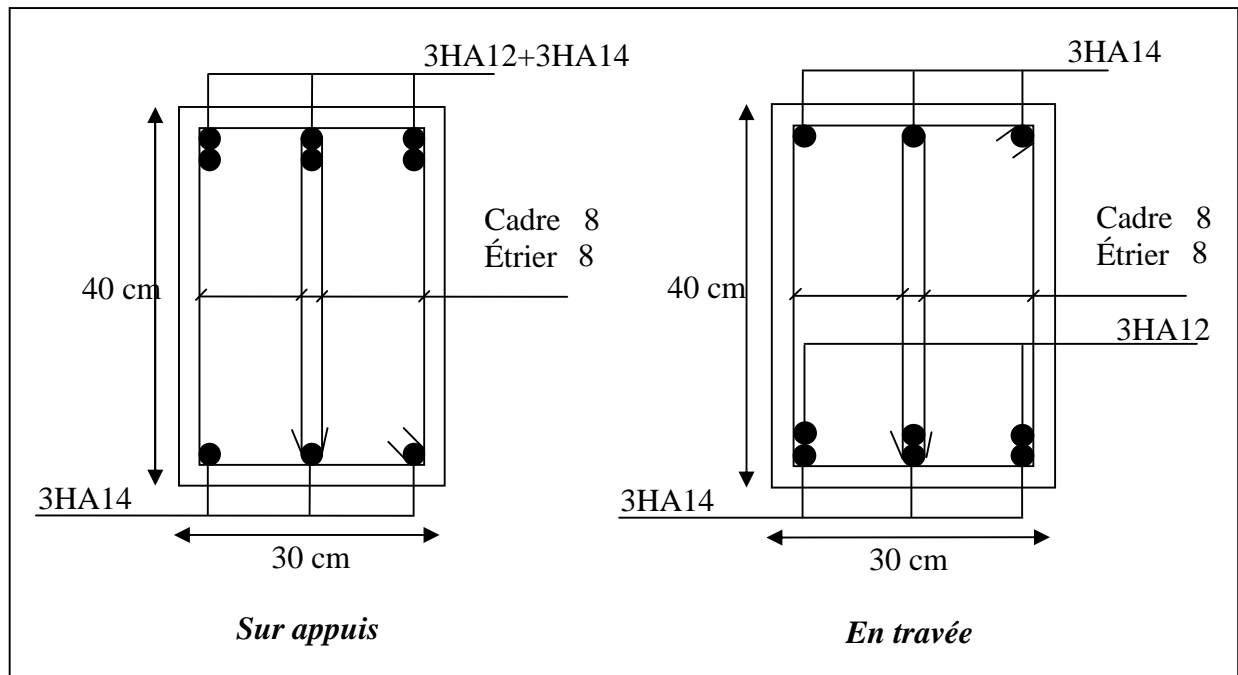
\* D'après RPA 99 :  $A_t \geq 0,003 \times S_t \times b = 0,003 \times 20 \times 30 = 1,8 \text{ cm}^2$

$$A_t \geq \max(A_t^{\text{BAEL}}; A_t^{\text{RPA}}) = A_t^{\text{RPA}}$$

$$A_t \geq \max(0,6, 1,8)$$

$$A_t = 1,8 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_t = 4w8 = 2,01 \text{ cm}^2$$



**Fig.V.2 :** Ferrailage des poutres secondaires

### **V.3: Etude de ferrailage des poteaux :**

#### **V.3.1 : Combinaison de calcul :**

Les combinaisons d'actions sismiques et les actions dues aux charges verticales sont données

D'après le RPA 99 et BAEL 91 comme suit :

✓ **D'après le RPA99 :ver 2003**

$$G + Q \pm E \dots\dots\dots (5.1)$$

$$0.8 G \pm E \dots\dots\dots (5.2)$$

✓ **D'après le BAEL 91 :**

$$1.35 G + 1.5 Q$$

La section d'acier sera calculée pour différentes combinaisons d'efforts internes

- $N_{\max} : M_{\text{correspondant}}$
- $N_{\min} : M_{\text{correspondant}}$
- $M_{\max} : N_{\text{correspondant}}$

	ELU		G+Q ± E <sub>x</sub>		G+Q ± E <sub>x</sub>		ELS	
	N <sub>MAX</sub> (KN)	M <sub>COR</sub> (KN.M)	M <sub>MAX</sub> (KN.M)	N <sub>COR</sub> (KN)	N <sub>MIN</sub> (KN)	M <sub>COR</sub> (KN.M)	N <sub>MAX</sub> (KN)	M <sub>COR</sub> (KN.M)
<b>POT</b> <b>(40X45)</b>	1389.38	8.62	93.98	139.13	251.47	22.27	1012.08	6.22
<b>POT</b> <b>(50x50)</b>	671.04	19.83	67.12	641.17	340.48	31.11	493.23	14.53

**Tab.V.3 : Combinaison de calcul**

➤ **Caractéristiques mécaniques des matériaux :**

Situation	Béton			Acier (TYPE FeE400)		
	$\gamma_b$	$F_{c28}$ (Mpa)	$f_b$ (MPa)	$\gamma_s$	Fe (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)
Durable	1,5	25	14,2	1,15	400	348
Accidentelle	1,15	25	18.5	1	400	400

**Tab .V.4 : Caractéristiques mécaniques des matériaux**

**V.3.2 : Etat limite ultime de résistance : 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.

**e<sub>1</sub>** : excentricité (dite du premier ordre) de la résultante des contraintes normales ;

y compris l'excentricité additionnelle.  $e_1 = \frac{M}{N} + e_a$

**e<sub>a</sub>** : excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques des efforts appliqués.

$$e_a = \max(2\text{cm}, L/250)$$

$$e_a = \max(2\text{cm}, 306/250) = \max(2\text{cm}, 1.22) = 2\text{cm} = 0,02\text{ m.}$$

**e<sub>2</sub>** : excentricité due aux effets du second ordre, liés à la déformation de la structure.

$$e_2 = \frac{3 \cdot (l_f)^2}{10^4 \cdot h} \cdot (2 + r \cdot \Phi)$$

: Le rapport du moment du premier ordre, dû aux charges permanentes et quasi-permanentes, au moment total du premier ordre, le coefficient est compris entre 0 et 1.

• **Poteaux (40x45)**

$$r = 10 \times \left( 1 - \frac{M_u}{1,5 \times M_{ser}} \right) = 10 \times \left( 1 - \frac{8.62}{1.5 \times 6.22} \right) \Rightarrow r = 0.760$$

- **Poteaux (50x50)**

$$r = 10 \times \left( 1 - \frac{M_u}{1,5 \times M_{ser}} \right) = 10 \times \left( 1 - \frac{19.83}{1.5 \times 14.53} \right) \Rightarrow r = 0.901$$

: Le rapport de la déformation finale due au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée, ce rapport est généralement pris égale à 2.

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

Niveau	h (m)	e <sub>2</sub> (m)
RDC+5etage Poteau (40x45)	0.45	0.0107
RDC+5etage Poteau (50x50)	0.50	0.0104

### **V.3.3 : Calcul de ferrailage :**

Dans le calcul de ferrailage, on considère le poteau le plus sollicité.

#### **V.3.3.1 : Armatures Longitudinales :**

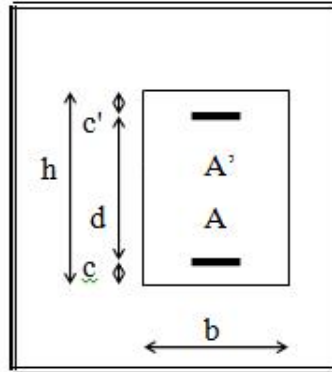
Une section soumise à la flexion composée est dite partiellement comprimée si :

- 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 :

$$\underbrace{N(d - c') - M_1}_{(A)} < \underbrace{\left( 0.337 - 0.81 \frac{c'}{h} \right) b \times h^2 \sigma_b}_{(B)}$$

$$M_1 = N \left( e_i + d - \frac{h}{2} \right)$$

➤ **Calcul Des Armatures A La Flexion Simple :**



**Fig.V.3 :** section des armatures

$$\mu = \frac{M_1}{f_b \times b \times d^2}$$

$$\mu < \mu_L = 0,392 \Rightarrow A'_f = 0 \quad (\text{section simplement armée})$$

$$A_f = \frac{M_1}{s \times d \times f_s}$$

➤ **Calcul Des Armatures A La Flexion Composée :**

$$A' = A'_f \quad (\text{Armatures comprimées})$$

$$A = A_f - \frac{N}{100 \times f_s} \quad (\text{Armatures tendues})$$

Si :  $A = 0$  et  $A' = 0$  : théoriquement, aucune armature n'est nécessaire. Il faut prévoir des armatures minimales.

Si :  $A = 0$  et  $A' > 0$  :

$$0.4y^2 - c'.y + \frac{N(e + c' - d)}{80.f_b.b} = 0$$

$$A' = \frac{N - 80.f_b.b.y}{100.f'_s} \quad ; \quad A = 0$$

➤ **Section Minimale :**

- **RPA99 :**

1/ Pourcentage minimal (zone IIa) : 0,8 % **ART 7.4.2.1**

2/ Pourcentage maximal : 3 % en zone courante.

6 % en zone de recouvrement. **ART 7.4.2.1**

3/ Diamètre minimum : 12 mm.

4/ La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25 cm (zone IIa). **ART 7.4.2.1**

- **BAEL91 : (art A.8.1,2)**

1/ La section des armatures longitudinales est au moins égale :

$$A_{\min}^{BAEL} = (4 \text{ cm}^2 / 1\text{m de longueur de paroi} ; 0.2 \% B)$$

Sans pouvoir dépasser 5 B.

2/ La distance maximale de deux armatures voisines sur une même face est au plus égale à : min (a + 10 cm ; 40 cm)

a : La longueur du petit coté du rectangle.

### **V.3.3.2 : Armatures Transversales :**

- **RPA99 : (ART 7.4.2.2)**

1/ Les armatures transversales des poteaux sont calculées par la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{a \cdot V_u}{h_1 \cdot f_c}$$

$V_u$  : est l'effort tranchant de calcul.

$h_1$  : Hauteur total de la section brute.

$a$  : Coefficient correcte qui tient compte du mode fragile de la rupture par les effort tranchants

$$a = 2.5 \quad \text{Si } g \geq 5.$$

$$a = 3.75 \quad \text{Si } g < 5.$$

t : est l'espacement des armatures transversales

- La zone nodale : t = min (10  $\phi_1$  , 15 cm )

- La zone courante : t = 15  $\phi_1$

$w_\ell$  : Le diamètre minimal des armatures longitudinales.

2/ La quantité des armatures transversales vers soles  $\frac{A_t}{t \cdot b_1}$  en ‰ est donnée comme suit:

$$\text{Si } g \geq 5 \rightarrow 0,3 \text{ ‰}$$

Si  $\lambda_g \leq 5 \rightarrow 0,8 \sqrt{\quad}$

Si  $3 < \lambda_g < 5$  : interpoler entre les valeurs limites précédentes.

$\lambda_g$  : L'élanement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \left( \frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

a et b : dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation.

$l_f$  : longueur de flambement du poteau ( $l_f = 0.7 L$ )

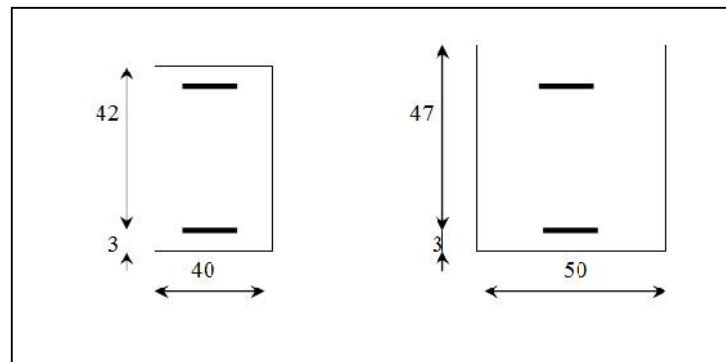
• **BAEL91 : (art A.8.1.3)**

1/ Le diamètre des armatures transversales :  $w_t \geq \frac{w_\ell}{3}$

2/ leur espacement :  $S_t \leq \min(15 \phi ; 40 \text{ cm} ; a + 10 \text{ cm})$

**V.3.4 : Ferrailage du poteau le plus sollicité**

**V.3.4.1 : Armatures Longitudinales :**



**Fig.V.4 : Section des armatures**

**V.3.4.1.1 : La combinaison: (ELU)**

$$(40 \times 45) \begin{cases} N_{\text{MAX}} = 1389.38 \text{ KN} \\ M_{\text{CORR}} = 8.62 \text{ KN.m} \end{cases}, \quad (50 \times 50) \begin{cases} N_{\text{MAX}} = 671.04 \text{ KN} \\ M_{\text{CORR}} = 19.83 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$h = 45 \text{ cm}$  ,  $b = 40 \text{ cm}$  ,  $C = 3 \text{ cm}$  ,  $d = 42 \text{ cm}$  ..... Pot (40X45)

$h = 50 \text{ cm}$  ,  $b = 50 \text{ cm}$  ,  $C = 3 \text{ cm}$  ,  $d = 47 \text{ cm}$  ..... Pot (50X50)

$$L_f/h \leq \max \left( 15, 20 \frac{e_\perp}{h} \right)$$

Niveau	h (cm)	e <sub>1</sub>	L <sub>f</sub> /h	20e <sub>1</sub> /h	Condition
RDC+5 (poteau 40x45)	45	0.0261	4.75	1.16	V
RDC+5 (poteau 50x50)	50	0.0495	4.28	1.98	V

Niveau	N (KN)	M (KN.m)	e= M/N	e <sub>t</sub> (m)	M <sub>1</sub> (KN.m)	(A)	(B)
RDC+5 Pot(40x45)	1389.38	8.62	0.0062	0.0368	322.05	219.80	325.50
RDC+5 Pot(50x50)	671.04	19.83	0.0295	0.0599	187.82	107.43	511.91

A B : Donc la section est partiellement comprimée.

- **Flexion simple:**  $\bar{t}_b = 14,2$  MPa ,  $t_s = 348$  MPa

Niveau	M <sub>1</sub> (N.m)	$\mu$	$\mu$			A <sub>f</sub> (cm <sup>2</sup> )	A' <sub>f</sub> (cm <sup>2</sup> )
RDC+5etage Pot (40X45)	322.05	0.321	0,392	0.502	0.799	27.57	0
RDC+5etage Pot (50X50)	187.82	0.119	0,392	0.158	0.936	12.26	0

- **Flexion composée:**

Niveau	N (KN)	A (cm <sup>2</sup> )	A' (cm <sup>2</sup> )
RDC+5etage Pot(40X45)	1389.38	-12.35	0
RDC+5etage Pot(50X50)	671.04	-7.02	0

#### V.3.4.1 .2 : La combinaison G+Q+E :

$$M_1 = N \left( e + d - \frac{h}{2} \right) , \text{ avec : } e = M / N.$$

Niveau	N (KN)	M (KN.m)	e= M/N	M <sub>1</sub> (KN.m)	(A)	(B)
RDC+5etage Pot(40X45)	139.13	93.98	0.675	121.04	-66.77	424.07
RDC+5etage Pot(50X50)	641.17	67.12	0.104	207.73	74.38	666.92

A B : Donc la section est partiellement comprimée.

- **flexion simple:**  $\overline{f}_b = 18,5 \text{ MPa}$  ,  $f_s = 400 \text{ MPa}$

Niveau	$M_1$ (KN.m)	$\mu$	$\mu$			$A_f$ (cm <sup>2</sup> )	$A'_f$ (cm <sup>2</sup> )
RDC+5etage Pot(40X45)	121.04	0.0927	0,392	0.121	0.951	7.57	0
RDC+5etage Pot(50X50)	207.73	0.101	0,392	0.133	0.946	11.68	0

$$A = A_f - \frac{N}{100 \times f_s} \quad (\text{Armatures tendues})$$

- **flexion composée:**

Niveau	N (KN)	A (cm <sup>2</sup> )	A' (cm <sup>2</sup> )
RDC+5etage Pot(40X45)	139.13	4.09	0
RDC+5etage Pot(50X50)	641.17	-4.51	0

#### V.3.4.1 .3 : La combinaison 0,8G+E :

$$M_1 = N \left( e + d - \frac{h}{2} \right) , \text{ avec : } e = M / N.$$

Niveau	N (KN)	M(KN.m)	e=M/N	$M_1$ (KN.m)	(A)	(B)
RDC+5etage Pot(40X45)	251.47	22.27	0.0885	71.29	75.80	424.07
RDC+5etage Pot(50X50)	340.48	31.11	0.0913	105.99	118.70	666.92

A B : Donc la section est partiellement comprimée.

- **flexion simple :**

Niveau	$M_1$ (KN.m)	$\mu$	$\mu$			$A_f$ (cm <sup>2</sup> )	$A'_f$ (cm <sup>2</sup> )
RDC+5etage Pot(40X45)	71.29	0.0546	0,392	0.0702	0.971	4.37	0
RDC+5etage Pot(50X50)	105.99	0.0518	0,392	0.0665	0.973	5.79	0

$$A = A_f - \frac{N}{100 \times \bar{f}_s} \quad (\text{Armatures tendues})$$

- **flexion composée:**

Niveau	N (KN)	A (cm <sup>2</sup> )	A' (cm <sup>2</sup> )
<b>RDC+5etage Pot(40X45)</b>	251.47	-1.91	0
<b>RDC+5etage Pot(50X50)</b>	340.48	3.14	0

➤ **Tableau récapitulatif:**

$$A = \max (A_1; A_2; A_3; A_4; A_{BAEL}^{\min}; A_{RPA}^{\min})$$

- Le pourcentage minimal d'armature sera 0,8% x b x h

$$\text{Poteau (40x45)} : A_{RPA}^{\min} = 0.008 \times 40 \times 45 = 14.4 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteau (50x50)} : A_{RPA}^{\min} = 0.008 \times 50 \times 50 = 20 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteau(40x45)} A_{BAEL}^{\min} = 0.23 d b \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 42 \times 40 \times \frac{2.1}{400} = 2.02 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteau(50x50)} A_{BAEL}^{\min} = 0.23 \times 47 \times 50 \times \frac{2.1}{400} = 2.83 \text{ cm}^2$$

Niveau	A <sub>1</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>2</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>3</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>BAEL</sub> <sup>min</sup> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>RPA</sub> <sup>min</sup> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>max</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>max</sub> (cm <sup>2</sup> )
<b>RDC+5etage Pot(40X45)</b>	-12.35	4.09	-1.91	2.02	14.4	14.4	8HA16=16.08
<b>RDC+5etage Pot(50X50)</b>	-7.02	-4.51	3.14	2.83	20	20	4HA20+4H16 =20.61

**Tab.V.5 : Tableau récapitulatif de ferrailage**

#### **V.3.4.1.4:Vérification à L'ELS :**

Après avoir fait le calcul du ferrailage longitudinal des poteaux à l'ELU, il est nécessaire de faire une vérification à l'état limite de service.

Les contraintes sont calculées à l'ELS sous les sollicitations de (N ser, M ser).

La fissuration est considérée peu nuisible donc il faut vérifier les contraintes dans la section de l'acier.

La contrainte du béton est limitée par :  $\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPA}$

La contrainte d'acier est limitée par :  $\bar{f}_s = 400 \text{ MPa}$

Les poteaux sont calculés en flexion composée .

- **Pour le premier type : Pot(40X45) :**

$$N_{ser} = 1012.08 \text{ KN}; M_{ser} = 6.22 \text{ KN.m} \dots \dots \dots \text{ Pot (40X45)}.$$

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{6.22}{1012.08} = 0.0061 \text{ m}.$$

$$e_0 = 0.0061 < \frac{h}{6} = \frac{0.45}{6} = 0.075 \text{ m}$$

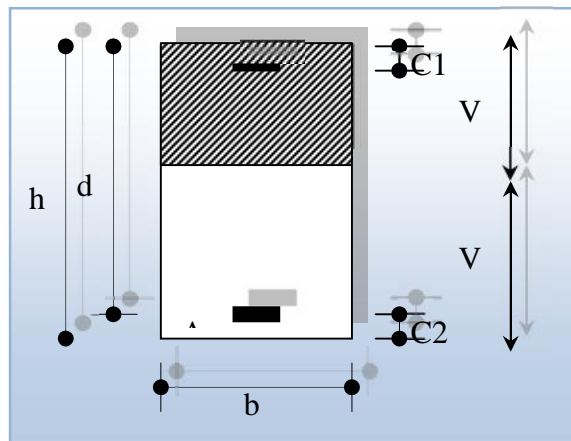
La section est entièrement comprimée et il faut vérifier que  $\sigma_b < 0.6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$

Nous avons des notions suivantes :

$$B_0 = b \times h + 15 (A_1 + A_2) = 40 \times 45 + 15(16.08) = 2041.2 \text{ cm}$$

$$v_1 = \frac{1}{B_0} \left[ \frac{bh^2}{2} + 15(A_1 c + A_2 d) \right] = \frac{1}{2041.2} \left[ \frac{40 \times 45^2}{2} + 15(8.04 \times 3 + 8.04 \times 42) \right] = 22.5 \text{ cm}^2$$

$$v_2 = h - v_1 = 45 - 22.05 = 22.5 \text{ cm}$$



**FigV.6:** Section de poteau

$$I_{xx} = \frac{b}{3} (v_1^3 + v_2^3) + 15(A_1 \times (v_1 - c_1)^2 + A_2 \times (v_2 - c_2)^2)$$

$$I_{xx} = \frac{40}{3} (22.5^3 + 22.5^3) + 15[8.04(22.5 - 3)^2 + 8.04(22.5 - 3)^2] = 395466.3 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_G}{I_{xx}}$$

$M_G$  : Moment de flexion par rapport au centre de gravité de la section rendue homogène

$$M_G = 6.22 \text{ KN.m}$$

$$\tau_0 = \frac{N_{ser}}{100 \times B_0} = \frac{1012.08 \times 10^3}{100 \times 2041.2} = 4.95 \text{ Mpa}$$

$$K = \frac{M_G}{I_{xx}} = \frac{6.22 \times 10^3}{395466.3} = 0.0157$$

$$\tau_b = \tau_0 + K \times v_1 = 4.95 + 0.0157 \times 22.5 = 5.30 \text{ Mpa}$$

$$\tau_b = 5.30 \text{ Mpa} < 15 \text{ Mpa} \dots (cv)$$

Donc les armatures déterminées pour L' E.L.U de résistance conviennent.

La fissuration est peu préjudiciable, alors la vérification de  $\sigma_s$  à L'E.L.S est :

$$\tau_s^1 = 15[\tau_0 + K(v_1 - c')] = 15[5.30 + 0.0157(22.5 - 3)] = 84.09 \text{ Mpa}$$

$$\tau_s^2 = 15[\tau_0 - K(d - v_1)] = 15[5.30 - 0.0157(42 - 22.5)] = 74.90 \text{ Mpa}$$

$$\tau_s^1 = 84.09 \text{ MPa} \leq \tau_s = f_e 400 = 400 \text{ MPa} \dots (C.V)$$

$$\tau_s^2 = 74.90 \text{ MPa} \leq \tau_s = f_e 400 = 400 \text{ MPa} \dots (C.V)$$

• **Pour le Deuxième type : Pot (40X45) :**

Niveau	e <sub>0</sub>	h/6	B <sub>0</sub> cm	1 cm <sup>2</sup>	2 cm	I <sub>xx</sub> cm <sup>4</sup>	M <sub>G</sub> KN.m	K	σ <sub>0</sub> MPa
RDC+	0.0294	0.0833	280	22.38	27.62	681911.	14.53	0.0213	1.75
5etage			9			7			

$$\tau_b = \tau_0 + K \times v_1 = 1.75 + 0.0213 \times 22.38 = 2.22 \text{ Mpa}$$

$$\tau_b = 2.22 \text{ Mpa} < 15 \text{ Mpa} \dots (cv)$$

Donc les armatures déterminées pour L' E.L.U de résistance conviennent.

La fissuration est peu préjudiciable, alors la vérification de  $\sigma_s$  à L'E.L.S est :

$$\tau_s^1 = 15[\tau_0 + K(v_1 - c')] = 15[2.22 + 0.0213(22.38 - 3)] = 39.49 \text{ Mpa}$$

$$\tau_s^2 = 15[\tau_0 - K(d - v_1)] = 15[2.22 - 0.0213(47 - 22.38)] = 25.43 \text{ Mpa}$$

$$\tau_s^1 = 39.49 \text{ MPa} \leq \tau_s = f_e 400 = 400 \text{ MPa} \dots (C.V)$$

$$\tau_s^2 = 25.43 \text{ MPa} \leq \tau_s = f_e 400 = 400 \text{ MPa} \dots (C.V)$$

**V.3.4.2 : Armatures transversale:****V.3.4.2.1 Vérification du poteau à l'effort tranchant :**

On prend l'effort tranchant max et on généralise les sections d'armatures pour tous les poteaux. La combinaison (G + Q ± E) donne l'effort tranchant max.

$V_{\max}(40 \times 45) = 53.74 \text{ KN}$ ,  $V_{\max}(50 \times 50) = 41.29 \text{ KN}$ .

- **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

$$\ddagger_{(40 \times 45)} = \frac{V}{b.d} = \frac{53.74 \times 10^3}{400 \times 420} = 0.31 \text{ MPa}$$

$$\bar{\ddagger} = \min\left(0.2 \cdot \frac{f_{c28}}{\alpha_b}; 5 \text{ MPa}\right) = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\ddagger = 0.31 \text{ MPa} \leq \bar{\ddagger} = 3.33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{CV}$$

$$\ddagger_{(50 \times 50)} = \frac{V}{b.d} = \frac{41.29 \times 10^3}{500 \times 470} = 0.17 \text{ MPa}$$

$$\bar{\ddagger} = \min\left(0.2 \cdot \frac{f_{c28}}{\alpha_b}; 5 \text{ MPa}\right) = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\ddagger = 0.17 \text{ MPa} \leq \bar{\ddagger} = 3.33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{CV}$$

**V.3.4.2.2 : Calcul d'armature transversale:**

- ✓ **Poteau (40X45) :**

- **BAEL91 (art A.8.1,3) :**

- 1. Poteau (40X45) :**

$$1- w_t \geq \frac{w_t^{\max}}{3} = \frac{16}{3} = 5.33 \text{ mm}$$

Donc on prendra  $w_t = 8 \text{ mm}$

$$2- S_t \leq \min(15 \phi^{\min}; 40 \text{ cm}; a + 10 \text{ cm})$$

$$S_t \leq \min(15 \times 1.6, 40 \text{ cm}, 50 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq 24 \text{ cm}$$

Donc on adoptera un espacement de  $S_t = 15 \text{ cm}$ .

- **RPA99 version 2003 (7.4.2.2):**

$$1- \frac{A_t}{t} = \frac{\alpha_a \cdot V_u}{h_1 \cdot f_e} \quad A_t = \frac{\alpha_a \cdot V_u \cdot t}{h_1 \cdot f_e}$$

**Zone nodale :**

$$t \leq \min(10W_L^{\min}; 15cm) = (10 \times 1.6; 15cm) \Rightarrow 15cm$$

$$t = 10cm$$

**Zone courante :**

$$t \leq 15W_L^{\min} = 15 \times 1.6 = 24cm$$

$$t = 15cm$$

✓ **BAEL91 (art A.8.1,3) :**

**2. Poteau (50X50) :**

$$1- W_t \geq \frac{W_l^{\max}}{3} = \frac{20}{3} = 6.66mm$$

Donc on prendra  $W_t = 8mm$

2 -  $S_t \min (15 \phi^{\min} ; 40 cm ; a + 10 cm )$

$$S_t \leq \min(15 \times 1.6, 40cm, 60cm) \Rightarrow S_t \leq 24cm$$

Donc on adoptera un espacement de  $S_t = 15 cm$ .

• **RPA99version2003 (7.4.2.2):**

$$1- \frac{A_t}{t} = \frac{\dots_a \cdot V_u}{h_1 \cdot f_e}$$

**Zone nodale :**

$$t \leq \min(10W_L^{\min}; 15cm) = (10 \times 1.6; 15cm) \Rightarrow t \leq 15cm$$

$$t = 10cm$$

**Zone courante :**

$$t \leq 15W_L^{\min} = 15 \times 1.6 = 24cm$$

$$t = 15cm$$

	Niveau	$V_u$ (KN)	$h_1$ (cm)	$\}g$	$\dots_a$	t (m)	$A_t$ (cm <sup>2</sup> )
Zone nodale	RDC+ 5etage Pot(40x45)	53.74	45	5.36	2.5	0.10	1.27
	RDC+ 5etage Pot(50x50)	41.29	50	4.28	3.75	0.10	1.31
Zone courante	RDC+ 5etage Pot(40x45)	53.74	45	5.36	2.5	0.15	1.90

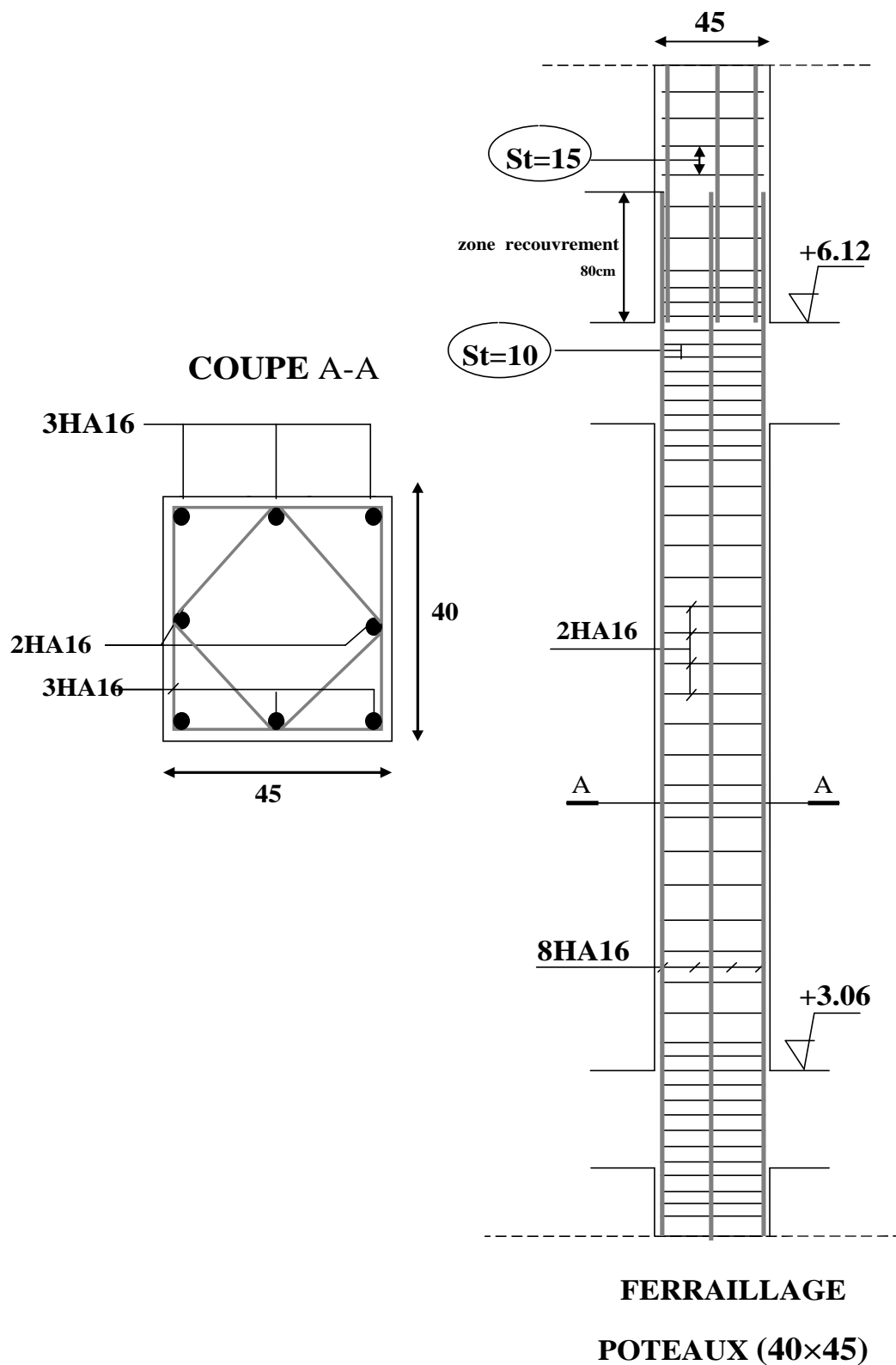
	<b>RDC+ 5etage POT(50x50)</b>	41.29	50	4.28	3.75	0.15	1.97
--	---------------------------------------	-------	----	------	------	------	------

2 -  $\frac{A_t}{t.b_1}$  en  $\%$   $A_t \geq t.b_1 \cdot \%$

	Niveau	$\}g$	$b_1$ (cm)	t (cm)	$A_t$ (cm <sup>2</sup> )	
<b>Zone nodale</b>	<b>RDC+ 5etage Pot(40x45)</b>	5.36	40	10	1.2	1.27
	<b>RDC+ 5etage Pot(50x50)</b>	4.28	50	10	1.5	1.31
<b>Zone courante</b>	<b>RDC+ 5etage Pot(40x45)</b>	5.36	40	15	1,94	1.90
	<b>RDC+ 5etage Pot(50x50)</b>	4.28	50	15	1,35	1.97

• Tableau récapitulatif:  $A_t$  (cm<sup>2</sup>)

	Niveau	$A_t$ (cm <sup>2</sup> )	t (cm)
<b>Zone nodale</b>	<b>RDC+ 5etage Pot(40x45)</b>	4w8 = 2,01	10
	<b>RDC+ 5etage Pot(50x50)</b>	4w8 = 2,01	10
<b>Zone courante</b>	<b>RDC+ 5etage Pot(40x45)</b>	4w8 = 2,01	15
	<b>RDC+ 5etage Pot(50x50)</b>	4w8 = 2,01	15



**Fig.V.7 : Ferraillage de poteau (40x45)**

## **V.4 : Voiles sans Ouvertures :**

### **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 derniers 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 nécessiteront une

Disposition du ferrailage suivant :

- Dans le plan vertical : des aciers verticaux.
- Dans le plan horizontal : des aciers horizontaux.
- Des aciers transversaux.

### **Types d'armatures**

#### **a. Armatures verticales :**

Lorsqu'une partie du voile est tendue sous l'action des forces verticales et horizontales, l'effort de traction doit être repris en totalité par les armatures.

#### **Le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue est de 0,2 %.**

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.

Si des efforts importants de compression agissant sur l'extrémité du voile, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux.

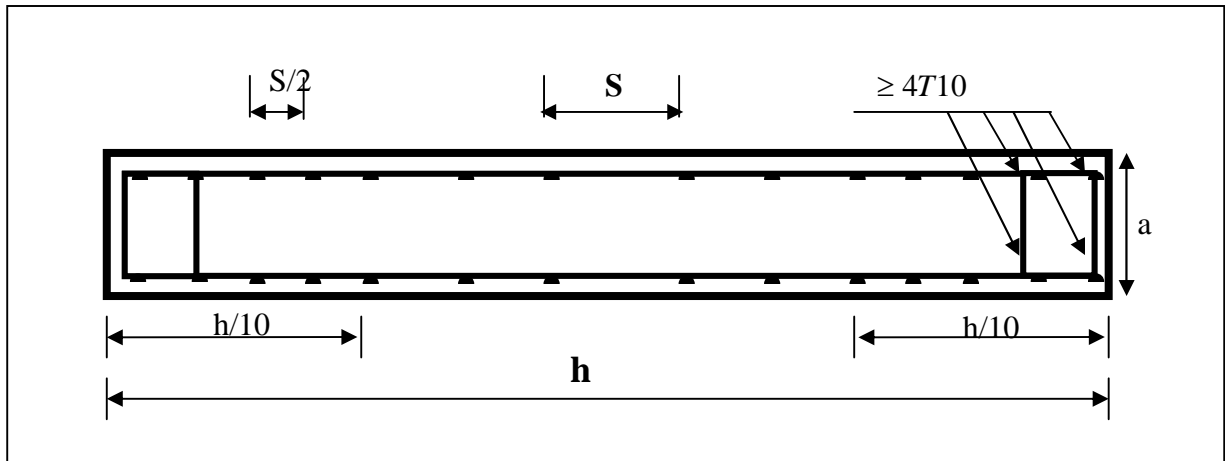
Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochet à la partie supérieure.

Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction seulement par recouvrement).

A chaque extrémité du voile ou du trumeau l'espacement des barres doit être au plus égale à 15cm.

Leur étude consiste à les considérer comme des consoles sollicitées suivant le cas le plus défavorable selon les combinaisons suivantes :

- ELU :  $1,35G + 1,5Q$
- ELA :  $G+Q\pm E_y$



**Fig.V.8** : Disposition des armatures verticales dans les voiles

#### **V.4.1 : Calcul de la section d'armature** : selon les règles **BAEL 91**

##### **V.4.1.1 : Armatures verticales** :

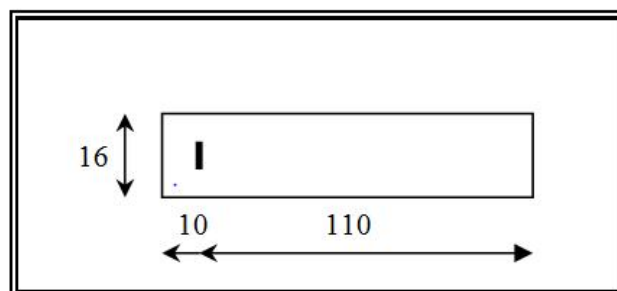
$$G+Q\pm E_y: M= 78.09 \text{ KN.m}$$

$$N= 147.23 \text{ KN}$$

$$h= 120 \text{ cm}$$

$$\text{On prend : } c = h/20 = 6 \text{ cm} \quad c = 10 \text{ cm}$$

$$d= h-c = 110 \text{ cm} ; \mathbf{b=a=16 \text{ cm}}$$



**Fig.V.9** : section d'armature

**Détermination de l'excentricité e :**

$$e = \frac{M}{N} = \frac{78.09}{147.23} = 0.53m$$

$$A = (0.337 h - 0.81 c') \cdot b \cdot h \cdot \tau_b$$

$$A = (0.337 \times 120 - 0.81 \times 10) 120 \times 16 \times 14.2$$

$$A = 881.71 \text{ KN.m}$$

$$B = N_u (d - c') - M_{ua}$$

$$M_{ua} = M_u + N_u \times (d - h/2) = 78.09 + 147.23(1.10 - 0.6) = 151.70 \text{ KN.m}$$

$$B = 147.23 (1.10 - 0.10) - 151.70 = -4.47 \text{ KN.m}$$

$B < A \Rightarrow -4.47 < 881.71 \Rightarrow$  donc la section est partiellement comprimée.

**V.4.1.2 : Vérification de flambement:**

$$\frac{l_f}{h} \leq \max\left(15; \frac{20e}{h}\right)$$

$$\frac{20 \cdot e}{h} = \frac{20 \times 0.53}{1.2} = 8.83$$

$$\frac{l_f}{h} = \frac{0.5 \times 1.2}{1.2} = 0.5$$

$$\frac{l_f}{h} = 0.5 < 15 \dots \dots \dots (c.v)$$

**V.4.2 : Calcul de ferrailage :****V.4.2.1 : Calcul des armatures à la flexion simple :**

$$M_A = M_u + N_u \left(d - \frac{h}{2}\right) = 78.09 + 147.23(1.1 - 0.6) = 151.70 \text{ KN.m}$$

$$\tau_b = 18,5 \text{ MPa cas accidentel}$$

$$\tau_s = \frac{f_e}{\alpha_s} = 400 \text{ MPa } (\alpha_s = 1 ; \text{cas accidentel})$$

$$\tilde{\nu} = \frac{M_A}{\tau_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{151.70 \times 10^3}{18.5 \times 16 \times 110^2} = 0.042 < \tilde{\nu}_l = 0.392$$

$$r = 1.25 \left[1 - \sqrt{1 - 2\tilde{\nu}}\right], s = 1 - 0.4r$$

$$r = 0.053$$

$$s = 0.978$$

Donc  $A_f' = 0$

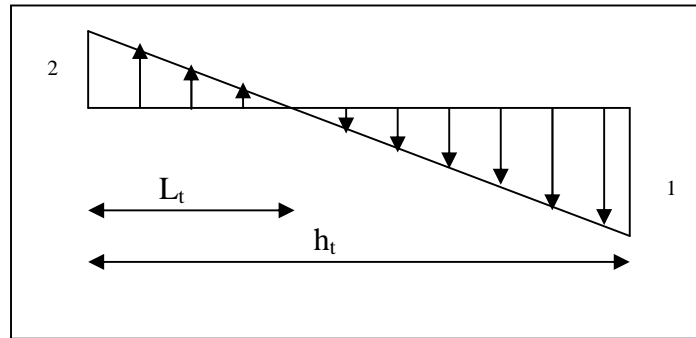
$$A_f = \frac{M_A}{\sigma_s d} = \frac{151.70 \times 10^3}{400 \times 0.978 \times 110} = 4.52 \text{ cm}^2$$

#### **V.4.2.2 : Calcul des armatures à la flexion composée :**

$$A_{cal} = A_f - \frac{N}{100 \sigma_s} = 4.52 - \frac{147.23 \times 10^3}{100 \times 400} = 2.19 \text{ cm}^2$$

#### **V.4.3 : L'armature verticale minimale:**

D'après (RPA99.version 2003) Suivant la formule de **Navier Bernoulli**



**Fig.V.10 : Shémin statique du voile**

$$\tau_1 = \frac{N}{a \times h} + \frac{6M}{a \times h^2} = \frac{298.94 \times 10^3}{160 \times 1500} + \frac{6 \times 131.62 \times 10^6}{160 \times (1500)^2} = 3.43 \text{ MPa}$$

$$\tau_2 = \frac{N}{a \times h} - \frac{6M}{a \times h^2} = \frac{861.96 \times 10^3}{160 \times 1500} - \frac{6 \times 198.28 \times 10^6}{160 \times (1500)^2} = 0.28 \text{ MPa}$$

$$\tau_1 \geq 0 \quad ; \quad \tau_2 \leq 0 \quad ; \quad l_t = h \cdot \frac{|\tau_2|}{|\tau_1| + |\tau_2|} = 0.058 \text{ m}$$

$$\text{Alors} \quad A_{\min}^{RPA} = 0.002 \times L_t \times a = 0.001856 \text{ cm}^2$$

#### **V.4.3.1 : 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)

$$A_{\min}^g = 0.0015 \times b \times h = 0.0015 \times 16 \times 120 = 2.88 \text{ cm}^2$$

Donc on prend :

$$* \text{ Dans la zone tendue : } A = \max(A_{cal}, A_{\min}^{RPA})$$

Alors on prend  $A=2.19 \text{ cm}^2$

En zone courante

$$h'=h-2lt > 0 \rightarrow h' = 119.88 \text{ cm} > 0$$

$$A_{\min 2} = 0.001 b h' = 0.001 \times 16 \times (119.88) = 1.91 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{tot}} = 2 A_{\text{tendu}} + A_c \quad A_{\min}^g$$

$$A_{\text{tot}} = 2 \times 2.19 + 1.91 = 6.29 \text{ cm}^2 \quad A_{\min}^g = 2.88 \text{ cm}^2$$

### **-L'espacement:**

**D'après (RPA99 version 2003)**

$$S < \min(1.5a ; 30 \text{ cm}) = \min(16 \times 1.5 ; 30 \text{ cm})$$

On prendre :  $S=15 \text{ cm}$

### **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 ceux donnés par le RPA99

### **-Choix d'armature:**

$$A_{\text{nap1}} = A_{\text{nap2}} = \frac{A_{\text{adop}}}{2} = \frac{6.29}{2} = 3.14 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow \text{Soit : } A_{\text{nap1}} = 4\text{HA}12 + 4\text{HA}12 = 9.04 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{nap2}} = 4\text{HA}12 + 4\text{HA}12 = 9.04 \text{ cm}^2$$

### **V.4.4 : Vérification des contraintes de cisaillement :**

$$\overline{f}_b = 0.2 f_{c28} = 5 \text{ Mpa}$$

$$f_b = \frac{1.4 \times T_{\text{cal}}}{a.d} = \frac{1.4 \times 246.66 \times 10^3}{160 \times 1100} = 1.96 \text{ Mpa} \dots\dots\dots (\text{c.v})$$

a : épaisseur du voile (a = 16 cm)

h : longueur totale de la section tout (h = 120 cm)

#### **V.4.4.1 : Armatures horizontales :**

Le pourcentage minimum d'armatures horizontales pour une bande de 1 m de largeur.

**Globalement dans la section du voile :(RPA99 version 2003) 7.7.4.3**

$$A_{\min}^g = 0.0015 \times a \times 1m = 0.0015 \times 16 \times 100 = 2.4cm^2$$

**En zone courante :**

$$A_{\min}^c = 0.001 \times b \times h = 0.001 \times 16 \times 100 = 1.6cm^2$$

Donc on prend :  $A_{hor} = 8W8 = 4.02cm^2 / ml$

**V.4.4.2 : Les Armatures Transversales :** (armatures perpendiculaires aux faces du mur)

-D'après les **RPA99**, les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré.

**V.4.5 : Vérification de contrainte de compression :** « à la base du refend »

-Il faut que  $\tau_c \leq \overline{\tau}_{bc} = 18,5MPa$

-La vérification s'effectuera en considération les combinaisons :

$$N = N_g + N_q + N_E$$

$$M = M_g + M_q + M_E$$

-Cette combinaison donne le cas le plus défavorable ou l'effort normal «  $N$  » est très important.

-Le calcul de «  $\tau_c$  » contrainte de compression se fait conformément à la formule de

**Navier Bernoulli :**

$$\tau_c = \tau_1 = \frac{N}{a.h} + \frac{6.M}{a.h^2}$$

❖ **Exemple de calcul :**

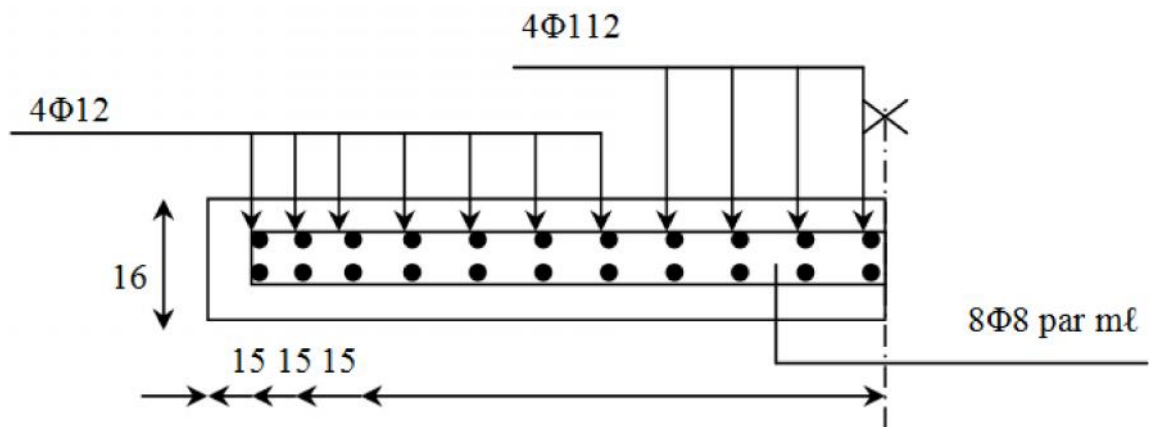
-Soit le voile  $V_{L1}$  au niveau de RDC

- La vérification se fait pour la combinaison suivant : G+Q+E

$$N=147.23 \text{ KN}$$

$$M=78.09 \text{ KN.m}$$

$$\tau_c = \tau_1 = \frac{N}{a \times h} + \frac{6M}{a \times h^2} = \frac{147.23 \times 10^3}{160 \times 1200} + \frac{6 \times 78.09 \times 10^6}{160 \times (1200)^2} = 2.79 \text{ MPa} \leq \overline{\tau}_{bc} = 18.5 \text{ MPa}$$

**V.I.5 : Schéma de ferrailage de voile :****Fig.V.10 : Ferrailage de voile**

## **VI : 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 semelles isolé) 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 : Choix de type de fondation :**

Fondations superficielles de type :

- Semelle isolée.
- Semelle filante.
- Radier général.

- **Etude géotechnique :**

- **Objet :** données géotechniques préliminaires de l'étude de sol :

(Bâtiment usage d'habitation dans la wilaya : SETIF)

### **VI.3 : Données du rapport du sol et choix du type de fondations :**

Le rapport de sol mentionne que:

- Le site réservé à la construction est classé dans la catégorie S1 d'après le RPA 99 (sol rocheux).
- Les tassements sont nuls.
- Le taux de travail du sol pour des semelles superficielles ancrées à 1 m de profondeur par rapport au terrain terrassé est de 3 bars.

- Les données géotechniques préliminaires de l'étude de sol du projet cité en objet sont :
  - ✓ contrainte admissible :  $\tau_{sol} = 3$  bars pour l'ensemble du site.
  - ✓ ancrage des fondations :  $D = 1$  m

**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 :****VI.4.1 : Calcul la section des semelles :**

La surface de la semelle sera déterminée en vérifiant la condition suivante :

$$\frac{N_{ser}}{S_{semelle}} \leq \tau_{sol} \Rightarrow S \geq \frac{N}{\tau_{sol}}$$

Avec :  $\tau_{sol} = 3$  bar

❖ Les surfaces des semelles isolées revenantes à chaque poteau sont données par le tableau suivant :

Poteaux	Section	Ns (KN)	S (cm <sup>2</sup> )	Poteaux	Section	Ns (KN)	S (cm <sup>2</sup> )
A1	(50x50)	409.81	1.36	C3	(50x50)	462.30	1.54
A2	(40x45)	849.31	2.83	C4	(40x45)	312.47	1.04
A3	(40x45)	830.46	2.76	C5	(40x45)	486.21	1.62
A4	(40x45)	671.65	2.23	C6	(40x45)	484.43	1.61
A5	(40x45)	606.27	2.02	C7	(50x50)	374.00	1.24
A6	(50x50)	385.15	1.28	D1	(40x45)	740.67	2.46
B1	(40x45)	550.90	1.83	D2	(40x45)	751.93	2.50
B2	(40x45)	1012.08	3.37	D3	(40x45)	499.12	1.66
B3	(40x45)	581.81	1.93	E1	(40x45)	654.72	2.18
B4	(40x45)	727.38	2.42	E2	(40x45)	666.48	2.22
B5	(40x45)	699.67	2.33	E3	(40x45)	412.52	1.37
B6	(40x45)	242.33	0.80	F1	(50x50)	493.23	1.64
C1	(40x45)	532.03	1.77	F2	(40x45)	399.79	1.33
C2	(40x45)	493.28	1.64	F3	(50x50)	253.170	0.84

						51.82	
--	--	--	--	--	--	-------	--

**Tab.VI.1 : Surfaces des semelles**

❖ Les surfaces des semelles revenantes à chaque voile sont données par le tableau suivant :

Semelles	Ns (KN)	S (cm <sup>2</sup> )
voile1	913.29	3.04
voile2	533.20	1.77
voile3	913.29	3.04
voile4	839.30	2.79
voile5	913.29	3.04
voile6	507.02	1.69
		<b>15.37</b>

**Tab.VI.2 : Surfaces des voiles**

- **Surface totale du bâtiment :**  $S_B = 243.38 \text{ m}^2$
- **Surface totale des semelles :**  $S_S = 67.19 \text{ m}^2$

Le rapport de surface des semelles à celui du bâtiment est :  $S_S / S_B = 0.27 < 0.5$

La surface totale des semelles ne dépasse pas 50% de la surface d'emprise du bâtiment.

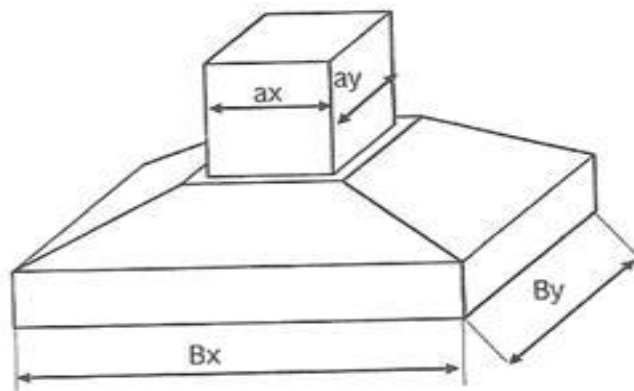
Lorsque la surface totale des semelles ne dépasse pas 50 % de la surface d'emprise du bâtiment. Ceci nous amène à envisager deux types de semelles :

- Semelles isolées sous poteaux.
- Semelles filantes sous poteaux.
- Semelles filantes sous voile.

### **VI.5 : Etude des semelles isolé sous poteaux :**

En appelant A et B les côtés de la semelle aux cotés a et b du poteau deux conditions à satisfaire pour dimensionner une semelle rigide sous chargement centré.

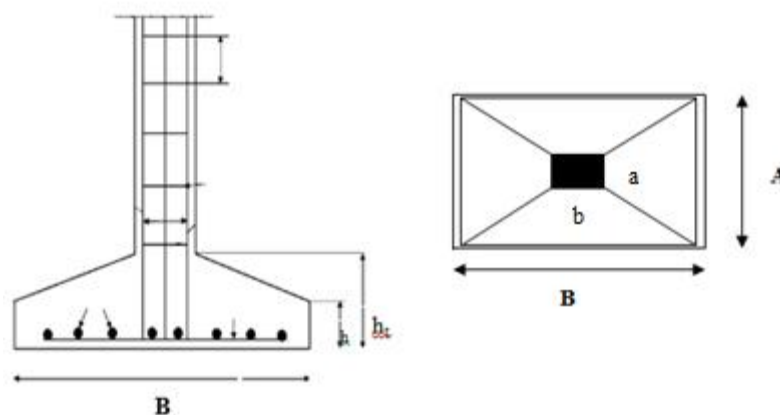
Semelle isolée  
sous poteau



**Fig.VI.1** : Semelle isolée

**VI.5.1 : Pré dimensionnement des semelles isolées :**

**VI.5.1.1 : Etape de calcul de la semelle isolée :**



**Fig.VI.2** : Ferraillage de Semelle isolée

**VI.5.1.2 : Détermination des dimensions de semelle :**

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}}$$

$$\dagger_m = \frac{N_{ser}}{A.B} \left(1 + \frac{3e_0}{A}\right) \leq \dagger_{adm} \quad \ll \text{Résoudre l'équation du 3}^{ème} \text{ degré} \gg$$

**VI.5.1.3 : Condition de stabilité « non soulèvement » :**

- Selon BAEL91 on a que :  $e_0 \leq \frac{A}{6}$

- Selon RPA 99 on a que :

D'après le RPA 99version 2003 – art10.1.5 – page 96 on a :

$$e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$$

**VI.5.1.4 : Condition de rigidité :**

$$d \geq \max \left\{ \frac{A-a}{4}, \frac{B-b}{4} \right\}$$

$$h = d + 5cm$$

**VI.5.2 : Ferrailage :**

$$\tau_1 = \frac{N_u}{A.B} \left(1 + \frac{3e_0}{A}\right) ; \tau_2 = \frac{N_u}{A.B} \left(1 + \frac{3e_0}{A}\right) ; \tau_{moy} = \frac{3\tau_1 + \tau_2}{4} ; N' = \tau_{moy} . A.B$$

$$A_x = \frac{N'(A-a)}{8d\tau_s} ; A_y = \frac{N'(B-b)}{8d\tau_s}$$

**VI.5.2.1 : Calcul de la hauteur libre h' :**

$$h' = 6\Phi + 6cm$$

**➤ Vérification de la Semelle Isolée :**

Selon l'article 10.1.4.1 des RPA99/Version 2003 Les fondations superficielles seront vérifiées selon les combinaisons accidentelles suivantes :

1. G+Q+E : Pour la vérification des contraintes dans le sol.
2. 0.8G+E : Pour la vérification de la stabilité des semelles.

On ajoute à ces deux combinaisons qui sont données par les RPA99/Version 2003 la combinaison de l'ELU qui nous permet de vérifier la contrainte à ELU : 1.35G+1.5Q

**VI.6 : Exemple de calcul :**

Soit une semelle isolée sous poteau(A2) :

**ELS:**  $N_{ser}=849.31\text{KN.}$

$$M_{ser}=28.01\text{KN.m.}$$

**ELU:**  $N_u=653.88\text{KN.}$

$$M_u=38.45\text{KN.m.}$$

$\sigma_{sol}=3\text{ bar.}$

**VI.6.1 : Détermination des dimensions de semelle :**

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal  $N_{ser}$  qui est obtenu à la base de tout le poteau du RDC.

$$\frac{A}{B} = \frac{a}{b} \text{ et en pesant :}$$

$$\text{Donc : } A \cdot B = \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$$

**VI.6.1.1 : Section de poteaux rectangle :**

$$B = \sqrt{\frac{b}{a} \times \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}} \quad A = \sqrt{\frac{a}{b} \times \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}}$$

$$\Rightarrow B = \sqrt{\frac{45}{40} \times \frac{849.31}{300}} = 1.78\text{m}^2 \quad \dots\dots\dots \text{ On prend : } \mathbf{B=2.00\text{m}^2}$$

$$A = \sqrt{\frac{40}{45} \times \frac{849.31}{300}} = 1.58\text{m}^2 = \dots\dots\dots \text{ On prend : } \mathbf{A=1.80\text{m}^2}$$

- **Condition de rigidité :**

$$d \geq \max \left\{ \frac{A-a}{4}, \frac{B-b}{4} \right\}$$

$$\Rightarrow d = \max ( 35\text{cm} ; 38.75\text{cm} )$$

On prend:  $d=40\text{cm}$

$$h = d + 5\text{cm} = 40 + 5 = 45\text{cm}$$

### VI.6.2 : Calcul de la hauteur libre $h'$ :

$$h' = 6\Phi + 6\text{cm}$$

#### VI.6.2.1 : Les dimensions des poteaux en suivent :

##### VI.6.2.1.1 : Ferrailage :

$$e_0 = \frac{M}{N} \Rightarrow e_0 = \left( \frac{28.01}{849.31} \right) = 0.032\text{m}$$

$$\dagger_1 = \left( 1 + \frac{6 \cdot e_0}{B} \right) \frac{N_{ser}}{AB} \Rightarrow \dagger_1 = \left( 1 + \frac{6 \times 0.032}{2.00} \right) \frac{849.31}{3.6}$$

$$\Rightarrow \dagger_1 = 258.56 \text{ KN/m}^2$$

$$\dagger_2 = \left( 1 - \frac{6 \cdot e_0}{B} \right) \frac{N_{ser}}{AB} \Rightarrow \dagger_2 = \left( 1 - \frac{6 \times 0.032}{2.00} \right) \frac{849.31}{3.6}$$

$$\Rightarrow \dagger_2 = 213.27 \text{ KN/m}^2$$

$$\dagger_{moy}(A/4) = \frac{3\dagger_1 + \dagger_2}{4} = \frac{3 \times 258.56 + 213.13}{4} = 247.20 \text{ KN/m}^2$$

$$\dagger_{moy} = 247.20 < \bar{\dagger}_{sol} = 300 \text{ KN/m}^2$$

$$N' = \dagger_{moy} \cdot A \cdot B \Rightarrow 247.20 \times 2 \times 1.8 = 889.92 \text{ KN}$$

$$A_x = \frac{N'(B-b)}{8d\dagger_s} \Rightarrow \frac{889.92 \times 10^3 (2000 - 450)}{8 \times 400 \times 348} = 1238.66 \text{ mm}^2 = 12.38$$

$$A_y = \frac{N'(A-a)}{8d\dagger_s} \Rightarrow \frac{846.75 \times 10^3 (1800 - 400)}{8 \times 400 \times 348} = 1026.50 \text{ mm}^2 = 10.26 \text{ cm}^2$$

$\Rightarrow$  On adopte :  $A_x = 10\text{HA}14 = 15.39 \text{ cm}^2$

$$A_y = 10\text{HA}14 = 15.39 \text{ cm}^2$$

$$\underline{\text{A.N.}}: h' \geq 6\Phi + 6\text{cm} = 14.4 \text{ cm} \Rightarrow h' = 30\text{cm}$$

### VI.6.3 : Calcul l'espace des barre :

$$1) S_t \min(20\text{cm}, 15) = \min(20\text{cm}, 21\text{cm}).$$

Donc on prend:  $S_t = 20\text{cm}$ .

$$2) S_t \min(20\text{cm}, 15) = \min(20\text{cm}, 21\text{cm}).$$

Donc on prend:  $S_t = 20\text{cm}$ .

### VI.6.4 : Les vérifications :

#### VI.6.4.1 : Vérification des contraintes à l'ELS : G+Q

La contrainte moyenne du sol  $\sigma_{\text{moy}}$  doit vérifier la condition suivante

$$e = \frac{M}{N}, \tau_1 = \left(1 + \frac{6 \cdot e_0}{B}\right) \frac{N_{\text{ser}}}{AB} \Rightarrow \tau_1 = \left(1 + \frac{6 \times 0.032}{2.00}\right) \frac{849.31}{3.6}$$

$$\Rightarrow \tau_1 = 258.65 \text{ KN/m}^2$$

$$\Rightarrow \tau_2 = 213.27 \text{ KN/m}^2$$

$$\tau_{\text{moy}}(A/4) = \frac{3\tau_1 + \tau_2}{4} = \frac{3 \times 258.56 + 213.13}{4} = 247.20 \text{ KN/m}^2$$

$$\tau_{\text{moy}} = 247.20 < \bar{\tau}_{\text{sol}} = 380 \text{ KN/m}^2$$

#### ➤ Condition de stabilité :

#### Selon BAEL91 on a que :

$$e_0 \leq \frac{A}{6} \Rightarrow 0.032 \leq 0.3 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

#### Selon RPA 99 on a que :

D'après le RPA 99 version 2003 - art10.1.5 – page 96 on a :

$$e = \frac{M}{N} = 0.032\text{m} \leq \frac{B}{4} = 0.5 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

**VI.6.4.2 : Vérification au poinçonnement : (BAEL91 Art A.5.2.4)**

$$\text{On doit vérifier que : } Nu \leq \frac{0.07 \times h \times f_c \times 28 \times \sim c}{\chi_b}$$

Avec :

$\sim c$  : Périmètre du contour projeté sur le plan moyen du nervure

$Nu$  : Charge de calcul à l'E.L.U

$h$  : hauteur totale du nervure

➤ **Vérification pour les poteaux :**

$$N_{upot} = 653.88 \text{ KN}$$

$$\sim c = (a+b+2h) \times 2 = (0.4+0.45+2 \times 3.06) \times 2 = 14 \text{ m}$$

$$Nu \leq \frac{0.07 \times 0.45 \times 2500 \times 14}{1.5} = 735 \text{ KN}$$

$$Nu = 653.88 \text{ KN} \leq 735 \text{ KN} \dots\dots\dots (CV)$$

**VI.6.5 : Les autres résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :**

Semelle	N	S	$N_s$ (KN)	B(m)	A(m)	B (ad)	A(ad)	h(m)
S1	A3	(40x45)	830.46	1,76	1,56	1.80	1.60	<b>0.45</b>
	B4	(40x45)	727.38	1,65	1,46	1.80	1.60	<b>0.45</b>
	B5	(40x45)	699.67	1,62	1,44	1.80	1.60	<b>0.45</b>
	D1	(40x45)	740 ,67	1,66	1,48	1.80	1.60	<b>0.45</b>
	D2	(40x45)	751,93	1,67	1,49	1.80	1.60	<b>0.45</b>
S2	A4	(40x45)	671.65	1,58	1,41	1.70	1.50	<b>0.45</b>
	E1	(40x45)	654,72	1,56	1,39	1.70	1.50	<b>0.45</b>
	E2	(40x45)	666,48	1,58	1,40	1.70	1.50	<b>0.45</b>
	A5	(40x45)	606.27	1,50	1,34	1.70	1.50	<b>0.45</b>
	C1	(40x45)	532.03	1,41	1,25	1.70	1.50	<b>0.45</b>
	C5	(40x45)	486.21	1,35	1,20	1.70	1.50	<b>0.45</b>
	C6	(40x45)	484.43	1,34	1,19	1.70	1.50	<b>0.45</b>
	B3	(40x45)	581.81	1,47	1,31	1.70	1.50	<b>0.45</b>
	D3	(40x45)	499,12	1,36	1,21	1.70	1.50	<b>0.45</b>
	E3	(40x45)	412,52	1,24	1,10	1.70	1.60	<b>0.45</b>
F2	(40x45)	399,79	1,22	1,08	1.70	1.50	<b>0.45</b>	

<b>S3</b>	<b>B2</b>	<b>(40x45)</b>	1012.08	1,94	1,73	2.00	1.80	<b>0.45</b>
<b>S4</b>	<b>A6</b>	<b>(50x50)</b>	385.15	1,13	1,13	1.60	1.60	<b>0.50</b>
	<b>C7</b>	<b>(50x50)</b>	374.00	1,11	1,11	1.60	1.60	<b>0.50</b>
	<b>F1</b>	<b>(50x50)</b>	493,23	1,28	1,28	1.60	1.60	<b>0.50</b>
	<b>F3</b>	<b>(50x50)</b>	253.17	0,91	0,91	1.60	1.60	<b>0.50</b>

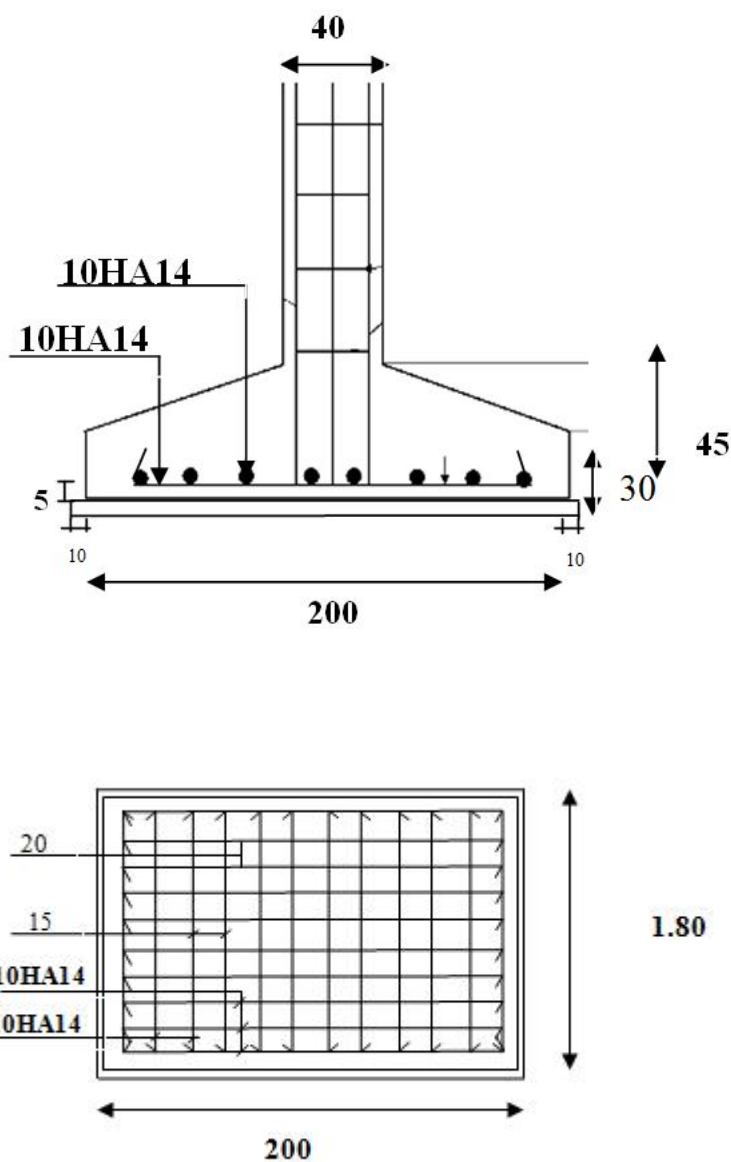
**Tab.VI.3:** résultats de calcul des semelles

N	M <sub>ser</sub>	N <sub>ser</sub>	e <sub>0</sub>	a(cm)	b(cm)	B(m)	A(m)	1	2	moy	N
<b>A3</b>	22,47	830,46	0,027	40	45	1,80	1,60	314,4	259,1	300,5	865,6
<b>B4</b>	2,76	727,38	0,004	40	45	1,80	1,60	255,8	249,0	254,1	731,7
<b>B5</b>	2,65	699,67	0,004	40	45	1,80	1,60	246,0	239,5	244,4	703,8
<b>D1</b>	9,14	740,67	0,012	40	45	1,80	1,60	267,8	245,3	262,1	755,0
<b>D2</b>	9,35	751,93	0,012	40	45	1,80	1,60	271,9	248,9	266,2	766,5
<b>A4</b>	3,43	671,65	0,005	40	45	1,70	1,50	268,1	258,0	265,6	677,3
<b>E1</b>	10,06	654,72	0,015	40	45	1,70	1,50	270,7	241,0	263,3	671,3
<b>E2</b>	8,88	666,48	0,013	40	45	1,70	1,50	273,7	247,4	267,1	681,1
<b>A5</b>	5,11	606,27	0,008	40	45	1,70	1,50	244,8	229,7	241,1	614,7
<b>C1</b>	10,67	532,03	0,020	40	45	1,70	1,50	223,4	191,9	215,5	549,6
<b>C5</b>	7,70	486,21	0,016	40	45	1,70	1,50	201,3	178,6	195,6	498,9
<b>C6</b>	7,69	484,43	0,016	40	45	1,70	1,50	200,6	177,9	194,9	497,1
<b>B3</b>	8,49	581,81	0,015	40	45	1,70	1,50	239,9	214,8	233,6	595,8
<b>D3</b>	8,95	499,12	0,018	40	45	1,70	1,50	208,1	181,7	201,5	513,9
<b>E3</b>	7,74	412,52	0,019	40	45	1,70	1,50	172,5	149,6	166,8	425,3
<b>F1</b>	14,53	493,23	0,029	40	45	1,70	1,50	213,5	170,6	202,8	517,2
<b>F2</b>	11,25	399,79	0,028	40	45	2,00	1,80	120,4	100,6	115,5	415,7
<b>B2</b>	6,22	1012,08	0,006	40	45	1,60	1,60	404,5	386,2	399,9	1023,7
<b>A6</b>	8,89	385,15	0,023	50	50	1,60	1,60	163,5	137,4	157,0	401,8
<b>C7</b>	8,30	374,00	0,022	50	50	1,60	1,60	158,3	133,9	152,2	389,6
<b>F1</b>	14,53	493,23	0,029	50	50	1,60	1,60	214,0	171,4	203,3	520,5
<b>F3</b>	5,56	253,17	0,022	50	50	1,60	1,60	107,0	90,8	103,0	263,6

**Tab.VI.4:** Les contraintes à l'ELS

Semelle	A <sub>x</sub> (cm)	A <sub>y</sub> (cm)	Choix
<b>S1</b>	10.49	9.33	<b>8HA14</b>
	8.87	7.88	
	8.53	7.58	
	9.15	8.14	
	9.29	8.26	
<b>S2</b>	7.60	6.69	<b>6HA12</b>
	7.53	6.63	
	7.64	6.73	
	6.90	6.07	
	6.16	5.43	
	5.60	4.93	
	5.58	4.91	
	6.68	5.89	
	5.76	5.08	
	4.77	4.20	
	5.80	5.11	
<b>S3</b>	10.57	11.03	<b>10HA14</b>
<b>S4</b>	3.97	3.97	<b>4HA10</b> + <b>4HA12</b>
	3.84	3.85	
	5.14	5.14	
	2.60	2.60	

**Tab.VI.5:** Les Armature des semelles**VI.6.6 : Schème de ferrailage de semelle isolée :**



**Fig.VI.3 : Ferrailage de semelle isolée**

**VI.7 : Semelle filante (sous voile, sous poteau) :**

Dimensionnement des semelles filantes sous les voiles :

$$\tau_{sol} \geq \frac{N_s}{S} + \frac{G + Q}{BL}$$

$\tau_{sol}$  : Capacité portante du sol (3 bar)

B : Largeur de la semelle

L : longueur de la semelle sous voile

### VI.7.1 : Étape de calcul :

- Détermination de la résultante des charges :  $R = \sum N_i$
- Détermination de coordonnée de la résultante R :  $e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{R}$
- Détermination de la distribution par (ml) de la semelle :  $e \leq \frac{l}{6} \Rightarrow$  Répartition

trapézoïdale

$$q_{\max} = \frac{R}{L} \left( 1 + \frac{6 \cdot e}{L} \right) \quad q_{\min} = \frac{R}{L} \left( 1 - \frac{6 \cdot e}{L} \right)$$

$$q \frac{B}{4} = \frac{R}{L} \left( 1 + \frac{3 \cdot e}{L} \right)$$

- Détermination de la largeur de la semelle :  $B \geq \frac{q \left( \frac{B}{4} \right)}{f_{sol}}$
- Détermination de la hauteur de la semelle :  $\frac{1}{9} h_t \leq \frac{1}{6}$

Avec L : la longueur de voile.

### VI.7.2 : Exemple de calcul (voile) :

ELS :  $M_{ser} = 121.76 \text{ KN.m}$

$N_{ser} = 913.29 \text{ KN/m}$

ELU :  $N_u = 1248.60 \text{ KN/m}$

#### VI.7.2.1 : Détermination de la résultante des charges :

$R = N_{ser(\text{voile})}$

$R = 913.29 \text{ KN/m}^2$

#### VI.7.2.2 : Détermination de coordonnée de la résultante :

$$e = \frac{Ni.ei + Mi}{R}$$

$$ei = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{121.76}{913.29} = 0.133 \Rightarrow e = \frac{913.29 \times 0.133 + 121.76}{913.29}$$

$$e = 0.266$$

### **VI.7.2.3 : Détermination de la distribution par (ml) de la semelle :**

$$e \leq \frac{l}{6} \Rightarrow e \leq \frac{3.06}{6} = 0.51$$

#### **a) longueur de semelle L :**

$$L = l_0 + 2 \times \text{debort} + \left( \frac{a_1}{2} \right), (a_1) \text{ largeur de poteau extrême}$$

En supposant par exemple le déport égal 0.50m, on peut déterminer L

$$\text{Alors } L = 1.2 + 2 \times 0.50 + \left( \frac{0.40}{2} \right) \Rightarrow L = 2.4 \text{ m}$$

$$q_{\max} = \frac{R}{L} \left( 1 + \frac{6.e}{L} \right) = \frac{913.29}{2.4} \left( 1 + \frac{6 \times 0.266}{2.4} \right) = 631.69 \text{ KN}$$

$$q_{\min} = \frac{R}{L} \left( 1 - \frac{6.e}{L} \right) = \frac{913.29}{2.4} \left( 1 - \frac{6 \times 0.266}{2.4} \right) = 127.48 \text{ KN}$$

$$q = \frac{3q_{\max} + q_{\min}}{4} = \frac{3 \times 631.69 + 127.48}{4} = 505.63 \text{ KN}$$

$$q \frac{B}{4} = \frac{R}{L} \left( 1 + \frac{3.e}{L} \right) = \frac{913.29}{2.4} \left( 1 + \frac{3 \times 0.266}{2.4} \right) = 506.11 \text{ KN}$$

### **VI.7.2.4 : Détermination de la largeur de la semelle :**

$$q \frac{B}{4} = \frac{R}{L} \left( 1 + \frac{3.e}{L} \right) \Rightarrow B \geq \frac{q \left( \frac{B}{4} \right)}{f_{sol}}$$

$$B \geq \frac{506.11}{300} = 1.68 \text{ m}$$

Donc : la largeur de semelle sous voile **B= 1.80m.**

### **VI.7.2.5 : Calcul de la hauteur libre h :**

#### **VI.7.2.5.1 : Détermination de la hauteur de la semelle :**

$$\frac{1}{9} h_t \leq \frac{1}{6}$$

$$\frac{2.4}{9} h_t \leq \frac{2.4}{6} \Rightarrow 0.26 \leq h_t \leq 0.40 \dots \dots \dots \text{On adopté } h = 50\text{cm}$$

### **VI.7.2.6 : Ferrailage :**

#### **VI.7.2.6.1 : Ferrailage principale :**

$$N_u = 1248.60 \text{ KN/m}^2$$

$$M_u = 167.52 \text{ KN.m}$$

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = 0.134\text{m}$$

$$\text{Donc : } A_s = \frac{N_u(1 + 3\frac{e_0}{B})(B - b)}{8d\uparrow_s} = \frac{1248.60 \times 10^{-3} (1 + 3\frac{0.134}{1.8})(1.8 - 0.16)}{8 \times 0.50 \times 348} = 17.93\text{cm}^2$$

$\Rightarrow$  On adopte **9HA16=18.10cm<sup>2</sup>**

#### **➤ L'espacement :**

$$S_t \leq \min(20\text{cm}, 15\lambda) = \min(20\text{cm}, 24\text{cm}).$$

Donc on prend:  $S_t = 20\text{cm}$ .

#### **VI.7.2.6.2 : Ferrailage de répartition :**

$$A_r = A_s \frac{B}{4} = 17.93 \frac{1.8}{4} = 8.06\text{cm}^2 \quad \text{Soit } (A_r = ; 8\text{HA}14).$$

$$A_s = 17.93\text{cm}^2 \quad \Rightarrow \quad \mathbf{9\text{HA}16} \quad A_s = \mathbf{18.10 \text{ cm}^2}$$

$$A_r = 8.06\text{cm}^2 \quad \Rightarrow \quad \mathbf{6\text{HA}14} \quad A_r = \mathbf{9.24 \text{ cm}^2}$$

### **VI.7.2.7 : La vérification :**

**VI.7.2.7.1: Vérification de la contrainte de cisaillement :**

$$\tau_{u\max} = \frac{V}{b.d} \leq \min\left(\frac{0.15 \times f_c}{x_b}, 4\text{MPa}\right)$$

**Avec :**  $b_{\text{voile}} = 16 \text{ cm}$  ;  $d = 0,9 h = 14.4\text{cm}$

$$V_u = \frac{q_u \times L}{2} = \frac{505.63 \times 2.4}{2} = 606.76 \text{KN}$$

$$\tau_{u\max} = \frac{606.76}{16 \times 14.4} = 2.43 \leq 2.5 \dots \dots \dots (\text{CV})$$

**VI.7.2.7.2: Vérification de l'effort de sous pression :**

Cette vérification justifiée le non soulèvement de la structure sous l'effet de la pression hydrostatique.

$$G > S_{\text{voile}} + w \cdot Z$$

G : Poids de descente de charge à la base de la nervure

: Coefficient de sécurité vis à vis du soulèvement = 1.5

w : Poids volumique de l'eau ( $w = 10\text{KN/m}^3$ )

Z : Profondeur de l'infrastructure ( $H=2 \text{ m}$ )

$$G_T > 1.5 \times 15.37 \times 10 \times 2$$

$$G_T = 297.025 \text{ KN} < 461.1 \text{KN}$$

Donc il y a de risque de soulèvement de la nervure.

**VI.7.2.7.3: Vérification au poinçonnement :** (BAEL91 Art A.5.2.4)

On doit vérifier que :  $Nu \leq \frac{0.07 \times h \times Fc28 \times \sim c}{xb}$

Avec :

$\sim c$  : Périmètre du contour projeté sur le plan moyen du nervure

$Nu$  : Charge de calcul à l'E.L.U

$h$  : hauteur totale du nervure

**Donc :**

$$N_{u\text{voil}} = 1248.60 \text{ KN}$$

$$\sim c = (a+b \times 2h) \times 2 = (0.16 + 3.06 + 2 \times 2.86) \times 2 = 17.88 \text{ m}$$

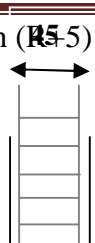
$$Nu \leq \frac{0.07 \times 2.86 \times 2500 \times 17.88}{1.5} = 5965.96 \text{ KN}$$

$$Nu = 1248.60 \text{ KN} \leq 5965.96 \text{ KN} \dots\dots\dots (\text{CV})$$

### **VI.7.2.8: Schéma de ferrailage de semelle filante sous voile :**

Etude d'un bâtiment a usage d'habitation (R5-5) par contreventements mixte

Page 143



6HA14

**Fig.VI.4 : Ferrailage de semelle filante sous voile****VI.7.3 : Exemple de calcul (poteau) :**

$$\text{ELS : } M_{\text{ser}} = 18.07 \text{ KN.m}$$

$$N_{\text{ser}} = 462.30 \text{ KN/m}$$

$$\text{ELU : } N_u = 630.46 \text{ KN/m}$$

**VI.7.3.1 : Détermination de la résultante des charges :**

$$R = N_{\text{ser}(\text{poteau})}$$

$$R = 462.30 \text{ KN/m}^2$$

**VI.7.3.2 : Détermination de coordonnée de la résultante :**

$$e = \frac{N_i \cdot e_i + M_i}{R}$$

$$e_i = \frac{M_{\text{ser}}}{N_{\text{ser}}} = \frac{18.07}{462.30} = 0.039 \Rightarrow e = \frac{462.30 \times 0.039 + 18.07}{462.30}$$

$$e = 0.078$$

**VI.7.3.3 : Détermination de la distribution par (ml) de la semelle :**

$$e \leq \frac{l}{6} \Rightarrow e \leq \frac{3.06}{6} = 0.51$$

**a) longueur de semelle L : debort**

$$L = l_0 + 2 \times \text{debort} + \left( \frac{a_1}{2} \right), (a_1) \text{ largeur de poteau extrême}$$

En supposant par exemple le déport égal 0.50m, on peut déterminer L

$$\text{Alors } L = 1.77 + 2 \times 0.50 + \left( \frac{0.40}{2} \right) \Rightarrow L = 2.97 \text{ m}$$

$$q_{\max} = \frac{R}{L} \left( 1 + \frac{6.e}{L} \right) = \frac{462.30}{2.97} \left( 1 + \frac{6 \times 0.078}{2.97} \right) = 180.17 \text{ KN}$$

$$q_{\min} = \frac{R}{L} \left( 1 - \frac{6.e}{L} \right) = \frac{462.30}{2.97} \left( 1 - \frac{6 \times 0.078}{2.97} \right) = 130.74 \text{ KN}$$

$$q = \frac{3q_{\max} + q_{\min}}{4} = \frac{3 \times 180.17 + 130.74}{4} = 92.81 \text{ KN}$$

$$q \frac{B}{4} = \frac{R}{L} \left( 1 + \frac{3.e}{L} \right) = \frac{462.30}{2.97} \left( 1 + \frac{3 \times 0.078}{2.97} \right) = 167.91 \text{ KN}$$

**VI.7.3.4 : Détermination de la largeur de la semelle :**

$$q \frac{B}{4} = \frac{R}{L} \left( 1 + \frac{3.e}{L} \right) \Rightarrow B \geq \frac{q \left( \frac{B}{4} \right)}{\overline{f}_{sol}}$$

$$B \geq \frac{167.91}{300} = 0.98 \text{ m}$$

Donc : la largeur de semelle sous voile **B= 1.50m.**

**VI.7.3.5 : Calcul de la hauteur libre h :**

**VI.7.3.5.1 : Détermination de la hauteur de la semelle :**  $\frac{1}{9} h_t \leq \frac{1}{6}$

$$\frac{1.77}{9} h_t \leq \frac{1.77}{6} \Rightarrow 0.19 \leq h_t \leq 0.29 \dots \dots \dots \text{On adopté } h = 50\text{cm}$$

**VI.7.3.6 : Ferrailage :**

**VI.7.3.6.1 : Ferrailage principale :**

$$N_u = 630.46 \text{KN/m}^2$$

$$M_u = 24.72 \text{KN.m}$$

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = 0.039$$

$$\text{Donc : } A_s = \frac{N_u(1 + 3\frac{e_0}{B})(B - b)}{8d\uparrow_s} = \frac{630.46 \times 10^{-3} (1 + 3\frac{0.039}{1.5})(1.5 - 0.50)}{8 \times 0.50 \times 348} = 4.92 \text{cm}^2$$

⇒ On adopte **8HA12=9.05cm<sup>2</sup>**

➤ **L'espacement :**

$$S_t \leq \min(20\text{cm}, 15\lambda) = \min(20\text{cm}, 18\text{cm}).$$

Donc on prend:  $S_t = 15\text{cm}$ .

**VI.7.3.6.2 : Ferrailage de répartition :**

$$A_r = A_s \frac{B}{4} = 4.92 \frac{1.5}{4} = 1.84 \text{cm}^2 \text{ Soit } (A_r = ; 8\text{HA}12).$$

$$A_s = 4.92 \text{cm}^2 \Rightarrow \mathbf{8\text{HA}12} \quad A_s = \mathbf{9.05 \text{cm}^2}$$

$$A_r = 1.84 \text{cm}^2 \Rightarrow \mathbf{6\text{HA}12} \quad A_r = \mathbf{6.79 \text{cm}^2}$$

**VI.7.3.7 : La vérification :**

**VI.7.3.7.1: Vérification de la contrainte de cisaillement :**

$$\tau_{u\max} = \frac{V}{b.d} \leq \min\left(\frac{0.15 \times f_{c28}}{\chi b}, 4\text{MPa}\right)$$

**Avec :**  $b_{\text{poteau}} = 50 \text{ cm}$  ;  $d = 0,9 h = 45 \text{ cm}$

$$V_u = \frac{q_u \times L}{2} = \frac{92.81 \times 2.97}{2} = 137.82 \text{ KN}$$

$$\tau_{u\max} = \frac{137.82}{50 \times 45} = 0.28 \leq 2.5 \dots \dots \dots (CV)$$

**VI.7.3.7.2 : Vérification de l'effort de sous pression :**

$$G_T = S_{\text{poteau}} \cdot w \cdot Z$$

$$G_T > 1.5 \times 51.82 \times 10 \times 2$$

$$G_T = 948.98 \text{ KN} < 1554.6 \text{ KN}$$

Donc il y a de risque de soulèvement de la nervure.

**VI.7.3.7.3 : Vérification au poinçonnement :** (BAEL91 Art A.5.2 4)

$$\text{On doit vérifier que : } Nu \leq \frac{0.07 \times h \times F_{c28} \times \sim c}{\chi b}$$

Avec :

$\sim c$  : Périmètre du contour projeté sur le plan moyen du nervure

$N_u$  : Charge de calcul à l'E.L.U

$h$ : hauteur totale du nervure

**Donc :**

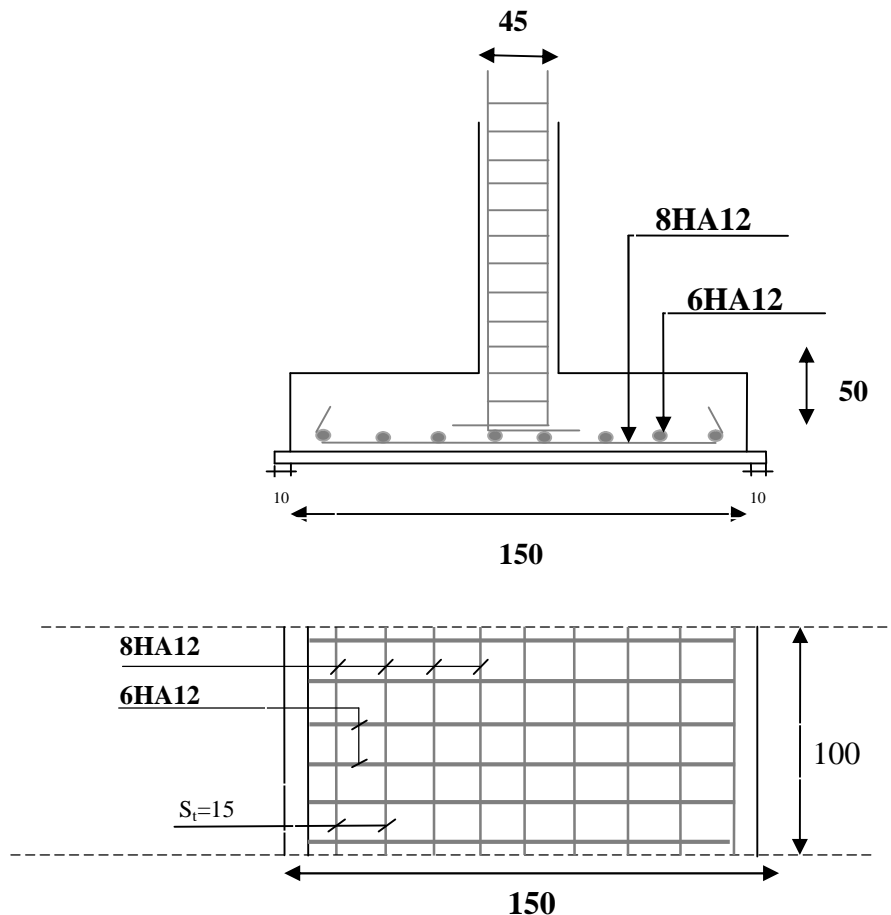
$$N_{u\text{poteau}} = 630.46 \text{ KN}$$

$$\sim c = (a + b \times 2h) \times 2 = (0.45 + 0.40 + 2 \times 2.86) \times 2 = 13.14 \text{ m}$$

$$Nu \leq \frac{0.07 \times 2.86 \times 2500 \times 13.14}{1.5} = 4384.38 \text{ KN}$$

$$Nu = 630.46 \text{ KN} \leq 5965.96 \text{ KN} \dots\dots\dots (CV)$$

### **VI.7.3.8 : Schéma de ferrailage de semelle filante sous poteau :**



**Fig.VI.5 : Ferrailage de semelle filante sous poteau**

### **V.8 : 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:

$$F = (N/\gamma) \geq 20kN$$

Avec : N égale à la valeur maximale des charges verticale de gravité apportées par les points d'appuis solidarités.

$\gamma$  = 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, 15w L)

### **NB:**

Dans le cas d'un site de catégorie S1 en zone II<sub>a</sub>, 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) cm<sup>2</sup>.

### **VI.8.1 : Calcul des armatures longitudinales:**

$$A_{\min} = 0.6b.h = 0.6 \times 30 \times 30 = 5.40 \text{ cm}^2$$

On adopte  $A_s = 6AH14 = 9.24 \text{ cm}^2$

#### ➤ **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0.23.b.d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.98 \text{ cm}^2$$

### **VI.8.2 : Les armatures transversales :**

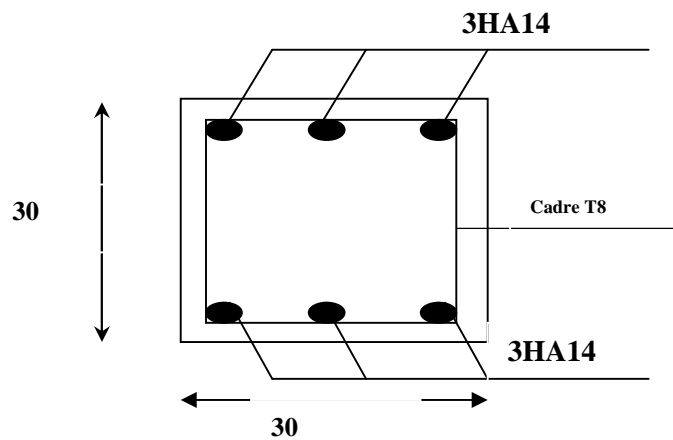
On adopte des cadres diamètre  $\Phi 8$  avec un espacement:

#### ➤ **L'espacement** : Selon RPA99

$$S_t \leq \min(20 \text{ cm} ; 15w\ell)$$

$$S_t \leq \min(20 \text{ cm}; 15w = 18 \text{ cm}) \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$$

### **VI.8.3 : Schéma de ferrailage des longrines:**



**Fig.VI.6 : Ferrailage de longrine**

### **VI.9 : La Dalle Flottante :**

#### **VI.9.1 : 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.9.2 : Mise en œuvre :**

La mise en œuvre 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.9.2.1: Préparation du sol :**

La préparation du sol qui doit comporter 4 étapes :

- Décapage.
- Nivellement.
- Compactage.
- Drainage.

**VI.9.2.2 : 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.

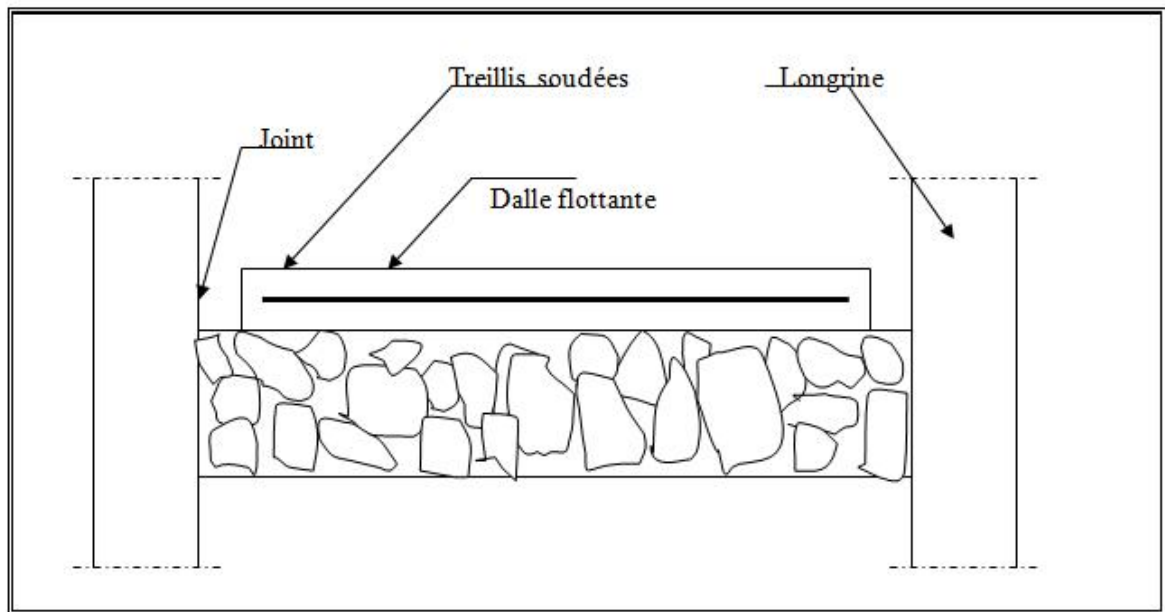
On peut réaliser la couche d'étanchéité à l'aide de feuille de polyéthylène.

**VI.9.2.3 : 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 6, maille de (20 x 20) cm<sup>2</sup>, ces armatures placées à la partie supérieure.



**Fig.VI.7 : Dalle flottante**

## **Conclusion Général**

D'après le travail qu'on a effectuée 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 AUTOCAD2013.

**Règlement :**

- RPA 99V2003 : Règlement parasismique algérienne.
- BAEL91 : Béton armé aux états limites.
- D.R.T.B.C.2.2 : Document technique réglementaire.

**Livre :**

- Conception des bâtiments en zone sismique.....Dr. Yacine CHERAIT.
- Calcule dynamique des structures .....CHANTI.Amar .

**Logiciel :**

- AUTO CADE 2013
- ROBOT 2014
- EXCEL 2007
- WORD 2007