

République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de l'Enseignement Supérieur Et de la Recherche Scientifique



Université de Jijel



FACULTE DES SCIENCES ET DE LA TECHNOLOGIE

DÉPARTEMENT DE GÉNIE CIVIL ET HYDRAULIQUE

*\*Mémoire de Fin d'étude\**

En vue de l'obtention du diplôme de MASTER ACADEMIQUE en  
GENIE CIVIL

Spécialité : Structures

*Thème*

*Etude dynamique d'une construction en béton armé :  
méthode analytique et modélisation numérique*

Réalisé par :

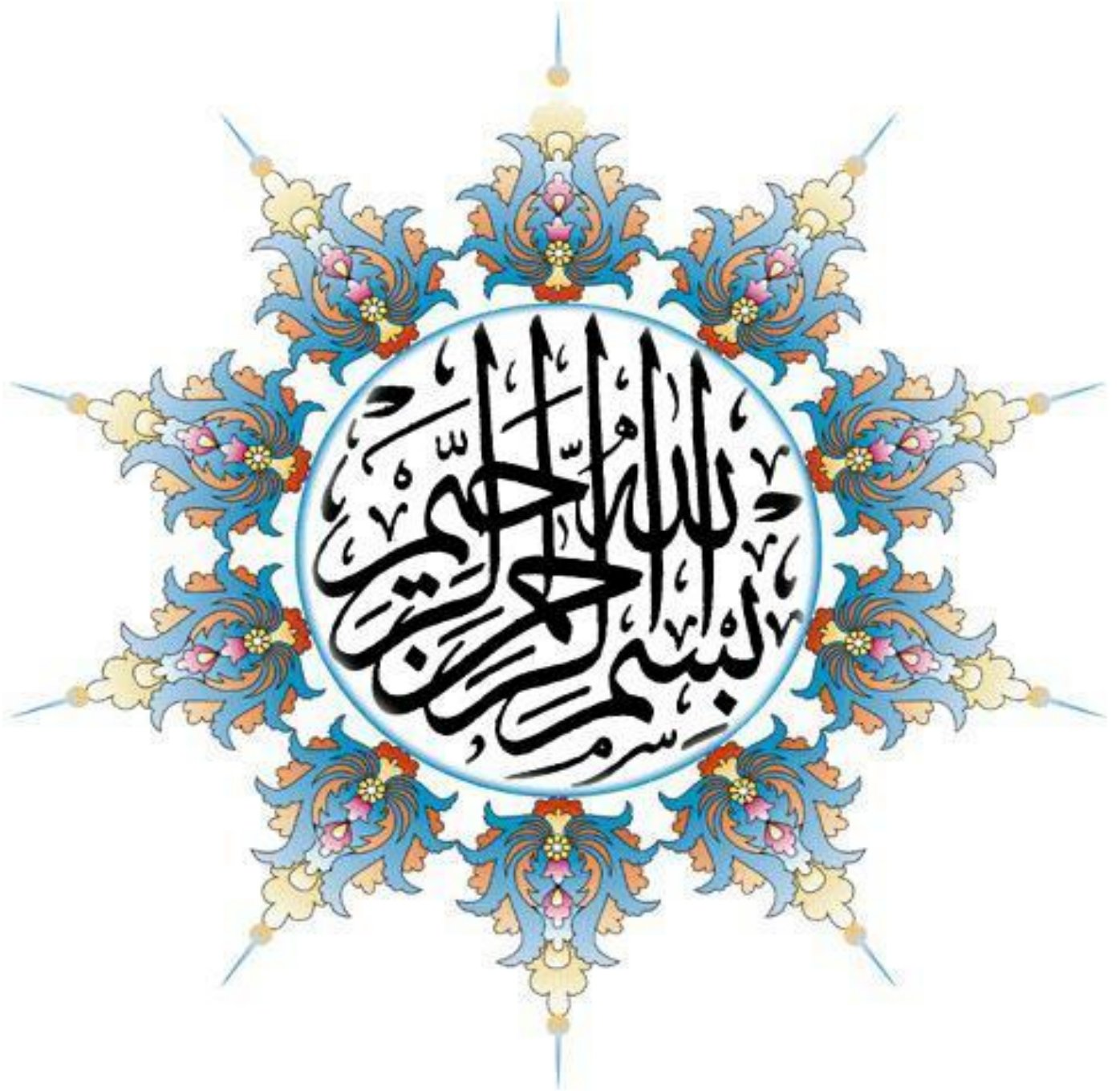
\* Dalal LAHMIRA

\* Chaima TOUAFEK

Encadré par enseignant:

M<sup>e</sup> : AYAS. H

Année Universitaire 2018/2019



## *Remerciements*

*Avant tous, Nous remercions, notre Dieu qui a bien voulu nous donner la force pour effectuer le présent travail.*

*A nos familles : qui nous ont toujours encouragés et soutenus durant toutes nos études.*

*A notre promoteur Mr : H.AYAS pour ses conseils, ses aides, pour son large esprit et l'encouragement le long de de la préparation.*

*Un remercie spécial pour : CHEBLOUA Mohammed*

*Nous remercions tous les enseignants durant toute notre formation et les collègues de notre promotion qui nous ont accompagnés depuis 2018.*

*Nous adressons mes remerciements aux membres du jury d'avoir accepté d'examiner mon travail.*

*Enfin, nous remercions toutes les personnes qui nous ont conseillées, qui se sont simplement intéressées à ce travail, et aussi celles qui, nous l'espérons me*

*Dalal et Chaima*

## *Dédicace*

*À ma mère*

*« Tu m'a donné la vie, la tendresse, et le courage pour réussir, tout ce que je peut t'offrir ne pourra exprimer l'amour et la reconnaissance que je te porte,*

*En témoignage je t'offre ce modeste travail pour te remercier pour tes sacrifices et pour l'affection dont tu m'a toujours entourée »*

*A mon père*

*« L'épaule solide, l'œil attentif compressifs et la personne la plus digne de mon estime et de mon respect. Aucune dédicace ne saurait exprimer mes sentiment, que dieu te préserve et te procure santé et longue vie. »*

*Mes frères et mes sœurs, surtout « Anfal et Kaouther ». Et toute ma famille*

*A mon binôme « Dalal » qui n'a pas cessé et m'encourager tout le temps*

*A mes amies : Houda , Zina ,Imene, Mohamed, Saoudi, Abdennour et Lokmane*

*A toute personne ayant contribué de près ou de loin*

*à achever ce travail.*

*A toutes mes collègues de master 2 structure.*

*A toute la promotion de Génie Civil 2018/2019.*

*Tout en leurs souhaitons un avenir plein de réussite*

*Chaima*



## *Dédicace*

*À ma mère*

*« Tu m'a donné la vie, la tendresse, et le courage pour réussir, tout ce que je peut t'offrir ne pourra exprimer l'amour et la reconnaissance que je te porte*

*En témoignage je t'offre ce modeste travail pour te remercier pour tes sacrifices et pour l'affection dont tu m'a toujours entourée »*

*À mon père*

*« L'épaule solide, l'œil attentif compressifs et la personne la plus digne de mon estime et de mon respect. Aucune dédicace ne saurait exprimer mes sentiment, que dieu te préserve et te procure santé et longue vie. »*

*Mes frères et mes sœurs, surtout « wafa ». Et toute ma famille*

*A mon binôme « chaima ». qui n'a pas cessé et m'encourager tout le temps*

*A mes chères amies : Abdennour ,Saoudi, Lokman Amel, Ikram, Sara,*

*et Houda .*

*A toute personne ayant contribué de près ou de loin*

*à achever ce travail.*

*A toutes mes collègues de master 2 structure.*

*A toute la promotion de Génie Civil 2018/2019.*

*Tout en leurs souhaitons un avenir plein de réussite*

**DALAL**



# SOMMAIRE

Introduction générale

## CHAPITRE I : PRESENTATION GENERALE DU PROJET

I.1. Introduction :.....	2
I.2. Présentation de l’ouvrage :.....	2
I.2.1. Caractéristiques géométriques de la structure :.....	2
I.2.2. Données du site :.....	2
I.2.3. Ossature de l’ouvrage.....	3
I.2.4-Présentation technique : .....	3
a. Planchers :.....	3
b. Les façades :.....	3
c. Maçonneries :.....	4
d. Revêtement : .....	4
e. Enduit :.....	4
f. Cage d’ascenseur :.....	4
g. Escaliers :.....	4
h. Acrotère : .....	4
i. Terrasse :.....	4
j. l’infrastructure : .....	5
I.3. Caractéristiques des matériaux :.....	5
I.3.1. Introduction :.....	5
I.3.2. Le béton :.....	5
a) -Définition :.....	5
b) -Dosage de béton : .....	5
c)- Composants du béton : .....	6
I.3.3. Caractéristiques mécaniques du béton : .....	6
a. Résistance à la compression :.....	6
b. Résistance à la traction : .....	7
c. Modules de déformation longitudinale : .....	7

d. la déformation transversale du béton : .....	8
e. coefficient de poisson : .....	8
f. contraintes limites de calculs : .....	8
I.3.3. L'acier : .....	10
a. Définition : .....	10
b. Caractéristiques mécaniques de l'acier : .....	10
c. Contraintes limites de calcul : .....	11
I.4. Définition des états- limitent : .....	12
I. 4.1. Etat limite ultime ELU : .....	12
a.Hypothèses de calcul : .....	12
b.Diagramme des déformations limites de la section (Règle des trois pivots) : .....	13
I.4.2. Etats limites de service ELS : .....	13
a. Hypothèses de calcul : .....	13
I.5. Actions et sollicitations : .....	14
I.5.1. Actions : .....	14
I.5.2. Sollicitations : .....	14
I.6. Règlements et normes utilisés : .....	15

## **CHAPITRE II : Pré dimensionnement et descente des charges**

II.1. Introduction : .....	16
II.2. Pré dimensionnement des éléments : .....	16
II.2.1. Les plancher : .....	16
a. Plancher a dalles pleines : .....	16
II.2.2. Les Balcons : .....	18
II.2.3. Les Voiles : .....	19
II.2.4. Les Poutres : .....	20
a.Poutres longitudinales : .....	20
b.Poutres transversales : .....	21
II.2.5. Les Escaliers : .....	21
II.2.6. L'acrotère : .....	23
II.2.7. pré dimensionnement des Poteaux : .....	24
II.2.8. Évaluation des charges et surcharges : .....	26
II.2.8.1 Les planchers : .....	26
II.2.8.2. Balcon : .....	27
II.2.8.3. Murs : .....	28

II.2.8.4. Les escaliers : .....	28
II.2.9. Descente des charges : .....	29
II.2.9.1. Les charges réglementaires : .....	30
1-Poteau d'angle (3A) : .....	31
2-Poteau intermédiaire (3E) : .....	35
3-Poteau centrale (2E) : .....	39
Poteau centrale (5E) : ‘’structure complet’’ .....	43

### **CHAPITRE III : CHAPITRE III. Calcul des éléments secondaires**

III.1. Introduction : .....	50
III.2. Acrotère : .....	50
III.2.1. Introduction : .....	50
III.2.2 Dimensions et modélisation de l'acrotère : .....	50
III.2.3. Principe de calcul : .....	51
III.2.4. Thermologie : .....	51
III.2.5. Evaluation des charge .....	51
III.2.6. Calcul des sollicitations : .....	52
III.2.7. Vérification au flambement : .....	52
III.2.8.Les sollicitations majorées : .....	52
III.2 .9. Le ferrailage de l'acrotère .....	53
III.2.9.1.Calcul à l'ELU : .....	53
III.2.9.2.Vérification à ELS : .....	55
III.2.10.schéma de ferrailage de l'acrotère : .....	58
III.3.Les planchers : .....	58
III.3.1. Introduction : .....	58
. III.3.2. planchers dalle pleine : .....	59
III.3.2.1. Étape de calcul : .....	59
III.3.2.2.Calcul de ferrailage de la dalle pleine : .....	59
III.3.2.3.Vérification de la condition de non fragilité : .....	63
III.3.2.4.Vérification de la contrainte tangentielle du béton : .....	63
III.3.2.5.Vérification à l'ELS : .....	64
III.4. Calcul des escaliers : .....	65
III.4.1. Définition : .....	65
III.4.2 Composition d'un escalier : .....	65
III.4.3. Calcul des escaliers : .....	66



III.4.3.1.Etage courant :	66
III.4.3.1.1.calcul des sollicitation :	66
III.4.3.1.2.calcul des armatures :	68
III.4.3.1.3.Vérification de la contrainte tangentielle à l'ELU :	69
III .4.3.1.4. Vérification des contraintes de béton à l'ELS :	70
III .4.3.3.5. Vérification de la flèche :	70
a.calcul de la flèche :	72
III.4.3.2 RDC :	74
III.4.3.2.1.calcul des sollicitation :	74
III.4.3.2.2.calcul des armatures :	76
III.4.3.2.3.Vérification de la contrainte tangentielle à l'ELU :	77
III .4.3.2.4. Vérification des contraintes de béton à l'ELS :	78
III .4.3.2.5. Vérification de la flèche :	78
a.calcul de la flèche :	78
III.4.3.3. Poutre noyée :	81
III.4.3.3.1.calcul des sollicitation :	81
III.4.3.3.2.calcul des armatures :	83
III.4.3.3.3.Vérification de la contrainte tangentielle à l'ELU :	85
III .4.3.3.4. Vérification des contraintes de béton à l'ELS :	85
III .4.3.3.5. Vérification de la flèche :	86
a.calcul de la flèche :	86
III.4.3.4. Etude de la poutre palière :	87
III.4.3.4.1.Définition :	87
III.4.3.4.2.pré dimensionnement :	88
III.4.3.4.3.calcul des sollicitation :	88
III.4.3.4.4.calcul des armatures longitudinales :	89
III.4.3.4.5.vérification:	89
III.4.3.4.6.calcul des armatures longitudinales a la torsion :	90
schéma de ferrailage d escalier :	92
III.5Etude des balcons :	93
III.5.1. Introduction :	93
III.5.2. Caractéristique des matériaux:	93
III.5.3. Les charges :	93
III.5.4. Sollicitation de calcul	94
III.5.5. Ferrailage :	95

III.5.6. Vérification de la contrainte tangentielle du béton:.....	95
III.5.7. Vérification a l ELS :.....	96
III.5.8. Schéma de ferrailage : .....	97

## CHAPITRE IV : ETUDE SISMIQUE

IV. ETUDE SISMIQUE :.....	98
IV.1. Introduction :.....	98
IV.2. Objectifs de l'étude dynamique : .....	99
IV.3. Choix de la méthode de calcul : .....	99
IV.3.1. Présentation de méthode statique équivalente :.....	99
IV.3.2. Présentation de méthode modale spectrale :.....	99
IV.3.3. Présentation de la méthode dynamique par accélérogramme : .....	100
IV.3.4. Choix de la méthode de calcul pour notre structure :.....	100
IV.4. Classification de l'ouvrage selon le RPA99 version 2003 :.....	100
IV.5. L'analyse dynamique de la structure par ETABS :.....	104
IV.5.1. Spectre de réponse de calcul :.....	104
IV.5.2. Modélisation de la structure : .....	105
IV.5.2.1. Description du logiciel ETABS :.....	105
IV.5.2.2. Modélisation des éléments structuraux :.....	105
IV.5.2.3. Modélisation de la masse :.....	106
IV.5.2.4. Nombre de mode à prendre en compte :.....	106
IV.6. Etape de modélisation : .....	107
IV.7. La propension de disposition des voiles : .....	107
IV.8. Période fondamentale théorique : .....	110
IV.9. Disposition des voiles : .....	111
IV.10. Poids total de la structure :.....	112
IV.11. Vérifications réglementaire :.....	113
IV.11.1. Caractéristiques géométriques et massique de la structure :.....	113
IV.11.2. Calcul de l'excentricité théorique : .....	113
IV.12. Justification de l'interaction portiques voiles : .....	114
IV.13. Vérification de l'effort sismique :.....	115
IV.14. Modélisation par brochette : .....	116
IV.14.1. Par la méthode statique équivalent.....	116
a. Distribution de l'effort sismique selon la hauteur :.....	116
b. Distribution de l'effort tranchant selon la hauteur : .....	118

IV.14.2. Par la méthode dynamique :	120
a.distribution de l'effort sismique selon la hauteur :	120
b.Distribution de l'effort tranchant selon la hauteur :	122
IV.15. Vérification des déplacements latéraux inters étage :	124
IV.16.Justification vis à vis de l'effet P- $\Delta$ :	126
IV.17.Justification de la stabilité au renversement :	128
IV.18. Vérification de L'effort normal réduit : (RPAv2003, 7.1.3.3):	128

## **CHAPITRE V: Ferrailage des éléments de contreventement**

V. Ferrailage des éléments de contreventement.....	130
V.1. Introduction :	130
V.2. Ferrailage des portiques :	130
V.2.1. Ferrailage des poutres :	130
V.2.1.1 Combinaisons des charges.....	130
V.2.1.2 Calcul de ferrailage :	131
V.2.1.2.1 Ferrailage des poutres longitudinales :	131
V.2.1.2.2 Ferrailage des poutres transversales:	134
V.2.1.2.3 Schéma de ferrailage :	138
V.2.2 Ferrailage des poteaux:.....	139
V.2.2.1 introduction:.....	139
V.2.2.2 Rocommandation du RPA99/VERSION2003:.....	140
V.2.2.3 Calcul de ferrailage :	140
V.2.2.4 Vérification de ferrailage :	141
V.3. Les voiles :	146
V.3.1 Introduction: .....	146
V.3.2 Calcul du ferrailage vertical :	148
V.3.3 Etude des sections :	148
V.3.3.1 Section partiellement comprimée SPC :	148
V. 3.3.2 Section entièrement comprimée SEC :	149
V.3.3.3 Section entièrement tendue. SET :	149
V.3.4. Ferrailage des voiles .....	150
V.3.4 .1 Ferrailage des voiles :	150
V.3.4.2. Calcul de ferrailage vertical :	150
V.3.4.3. Schéma de ferrailage des voiles :	156
V.3.5. Ferrailage des voiles d'ascenseur :	158

a- Vérification de la contrainte de cisaillement à la base des voiles d'ascenseur :.....	159
V.4.5.1.schéma de ferrailage :.....	159
V.3.6. Calcul d'un voile avec ouverture :.....	160
V.3.6.1. Introduction :.....	160
V.3.6.2.Calcul du linteau :.....	160
V.3.6.2.1.Linteau1 :.....	166
V.3.6.2.1.1. Vérification de la contrainte de cisaillement :.....	161
V.3.6.2.1.2. Calcul du ferrailage :.....	161
V.3.6.2.1.3. Choix des Barres d'aciers :.....	162
V.3.6.2.1.4. Schéma de ferrailage :.....	162
V.3.6.2.2.Linteau2 :.....	163
V.3.6.2.2.1. Vérification de la contrainte de cisaillement :.....	163
V.3.6.2.2.2. Calcul du ferrailage :.....	164
V.3.6.2.2.3. Choix des Barres d'aciers :.....	165
V.3.6.2.2.4. Schéma de ferrailage :.....	165

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

VI.1 Introduction : .....	166
VI.2 Différents types des fondations :.....	166
VI.3 Choix du type de fondations : .....	166
VI.3.1 Semelle isole : .....	166
VI.3.1 .1 Calcul des surfaces nécessaires pour les semelles :.....	167
VII.3.2 La surface des semelles filantes des voiles d'après L'ETABS.....	169
VI.4. Radier général : .....	170
VI.4.1 Introduction :.....	170
VI.4.2. Pré dimensionnement du radier : .....	170
VI.4.2. 1.L'épaisseur de la dalle :.....	170
VI.4.2.2. Nervure : .....	170
VI.4.2.3 Calcul du D (débordement) : .....	172
VI.4.2.4 Vérification du poinçonnement :.....	172
VI.4.2.5 Caractéristiques géométriques du radier :.....	173
VI.5. Vérification de la stabilité du radier :.....	175

VI.5. 1.Vérification de la contrainte du sol sous les charges verticales :.....	175
VI.5. 2.Vérification de la stabilité du radier sous la combinaison $0,8G \pm E$ :.....	175
VI.5. 3.Vérification de la compression sous $G + Q \pm E$ :.....	176
VI.6. Ferrailage du radier : .....	176
VI.7. Etude de débord du radier : .....	179
VI.7.1. Etude de débord du radier : .....	179
VI.8. Calcul des nervures :.....	181
VI.8.1.Présentation du logiciel SAFE 16.0.1: .....	181
VI.8. 2.Démarches de modélisation de notre radier :.....	181
VI.8.3.Ferrailage longitudinal : .....	182
schéma de ferrailage :.....	186
Conclusion générale	

# Liste des figures

## CHAPITRE I: PRESENTATION GENERALE DU PROJET

Figure I.1. Briques creuse.....	3
Figure I.2. Diagramme parabole rectangle .....	9
Figure I.3. Diagramme linéaire.....	10
Figure I.4. Diagramme Contraintes-Déformations de l'acier. ....	11
Figure I.5. Règles des trois pivots. ....	13

## CHAPITRE II : Pré dimensionnement et descente des charges

Figure II.1.Charge de la dalle. ....	17
Figure II.2. Dimensions des balcons. ....	18
Figure II.3. Coupe de voile en plan. ....	19
Figure II.4. Section des poutres. ....	20
Figure II.5. Dimension des poutres transversales et longitudinales. ....	21
Figure II.6.Dimension d'un escalier. ....	22
4Figure II.7. Dimensions de l'acrotère .....	24

## CHAPITRE III: Calcul des éléments secondaires

Figure III.1. Coupe transversale et longitudinale de l'acrotère. Acrotère .....	50
Figure III.2. Coupes transversales de l'acrotère. ....	53
Figure III.3 Position de centre de pression .....	56
Figure III.4 ferrailage de l'acrotère .....	58
Figure III.5 Coupe A-A .....	58
Figure III.6 coupe B-B.....	58
Figure III.7 dimension de la dalle pleine .....	59
Figure III.8 Distribution des moments sur les panneaux.....	60
Figure III.9Ferrailage de la dalle plein .....	65
Figure III.10 Schéma d'un escalier.....	66
Figure III.11 Schéma statique d'escalier .....	66
Figure III.12 Charge équivalent.....	67
Figure III.13 Schéma statique d'escalier RDC.....	74

Figure III.14 Charge équivalent.....	74
Figure III.15 Schéma statique d'escalie .....	81
Figure III.16 La Poutre palier .....	88
Figure III.17. Section creuse.....	90
Figure III.18.Schéma de ferrailage des escaliers.....	92
Figure III.19. Schéma de ferrailage de la poutre palière .....	92
Figure III.20. Schéma du balcon encastrés sur trois côté. ....	93
Figure III.21. Ferrailage d'une bonde de 1 m du balcon .....	97
Figure III.22. Ferrailage du balcon encastrés sur trois côté.....	97

#### **CHAPITRE IV: ETUDE SISMIQUE**

Figure IV.1.Daigramme de spectre en fonction de site par RPA .....	104
Figure IV.2. Le spectre de réponse.....	104
Figure IV.3. Modélisation de la structure de tour par ETABS.....	106
Figure IV.4. Mode 1 .....	109
Figure IV.5. Mode 2 .....	109
Figure IV.6. Mode 3 .....	110
Figure IV.7. La disposition des voiles proposés.....	112
Figure IV.8. Distribution de l'effort sismique selon la hauteur.....	118
Figure IV.9.La distribution de l'effort tranchant suivant X etY.....	120
Figure IV.10. Distribution de l'effort sismique selon la hauteur.....	122
Figure IV.11.La distribution de l'effort tranchant suivant X et Y .....	124
Figure IV.12. Déplacement de chaque niveau dans les deux sens X et Y .....	126

#### **CHAPITRE V : Ferrailage des éléments de contreventement**

Figure V.1. Schéma de ferrailage Poutre longitudinal .....	138
Figure V.2. Schéma de ferrailage Poutre transversale .....	139
Figure V.3. Schémas de Ferrailage des poteaux.....	146
Figure V.4. Section transversale du voile.....	147
Figure V.4. Section partiellement comprimée.....	149
Figure V.5. Section entièrement tendue .....	150
Figure V.6. Vue en plan des voiles existants.....	151
Figure V.7. schéma de ferrailage $V_{x1}$ ; $V_{x2}$ ; $V_{x3}$ ; $V_{x4}$ .....	156
Figure V.8. schéma de ferrailage $V_{x5}$ ; $V_{x6}$ ; $V_{x7}$ ; $V_{x8}$ ; $V_{x9}$ ; $V_{x10}$ .....	156
Figure V.9. schéma de ferrailage $V_{y1}$ ; $V_{y6}$ ; $V_{y9}$ ; $V_{y14}$ :.....	157
Figure V.10. Schéma de ferrailage $V_{y7}$ ; $V_{y8}$ .....	157
Figure V.11. schéma de ferrailage $V_{y2}$ ; $V_{y5}$ ; $V_{y10}$ ; $V_{y13}$ .....	157

Figure V.12. Schéma de ferrailage Vy3 ; Vy4 ; Vy11 ; Vy1 .....	158
Figure V.13. voile cage d'ascenseur .....	158
Figure V.14. schéma de ferrailage voile Asc1 .....	159
Figure V.15. Schéma de ferrailage voile Asc2 ; Asc3.....	160
Figure V.16. Schéma de ferrailage du linteau1 .....	163
Figure V.17. Schéma de ferrailage du linteau 2 .....	165

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

Figure VI.1 Semelle isolée .....	167
Figure VI.2 . Semelle filante .....	170
Figure VI.3. Schéma du radier sous SOCOTEC .....	174
Figure VI.4 Schéma du débord.....	180
Figure VI.5. schéma de ferrailage du débord de radier .....	181
Figure VI.6 diagramme des moments dans les nervures d'après logiciel SAFE 12.....	182
Figure VII.7 Ferrailage des nervures : sur travée .....	186
Figure VII.8 Ferrailage des nervures : sur appuis .....	186



# Liste des tableaux

## **CHAPITRE I : PRESENTATION GENERALE DU PROJET**

Tableau I.1. La limite d'élasticité de l'acier. ....	10
--	----

## **CHAPITRE II : Pré dimensionnement et descente des charges**

Tableau II.1. Evaluation des charges plancher terrasse (dalles pleines). ....	26
Tableau II.2. Evaluation des charges plancher étage (dalles pleines). ....	27
Tableau II. 3. Evaluation des charges plancher RDC (dalles pleines). ....	27
Tableau II. 4. Evaluation des charges au balcon étage courant.....	27
Tableau II. 5. Evaluation des charges au balcon terrasse. ....	28
Tableau II.6. Evaluation des charges murs extérieurs.....	28
Tableau II.7. Evaluation des charges murs intérieurs.....	28
Tableau II.8 .Evaluation des charges murs extérieurs.....	29
Tableau II.9 .Evaluation des charges paliers. ....	29
Tableau II.10. Evaluation des charges paillasse étage courant.....	29
Tableau II.11. Evaluation des charges paillasse RDC.....	30

## **CHAPITRE III : Calcul des éléments secondaires**

Tableau III.1. évaluation des charges. ....	52
Tableau III.2. Les sollicitations dues à l'acrotère.....	53
Tableau III.3: la sollicitation après majoration.....	54
Tableau III.4 : calcul des ferraillements à ELU.....	55
Tableau III.5. Résultats des sollicitations à l'EL.....	62
Tableau III.6. Répartition des moments fléchissant à l'ELU. ....	62
Tableau III.7. Résultats des sollicitations à l'ELS.....	62
Tableau III.8. Répartition des moments fléchissant à l'ELS.....	63
Tableau III.9 : Résultats de Ferrailage. ....	64
Tableau III.10 : Vérification des contraintes à l'ELS.....	66
Tableau III.11.Différents coefficient pour le calcul de ferrailage. ....	70
Tableau III .12 .Résultats du calcul du ferrailage de l'escalier. ....	70
Tableau III.13. Paramètres pour calculer la flèche.....	73
Tableau III.14.Différents coefficient pour le calcul de ferrailage. ....	78

Tableau III.15. Résultats du calcul du ferrailage de l'escalier. ....	78
Tableau III.16. Paramètres pour calculer la flèche .....	81
Tableau III.17. Différents coefficient pour le calcul de ferrailage. ....	86
Tableau III.18. Résultats du calcul du ferrailage de l'escalier. ....	86
Tableau III.19. Résultats du calcul du ferrailage de poutre palier. ....	91
Tableau III.20. La position des liaisons et différent charges. ....	95
Tableau III.21. Les résultats des efforts à l'E.L.U. ....	96
Tableau III.22. Les résultats des efforts à l'E.L.S. ....	97
Tableau III.23. Résultats de ferrailage de balcon type 1. ....	97
Tableau III.24. Les résultats de vérification à l'E.L.S. ....	99

#### **CHAPITRE IV : ETUDE SISMIQUE**

Tableau IV.1. Coefficient d'accélération de zone A. ....	104
Tableau IV.2. Classification de la structure selon le système de contreventement. ....	104
Tableau IV.3. Classification de l'ouvrage selon RPA version 2003. ....	105
Tableau IV.4. Pénalité $P_q$ en fonction des critères de qualités. ....	106
Tableau IV.5. Valeurs de $\xi$ (%) .....	106
Tableau IV.6. Les valeurs des périodes et facteur de participation des masses variante1 ..	111
Tableau IV.7. Les valeurs des périodes et facteur de participation des masses variante2 .	111
Tableau IV.8. Période fondamental de la structure. ....	114
Tableau IV.9. Poids de chaque étage. ....	116
Tableau IV.10. valeur de centre (masse+ rigidité) et l'excentricité (théorique+ accidentelle). .....	117
Tableau IV.11. Le pourcentage de l'effort vertical repris par les voiles .....	118
Tableau IV.13. La distribution de l'effort sismique selon la hauteur suivant X. ....	120
Tableau IV.14. La distribution de l'effort sismique selon la hauteur suivant Y. ....	121
Tableau IV.15. La distribution de l'effort tranchant suivant X. ....	123
Tableau IV.16. La distribution de l'effort tranchant suivant Y. ....	123
Tableau IV.17. La distribution de l'effort sismique selon la hauteur suivant X .....	125
Tableau IV.18. La distribution de l'effort sismique selon la hauteur suivant Y. ....	126
Tableau IV.19. La distribution de l'effort tranchant suivant X. ....	127
Tableau IV.20. La distribution de l'effort tranchant suivant Y. ....	127
Tableau IV.21. Vérification des déplacements. ....	129
Tableau IV.22. Justification vis à vis de l'effet P- $\Delta$ sens X.X .....	131
Tableau IV.23. Justification vis à vis de l'effet P- $\Delta$ sens Y.Y .....	132
Tableau IV.24. Vérification de la stabilité au renversement .....	132

Tableau IV.25. Vérification de L'effort normal réduit.....	133
Tableau IV.25. Vérification de L'effort normal réduit.....	133

### **CHAPITRE V: Ferrailage des éléments de contreventement**

Tableau V.1. Calcul du ferrailage des poutres longitudinal .....	136
Tableau V.2. Vérification du ferrailage des poutres longitudinal .....	136
Tableau V.3. Calcul du ferrailage des poutres transversal .....	140
Tableau V.4. Vérification du ferrailage des poutres transversal. ....	140
Tableau V.5. Les sollicitation dues aux poteaux .....	146
Tableau V.6. Calcul du ferrailage des poteaux.....	146
Tableau V.7. Vérification de ferrailage des poteaux .....	147
Tableau V .8. Vérification des efforts tranchant des poteaux selon BAEL.....	148
Tableau V .9. Vérification des efforts tranchant des poteaux selon R.P.A . ....	148
Tableau V .10. calcul les armatures transversal des poteaux. ....	150
Tableau V.11. Longueur de recouvrement poteaux. ....	150
Tableau V.12.Vérification des contraintes à l'ELS .....	151
Tableau V.13. : Résumé des résultats de ferrailage vertical de voile transversal .....	158
Tableau V.14. : Résumé des résultats de ferrailage vertical de voile longitudinales .....	159
Tableau V.15. Vérification de la contrainte de cisaillement sens X-X .....	159
Tableau V.16. Vérification de la contrainte de cisaillement sens Y-Y .....	160
Tableau V.17. ferrailage horizontal des voiles sens X-X.....	161
Tableau V.18. Ferrailage horizontal des voiles sens Y- .....	162
Tableau V.19. Résumé des résultats de ferrailage vertical de voile d'ascenseur .....	165
Tableau V.20. Vérification de la contrainte de cisaillement de la cage d'ascenseur.....	165
Tableau V.21. la ferrailage final du linteau1 .....	168
Tableau V.22. la ferrailage final du linteau2 .....	171

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

Tableau VI. 1. Les surfaces des semelles isolées. ....	175
Tableau VI.2 Les surfaces des semelles filante .....	176
Tableau VI.3. Vérification de la stabilité du radier sous la combinaison $0,8G \pm E$ .....	182
Tableau VI.4.Calcul des contraintes .....	183
Tableau VI.5. Vérification de la compression sous $G+Q \pm E$ .....	183
Tableau VI.6. Les sollicitations à l'ELU.....	184
Tableau VI.7.Les sollicitations à l'ELS .....	184
Tableau VI.8. Calcul de ferrailage de la dalle à l'ELU.....	185

Tableau VI.9. Vérification des contraintes à l'ELS.....	186
Tableau VI.10.ferraillage à l'ELS .....	186
Tableau VI.11. Le ferraillage des nervures de radier dans les deux sens à l'ELU .....	190
Tableau VI.12. Vérification à l'ELS .....	191
Tableau VI.13.Le ferraillage des nervures de radier à l'ELS.....	191

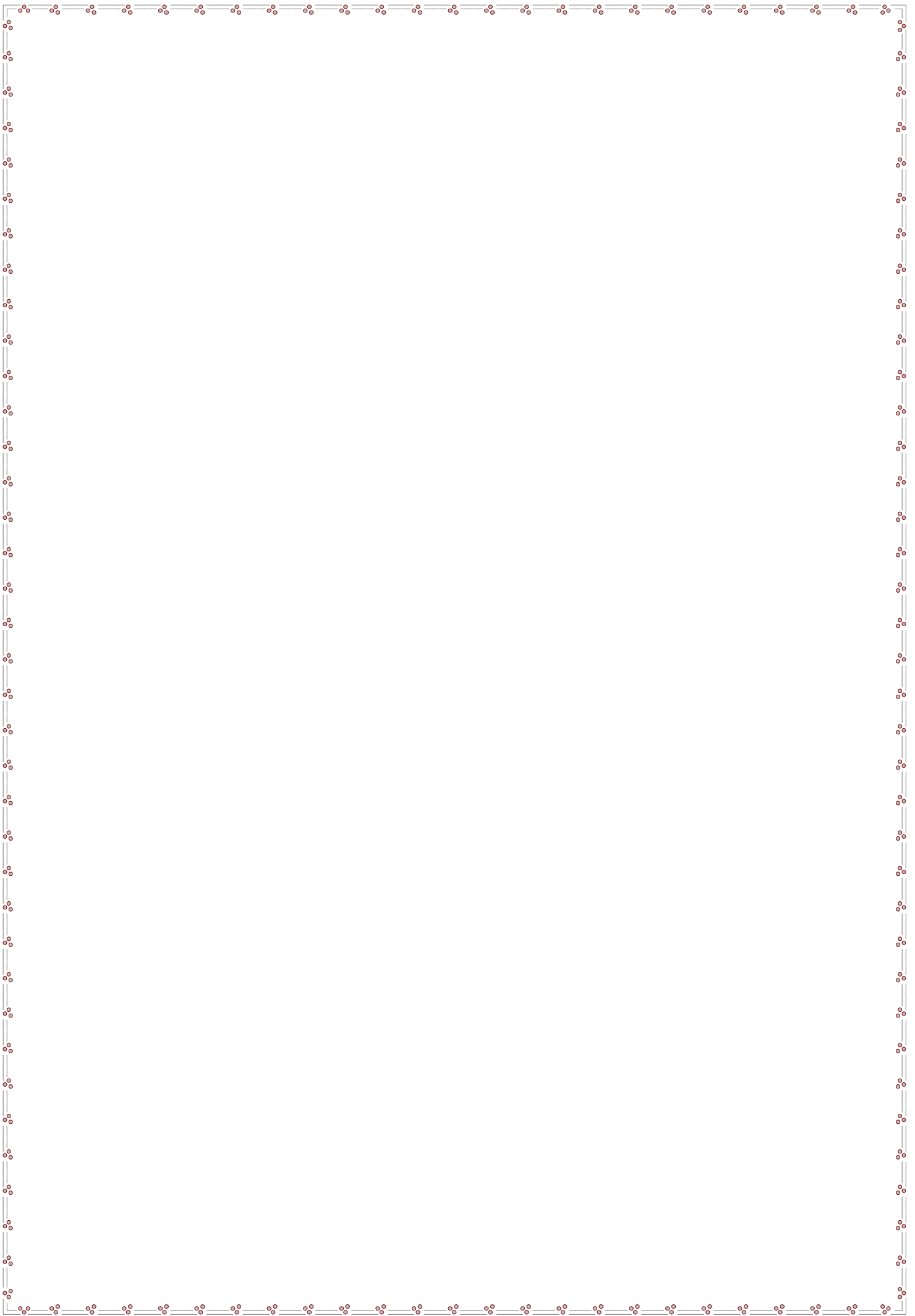
## Notations

$A, A_s$  : aire d'une section d'acier.  
 $A_t$  : somme des aires des sections droites d'un cours d'armatures transversales.  
 $B$  : aire d'une section de béton  
 $D$  : diamètre, rigidité  
 $E$  : module d'élasticité longitudinal, séisme.  
 $E_b$  : module de déformation longitudinal béton.  
 $E_i$  : module de déformation instantanée ( $E_{vj}$  : pour a l'âge de j jours).  
 $E_s$  : module d'élasticité de l'acier.  
 $E_v$  : module de déformation différé  $E_{vj}$  : pour chargement applique à l'âge de j jours).  
 $F$  : force ou action générale.  
 $G$  : charge permanente.  
 $Q$  : surcharge d'exploitation.  
 $I$  : moment d'inertie.  
 $L$  : longueur ou portée.  
 $M$  : moment de flexion le plus souvent.  
 $M_u$  : moment a l'état limite ultime.  
 $M_{ser}$  : moment de calcul a l'état limite de service.  
 $N$  : effort normal.  
 $Q$  : action ou charge variable.  
 $S$  : section  
 $T, V$  : effort tranchant.  
 $f_{cj}$  : résistance caractéristique à la compression du béton âgé de j jours  
 $f_{tj}$  : résistance caractéristique à la traction du âgé de j jours  
 $f_{c28}$  et  $f_{t28}$  : grandeurs précédemment calculé à 28 jours.  
 $d$  : hauteur utile.  
 $h_p$  : épaisseur du plancher.  
 $h_t$  : la hauteur des poutrelles.  
 $h_0$  : épaisseur de la dalle de compression.  
 $L_x$  : longueur maximale entre axes  
 $A'$  : section d'armature comprimées  
 $A$  : section d'armature tendues  
 $e$  : excentricité d'un résultante ou d'un effort par rapport au centre de gravité de la section.

$S$  : espacement des armatures en général.  
 $S_t$  : espacement des armatures transversales.  
 $f_e$  : limite d'élasticité de l'acier .

### NOMENCLATURES GRECQUES :

$\gamma_b$  : Coefficient de sécurité du béton.  
 $\gamma_s$  : Coefficient de sécurité de l'acier.  
 $\alpha$  : Angle en général, coefficient  
 $\zeta_{bc}$  : Raccourcissement relatif du béton.  
 $\zeta_s$  : Déformation de l'acier.  
 $\eta$  : Coefficient de fissuration relative a une armature.  
 $\Theta$  : Coefficient sans dimension.  
 $\lambda$  : Élanement.  
 $\mu$  : Coefficient de frottement.  
 $\nu$  : Coefficient de poisson.  
 $\rho$  : rapport de deux dimensions ; en particulier rapport de l'aire d'acier a l'aire de béton.  
 $\sigma_{bc}$  : Contrainte de compression du béton.  
 $\sigma_s$  : Contrainte de traction dans l'acier.  
 $\bar{\tau}_u$  : Contrainte tangentielle admissible.  
 $\gamma$  : Densité humide du sol.  
 $K$  : Raideur de sol.  
 $D$  : Profondeur d'ancrage (fiche du pieu).  
 $Q_f$  : la charge limite du frottement.  
 $N_{q\max}$  et  $N_{c\max}$  : Facteurs de portance.  
 $Q_p$  : La charge limite a la point.  
 $P$  : Périmètre de la section du pieu.



## ⊖ Résumé ⊖

Ce projet présente une étude dynamique détaillée d'une tour en béton armé contreventée par voiles et constitué d'un RDC + 8 étages à usage d'habitation, implanté à la Wilaya de Constantine, qui est classée selon le RPA/V2003 dans une zone de sismicité moyenne (Zone IIa). L'étude est conformée aux règles parasismiques algériennes 99 modifiées en 2003. Le dimensionnement ainsi que le ferrailage des éléments ont été fait conformément aux règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA93), en appliquant le BAEL91.

L'analyse sismique de la structure a été réalisée par le logiciel de calcul ETABS.

Mots Clés : **Bâtiment, Béton armé, ETABS, RPA99 modifié 2003, BAEL91 modifié 99.**

## ⊖ Abstract ⊖

This project presents a detailed dynamic study of a reinforced concrete tower with shear walls it consists of a ground floor +8 stories for purpose living, located in the province of Constantine; which is classified according to RPA / V2003 in a zone of average seismicity, (Zone IIa). The study is in conformity with the Algerian seismic rules 99 modified in 2003. The structural elements dimensioning and reinforcement were done in accordance with the rules for the design and calculation of reinforced concrete structures (CBA93), applying the BAEL91. Using the ETABS software.

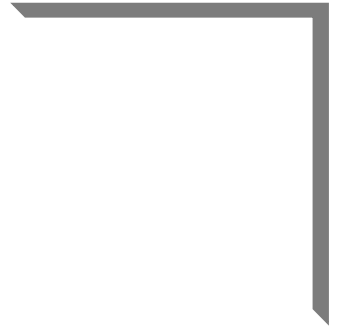
The dynamic structure study using ETABS software.

Keywords: **Building, Reinforced concrete, ETABS, RPA 99/2003, CBA93, BAEL91.**

## ⊖ ملخص ⊖

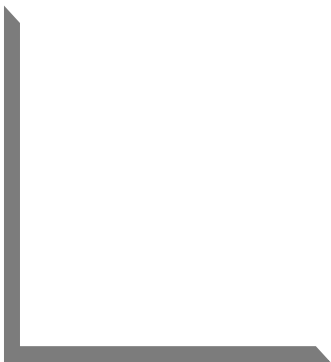
هذا المشروع يقدم دراسة ديناميكية مفصلة لإنجاز عمارة مقاومة للزلازل بواسطة الجدران المشكّلة من الخرسانة المسلحة، تتألف من طابق أرضي +8 طوابق للاستغلال سكني. تتواجد في ولاية قسنطينة المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية رقم IIa حسب معايير RPA 99/2003. الدراسة متوافقة حسب المعايير الجزائرية المقاومة للزلازل 99 المعدل في 2003. الأبعاد وكذلك التسليح بالحديد للعناصر الأساسية المشكّلة للبناءية حسبت توفّقا مع قواعد حسابات الهياكل. بتطبيق قوانين CBA93 بالخرسانة المسلحة BAEL91 من أجل الدراسة الديناميكية للبناءية فمنا باستعمال برنامج ETAB.

الكلمات المفتاحية: عمارة - الخرسانة المسلحة - BAEL91 - CBA93 - RPA 99/2003 - ETABS



# **INTRODUCTION**

## **GENERALE**





## **Introduction générale :**

La construction des bâtiments a connu un développement rapide, surtout après la seconde guerre mondiale. L'homme doit toujours suivre le progrès et apprendre les nouvelles techniques des constructions, pour améliorer le comportement des structures des bâtiments, surtout celle de grande hauteur qui offrant une grande surface aux forces du vent et qui présente une force sismique importante.

La construction dans une sismique nécessite des normes spéciales pour assurer la stabilité et la durabilité de bâtiment, pour cela il faut application de règles parasismiques spécifiques pour chaque zone sismique.

Le présent travail a pour objectif de mettre en application les connaissances acquises durant la formation des ingénieurs, par l'étude complète d'une tour à usage d'habitation et commercial (R+8) à contreventement voile et portique en utilisant le logiciel ETABS qui sera présenté à l'aide des chapitres suivants :

Chapitre I : Généralités et présentation de l'ouvrage

Chapitre II : pré dimensionnement et descente de charge.

Chapitre III : Calcule des éléments secondaires.

Chapitre I V : Etude dynamique.

Chapitre V : Ferrailage des éléments des contreventements

Chapitre VI :Etude de l'infrastructure.

## **I.1. Introduction :**

L'étude de ce projet comprend la partie conception des éléments tels que, fondations, poteaux, poutres, voiles, planchers et le calcul des éléments secondaires (escalier, acrotère, plancher et balcon) ainsi que l'étude dynamique de la structure, qui permet d'évaluer son comportement lors d'un séisme va être déterminé par le ferrailage des éléments de contreventement puis l'étude de l'infrastructure.

Dans le cadre de ce projet de fin d'étude, nous avons procédé au calcul d'une structure à usage d'habitation implantée dans la wilaya de **Constantine (la zone sismique IIa)**.

Le système de contreventement est mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques-voiles.

Dans cette étude, on a utilisé le logiciel de calcul par éléments finis **ETAPS 9.6** particulièrement efficace dans la modélisation des bâtiments à plusieurs étages. Ce logiciel nous a permis la détermination des caractéristiques dynamiques de la structure, le calcul des efforts internes qui sollicitent chaque élément de la structure. Les efforts engendrés dans le bâtiment, sont ensuite utilisés pour ferrailer les éléments résistants suivant les combinaisons et les dispositions constructives exigées par la réglementation algérienne dans le domaine du bâtiment à savoir les Règles Parasismiques Algériennes "**RPA99/Version 2003**" et aux règles de béton armé en vigueur (**BAEL91, CBA 93**).

## **I.2. Présentation de l'ouvrage :**

Notre projet consiste à l'étude d'une tour comportant **RDC + 8 étages** identiques à usage d'habitation : **32 logements, 16 locaux**. Selon le **RPA 99/2003**, le bâtiment sera implanté à la wilaya de **Constantine (la zone sismique IIa)**.

### **I.2.1. Caractéristiques géométriques de la structure :**

Les caractéristiques géométriques de la structure à étudier sont :

- \* Longueur en plan.....37.90 m.
- \* Largeur en plan.....25.90 m.
- \* Hauteur du RDC.....4.50 m.
- \* Hauteur des étages courants.....3.05 m.
- \* Hauteur totale du bâtiment (avec l'acrotère) .....29.50m.

### **I.2.2. Données du site :**

Le bâtiment est implanté dans une zone classée par le **RPA 99/version 2003** comme :

- Une zone de sismicité moyenne (**zone IIa**).
- L'ouvrage appartient au **groupe d'usage 2**.
- Le site est considéré comme **meuble (site 3)**.
- Contrainte admissible du sol  $\bar{\sigma} = 2 \text{ bars}$  ( $\text{Kg/cm}^2$ ) à **3m** de profondeur.

### **I.2.3. Ossature de l'ouvrage**

L'ouvrage rentre dans le cadre de l'application des **RPA99/Version2003**. D'après les conditions de l'article (**3.4.A**) pour les structures en béton armé, on ne peut pas adopter un contreventement par portique auto stable. Par conséquent, nous avons opté pour un contreventement de la structure est assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portique-voile, pour assurer la stabilité de l'ensemble sous l'effet des actions verticales et des actions horizontales (forces sismiques).

Pour ce genre de contreventement, il y a lieu également de vérifier les conditions suivantes :

- Les voiles de contreventement doivent reprendre **au plus 20%** des sollicitations dues aux charges verticales.
- Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, **au moins 25%** de l'effort tranchant d'étage.

### **I.2.4-Présentation technique :**

#### **a. Planchers :**

Les planchers sont considérés comme des diaphragmes dans leur plan d'épaisseur relativement faible par rapport aux autres dimensions de la structure.

- **Planchers à dalle plein :**

Nous avons adopté un seul type de planchers sont des planchers à dalle pleine.

#### **b. Les façades :**

Les façades sont réalisées en double cloison par des éléments de briques comportant des ouvertures pour fenêtres à certains endroits, et pour mur intérieur une cloison.



**Figure I.1.** Briques creuse.

**c. Maçonneries :**

La maçonnerie la plus utilisée en Algérie est en brique creuses, pour cet ouvrage nous avons deux types de murs :

❖ **Murs extérieurs :**

Le remplissage des façades est en maçonnerie double parois, elles sont composées de :

- Une cloison en brique à 8 trous de 10 cm d'épaisseur.
- Une l'âme d'aire de 5 cm d'épaisseur.
- Une cloison en brique à 12 trous de 15 cm d'épaisseur.

❖ **Murs intérieurs :**

Une cloison de séparation de 10 cm d'épaisseur.

**d. Revêtement :**

Le revêtement de la structure est constitué par :

- Carrelage de 2 cm d'épaisseur pour les chambres, les couloirs et les escaliers.
- Enduit plâtre pour les murs intérieurs et les plafonds.

**e. Enduit :**

- Enduit au mortier de ciment : Les murs des façades et les parois des murs des salles humides ainsi que les sous plafonds de tous espaces recevront un enduit au mortier de ciment.

- Enduit au plâtre : les parois des murs de tous les autres espaces recevront un enduit au plâtre parfaitement soigné.

**f. Cage d'ascenseur :**

L'ascenseur est un appareil élévateur permettant le déplacement vertical et accès aux différents niveaux du bâtiment, il est composé essentiellement de la cabine et de sa machinerie.

**g. Escaliers :**

La cage d'escalier permet l'accès des niveaux aux tous étages. On a un type :

- Escalier à paillasse simple.

**h. Acrotère :**

Comme la terrasse est inaccessible, le dernier niveau du bâtiment est entouré d'un acrotère en béton armé de 60cm de hauteur et de 10cm d'épaisseur.

**i. Terrasse :**

La terrasse de la structure est inaccessible.

**j. l'infrastructure :**

Sera réalisée en béton armé en assurant :

- Transmission des charges verticales au sol d'assise de la structure.
- Limitation des tassements différentiels.
- Encastrement de la structure dans le sol.

**I.3. Caractéristiques des matériaux :**

**I.3.1. Introduction :**

Le béton armé se compose de béton et des armatures, le béton représente une bonne résistance à la compression et une faible résistance à la traction, l'acier offre une bonne résistance de traction, de l'association de ces deux matériaux, il en résulte un matériau composite dans lequel chacun répond au mieux aux sollicitations auxquelles il est soumis.

**I.3.2. Le béton :**

**a) -Définition :**

On appelle béton un matériau constitué par le mélange, dans des proportions convenables de ciment, de granulats (sables et gravier) et de l'eau et éventuellement de produits d'addition (adjuvant). Le matériau ainsi obtenu sera coulé et son durcissement aura les qualités suivantes :

- La résistance mécanique, essentiellement résistance à la compression simple, et pour certains usages spéciaux, la résistance à la traction.
- La résistance aux agents agressifs, eau de mer, acides, etc.,
- Les déformations instantanées et surtout différées, que l'on souhaite généralement la plus faible possible.
- La maniabilité au moment de la mise en œuvre, que peut être définie comme l'aptitude du béton à remplir parfaitement le moule qui lui est offert sans ségrégation.

-Et on peut enfin rechercher certaines qualités spéciales, telles que la masse spécifique, aussi élevée que possible (béton lourd) ou aussi faible que possible (béton léger).

**b) -Dosage de béton :**

Dans un mètre cube de béton, et à titre indicatif, on a les proportions suivantes :

- Ciment (CPA 325) dosé à  $350\text{kg}/\text{m}^3$
- Sable  $0 < D_g < 5\text{mm} \rightarrow 400\text{L}$
- Gravier  $15 < D_g < 25\text{mm} \rightarrow 800\text{L}$
- Eau de gâchage 175L

Le béton obtenu aura une masse volumique qui varie entre  $2200\text{Kg}/\text{m}^3$  et  $2500\text{Kg}/\text{m}^3$

**c)- Composants du béton :**

- **Le ciment:**

Le ciment calcaire et d'argile, ou de bauxite et de la température de cuisson du mélange.

- **l'eau:**

L'eau doit être propre, si elle contient des chlorures, une réaction chimique aura lieu, est modifiera la prise du ciment. Le béton alors perdra ses qualités de résistance.

- **les granulats:**

Les granulats utilisés sont issus de carrière, ou blocs de roches concassés, la taille des granulats est indiquée par deux chiffres, la plus grande et les plus petites dimensions des éléments, pour le béton employé dans le bâtiment les granulats les plus courants sont le sable et le gravier.

- **Le sable :**

Le sable est constitué des grains provenant de la désagrégation des roches. La grosseur de ses grains est généralement inférieure à 5mm. Un bon sable contient des grains de tous calibres, mais doit avoir d'avantage de gros grains que de petits.

- **Le gravier :**

Il est constitué des grains rocheux dont la grosseur est généralement comprise entre 5 et 25 à 30 mm

Il doit être dur, propres et non gélives. Elles peuvent être extraites du lit de rivière (matériaux roulés) ou obtenues par concassage de roches dures (matériaux concassés).

### **I.3.3. Caractéristiques mécaniques du béton :**

#### **a. Résistance à la compression :**

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

Lorsque des sollicitations s'exercent sur un béton dont l'âge est inférieur à 28 jours on se refait à la résistance caractéristique  $f_{cj}$  obtenue au jour (j) considéré.

On peut admettre (selon **BAEL**) que pour  $j \leq 28$  la résistance  $f_{cj}$  de béton non traité thermiquement suit approximativement les lois suivantes :

$$f_{cj} = \left[ \frac{j}{(1.4+0.95j)} \right] \times f_{c28} \quad \text{pour } f_{c28} \geq 40 \text{ MPa.}$$

$$f_{cj} = \left[ \frac{j}{(4.76+0.83j)} \right] \times f_{c28} \quad \text{pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa.}$$

$$\text{pour } j > 28 \text{ jour} \quad f_{cj} = 1.10 \times f_{c28} .$$

Dans notre projet on prend  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ .

#### **b. Résistance à la traction :**

La résistance caractéristique du béton à la traction à (j) jours, notée  $f_{tj}$ , est définie conventionnellement par la relation :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 \times f_{cj}.$$

Dans notre projet  $f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$

Dans laquelle  $f_{tj}$  et  $f_{cj}$  sont exprimées en MPa, de plus cette formule est valable pour les valeurs de  $f_{cj} < 60 \text{ MPa}$ .

#### **c. Modules de déformation longitudinale :**

##### **❖ Déformations instantanées :**

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieur à 24 heures, on admet à défaut de mesures, qu'à l'âge de (j) jours, le module de déformation longitudinale instantanée du béton  $E_{ij}$  est égale à :

$$E_{ij} = 11 \times 10^3 \times (f_{cj})^{\frac{1}{3}}.$$

Avec  $f_{cj}$  exprimé en MPa : désignant la résistance caractéristique à la compression à (j) jours.

##### **❖ Déformations différées :**

Les déformations différées du béton comprennent le retrait et le fluage. On considère dans les calculs que les effets de ces deux phénomènes s'additionnent sans atténuation.

A défaut de mesures, on admet que sous contraintes de longue durée d'application, les déformations longitudinales complémentaires dues au fluage du béton sont doubles de celles dues aux mêmes contraintes supposées de courte durée et appliquées au même âge.

Alors le module de déformation longitudinale différée est donné par la formule :

$$E_{vj} = 3700 \times (f_{cj})^{\frac{1}{3}}.$$

Avec  $f_{cj}$  exprime en MPa.

**d. la déformation transversale du béton :**

Le module de déformation transversal est donnée par :

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

$\nu$  : est le coefficient de poisson =  $\frac{\text{Déformation relative transversale}}{\text{Déformation relative longitudinale}}$

$$\left\{ \begin{array}{l} \nu = 0 \quad \dots\dots\dots\text{état limite ultime.} \\ \nu = 0.2 \quad \dots\dots\dots\text{état limite de service.} \end{array} \right.$$

**e. coefficient de poisson :**

Le coefficient de poisson est pris égal à :

- 0,2 : pour le calcul des déformations.
- 0 (zéro) : pour le calcul des sollicitations.

**f. Contraintes limites de calculs :**

Les sollicitations de calcul ne doivent pas dépasser dans le sens défavorable les sollicitations limites ultimes.

**❖ Contrainte ultime du béton a la compression :**

La contrainte ultime du béton en compression est donnée par la relation :

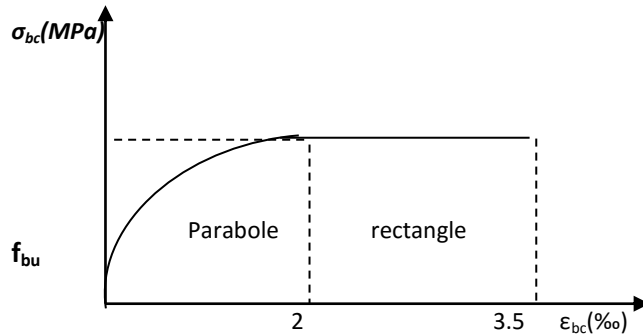
$$f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b \times \theta}$$

- 0,85, coefficient de sécurité, tient compte du fait que l'éprouvette de béton est écrasée sous une charge instantanée, tandis que l'ouvrage est soumis à des charges de longue durée d'application.



- $f_{bu}$  : contrainte limite de compression.
- $\gamma_b$  : coefficient de sécurité , on a :

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_b = 1,5 \text{ cas des charges durables} \dots \dots \dots f_{bu} = 14.2 \text{MPa.} \\ \gamma_b = 1,15 \text{ cas des charges accidentelles} \dots \dots \dots f_{bu} = 18.47 \text{MPa.} \end{array} \right.$$



**Figure I.2.** Diagramme parabol rectangle.

**❖ Contrainte limite de cisaillement :**

La contrainte limite de cisaillement donne par :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d}$$

$V_u$  : Effort tranchant.

$d$  : Hauteur utile de la section de béton considérée.

$b_0$  : Largeur de la section de béton considérée.

La contrainte admissible de cisaillement :

- Cas d'une fissuration peu nuisible :

$$\bar{\tau}_u = \min (0,13 \times f_{c28} ; 4 \text{ MPA}) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPA.}$$

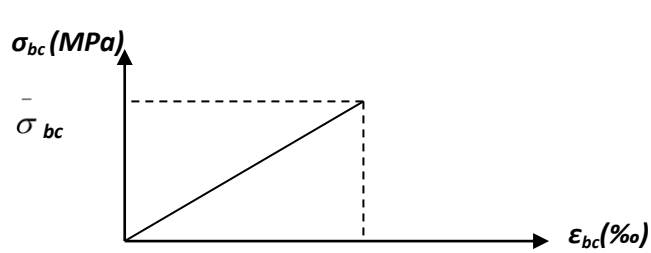
- Cas d'une fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \min (0,10 \times f_{c28} ; 3 \text{ MPA}) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 2,50 \text{ MPA.}$$

**❖ Contrainte limite de service :**

Dans le cas de l'ELS on suppose que le diagramme parabol rectangle reste dans le domaine élastique linéaire, est défini par son module d'élasticité.

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



$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

Avec :

**Figure I.3.** Diagramme linéaire

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28}$$

Soit:  $\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$

### **I.3.3.L'acier :**

#### **a. Définition :**

L'acier est un alliage fer carbone en faible pourcentage de carbone, son rôle est d'absorbé les efforts de traction, de cisaillement et de torsion, on distingue deux types d'aciers :

- Aciers doux ou mi-durs pour 0.15 à 0.25 % de carbone.
- Aciers durs pour 0.25 à 0.40 % de carbone.

Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est pris égale à :  $E_s = 200\ 000 \text{ MPa}$ .

#### **b. Caractéristiques mécaniques de l'acier :**

##### **❖ Limite d'élasticité garantie $f_e$ :**

Les désignations conventionnelles, les nuances et les limites d'élasticité correspondantes sont données par le tableau suivant :

Type	Nuance	f <sub>e</sub> (MPa)	Emploi
Ronds lisses	F <sub>e</sub> E22	215	Emploi courant. épingles de levage des pièces préfabriquées
	F <sub>e</sub> E24	235	
Barres HA Type 1 et 2	F <sub>e</sub> E40	4	Emploi courant.
	F <sub>e</sub> E50	500	
Fils tréfiles HA Type 3	F <sub>e</sub> TE40	400	Emploi sous forme de barres droites ou de treillis.
	F <sub>e</sub> TE50	500	
Treillis soudés-lisses Type 4	TSL	500	Emploi courant
	TSHA	520	

**Tableau I.1.** La limite d'élasticité de l'acier.

Dans notre cas ; l'acier choisi pour les armatures longitudinales est un acier à haute adhérence **HA FeE40** type1 (limite d'élasticité **f<sub>e</sub> = 400 MPa**), et pour les armatures transversales est un rond lisse FeE24 (**f<sub>e</sub> = 235 MPa**).

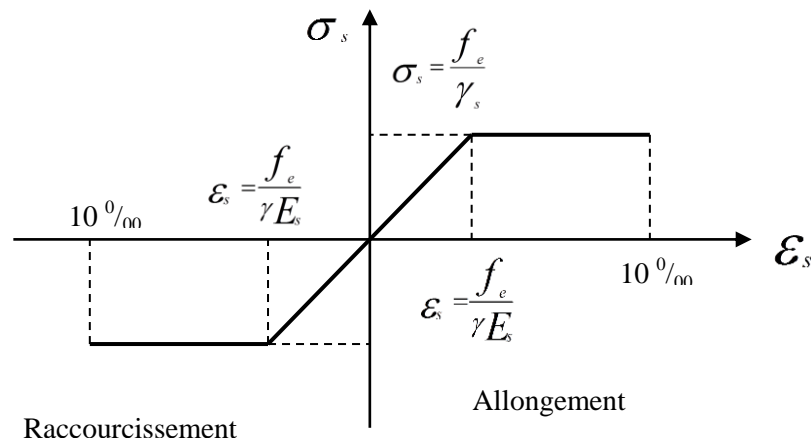
- Le module d'élasticité : **E<sub>s</sub> = 2 x 10<sup>5</sup> MPa**.
- Treillis soudé TLE500 **f<sub>e</sub>=500Mpa**.

**c. Contraintes limites de calcul :**

**❖ Etat limite ultime :**

La contrainte limite de traction des aciers en service n'est limitée qu'en cas de fissuration peu préjudiciable, préjudiciable ou très préjudiciable.

Pour le calcul on utilise le digramme contrainte déformation de la figure I.4.



**Figure I.4.** Diagramme Contraintes-Déformations de l'acier.

Où :

$$\varepsilon = \frac{\Delta l}{l} : \text{Allongement unitaire de l'acier.}$$

$$\varepsilon_s = \frac{\sigma_s}{E_s} ; \text{ Avec } E_s = 200\,000 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec : } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa.}$$

$f_e$  : limite élastique de l'acier.

$\gamma_s$  : Coefficient de sécurité de l'acier dépendant de la nature des actions.

$$\left\{ \begin{array}{ll} \gamma_s = 1 & \text{Cas de situations accidentelles.} \\ \gamma_s = 1.15 & \text{Cas de situations durables où transitoires.} \end{array} \right.$$

**❖ Etat limite de service :**

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

- Fissuration peu nuisible :  
Aucune vérification n'est demandée dans ce cas, sauf qu'il faut vérifier la contrainte dans le béton.
- Fissuration préjudiciable :

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} \min \left( \frac{2}{3} \times f_e ; \max \left\{ \frac{110 \times \sqrt{\eta f_{ij}}}{240} \right\} \right) ;$$

- Fissuration très préjudiciable :

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} \min \left( \frac{1}{2} \times f_e ; 90 \times \sqrt{\eta f_{ij}} \right)$$

Avec  $\eta$  : Coefficient de fissuration.

$$\left\{ \begin{array}{ll} \eta = 1 & \text{pour les ronds lisses (RL).} \\ \eta = 1.6 & \text{pour les armatures à hautes adhérence (HA).} \end{array} \right.$$

**I.4. Définition des états- limitent :**

Un état limite est celui pour lequel une condition requise d'une construction ou d'un de ses éléments (tel que la stabilité et la durabilité) est strictement satisfaite et cesserait de l'être en cas de modification défavorable d'une action (majoration ou minoration selon le cas).

On distingue deux sortes d'état limite :

#### **I. 4.1. Etat limite ultime ELU :**

L'état limite ultime ELU correspondant à :

- ✓ La perte de l'équilibre statique de la construction (basculement).
- ✓ La perte de la résistance de l'un des matériaux (rupture).
- ✓ La perte de la stabilité de forme (flambement).

##### **a. Hypothèses de calcul :**

- Les sections droites restent planes, et il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- La résistance de traction de béton est négligée.
- Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéaires-élastiques.
- Le coefficient d'équivalence  $n$  donné par le rapport entre les modules d'élasticités longitudinaux de l'acier et de béton ( $n = E_s / E_b$ ) est pris égal à 15.
- Le raccourcissement relatif de l'acier est limité à : 10‰.

Le raccourcissement ultime du béton est limité à :

$$\left\{ \begin{array}{ll} \varepsilon_{bc} = 3.5 \text{ ‰} & \text{en flexion.} \\ \varepsilon_{bc} = 2 \text{ ‰} & \text{en compression centrée.} \end{array} \right.$$

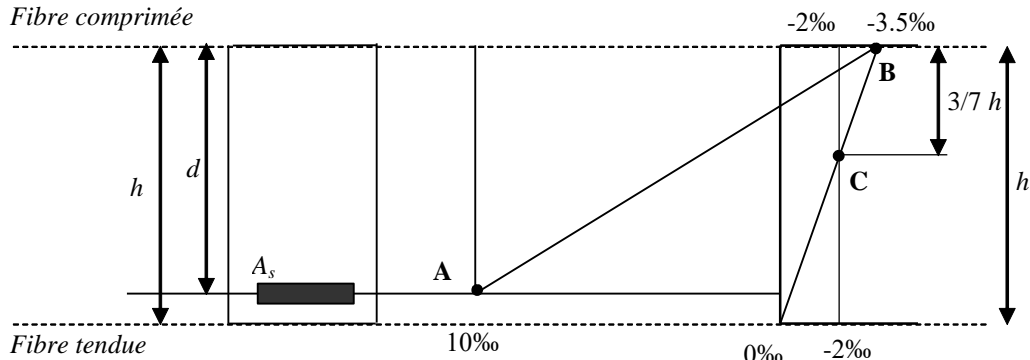
##### **b. Diagramme des déformations limites de la section (Règle des trois pivots) :**

La règle des trois pivots qui consiste à supposer que le domaine de sécurité est défini par un diagramme des déformations passant par l'un des trois pivots A, B ou C définis par la figure (1.5) tel que :

**A** : correspond à un allongement de  $10 \times 10^{-3}$  de l'armature la plus tendue, supposée concentrée.

**B** : correspond à un raccourcissement de  $3.5 \times 10^{-3}$  du béton de la fibre la plus comprimée.

**C** : correspond à un raccourcissement de  $2 \times 10^{-3}$  du béton de la fibre située à  $3/7h$  de la fibre la plus comprimée.



**Figure I.5.** Règles des trois pivots.

#### **I.4.2. Etats limites de service ELS :**

L'état limite de service définit les conditions que doit satisfaire l'ouvrage pour que son usage normal et sa durabilité soient assurés. Il se traduit par les états limites suivantes :

- ✓ Etat limite de compression du béton.
- ✓ Etat limite d'ouverture des fissures.
- ✓ Etat limite de déformation.

##### **a. Hypothèses de calcul :**

Les calculs sont conduits moyennant les hypothèses suivantes :

- Les sections droites restent planes et il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton en dehors du voisinage immédiat des fissures; le béton tendu est négligé .
- Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéairement élastiques et il est fait abstraction du retrait et du fluage du béton,

Par convention le rapport \$n\$ du module d'élasticité longitudinale de l'acier à celui du béton ou le coefficient d'équivalence a pour valeur 15.

Dans le cas de l'ELS on suppose que le diagramme parabole rectangle reste dans le domaine élastique linéaire, est défini par son module d'élasticité.

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

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} ;$$

$$\text{Avec : } \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0,6 \times 25 = \mathbf{15 \text{ MPa.}}$$

#### **I.5. Actions et sollicitations :**

##### **I.5.1. Actions :**

Les actions sont des forces et couples de forces dues aux charges appliquées (Permanentes, climatiques, d'exploitations) et aux déformations imposées (Variations de température, tassements d'appuis).

On notera :

- **G** : Charges permanentes (poids propre de la structure + les équipements fixes).
- **Q** : Charges variables (exploitations + climatiques).
- **E** : Action accidentelle (séisme).

### **I.5.2. Sollicitations :**

Les sollicitations sont des efforts (efforts normaux, efforts tranchants) et des moments (moments de flexion, moments de torsion) calculés à partir des actions.

#### **❖ Sollicitations de calcul :**

##### **➤ Ferrailage des éléments secondaires :**

Dans le calcul manuel pour le ferrailage des éléments secondaire on utilise les combinaisons suivantes :

$$\text{ELU : } 1.35G+1.5Q$$

$$\text{ELS : } G+Q$$

##### **➤ Ferrailage des éléments de contreventement :**

Pour le ferrailage des éléments de contreventement on utilise les combinaisons introduites à l'ETABS.

##### **➤ Ferrailage des poteaux :**

**1.35G+1.5Q** : Pour obtenir les efforts normaux.

**0.8G±E** : Pour obtenir les efforts tranchants.

**G+Q±E** : Pour obtenir les moments fléchissant.

##### **➤ Ferrailage des poutres :**

**1.35G+1.5Q** : Nous permettra de déterminer le moment maximum en travée.

**0.8G±E** : Permettra de déterminer le moment en valeur absolue sur les appuis (nappe inférieure).

**G+Q±E** : Donne le moment négatif maximum en valeur absolue, sur les appuis (nappe supérieure).

##### **➤ Ferrailage des voiles :**

**0.8G±E** : Pour le ferrailage à la flexion composée.

**G+Q±E** : Pour la vérification de la résistance du béton à la compression et l'acier à la traction.

**I.6. Règlements et normes utilisés :**

Notre étude sera faite conformément aux règlements suivants :

- **RPA 99**/version 2003.
- **CBA 93** (Code du béton armé).
- **DTR BC 2.2** (Charges permanentes et surcharges d'exploitation).
- **BAEL 91** modifié99\*.



## **II.1. Introduction :**

Dans n'importe quel projet le pré dimensionnement des éléments structuraux représentent le point de départ et la base de la justification, non seulement à la résistance mais aussi à la stabilité de l'ouvrage, pour cela les éléments seront pré dimensionnés suivant les règles BAEL91 et vérifiées par la suite selon le RPA99 version 2003.

Ce chapitre consiste à mettre en position le pré dimensionnement des éléments suivants :

- ✓ Les planchers.
- ✓ Les balcons.
- ✓ Les voiles.
- ✓ Les poutres.
- ✓ Les escaliers.
- ✓ Les poteaux.
- ✓ L'acrotère.

## **II.2. Pré dimensionnement des éléments :**

### **II.2.1. Les planchers :**

Les planchers sont les parties horizontales d'une construction dont les largeurs sont nettement supérieures aux épaisseurs. Ils s'appuient sur les éléments porteurs (poutres, murs porteurs...); et supposés infiniment rigides dans leur plan. Ils ont pour rôle :

- Cheminement des charges aux éléments porteurs.
- Assurer l'isolation des différents étages du point de vue thermique et acoustique.

Dans cet ouvrage on distingue un seul type de planchers :

- Planchers à dalle pleine pour les étages courant et RDC.

Ce calcul préliminaire concerne :

#### **a. Plancher a dalles pleines :**

Les dalles sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions et qui s'appuie sur 2,3 ou 4 cotés (poutres, poutrelles ou murs). Ce type d'élément travaille essentiellement en flexion. L'épaisseur des dalles dépend aussi bien des conditions d'utilisation et des conditions de résistance.

#### **❖ Résistance au feu :**

- $e = 7 \text{ cm}$  pour une heure de coupe de feu.
- $e = 11 \text{ cm}$  pour deux heures de coupe de feu.
- $e = 17.5$  pour quatre heures de coup de feu

❖ **Isolation acoustique :**

Selon les règles techniques « BAEL 91 » en vigueur en l'Algérie l'épaisseur du plancher doit être supérieur ou égale à 13 cm pour obtenir une bonne isolation acoustique.

❖ **Condition de flexion :**

- Dalle reposant sur deux appuis.....  $\frac{L_x}{35} < e < \frac{L_x}{30}$
- Dalle reposant sur trois ou quatre appuis : .....  $\frac{L_x}{50} < e < \frac{L_x}{40}$

$L_x$  : est la petite portée du panneau le plus sollicité.

Dans notre cas les dalles qui reposent sur 4 appuis ont une portée égale à :

$$L_x = 3,9\text{m}$$

$$\frac{390}{50} < e < \frac{390}{40}$$

$7,8\text{cm} \leq e \leq 9,75\text{cm}$  ; Donc on prend un épaisseur :  **$e = 16\text{ cm}$** .

❖ **Résistance à la flexion :**

On doit vérifier que la flèche maximale  $f_{\max}$  subie par la dalle est inférieure aux valeurs limite des flèches, ceci se traduit par les conditions suivantes

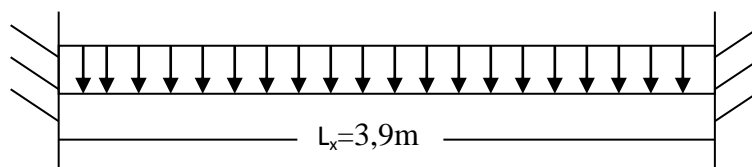
$$f_{\max} \leq \frac{l_{\max}}{500} \quad \text{Si } l_{\max} \leq 5\text{m}$$

$$f_{\max} \leq \frac{l_{\max}}{1000} + 0,5 \text{ cm} \quad \text{Si } l_{\max} > 5\text{m}.$$

Dans notre cas  $L_{\max} = 4,5\text{ m}$

$$f_{\max} = \frac{ql_x^4}{384EI} \leq \frac{l_{\max}}{500} ; I = \frac{be^3}{12} \Rightarrow e \geq \sqrt[3]{\frac{12ql_x^4}{384Eb\left(\frac{l_x}{500}\right)}}$$

Pour ce faire, on considère une bande de dalle de largeur  $b=1\text{ m}$  avec une épaisseur  $e=15\text{ cm}$  (préalablement déterminé).



**Figure II.1.** Charge de la dalle.

$G=6.6 \text{ KN/m}^2$  —→ Charge permanente.

$Q=2.5 \text{ KN/m}^2$  —→ Charge d'exploitation.

(Plancher étage ; voir descente de charge)

$$q=1.35G+1.5Q$$

$$q=12.66 \text{ KN/m}^2$$

$$E=32164.195 \text{ Mpa}$$

$$e \geq 6.81 \text{ cm}$$

Finalement on adopte l'épaisseur de la dalle pleine  **$e = 16 \text{ cm}$** .

**❖ Condition de flèche :**

$$e \geq \frac{M_t \times L_x}{M_0}$$

$M_t$  : moment en travée par bonde de 1m dans le sens  $L_x$ .

$M_0$  : moment isostatique.

$$\text{Le rapport } \frac{M_t}{M_0} = \begin{cases} 0.85 \text{ Pour un panneau de rive.} \\ 0.75 \text{ Pour un panneau intermédiaire.} \end{cases}$$

Donc notre cas le panneau est intermédiaire donc  $\frac{M_t}{M_0} = 0.75$

$$e \geq 0.75 \times 3.9 = 2.93 \text{ cm.}$$

Donc on prend une épaisseur  $e=16 \text{ cm}$ .

Finalement notre épaisseur de la dalle est  $e=16 \text{ cm}$ .

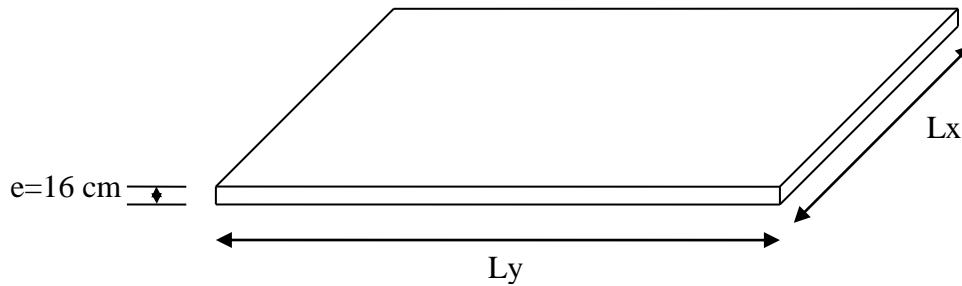
**II.2.2. Les Balcons :**

Les balcons sont des dalles pleines encastées dans les poutres, leurs épaisseurs sont déterminées par la formule suivante :

$$\frac{L}{15} \leq e \leq \frac{L}{20} + 7, \text{ avec } L \text{ est la largeur du plus grand balcon } L=1.40 \text{ m.}$$

$$\frac{140}{15} \leq e \leq \frac{140}{20} + 7 \Rightarrow 9.33 \leq e \leq 14$$

Donc on a prend une épaisseur  **$e = 16 \text{ cm}$** .



**Figure II.2.** Epaisseur des balcons.

### II.2.3. Les Voiles :

Pré dimensionnement des murs en béton armé justifié par (l'article 7.7.1 du RPA99/V2003) 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.

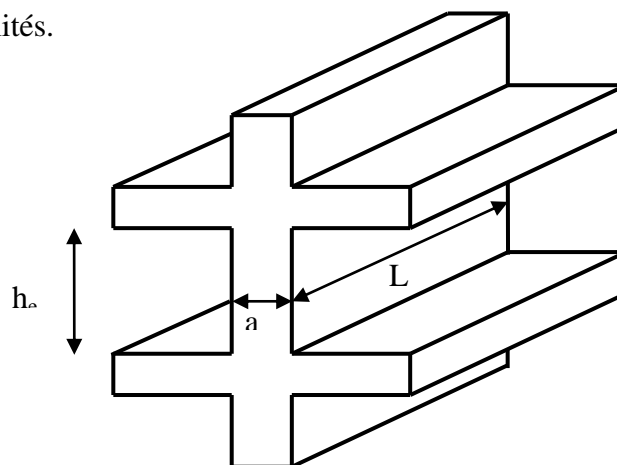
- ❖ Les charges verticales : charges permanentes et surcharges.
- ❖ Les actions horizontales : effet du séisme et du vent.
- ❖ Les voiles assurant le contreventement sont supposés pleins.

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

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

- $L$  : portée du voile.
- $e$  : épaisseur du voile.

D'après l'article (7.7.1 RPA99 /V2003). « 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.



**Figure II.3.** Coupe de voile en plan.

A partir de la hauteur d'étage  $h_e=3.05$  m, et la rigidité aux extrémités on a :

- $e \geq \text{Max}\left(\frac{h_e}{25}; \frac{h_e}{22}; \frac{h_e}{20}\right)$
- $e \geq \text{Max}(12.2; 13.86; 15.25)$

Donc On adopte **e=20cm**.

- Vérification de la condition :  $L > 4e$ .
  - \* Sens longitudinal :  $L_{\min} = 415 \text{ cm} > 4e = 80 \text{ cm}$  (Vérifié).
  - \* Sens transversal :  $L_{\min} = 335 \text{ cm} > 4e = 80 \text{ cm}$ . (Vérifié).

#### II.2.4. Les Poutres :

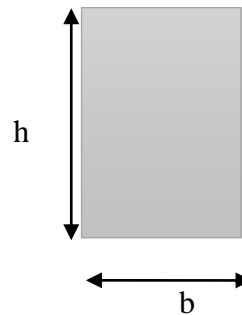
Les poutres sont des éléments structuraux ont pour rôle de supporter les charges verticales dues aux planchers, poutrelles et les charges horizontales dues aux séismes et les transmises aux poteaux.

Le pré-dimensionnement des poutres s'effectue à partir des conditions suivantes :

❖ D'après le BAEL :

$$(L/15) \leq h \leq (L/10)$$

$$0.3h \leq b \leq 0.5h$$



**Figure II.4.** Section des poutres.

❖ D'après le RPA :

$$\begin{cases} h \geq 30 \text{ cm} \\ b \geq 20 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{cases}$$

Avec :

**h** : la hauteur de la poutre ;    **b** : la largeur de la poutre ;    **L** : la portée de la poutre.

##### a) Poutres longitudinales :

Soit  $L_{\max}=3,90$ m. la longueur maximale dans la sen longitudinale.

$$\begin{cases} \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \\ 0.3h \leq b \leq 0.5h \end{cases}$$

$$\begin{cases} 26 \leq h \leq 39. & \longrightarrow & h = 35\text{cm} \\ 10,5 \leq b \leq 17,5 & \longrightarrow & b = 20\text{cm} \end{cases}$$

On adopte  $b=30\text{cm}$ .

Les dimensions des poutres doivent vérifier les conditions du RPA99 :

$$b \geq 20\text{cm} \quad \Rightarrow 30 \geq 20\text{cm} \dots\dots\dots \text{CV.}$$

$$h \geq 30\text{cm} \quad \Rightarrow 35 \geq 30\text{cm} \dots\dots\dots \text{CV.}$$

$$h/b \leq 4 \quad \Rightarrow 1/4 \leq (35/30) = 1.16 \leq 4 \dots\dots\dots \text{CV.}$$

Donc on adopte :  $b=30\text{cm}$  (pour des raisons architecturale) Soit :  **$b \times h = 30 \times 35\text{cm}^2$** .

**b) Poutres transversales :**

Soit  $L_{\max} = 6.6\text{m}$  la longueur maximale dans le sens transversale.

$$\begin{cases} \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \\ 0.3h \leq b \leq 0.5h. \end{cases}$$

$$\begin{cases} 44 \leq h \leq 66. & \longrightarrow & h = 50\text{cm} \\ 15 \leq b \leq 25 & \longrightarrow & b = 20\text{cm} \end{cases}$$

Les dimensions des poutres doivent vérifier les conditions du RPA99 :

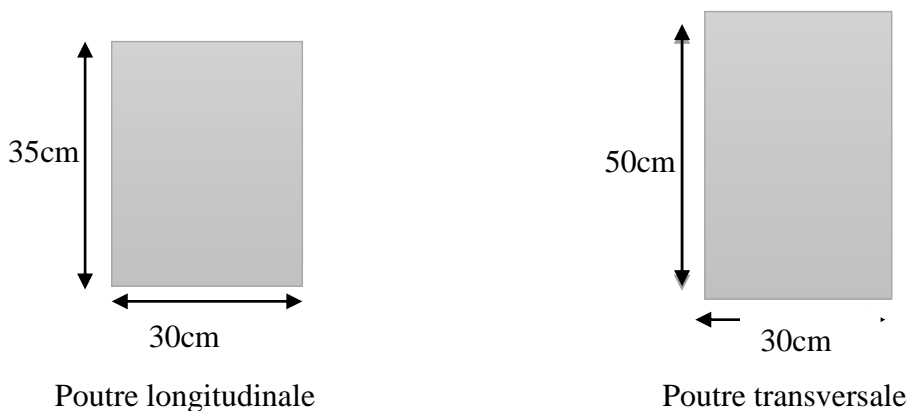
$$b \geq 20\text{ cm} \Rightarrow 30 \geq 20\text{cm} \dots\dots\dots \text{CV.}$$

$$h \geq 30\text{ cm} \Rightarrow 50 \geq 30\text{cm} \dots\dots\dots \text{CV.}$$

$$h/b \leq 4 \quad \Rightarrow (50/30) = 1.66 \leq 4 \dots\dots\dots \text{CV.}$$

Donc on adopte :  $b=30\text{cm}$ .

Soit :  **$b \times h = 30 \times 50\text{cm}^2$** .



**Figure II.5.** Dimension des poutres transversales et longitudinales.

**II.2.5. Les Escaliers :**

• **Définition :**

Un escalier est un élément constitué d'une succession de gradins permettant le passage à pied entre les différents niveaux d'une construction, constitués d'une dalle inclinée (paillasse), avec des dalles horizontales (paliers) ; ces derniers sont coulés sur place.

La cage d'escalier est située à l'intérieur du bâtiment et l'escalier adopté est du type coulé en place dont la paillasse viendra s'appuyer sur les paliers.

**Escalier à paillasse :**

- Bâtiment à usage d'habitation : l'emmarchement de 1 à 1.5m.
- Pour les dimensions des marches « g », et des contre marches « h » on utilise généralement la formule de « **blondel** » :  $60\text{cm} < m < 65\text{cm}$ .

$$\text{Avec : } \begin{cases} 14\text{cm} \leq h \leq 20\text{cm}. \\ 22\text{cm} \leq g \leq 33\text{cm}. \end{cases} \quad \text{On prend: } \begin{cases} g = 30\text{cm}. \\ h = 17\text{cm}. \end{cases}$$

Vérification de la formule de Blondel :  $60 \text{ cm} \leq m \leq 65\text{cm}$ .

On a  $m = g + 2h = 30 + 2 \times 17 = 63 \text{ cm}$ .

$60 \text{ cm} \leq 63 \text{ cm} \leq 65 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{CV}$ .

**a)- Escalier d'étage courant:**

La hauteur de volé est égale à :  $H_v = (1.525\text{m})$ .

**- Nombre des contre marches :**

$$\frac{H}{h} = \frac{1,525}{0,17} = 9 \text{ contre marches}$$

**- Nombre des marches :**

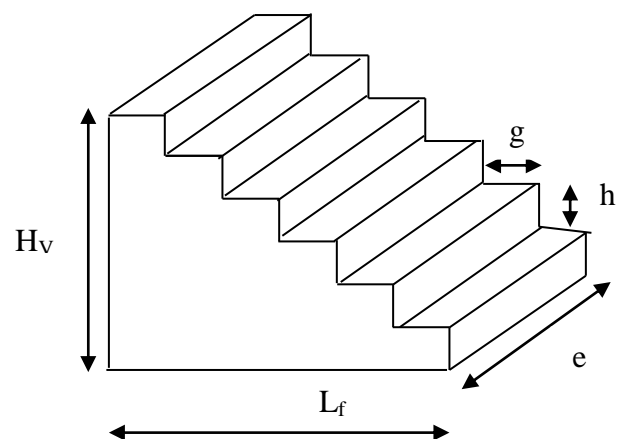
$$N_m = N_{cm} - 1 = 9 - 1 = 8 \text{ marches.}$$

**- La ligne de foulée :**

$$L_f = g \times N_m = 0,3 \times 9 = 2,70 \text{ m}$$

**- L'inclinaison :**

$$\text{tg} \alpha = \frac{H}{L_f} = \frac{1,525}{2,7} = 0,56$$



**Figure II.6.** Dimension d'un escalier.

$$\alpha = 29.25^\circ$$

- **Epaisseur de la paillasse :**

Selon la condition suivant :  $e = \left( \frac{1}{30} \div \frac{1}{20} \right) \cdot L = (10.33; 15.5)$

Avec :  $L = \sqrt{2.7^2 + 1.525^2} = 3.1m$

Donc pour assurer la non déformabilité des escaliers on fixe : **e= 16 cm.**

**b)-Escalier RDC:**

La hauteur de volé est égale à :  $H_v = (2.25m)$ .

- **Nombre des contre marches :**

$$\frac{H}{h} = \frac{2.25}{0.17} = 13 \text{ contre marches}$$

- **Nombre des marches :**

$$N_m = N_{cm} - 1 = 13 - 1 = 12 \text{ marches.}$$

- **La ligne de foulée :**

$$L_f = g \times N_m = 0.3 \times 12 = 3.6 \text{ m}$$

**L'inclinaison :**

$$\text{tg} \alpha = \frac{H}{L_f} = \frac{2.25}{3.6} = 0.625$$

$$\alpha = 32^\circ$$

- **Epaisseur de la paillasse :**

Selon la condition suivante :  $e = \left( \frac{1}{30} \div \frac{1}{20} \right) \cdot L = (14.13; 21.2)$

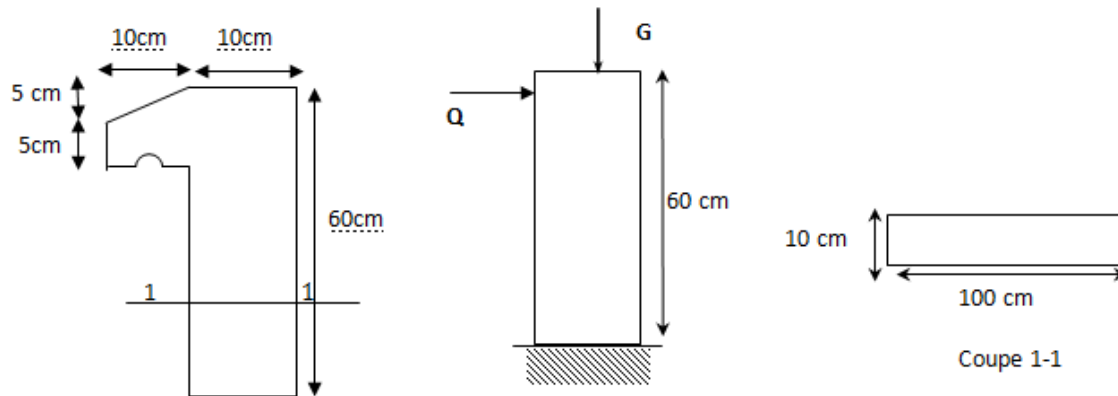
Avec :  $L = \sqrt{3.6^2 + 2.25^2} = 4.24m$

Donc pour assurer la non déformabilité des escaliers on fixe : **e= 20 cm.**



### II.2.6. L'acrotère :

L'acrotère est un élément structural contournant le bâtiment conçu pour la protection de ligne jonctif entre lui-même et la forme de pente contre l'infiltration des eaux pluviales.



**Figure II.7.** Dimensions de l'acrotère.

On fait les calcule pour « 1 m » de largeur.

$G=25.S$  (l'acrotère en béton armé)

$$G= [(0.6 \times 0.1) + (0.05 \times 0.1) + (0.05 \times 0.1)/2] \times 25$$

$$G=1.6875 \text{ KN/m}^2$$

### II.2.7. pré dimensionnement des Poteaux :

Les poteaux sont les éléments de la structure, qui transmettent les charges verticales aux fondations. Ils participent au contreventement total ou partiel des bâtiments.

Le pré dimensionnement des poteaux se fait par la vérification de la résistance d'une section choisie intuitivement avec une section d'armature de 1% de la section de béton sous l'action de l'effort normal maximal (le poteau le plus chargé) déterminé par la descente des charges.

#### ❖ D'après RPA99/version 2003 :

Les dimensions de la section transversales des poteaux en zone IIa doivent satisfaire les

$$\text{conditions suivantes : } \left\{ \begin{array}{l} \min (b, h) \geq 30 \text{ cm} \\ \min (b, h) \geq \frac{h_e}{20} \\ \frac{1}{4} \leq \frac{b}{h} \leq 4 \end{array} \right.$$

❖ **D'après les règles BAEL91 :**

L'effort normal ultime  $N_{ul}$  agissant sur un poteau (compression centré) est donné par la formule suivante :

$$B_r \geq \frac{\beta \times N_u}{\left[ \frac{f_{bu}}{0.9} + \frac{0.85 \times f_e}{\gamma_s (A_s / B_r)} \right]}$$

Avec :

$B_r$  : section réduite du poteau,  $B_r = (a - 0.02) \times (b - 0.02) \text{ m}^2$ .

$N_{ult}$ : Effort normal maximal à l'ELU ( $N_u=1.35G+1.5Q$ ).

$f_{c28}$  : contrainte de compression du béton à 28 jours (ici on prend :  $f_{c28}=25\text{MPa}$ ).

$f_e$  : contrainte limite élastique des aciers (ici on prend :  $f_e=400\text{MPa}$ ).

$A_s$  : section d'armature dans le poteau.

$\gamma_b$  : Coefficient de sécurité du béton tel que :  $\gamma_b=1.5$  (situation durable ou transitoire).

$\gamma_s$  : Coefficient de sécurité de l'acier tel que :  $\gamma_s=1.15$  (situation durable ou Transitoire).

$\alpha$  : coefficient fonction de l'élanement du poteau calculé par :

$$\begin{cases} \text{pour } \lambda \leq 50 & \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left( \frac{\lambda^2}{35^2} \right)} \\ \text{pour } 50 \leq \lambda \leq 70 & \alpha = 0.6 \left( \frac{50^2}{\lambda^2} \right) \end{cases}$$

Généralement le pourcentage de l'acier est de 1% de la section :

$$\frac{A_s}{B_r} = \frac{1}{100} \Rightarrow \text{alors :}$$

$$N_u \leq \alpha \cdot B_r \cdot \left[ \frac{f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{f_e}{100 \cdot \gamma_s} \right] \Rightarrow B_r \geq \frac{N_u}{\alpha \times \left[ \frac{f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{f_e}{100 \cdot \gamma_s} \right]}$$

- $\lambda = 35 \quad \Rightarrow \alpha=0.708 \quad \Rightarrow B_r \geq 0.064 N_u$
- $\lambda = 50 \quad \Rightarrow \alpha=0.603 \quad \Rightarrow B_r \geq 0.075 N_u$

$N_u$  est déterminé à partir de la descente des charges.

Pour des raisons de sécurité on adopte :  $B_r= 0,075.N_u$ .

**II.2.8. Évaluation des charges et surcharges :****II.2.8.1 Les planchers :****a- Plancher terrasse dalle pleine (inaccessible) :**

Couches	épaisseur (m)	Poids V (KN/m <sup>3</sup> )	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
Gravillon roulé	0,05	17	0,85
Etanchéité	0,02	6	0,12
Isolation thermique	0,05	0.3	0,015
Forme en pente	0.1	22	2,2
Dalle pleine	0,16	25	4,00
Enduit de plâtre	0.02	10	0,20
Charge permanente (KN/m <sup>2</sup> )			G=7,385
Surcharges d'exploitation (KN/m <sup>2</sup> )			Q =1,00

**Tableau II.1.** Evaluation des charges plancher terrasse (dalles pleines).**b- Plancher étage dalle pleine :**

Couches	épaisseur (m)	Poids V(KN/m <sup>3</sup> )	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
Cloison	---	---	1,20
Carrelage	0,02	22	0,44
Mortier de pose	0,02	20	0,40
Couche de sable	0.02	18	0,36
Dalle pleine	0,16	25	4,00
Enduit de plâtre	0.02	10	0,20
Charge permanente (KN/m <sup>2</sup> )			G=6,6
Surcharges d'exploitation (KN/m <sup>2</sup> )			Q =2,5

**Tableau II.2.** Evaluation des charges plancher étage (dalles pleines).

c- plancher RDC dalle pleine :

	Couches	épaisseur (m)	Poids V (KN/m <sup>3</sup> )	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
1	Carrelage	0.02	22	0,44
2	Mortier de pose	0.02	20	0,40
3	Couche de sable	0.02	18	0,36
4	Brique creux	-	-	1,2
5	Plancher à dalle pleine	0.16	25	5
6	Enduit de plâtre	0.02	10	0,2
Charge permanente (KN/m <sup>2</sup> )				G=7,6
Surcharges d'exploitation (KN/m <sup>2</sup> )				Q =5

**Tableau II. 3.** Evaluation des charges plancher RDC (dalles pleines).

II.2.8.2. Balcon :

a- Balcon étage courant :

	Couches	épaisseur (m)	Poids V (KN/m <sup>3</sup> )	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
1	Carrelage	0,02	22	0,44
2	Mortier de pose	0,02	20	0,40
3	Lit de sable	0,02	18	0,36
4	Dalle pleine	0,16	25	4
5	Enduit de ciment	0.02	20	0,4
Charge permanente (KN/m <sup>2</sup> )				G=5,6
Surcharges d'exploitation (KN/m <sup>2</sup> )				Q =3,50

**Tableau II. 4.** Evaluation des charges au balcon étage courant.

b- Balcon terrasse :

	Couches	épaisseur (m)	Poids V (KN/m <sup>3</sup> )	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
1	Gravillon roulé	0,05	17	0,85
2	Etanchéité	0,02	6	0,12
3	Isolation thermique	0,05	0.3	0,015
4	Forme en pente	0,1	22	2.2
5	Dalle pleine	0,16	25	4.00
6	Enduit de ciment	0.02	20	0.40
Charge permanente (KN/m <sup>2</sup> )				G=7.585
Surcharges d'exploitation (KN/m <sup>2</sup> )				Q =1

**Tableau II. 5.** Evaluation des charges au balcon terrasse.

**II.2.8.3. Murs :**

a)- Murs extérieurs (épaisseur e= 30cm) :

	Couches	épaisseur (m)	Poids V (KN/m <sup>3</sup> )	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
1	Enduit de ciment	0,02	20	0,40
2	Brique creux	0,15	9	1,35
3	L'aine d'aire	0,05	---	---
4	Brique creux	0,10	9	0,90
5	Enduit de plâtre	0,015	10	0,15
Charge permanente (KN/m <sup>2</sup> )				2,8

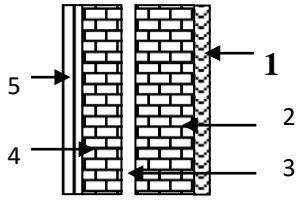


Tableau II.6. Evaluation des charges murs extérieurs.

b)- Murs intérieurs (épaisseur e= 10cm) :

	Couches	épaisseur (m)	Poids V (KN/m <sup>3</sup> )	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
1	Enduit de plâtre	0,015	10	0,15
2	Brique creux	0,10	9	0,90
3	Enduit de plâtre	0,015	10	0,15
Charge permanente (KN/m <sup>2</sup> )				1,2

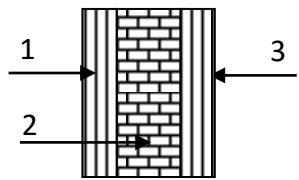


Tableau II.7. Evaluation des charges murs intérieurs.

a)- Cloisons intérieurs à doubles parois :

	Couches	épaisseur (m)	Poids V (KN/m <sup>3</sup> )	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
1	Enduit de plâtre	0,015	10	0,15
2	Brique creux	0,15	9	1,35
3	L'aine d'aire	0,05	---	---
4	Brique creux	0,10	9	0,90
5	Enduit de plâtre	0,015	10	0,15
Charge permanente (KN/m <sup>2</sup> )				2,8

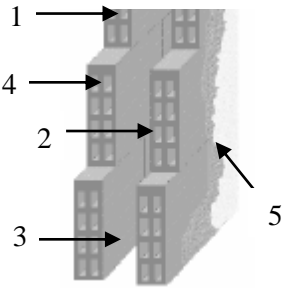


Tableau II.8. Evaluation des charges murs extérieurs.

**II.2.8.4. Les escaliers :**

a)- Palier :

	Couches	épaisseur (m)	Poids V (KN/m <sup>3</sup> )	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
1	Carrelage	0,02	22	0,44
2	Mortier de pose	0,02	20	0,40
3	Couche de sable fin	0,02	18	0,36
4	pois propre de palier	0,2	25	3,75
5	Enduit de plâtre	0,02	20	0,4

<b>Charge permanente (KN/m<sup>2</sup>)</b>	<b>G=5,35</b>
<b>Surcharge d'exploitation (KN/m<sup>2</sup>)</b>	<b>Q =2,50</b>

**Tableau II.9 .Evaluation des charges paliers.**

**b)- Paillasse avec inclinaison : 29.25<sup>0</sup>**

	<b>Couches</b>	<b>épaisseur (m)</b>	<b>Poids V (KN/m<sup>3</sup>)</b>	<b>Poids (KN/m<sup>2</sup>)</b>
<b>1</b>	<b>Carrelage</b>	<b>0,02</b>	<b>22</b>	<b>0,44</b>
<b>2</b>	<b>Mortier de pose</b>	<b>0,02</b>	<b>20</b>	<b>0,40</b>
<b>3</b>	<b>Couche de sable fin</b>	<b>0,02</b>	<b>18</b>	<b>0,36</b>
<b>4</b>	<b>Poids propre des marches</b>	<b>0,17/2</b>	<b>25</b>	<b>2,125</b>
<b>5</b>	<b>Poids propre de paillasse</b>	<b>0,16*25/cos 29.25<sup>0</sup></b>		<b>4.58</b>
<b>6</b>	<b>Enduit de ciment</b>	<b>0,02</b>	<b>20</b>	<b>0,40</b>
<b>Charge permanente (KN/m<sup>2</sup>)</b>				<b>G=8.305</b>
<b>Surcharge d'exploitation (KN/m<sup>2</sup>)</b>				<b>Q=2.5</b>

**Tableau II.10. Evaluation des charges paillasse étage courant.**

**c)- Paillasse avec inclinaison : 32<sup>0</sup>**

	<b>Couches</b>	<b>épaisseur (m)</b>	<b>Poids V (KN/m<sup>3</sup>)</b>	<b>Poids (KN/m<sup>2</sup>)</b>
<b>1</b>	<b>Carrelage</b>	<b>0,02</b>	<b>22</b>	<b>0,44</b>
<b>2</b>	<b>Mortier de pose</b>	<b>0,02</b>	<b>20</b>	<b>0,40</b>
<b>3</b>	<b>Couche de sable fin</b>	<b>0,02</b>	<b>18</b>	<b>0,36</b>
<b>4</b>	<b>Poids propre des marches</b>	<b>0,17/2</b>	<b>25</b>	<b>2,125</b>
<b>5</b>	<b>Poids propre de paillasse</b>	<b>0,20*25/cos 32<sup>0</sup></b>		<b>5.89</b>
<b>6</b>	<b>Enduit de ciment</b>	<b>0,02</b>	<b>20</b>	<b>0,40</b>
<b>Charge permanente (KN/m<sup>2</sup>)</b>				<b>G=9.615</b>
<b>Surcharge d'exploitation (KN/m<sup>2</sup>)</b>				<b>Q=2.5</b>

**Tableau II.11. Evaluation des charges paillasse RDC.**

### **II.2.9. Descente des charges :**

La descente des charges est l'opération qui consiste à calculer pour chaque élément porteur (poteau, refend, ..) Les charges qu'il supporte au niveau de chaque étage jusqu'à la fondation.

Pratiquement, la descente des charges précède toujours le calcul des dalles et des poutres car il est impossible de tenir compte de la continuité des dalles, des poutres et des poteaux.

Par mesures de simplification, les calculs de descente des charges sont faites en délimitant les zones d'influence des dalles et des poutres par des lignes correspondant au

milieu des portés (poutres simplement appuyées sur des poteaux), il est tenu compte de l'effet de continuité des dalles et des poutres sur les moments de flexion dans les poteaux de manière approximative sous forme de majoration des efforts normaux.

Pour les décomptes des murs, le vide des ouvertures est négligé quand la surface de celle – ci est au plus égal à 25% de la surface des murs. Dans le cas contraire la déduction des vides des ouvertures (portes et fenêtres), se fait sous la forme d'un coefficient minoratif égale au rapport de surface des éléments pleins sur la surface totale des murs.

Dans notre étude, on a choisi pour faire la descente des charges trois poteaux qui sont :

- poteau d'angle.
- poteau de rive.
- Poteau centrale.

### **II.2.9.1. Les charges réglementaires :**

Les charges réglementaires sont en général :

- Les charges permanentes qui présentent le poids mort (G).
- Les charges d'exploitation ou surcharges (Q).

#### **1. Les charges permanentes : (G)**

Il s'agit de prendre en compte le poids réel des éléments mis en œuvre pour construire le bâtiment. Là encore, afin d'uniformiser et faciliter les procédures de calcul, le législateur a fourni des listes de poids volumiques en fonction des matériaux utilisés. Ces listes sont disponibles dans le D.T.R des charges permanentes et charges d'exploitations.

#### **2. Les charges d'exploitation : (Q)**

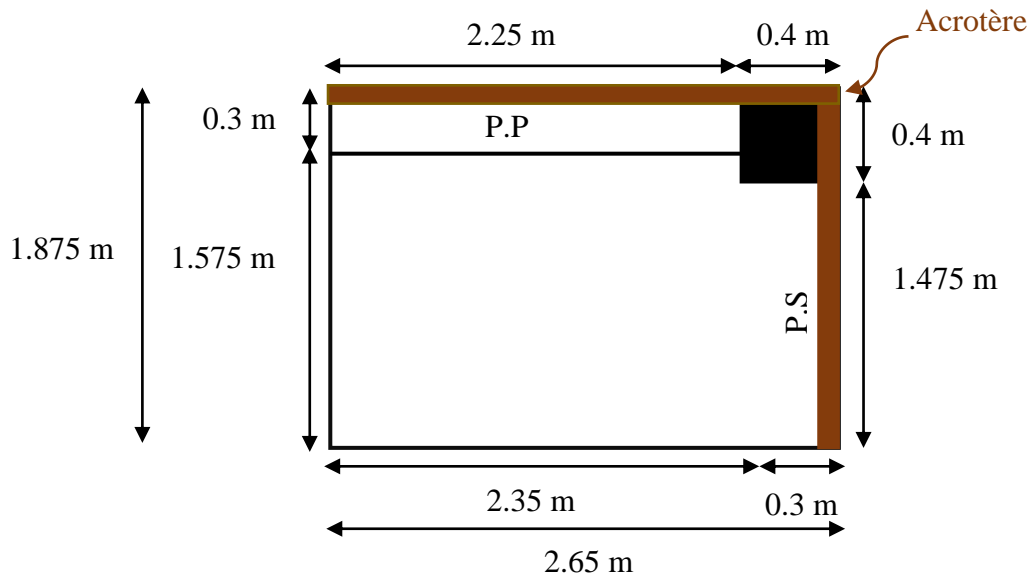
Supporter les charges et sollicitations correspondant à une utilisation "normale". On comprend aisément que le plancher d'un groupe à usage d'habitation, est à priori, moins chargé qu'un plancher d'une bibliothèque.

Pour faciliter la prise en compte de ces chargements, sans avoir à les recalculer systématiquement, le législateur a choisi de définir des charges réglementaires. Celles- Tout bâtiment entre dans une catégorie réglementaire est doit être capable de ci sont présentées dans le **D.T.R** des charges permanentes et charges d'exploitations.

- Pour la descente des charges, on prend les poteaux les plus sollicités :

- 1 : Poteau d'angle.
- 2 : Poteau de rive.
- 3 : poteau centrale.

**1-Poteau d'angle (3A) :**



**1)- les surfaces :**

$$S_{tot} = 1.875 \times 2.65 = 4.97 \text{ m}^2.$$

$$S = (2.35 \times 1.575) - (0.1 \times 0.1) = 3.691 \text{ m}^2.$$

$$S_{acrt} = (1.875 + 2.65) \times 0.1 = 0.453 \text{ m}^2.$$

$$S' = S_{tot} - S_{acrt} = 4.97 - 0.453 = 4.517 \text{ m}^2.$$

**2)- les charges permanentes :**

- Poids de plancher terrasse :

$$G = S \times G = 3.691 \times 7.385 = 27.26 \text{ KN}.$$

- Poids de plancher étage courant :

$$G = S' \times G = 4.517 \times 6.66 = 29.81 \text{ KN}.$$

- Poids de plancher RDC:

$$G = S' \times G = 4.517 \times 7.6 = 34.33 \text{ KN}.$$

- Poids de poutre longitudinale (P.S) :



## \*\* CHAPITRE II : Pré dimensionnement et descente des charges.\*\*

$$G = 25 \times 0.3 \times 0.35 \times 1.475 = 3.872 \text{ KN.}$$

➤ Poids de poutre transversale (P.P) :

$$G = 25 \times 0.3 \times 0.5 \times 2.25 = 8.44 \text{ KN.}$$

➤ Poids de poteau (étage courant) :

$$G = 25 \times 0.4 \times 0.4 \times 3.05 = 12.2 \text{ KN.}$$

➤ Poids de poteau (RDC) :

$$G = 25 \times 0.4 \times 0.4 \times 4.5 = 18 \text{ KN.}$$

➤ Poids de murs extérieur (étage courant) :

$$G = 2.8 \times [(3.05 - 0.5) \times 2.25 + (3.05 - 0.35) \times 1.475] = 27.216 \text{ KN.}$$

➤ Poids de murs extérieur (RDC) :

$$G = 2.8 \times [(4.5 - 0.5) \times 2.25 + (4.5 - 0.35) \times 1.475] = 42.34 \text{ KN.}$$

➤ Poids de l'acrotère :

$$G_{acrt} = 1.6785 \times 25 \times [(1.875 + 2.65) \times 0.1] = 19.08 \text{ KN.}$$

### 3)- les charges d'exploitation :

➤ Plancher terrasse :

$$Q = S' \times Q = 4.517 \times 1 = 4.517 \text{ KN.}$$

➤ Plancher étage courant :

$$Q = S \times Q = 3.691 \times 2.5 = 9.23 \text{ KN.}$$

➤ Plancher RDC:

$$Q = S \times Q = 3.691 \times 5 = 18.455 \text{ KN.}$$

Niveau	Élément	Q avant dégression	dégression	G (KN)	Q (KN)
N1	-Acrotère			19.018	
	-Plancher Terrasse.			27.26	
	-Poutre Principale.			8.44	
	-Poutre Secondaire.			3.872	
	-Charge d'exploitation	4.517	1	/	4.517
Totale				58.652	4.517

**\*\* CHAPITRE II : Pré dimensionnement et descente des charges.\*\***

N2	-Venant de N1. -Plancher étage. -Poutre Principale. -Poutre Secondaire. -Poteau. -Murs extérieur. -Charge d'exploitation.	9.23	1	58.652 29.81 8.44 3.872 12.2 27.26 /	4.517      9.23
Totale				140.19	13.747
N3	-Venant de N2. -Plancher étage. -Poutre Principale. -Poutre Secondaire. -Poteau. -Murs extérieur. -Charge d'exploitation.	9.23	1	140.19 29.81 8.44 3.872 12.2 27.26 /	13.747      9.23
Totale				221.728	22.977
N4	-Venant de N3. -Plancher étage. -Poutre Principale. -Poutre Secondaire. -Poteau. -Murs extérieur. -Charge d'exploitation.	9.23	1	221.728 29.81 8.44 3.872 12.2 27.26 /	22.977      9.23
Totale				303.266	32.207
N5	-Venant de N4. -Plancher étage. -Poutre Principale. -Poutre Secondaire. -Poteau. -Murs extérieur.			303.266 29.81 8.44 3.872 12.2 27.26	32.207     

**\*\* CHAPITRE II : Pré dimensionnement et descente des charges.\*\***

	-Charge d'exploitation.	9.23	0.9	/	8.307
Totale				384.804	40.514
N6	-Venant de N5.			384.804	40.514
	-Plancher étage.			29.81	
	-Poutre Principale.			8.44	
	-Poutre Secondaire.			3.872	
	-Poteau.			12.2	
	-Murs extérieur.			27.26	
	-Charge d'exploitation.	9.23	0.8	/	7.384
Totale				466.342	47.898
N7	-Venant de N6.			466.342	47.898
	-Plancher étage.			29.81	
	-Poutre Principale.			8.44	
	-Poutre Secondaire.			3.872	
	-Poteau.			12.2	
	-Murs extérieur.			27.26	
	-Charge d'exploitation.	9.23	0.7	/	6.461
Totale				547.88	54.359
N8	-Venant de N7.			547.88	54.359
	-Plancher étage.			29.81	
	-Poutre Principale.			8.44	
	-Poutre Secondaire.			3.872	
	-Poteau.			12.2	
	-Murs extérieur.			27.26	
	-Charge d'exploitation.	9.23	0.6	/	5.538
Totale				629.418	59.897
N9	-Venant de N8.			629.418	59.897
	-Plancher étage.			29.81	
	-Poutre Principale.			8.44	
	-Poutre Secondaire.			3.872	

	-Poteau. -Murs extérieur. -Charge d'exploitation.	9.23	0.5	12.2 27.26 /	4.615
Totale				710.956	64.512
N10	Venant de N9. -Plancher RDC. -Poutre Principale. -Poutre Secondaire. -Poteau RDC -Murs extérieur RDC -Charge d'exploitation.	18.455	0.5	710.956 34.33 8.44 3.872 18 42.34 /	64.512     9.2275
Totale				817.94	73.74

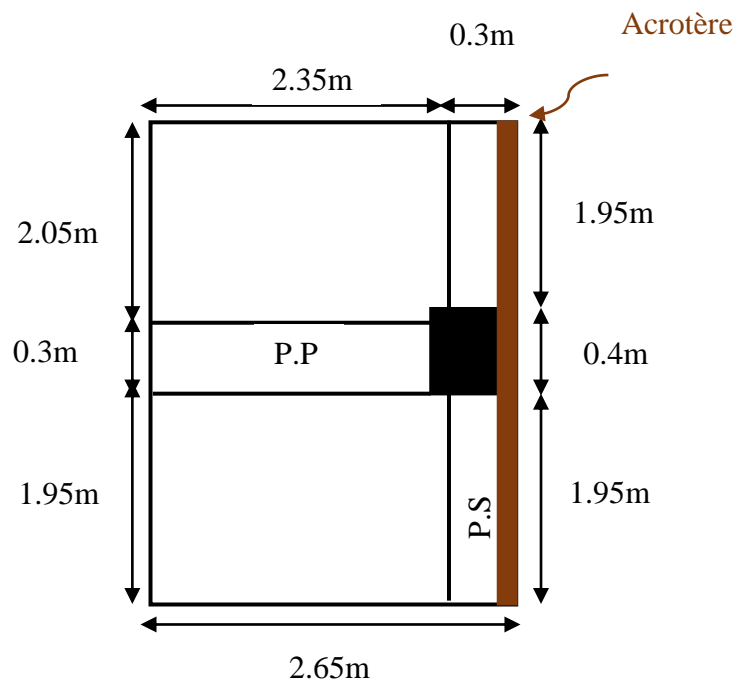
$$N_u = 1.35 G + 1.5Q = 1.35 \times 817.94 + 1.5 \times 73.74$$

$$N_u = 1214.829 \text{ KN.}$$

$$N_{ser} = G + Q = 817.94 + 73.74$$

$$N_{ser} = 891.68 \text{ KN.}$$

**2-Poteau intermédiaire (3E) :**



**1)- les surfaces :**

$$S_{tot} = 2.65 \times 4.3 = 11.395 \text{ m}^2.$$

$$S = [(2.35 \times 2.05) - (0.1 \times 0.1)] + (2.35 \times 1.95) = 9.39 \text{ m}^2.$$

## **\*\* CHAPITRE II : Pré dimensionnement et descente des charges.\*\***

$$S_{\text{acrt}} = 4.3 \times 0.1 = 0.43 \text{ m}^2.$$

$$S' = S_{\text{tot}} - S_{\text{acrt}} = 11.395 - 0.43 = 10.965 \text{ m}^2.$$

### **2)- les charges permanentes :**

\* Poids de plancher terrasse :

$$G = S \times G = 9.39 \times 7.385 = 69.345 \text{ KN.}$$

\* Poids de plancher étage courant :

$$G = S' \times G = 10.965 \times 6.66 = 72.369 \text{ KN.}$$

➤ Poids de plancher RDC :

$$G = S' \times G = 10.965 \times 7.6 = 83.334 \text{ KN.}$$

\* Poids de poutre longitudinale (P.S) :

$$G = 25 \times 0.3 \times 0.35 \times 3.9 = 10.24 \text{ KN.}$$

\* Poids de poutre transversale (P.P) :

$$G = 25 \times 0.3 \times 0.5 \times 2.25 = 8.44 \text{ KN.}$$

\* Poids de poteau (étage courant) :

$$G = 25 \times 0.4 \times 0.4 \times 3.05 = 12.2 \text{ KN.}$$

\* Poids de poteau (RDC) :

$$G = 25 \times 0.4 \times 0.4 \times 4.5 = 18 \text{ KN.}$$

\* Poids de murs extérieur (étage courant) :

$$G = 2.8 \times [(3.05 - 0.35) \times 3.9] = 29.484 \text{ KN.}$$

\* Poids de murs extérieur (RDC) :

$$G = 2.8 \times [(4.5 - 0.35) \times 3.9] = 45.32 \text{ KN.}$$

\* Poids de l'acrotère :

$$G_{\text{acrt}} = 1.6785 \times 25 \times (4.3 \times 0.1) = 10.75 \text{ KN.}$$

### **3)- les charges d'exploitation :**

## \*\* CHAPITRE II : Pré dimensionnement et descente des charges.\*\*

\* Plancher terrasse :

$$Q = S' \times Q = 10.965 \times 1 = 10.965 \text{ KN.}$$

\* Plancher étage courant :

$$Q = S * Q = 9.39 \times 2.5 = 23.475 \text{ KN.}$$

\* Plancher RDC :

$$Q = S \times Q = 9.39 \times 5 = 46.95 \text{ KN.}$$

Niveau	Élément	Q avant dégression	dégression	G (KN)	Q (KN)
N1	-Acrotère -Plancher Terrasse. -Poutre Principale. -Poutre Secondaire. -Charge d'exploitation	10.965	1	10.75 69.345 8.44 10.24 /	10.965
Totale				98.775	10.965
N2	-Venant de N1. -Plancher étage. -Poutre Principale. -Poutre Secondaire. -Poteau. -Murs extérieur. -Charge d'exploitation.	23.475	1	98.775 72.369 8.44 10.24 12.2 29.484 /	23.475
Totale				231.508	34.44
N3	-Venant de N2. -Plancher étage. -Poutre Principale. -Poutre Secondaire. -Poteau. -Murs extérieur. -Charge d'exploitation.	23.475	1	231.508 72.369 8.44 10.24 12.2 29.484 /	23.475
Totale				364.241	57.915
N4	-Venant de N3. -Plancher étage. -Poutre Principale. -Poutre Secondaire. -Poteau. -Murs extérieur. -Charge d'exploitation.	23.475	1	364.241 72.369 8.44 10.24 12.2 29.484 /	23.475

**\*\* CHAPITRE II : Pré dimensionnement et descente des charges.\*\***

Totale				496.974	81.39
N5	-Venant de N4. -Plancher étage. -Poutre Principale. -Poutre Secondaire. -Poteau. -Murs extérieur. -Charge d'exploitation.	23.475	0.9	496.974 72.369 8.44 10.24 12.2 29.484 /	81.39      21.127
Totale				629.707	102.518
N6	-Venant de N5. -Plancher étage. -Poutre Principale. -Poutre Secondaire. -Poteau. -Murs extérieur. -Charge d'exploitation.	23.475	0.8	629.707 72.369 8.44 10.24 12.2 29.484 /	102.518      18.78
Totale				762.44	121.289
N7	-Venant de N6. -Plancher étage. -Poutre Principale. -Poutre Secondaire. -Poteau. -Murs extérieur. -Charge d'exploitation.	23.475	0.7	762.44 72.369 8.44 10.24 12.2 29.484 /	121.289      16.433
Totale				895.173	137.731
N8	-Venant de N7. -Plancher étage. -Poutre Principale. -Poutre Secondaire. -Poteau. -Murs extérieur. -Charge d'exploitation.	23.475	0.6	895.173 72.369 8.44 10.24 12.2 29.484 /	137.731      14.085
Totale				1027.906	151.816
N9	-Venant de N8. -Plancher étage. -Poutre Principale. -Poutre Secondaire. -Poteau. -Murs extérieur. -Charge d'exploitation.	23.475	0.5	1027.906 72.369 8.44 10.24 12.2 29.484 /	151.816      11.737
Totale				1160.639	163.553

N10	-Venant de N9. -Plancher RDC. -Poutre Principale. -Poutre Secondaire. -Poteau RDC -Murs extérieur RDC -Charge d'exploitation.	46.95	0.5	1160.639 83.334 8.44 10.24 18 45.32 /	163.553     23.475
Totale				1325.973	187.028

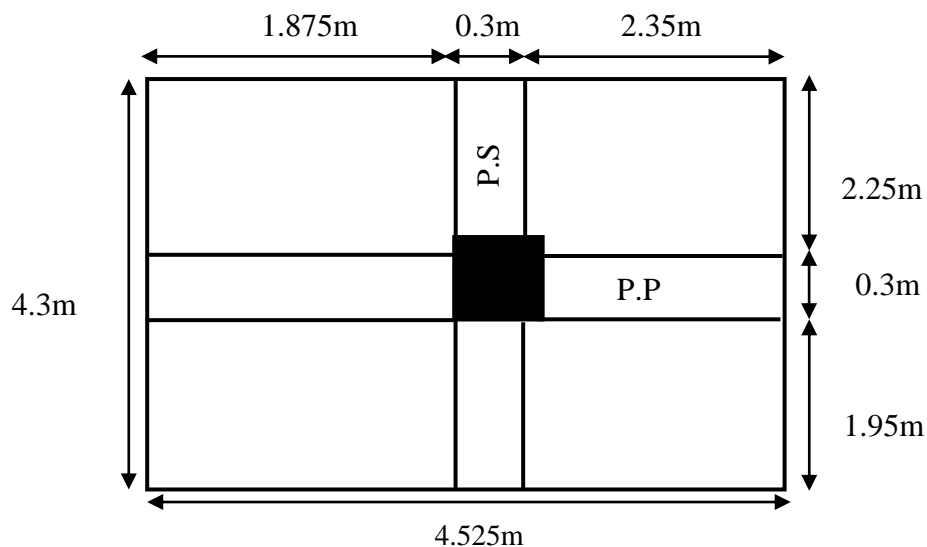
$$N_u = 1.35 G + 1.5Q = 1.35 \times 1325.973 + 1.5 \times 187.028.$$

$$N_u = 2070.606 \text{ KN.}$$

$$N_{ser} = G + Q = N_{ser} = 1325.973 + 187.028.$$

$$N_{ser} = 1513.001 \text{ KN.}$$

**3-Poteau centrale (2E) :**



**1)- les surfaces :**

$$S_{tot} = 4.525 \times 4.3 = 19.46 \text{ m}^2.$$

$$S = (1.875 \times 2.05) + (1.875 \times 1.95) + (2.35 \times 1.95) + [(2.05 \times 2.35) - (0.1 \times 0.1)] = 16.89 \text{ m}^2.$$

$$S' = S_{tot} = 19.46 \text{ m}^2.$$

**2)- les charges permanentes :**

\* Poids de plancher terrasse :

$$G = S \times G = 16.89 \times 7.385 = 124.73 \text{ KN.}$$



## **\*\* CHAPITRE II : Pré dimensionnement et descente des charges.\*\***

\* Poids de plancher étage courant :

$$G = S' \times G = 19.46 \times 6.66 = 28.436 \text{ KN.}$$

\* Poids de plancher RDC :

$$G = S' \times G = 19.46 \times 7.6 = 147.896 \text{ KN.}$$

\* Poids de poutre longitudinale (P.S) :

$$G = 25 \times 0.3 \times 0.35 \times 3.9 = 10.24 \text{ KN.}$$

\* Poids de poutre transversale (P.P) :

$$G = 25 \times 0.3 \times 0.5 \times (2.25 + 1.875) = 15.469 \text{ KN.}$$

\* Poids de poteau (étage courant) :

$$G = 25 \times 0.4 \times 0.4 \times 3.05 = 12.2 \text{ KN.}$$

\* Poids de poteau (RDC) :

$$G = 25 \times 0.4 \times 0.4 \times 4.5 = 18 \text{ KN.}$$

### **3)- les charges d'exploitation :**

\* Plancher terrasse :

$$Q = S' \times Q = 19.46 \times 1 = 19.46 \text{ KN.}$$

\* Plancher étage courant :

$$Q = S \times Q = 16.89 \times 2.5 = 42.225 \text{ KN.}$$

\* Plancher RDC :

$$Q = S \times Q = 16.89 \times 5 = 84.45 \text{ KN.}$$

Niveau	Élément	Q avant dégression	dégression	G (KN)	Q (KN)
N1	-Plancher Terrasse.			124.73	
	-Poutre Principale.			15.469	
	-Poutre Secondaire.			10.24	
	-Charge d'exploitation	19.46	1	/	19.46
Totale			150.439	19.46	

**\*\* CHAPITRE II : Pré dimensionnement et descente des charges.\*\***

N2	-Venant de N1. -Plancher étage. -Poutre Principale. -Poutre Secondaire. -Poteau. -Charge d'exploitation.	42.225	1	150.439 128.436 15.469 10.24 12.2 /	19.46     42.225
Totale				316.784	61.685
N3	-Venant de N2. -Plancher étage. -Poutre Principale. -Poutre Secondaire. -Poteau. -Charge d'exploitation.	42.225	1	316.784 128.436 15.469 10.24 12.2 /	61.685     42.225
Totale				483.129	103.91
N4	-Venant de N3. -Plancher étage. -Poutre Principale. -Poutre Secondaire. -Poteau. -Charge d'exploitation.	42.225	1	483.129 128.436 15.469 10.24 12.2 /	103.91     42.225
Totale				649.474	146.135
N5	-Venant de N4. -Plancher étage. -Poutre Principale. -Poutre Secondaire. -Poteau. -Charge d'exploitation.	42.225	0.9	649.474 128.436 15.469 10.24 12.2 /	146.135     38.003
Totale				815.819	184.137

**\*\* CHAPITRE II : Pré dimensionnement et descente des charges.\*\***

N6	-Venant de N5. -Plancher étage. -Poutre Principale. -Poutre Secondaire. -Poteau. -Charge d'exploitation.	42.225	0.8	815.819 128.436 15.469 10.24 12.2 /	184.137     33.78
Totale				982.164	217.917
N7	-Venant de N6. -Plancher étage. -Poutre Principale. -Poutre Secondaire. -Poteau. -Charge d'exploitation.	42.225	0.7	982.164 128.436 15.469 10.24 12.2 /	217.917     29.558
Totale				1148.509	247.474
N8	-Venant de N7. -Plancher étage. -Poutre Principale. -Poutre Secondaire. -Poteau. -Charge d'exploitation.	42.225	0.6	1148.509 128.436 15.469 10.24 12.2 /	247.474     25.335
Totale				1314.854	272.809
N9	-Venant de N8. -Plancher étage. -Poutre Principale. -Poutre Secondaire. -Poteau. -Charge d'exploitation.	42.225	0.5	1314.854 128.436 15.469 10.24 12.2 /	272.809     21.113
Totale				1481.199	293.922

N10	-Venant de N9. -Plancher RDC. -Poutre Principale. -Poutre Secondaire. -Poteau RDC -Charge d'exploitation.	84.45	0.5	1481.199 147.896 15.469 10.24 18 /	293.922      42.225
Totale				1672.804	336.147

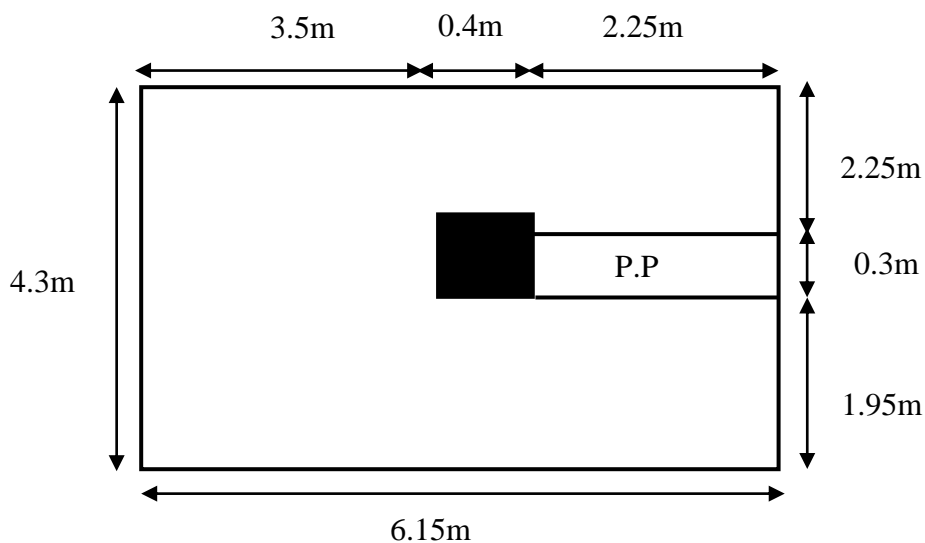
$$N_u = 1.35 G + 1.5Q = 1.35 \times 1672.804 + 1.5 \times 336.147$$

$$N_u = 2762.506 \text{ KN.}$$

$$N_{ser} = G + Q = N_{ser} = 1672.804 + 336.147$$

$$N_{ser} = 2008.951 \text{ KN.}$$

**4- Poteau centrale (5E) : 'structure complet'**



**1)- les surfaces:**

$$S_{tot} = 6.15 \times 4.3 = 26.445 \text{ m}^2.$$

$$S = 26.445 - 0.835 = 25.61 \text{ m}^2.$$

$$S' = S_{tot} = 26.445 \text{ m}^2.$$

**2)- les charges permanentes :**

\* Poids de plancher terrasse :

$$G = S \times G = 25.61 \times 7.385 = 189.129 \text{ KN.}$$

\* Poids de plancher étage courant :

$$G = S' \times G = 26.445 \times 6.66 = 174.537 \text{ KN.}$$

\* Poids de plancher RDC:

$$G = S' \times G = 26.445 \times 7.6 = 200.982 \text{ KN.}$$

\* Poids de poutre transversale (P.P) :

$$G = 25 \times 0.3 \times 0.5 \times 2.25 = 8.437 \text{ KN.}$$

\* Poids de poteau (étage courant) :

$$G = 25 \times 0.4 \times 0.4 \times 3.05 = 12.2 \text{ KN.}$$

\* Poids de poteau (RDC) :

$$G = 25 \times 0.4 \times 0.4 \times 4.5 = 18 \text{ KN.}$$

\* Poids de murs intérieur (étage courant) :

$$G = 2.5 \times [(3.05 - 0.5) \times 2.25] = 15.187 \text{ KN.}$$

\* Poids de murs intérieur (RDC) :

$$G = 2.5 \times [(4.5 - 0.35) \times 2.25] = 23.343 \text{ KN.}$$

**3)- les charges d'exploitation :**

\* Plancher terrasse :

$$Q = S' \times Q = 26.445 \times 1 = 26.445 \text{ KN.}$$

\* Plancher étage courant :

$$Q = S \times Q = 25.61 \times 2.5 = 64.025 \text{ KN.}$$

\* Plancher RDC:

$$Q = S \times Q = 25.61 \times 5 = 128.05 \text{ KN.}$$

**\*\* CHAPITRE II : Pré dimensionnement et descente des charges.\*\***

Niveau	Élément	Q avant dégression	dégression	G (KN)	Q (KN)
N1	-Plancher Terrasse. -Poutre Principale. -Charge d'exploitation	26.445	1	189.129 8.437 /	26.445
Totale				197.566	26.445
N2	-Venant de N1. -Plancher étage. -Poutre Principale. -Poteau. -Murs intérieur -Charge d'exploitation.	64.025	1	197.566 174.537 8.437 12.2 15.187 /	26.445     64.025
Totale				407.927	90.47
N3	-Venant de N2. -Plancher étage. -Poutre Principale. -Poteau. -Murs intérieur -Charge d'exploitation.	64.025	1	407.927 174.537 8.437 12.2 15.187 /	90.47     64.025
Totale				618.288	154.495
N4	-Venant de N3. -Plancher étage. -Poutre Principale. -Poteau. -Murs intérieur -Charge d'exploitation.	64.025	1	618.288 174.537 8.437 12.2 15.187 /	154.495     64.025
Totale				828.649	218.52
N5	-Venant de N4. -Plancher étage. -Poutre Principale. -Poteau. -Murs intérieur -Charge d'exploitation.	64.025	0.9	828.649 174.537 8.437 12.2 15.187 /	218.52     57.622
Totale				1039.01	276.142
N6	-Venant de N5. -Plancher étage. -Poutre Principale. -Poteau. -Murs intérieur -Charge d'exploitation.	64.025	0.8	1039.01 174.537 8.437 12.2 15.187 /	276.142     51.22

Totale				1249.371	327.362
N7	-Venant de N6. -Plancher étage. -Poutre Principale. -Poteau. -Murs intérieur -Charge d'exploitation.	64.025	0.7	1249.371 174.537 8.437 12.2 15.187 /	327.362     44.817
Totale				1459.732	372.179
N8	-Venant de N7. -Plancher étage. -Poutre Principale. -Poteau. -Murs intérieur -Charge d'exploitation.	64.025	0.6	1459.732 174.537 8.437 12.2 15.187 /	372.179     38.415
Totale				1670.093	410.594
N9	-Venant de N8. -Plancher étage. -Poutre Principale. -Poteau. -Murs intérieur -Charge d'exploitation.	64.025	0.5	1670.093 174.537 8.437 12.2 15.187 /	410.594     32.012
Totale				1880.454	442.606
N10	-Venant de N9. -Plancher RDC. -Poutre Principale. -Poteau RDC. -Murs intérieur RDC. -Charge d'exploitation.	128.05	0.5	1880.454 200.982 8.437 18 23.343 /	442.606     64.025
Totale				2131.216	506.631

$$N_u = 1.35 G + 1.5Q = 1.35 \times 2131.216 + 1.5 \times 506.631$$

$$N_u = 3637.088 \text{ KN.}$$

$$N_{ser} = G + Q = 2131.216 + 506.631$$

$$N_{ser} = 2637.847 \text{ KN.}$$

❖ **Dimensionnements de la section du poteau :**

Pour dimensionner les poteaux de notre structure on prend le poteau le plus sollicité et dans ce cas, c'est le poteau central (5E).

## \*\* CHAPITRE II : Pré dimensionnement et descente des charges.\*\*

$$N_u = 1,35G + 1,5Q = 3637,088 \text{ KN}$$

$$N_s = G + Q = 2637,847 \text{ KN}$$

Ces résultats doivent être majorés de 10% suivant les règles **BAEL91** :

$$N_u = 3637,088 + 0,1 \times 3637,088 = 4000,796 \text{ KN}$$

$$N_s = 2637,847 + 0,1 \times 2637,847 = 2901,631 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow B_r \geq \frac{N_u}{\alpha \times \left[ \frac{f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} + \frac{f_e}{100 \cdot \gamma_s} \right]}$$

$$\Rightarrow B_r \geq 0,064 N_u$$

Donc :

$$B_r \geq 0,064 \times 4000,796 = 0,256 \text{ m}^2$$

On a  $B_r = (h - 0,02)(b - 0,02)$ .

Si on fixe  $b = 0,6 \text{ m}$  :

$$B_r = (h - 0,02)(0,6 - 0,02) = 0,58(h - 0,02)$$

$$\text{Donc } B_r = 0,58(h - 0,02) \geq 0,256 \text{ m}^2$$

$$\Rightarrow h \geq 0,46 \text{ m}$$

On prend:  $h = 0,6 \text{ m}$ .

$$B_r = (0,6 - 0,02) \times (0,6 - 0,02) = 0,3364 \text{ m}^2 \geq 0,256 \text{ m}^2 \dots\dots\dots \text{C.V.}$$

### ❖ **Vérification vis-à-vis le flambement :**

D'après les règles BAEL91 ; l'élanement géométrique  $\lambda$  est donné par la relation

$$\text{suivante : } \lambda = \frac{l_f}{i}$$

**Avec :**  $l_f$  : longueur de flambement ( $l_f = 0,7l_0$  : poteau encastré à une extrémité et appuyée à l'autre) :

$i$  : rayon de giration.

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} \quad \text{Avec : } I : \text{moment d'inertie.}$$

$B$  : section du béton.

$$I = \frac{hb^3}{12} \Rightarrow i = \frac{b}{\sqrt{12}} \quad \text{d'où : } \lambda = \frac{l_f}{i} = 0,7 L_0 \times \frac{\sqrt{12}}{b} = 0,7 \times 3,05 \times \frac{\sqrt{12}}{0,6} = 12,33$$

$$\lambda = 12,33 < 35 \dots\dots\dots \text{C.V.}$$

### ❖ **Vérification vis-à-vis l'RPA99/V2003 :**



**On doit vérifier les conditions suivantes :**

- $h > 25 \text{ cm} \Rightarrow h = 60 \text{ cm} > 25 \text{ cm} \dots\dots\dots\text{C.V.}$
- $b > \frac{h_e}{20} \Rightarrow b = 60\text{cm} > \frac{h_e}{20} = 15.25 \text{ cm} \dots\dots\dots\text{C.V.}$
- $\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4 \Rightarrow \frac{1}{4} < \frac{60}{60} = 1 < 4 \dots\dots\dots\text{C.V.}$

Donc : on adopte la section du poteau :  $(b \times h) = (60 \times 60)$ .

❖ **Poteaux centrale est le poteau le plus sollicité :**

**-Pour le poteau carré (section carré) :**

$$Br = (a - 0.02)^2 \text{ m}^2$$

$$a = \sqrt{Br} + 0.02$$

$$a' = a \times \beta$$

$$\beta = 1 + 0.2 \left( \frac{\lambda}{35} \right)$$

pour  $\lambda = 35$

$$\beta = 1.2$$

$$Br \geq 0.064 \text{ NU}$$

Niveau	N	Br	a	a'	(b=a) cm <sup>2</sup>
8	337.019	0.024	0.17	0.204	40*40
7	755.047	0.048	0.25	0.288	40*40
6	1173.074	0.075	0.29	0.348	40*40
5	1591.10	0.102	0.34	0.408	50*50
4	1998.465	0.128	0.38	0.456	50*50
3	2395.463	0.153	0.41	0.492	50*50
2	2781.797	0.178	0.44	0.528	60*60
1	3157.568	0.202	0.47	0.564	60*60
RDC	4000.796	0.256	0.53	0.636	60*60

**Tableau II.12:** Descente des charges pour poteau central.

❖ **Vérification vis-à-vis le flambement :**

D'après les règles BAEL91 ; l'élancement géométrique  $\lambda$  est donné par la relation suivante :

$$\lambda = \frac{l_f}{i}$$

**Avec :**  $l_f$  : longueur de flambement ( $l_f = 0,5l_0$  : poteau encasté à ses deux extrémités).

$i$  : rayon de giration.

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} \quad \text{Avec : } I : \text{moment d'inertie.}$$

$B$  : section du béton.

• **1<sup>er</sup> étage-8ème étage :  $L_0=3.05$  m**

$$I = \frac{hb^3}{12} \Rightarrow i = \frac{b}{\sqrt{12}} \quad \text{d'où: } \lambda = \frac{l_f}{i} = 0,5 \times \frac{\sqrt{12}}{b} = 0,5 \times 3.05 \times \frac{\sqrt{12}}{0.6} = 8.80$$

$$\lambda = 8.80 < 35 \dots\dots\dots \text{C.V}$$

• **RDC:  $L_0= 4.50$ m**

$$I = \frac{hb^3}{12} \Rightarrow i = \frac{b}{\sqrt{12}} \quad \text{d'où: } \lambda = \frac{l_f}{i} = 0,5 \times \frac{\sqrt{12}}{b} = 0,5 \times 4.50 \times \frac{\sqrt{12}}{0.6} = 12.99$$

$$\lambda = 12.99 < 35 \dots\dots\dots \text{C.V}$$

Donc on adopté 3 types des sections du poteau :

- **RDC +1<sup>er</sup> étage ( $b \times h$ ) =  $60 \times 60$  cm<sup>2</sup>**
- **2<sup>eme</sup> + 3<sup>eme</sup> étages ( $b \times h$ ) =  $50 \times 50$  cm<sup>2</sup>**
- **4<sup>eme</sup> → 8<sup>eme</sup> ( $b \times h$ ) étages =  $40 \times 40$  cm<sup>2</sup>**

### **III.1. Introduction :**

Dans une structure quelconque, on distingue deux types des éléments : les éléments porteurs principaux qui contribuent directement aux contreventements, les éléments secondaires qui ne contribuent pas directement aux contreventements.

Dans le présent chapitre, nous considérons l'étude des éléments qui comporte notre bâtiment. Nous citons les escaliers, l'acrotère, les planchers et enfin les balcons dont l'étude est indépendante de l'action sismique, mais ils sont considérés comme dépendant de la géométrie interne de la structure. Le calcul de ses éléments s'effectue suivant le règlement BAEL91 en respectant le règlement parasismique Algérien RPA99 version 2003.

### **III.2. Acrotère :**

#### **III.2.1. Introduction :**

L'acrotère est un élément de sécurité au niveau de la terrasse. Il forme une paroi contre toute chute, il est considéré comme une console encastree à sa base soumise à son poids propre et a une surcharge horizontale et réalise en béton arme. Le calcul se fera en flexion composé au niveau de la section d'encastrement qui se trouve à la base pour une bande de 1m linéaire. L'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est préjudiciable dans ce cas le calcul se fera à l'ELU, il doit être vérifié à l'ELS

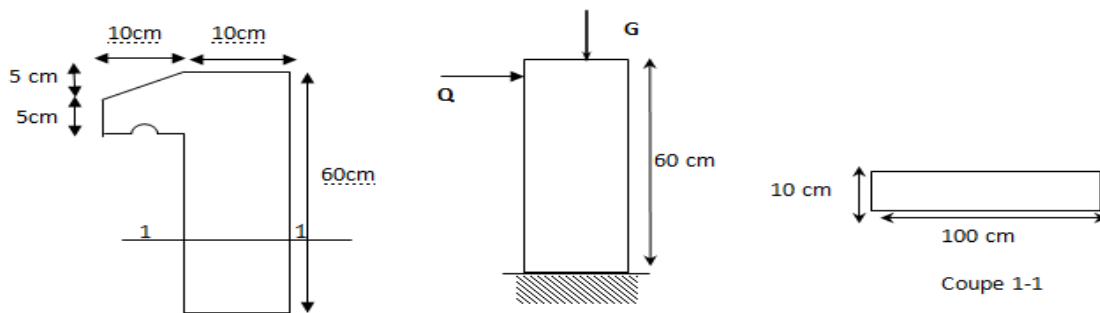
Il a pour rôle de :

- ❖ Protection d'étanchéité.
- ❖ Servant comme garde-corps.

Entretien des façades.

#### **III.2.2 Dimensions et modélisation de l'acrotère :**

Les dimensions de l'acrotère sont données dans la figure (III.1) :



**Figure III.1.** Coupe transversale et longitudinale de l'acrotère.

**III.2.3. Principe de calcul :**

Le calcul se fera pour une bande de 1m linéaire.

**III.2.4. Thermologie :**

L'acrotère est composé aux intempéries, donc La fissuration est préjudiciable, dans ce cas, le calcul se fera à L'ELU, et à L'ELS.

Il est soumis à la flexion composée due à un effort normal du à son poids propre (G) et un moment dû à la surcharge (Q).

**III.2.5. Evaluation des charge**

❖ **La surface :**

La surface de la coupe de l'acrotère est:

$$S = (0,05 \times 0,1) / 2 + (0,6 \times 0,1) + (0,1 \times 0,05) = 0,0675m^2$$

❖ **Charge permanente :**

Le poids propre de l'acrotère est :  $G = (0,0675 \times 25) = 1.6875KN/ ml$

❖ **Surcharge d'exploitation :**

$Q = 1,00 KN/ml$  (de la main courante de personne)

❖ **Détermination de l'effort due au séisme :**

D'après le **RPA99V2003 (Article 6.2.3)** les éléments non structuraux doivent être calculés sous l'action des forces horizontales suivant la formule suivante :

**$F_p = 4 A C_p W_p$  avec :**

$A = 0,20$  : Coefficient d'accélération de zone II

$C_p = 0,8$  : Facteur de force horizontal (élément en console).

$W_p = 1.6875 KN/ml$  : Poids propre de l'acrotère.

D'où :  **$F_p = 4 \times 0,20 \times 0,80 \times 1.6875 \Rightarrow F_p = 1.08 KN/ml$ .**

Pour G	$N_G = 1,6875KN/ml$	$M_G = 0$	$T_G = 0$
Pour Q	$N_Q = 0$	$M_Q = H.Q = 0,6 \times 1 = 0,6 KN/ml$	$T_Q = Q = 1 KN/ml$
Pour $F_p$	$N_{F_p} = 0$	$M_{F_p} = 0,6 \times 1.08 = 0.648 KN/ml$	$T_{F_p} = F_p = 1.08KN/ml$

**Tableau III.1.** Évaluation des charges.

On a :  **$F_p \leq Q$**  ; alors, le ferrailage sera donc donné par les sollicitations du deuxième cas qui sont :

**\*\* CHAPITRE III. Calcul des éléments secondaires \*\***

- Poids propre :  $N_G = 1,6875 \text{ KN/ml}$ .
- Surcharges :  $F_p(Q) = 1.08 \text{ KN/ml}$ .
- Un moment :  $M_Q =: Q \times h = 1 \times 0,6 = 0.6 \text{ KN/ml}$ .
- Un effort tranchant :  $T_{fp} = 1 \text{ KN}$ .

**III.2.6. Calcul des sollicitations :**

Les Résultats Sont Dans le Tableau Suivant :

	Moment (KN.m)	Effort Normal(KN)	Effort Tranchant(KN)
ELU	$M_U = 1,35 M_Q = 0.81$	$N_U = 1,35 N_G = 2,278$	$T_U = 1,5 \times T_Q = 1.5$
ELS	$M_{ser} = 0,6$	$N_{ser} = 1,6875$	$T_{ser} = 1$

**Tableau III.2.** Les sollicitations dues à l'acrotère

**III.2.7. Vérification au flambement :**

$$L_f = 2 \cdot L_0$$

$L_f$  : La longueur de flambement

$$L_f = 2 \times 0,6 = 1,2 \text{ m}$$

$$\lambda = \frac{L_f \cdot \sqrt{12}}{a}$$

$a$  : l'épaisseur de l'acrotère.

$$\lambda = \frac{1,2 \times \sqrt{12}}{0,1} = 41,57$$

$\lambda$  : l'élancement

**a. L'excentricité :**

$$e_0 = \frac{a}{6} = \frac{0,1}{6} = 0,0166 \text{ m} = 1,66 \text{ cm}$$

$e_0$  : limite du noyau central

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,81}{2,278} = 0,35 \text{ m} = 35 \text{ cm}$$

$e_1$  : l'excentricité du premier ordre

$e_1 > e_0$  Donc le centre de pression est à l'extérieur du noyau central et la section est partiellement comprimée

$$\lambda_{max} = \text{Max} (50, \text{Min} (100, e_1/a))$$

$$\lambda_{max} = 50$$

$$\lambda = 41,57 \leq \lambda_{max} = 50 \quad \text{donc pas de risque de flambement.}$$

**III.2.8. Les sollicitations majorées :**

**a. Calcul de coefficient de majoration :**

$$\delta_f = \min ( 1 + 0,15 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2 (a / e_1) ; 1,4) \dots \dots \dots \text{si : } e_1/a > 0.$$

$$\delta_f = 1 + 0,2 \cdot \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2 \dots \dots \dots \text{si : } e_1/a \leq 0,75 .$$

$$e_1/a = 0,35 / 0,1 = 3.5 > 0$$

Donc :  $\delta_f = \min ( 1+0,15(\frac{\lambda}{35})^2(a / e_1) ; 1,4) .$

$\delta_f = \min ( 1+0,15(\frac{41,57}{35})^2(0,1 / 0,35) ; 1,4) .$

$\delta_f = \min(1,06; 1,4)$

$\delta_f = 1,06$

ELU		ELS	
$N_u^* = \delta_f \times N_u$	$M_u^* = \delta_f \times M_u$	$N_{ser}^* = N_{ser}$	$M_{ser}^* = M_{ser}$
2,41 KN	0,86 KN.m	1,6875KN	0,6KN.m

**Tableau III.3.** les sollicitations après majoration.

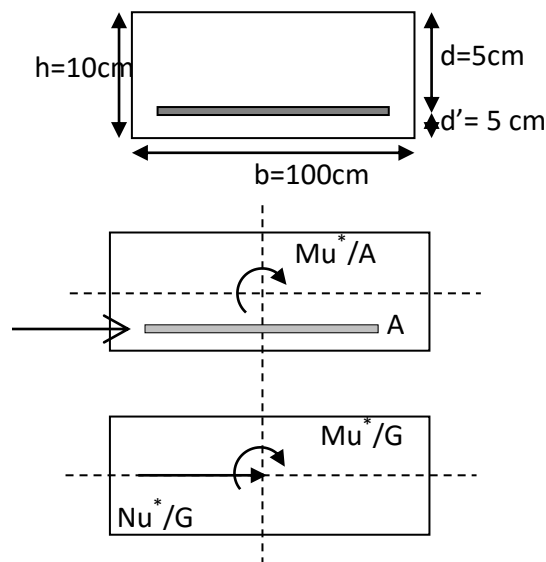
**III.2 .9. Le ferrailage de l'acrotère :**

**III.2.9.1. Calcul à l'ELU :**

Le calcul se fait sur une section rectangulaire avec :

$b = 100 \text{ cm}; h = 10 \text{ cm}; d = 5 \text{ cm}$

$e_u = M_u^* / N_u^* = 0,86/2,41 = 0,36\text{m}$



**Figure III.2.** Coupes transversales de l'acrotère.

➤  $e_u < e_0$  Donc la section partiellement comprimé ; le calcul par assimilation à la flexion simple.

$$M_f = M_u^{*+} + N_u^{*}(d-h/2) \quad ; \text{ avec } d=5\text{cm}$$

$$M_f = 0,86 + 2,41 (0,05 - 0,05)$$

$$M_f = 0,86 \text{ K N.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u^{*}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = 0,024 \quad ; \text{ Avec: } b = 100\text{cm} , f_{bu} = 14,2 \text{ MPa}$$

$$\mu_{bu} < \mu_l = 0,392 \quad ; \Rightarrow A_{sc} = \mathbf{0} \text{ (La section est simplement armé)}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}) = 0,030 ; \quad Z = d(1 - 0,4 \alpha) = 4,94 \text{ cm}$$

$$A_s^* = \frac{M_u^{*}}{Z \times \sigma_s} = 0,50 \text{ cm}^2 \quad ; \text{ Avec: } \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$A_{su}^* = A_s^* - \frac{N_u^{*}}{\sigma_s} = 0,43 \text{ cm}^2$$

**Résumé des résultats:**

$M_f$	$\epsilon_{bc}$	$\epsilon_s$	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z	$A_s^*$	$A_{su}^*$
$M_u^{*+} + N_u^{*} \times (d-h/2)$	$\frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\gamma^b}$	$\frac{f_e}{\gamma_s}$	$\frac{M_u^{*}}{b \cdot d^2 \cdot \epsilon_{bc}}$	$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}})$	$d \cdot (1 - 0,4\alpha)$	$\frac{M_f}{Z \cdot \epsilon_s}$	$A_{su}^* - \frac{N_u^{*}}{\epsilon_s}$
0,86 KN	14,2 Mpa	348 MPa	0,024	0,030	4,94cm	0,50 cm	0,43 cm

**Tableau III.4 :** calcul des ferrillages à ELU

❖ **Pourcentage minimal d'armature longitudinale :**

$$A_{s_{min}} = \frac{0,23b \times d \times f_{t28}}{f_e} ; \text{ Avec: } f_{t28} = 0,6 + 0,06f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$A_{s_{min}} = \mathbf{0,60 \text{ cm}^2}$$

$$A_s = \max(A_{s_{min}} ; A_{su}) = \max(0,60 ; 0,43) ; \quad \Rightarrow A_s = \mathbf{0,60 \text{ cm}^2}$$

On dispose un ferrillage symétrique : **4T8 / ml** ( $A_s = \mathbf{2,01 \text{ cm}^2}$ )

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

Soit :  $S_T = 25 \text{ cm}$ .

Dans le sens le moins sollicité :  $S_T \leq \min [4h ; 45\text{cm}] = 40\text{cm}$

Soit :  $S_T = 25\text{cm}$

❖ **Les armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = 0.50 \text{ cm}^2 \quad ; \quad \text{On adopte: } \mathbf{3T6 = 0.85\text{cm}^2}$$

❖ **L'espacement maximal :**

$$S_T \leq \min [3h; 33 \text{ cm}] \Rightarrow S_T \leq \min [30; 33]\text{cm}.$$

Soit :  $S_T = 30 \text{ cm}$ .

Dans le sens le moins sollicité :  $S_T \leq \min [4h ; 45\text{cm}] = 40\text{cm}$

Soit :  $S_T = 30\text{cm}$

❖ **Vérification de l'effort tranchant :**

On doit vérifier la condition suivante :

$$\tau_u \leq \min \left( \frac{0.15f_{c28}}{\gamma_b} ; 4\text{MPa} \right) \quad (\text{Fissuration préjudiciable}).$$

$$\tau_u \leq \min(2.5 ; 4\text{Mpa}).$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = 0.0324 \text{ MPa} \quad ; \quad \text{Avec : } T_u = 1.5 F_p = 1.62\text{KN}$$

$$\tau_u = 0.0324\text{MPa} \leq 2.5 \text{ Mpa} \quad \dots \dots \dots \text{Condition verifier.}$$

**III.2.9.2. Vérification à ELS :**

➤ **Position du centre de pression :**

La position du centre de pression (c) :

$$e_0 = \frac{M_{ser}^*}{N_{ser}^*} = \frac{0.6}{1.6875} = 35.55\text{cm}$$

$$C = e_0 - \frac{h}{2} = 35.55 - \frac{10}{2} = 30.55\text{cm}$$

Le centre de pression (C) se trouve à l'extérieur de la section

⇒ Section Partiellement Comprimé

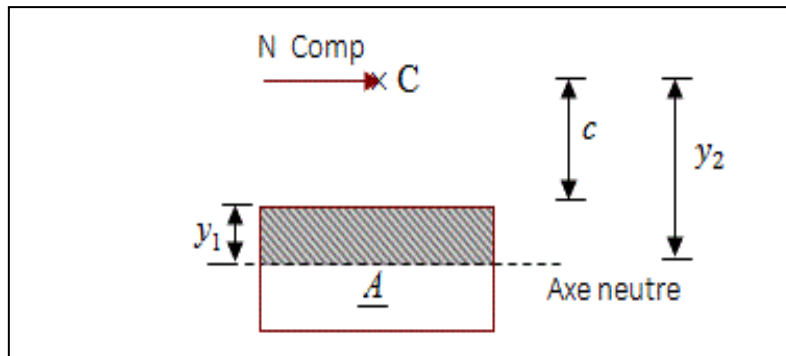
Donc : on considère  $c < 0$  (Négatif)

❖ **Détermination des contraintes :**

C : Centre de pression (point d'application).

c : La distance du point C à l'arête la plus comprimée.





**Figure III.3.** Position de centre de pression.

- $y_2$  : La distance du point C à l'axe neutre.
  - $y_2 = y_1 + c$
  - $N$  est un effort de compression  $\Rightarrow y_2 > 0$ .
  - $C$  se trouve à l'extérieur de la section.
- (c) sera considéré comme négatif

❖ **Calcul des contraintes :**

$$p = -3c^2 - \frac{90 \times A_{sc}}{b} (c - d') + \frac{90 \times A_{st}}{b} (d - c) \quad ; c = -30.55 \text{ cm}$$

$$p = -3 \times (-30.55)^2 + \frac{90 \times 2.01}{100} (5 + 30.55) = -2735.59 \text{ cm}^2$$

$$q = -2c^3 - \frac{90 \times A_{sc}}{b} (c - d')^2 - \frac{90 \times A_{st}}{b} (d - c)^2$$

$$q = -2 \times (-30.55)^3 - \frac{90 \times 2.01}{100} (5 + 30.55)^2 = 54738.56 \text{ cm}^3$$

**Avec :**  $A_{sc}$ : Armatures comprimées = 0

$A_{st}$ : Armature tendue

$y_2$  : est la solution de l'équation :

$$y_2^3 + p \cdot y_2 + q = 0$$

$$y_2^3 - 2735.59 \times y_2 + 54738.56 = 0$$

**Donc la résolution est comme suit :**

$$\Delta = q^2 + \frac{4}{27} p^3$$

$$\Delta = (54738.56)^2 + \frac{4}{27} (-2735.59)^3 = -3.6 \times 10^7 < 0$$

$$\begin{cases} \cos \varphi = \frac{3q}{2p} \times \sqrt{\frac{-3}{p}} = \frac{3 \times 54738.56}{2 \times (-2735.59)} \times \sqrt{\frac{-3}{(-2735.59)}} = -0.99 \Rightarrow \varphi = 171.89^\circ \\ a = 2\sqrt{\frac{-p}{3}} = 2\sqrt{\frac{2735.59}{3}} = 60.39 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\begin{cases} y_{2-1} = a \cdot \cos\left(\frac{\varphi}{3}\right) = 60.39 \times \cos\left(\frac{171.89}{3}\right) = 32.63 \text{ cm} \\ y_{2-2} = a \cdot \cos\left(\left(\frac{\varphi}{3}\right) + 120^\circ\right) = -60.32 \text{ cm} \\ y_{2-3} = a \cdot \cos\left(\left(\frac{\varphi}{3}\right) + 240^\circ\right) = 27.69 \text{ cm} \end{cases}$$

$$y_2 = \max(y_{2-1}; y_{2-2}; y_{2-3}) = 32.63 \text{ cm}$$

$$y_1 = y_2 + c = 2.08 \text{ cm}$$

$$\text{D'où : } y_1 = \mathbf{2.08 \text{ cm.}}$$

❖ **Calcul du moment statique :**

$$S = \frac{b \cdot y_1^2}{2} - 15 \cdot A_{st}(d - y_1)$$

$$S = \frac{100 \times 2.08^2}{2} - 15 \times 2.01(5 - 2.08) = 128.282 \text{ cm}^3$$

$$K = \frac{N_{ser}}{s} = \frac{1687.5}{128.282} = 13.15 \text{ N/cm}^2 = 0.1315 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{bc} = K \times y_1 = 0.1315 \times 2.08 = 0.274 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 15 \cdot K (y_1 - d') = 15 \times 0.1315 \times (5 - 2.08) = 5.76 \text{ MPa}$$

➤ L'acrotère est exposé aux intempéries donc la fissuration est considérée comme préjudiciable : (Art 4.5.33 p 30 - BAEL 91).

Avec :  $F_e E400 \Rightarrow \eta = 1.6$  ;  $f_e = 400 \text{ MPa}$

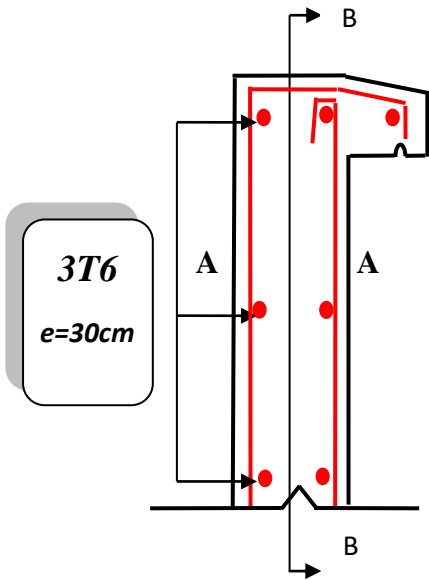
$$\bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3}f_e ; 110\sqrt{\eta \cdot f_{t28}}\right)$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3}400 ; 110\sqrt{1.6 \times 2.1}\right) = 202 \text{ MPa}$$

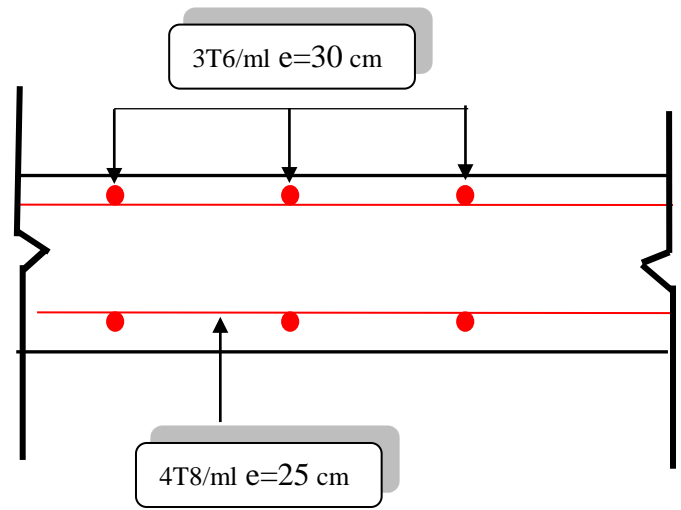
$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = 0.1838 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \\ \text{et} \\ \sigma_{st} = 3.37 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{sc} = 202 \text{ MPa} \end{cases} \Rightarrow \text{Les armatures calculées en ELU sont maintenues}$$

**III.2.10. Schéma de ferrailage de l'acrotère :**



**Figure III.4.** Ferrailage de l'acrotère.



**Figure III.5.** Coupe A-A.

**III.3. Les planchers :**

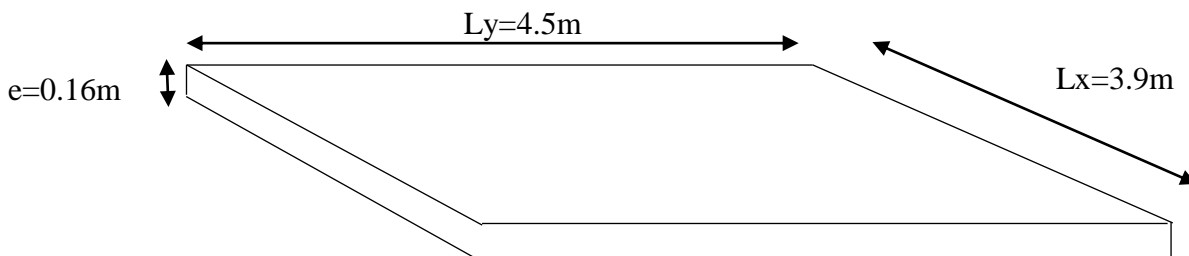
**III.3.1. Introduction :**

Les planchers ont un rôle très important dans la structure. Ils supportent les charges verticales puis ils les transmettent aux éléments porteurs. Ils isolent, aussi, les différents étages du point de vue thermique et acoustique. La structure étudiée comporte des planchers à dalle pleines.

**III.3.2. Planchers dalle pleine :**

Les dalles pleines sont des éléments d'épaisseur faible par rapport aux autres Dimensions, chargée perpendiculairement à leur plan moyen reposant sur deux, trois ou quatre appuis. Des dalles pleines en porte à faux (console) existent aussi.

Dans notre structure, on a des dalles pleines sous forme rectangulaire qui repose sur quatre appuis, pour le calcul on choisit la dalle la plus sollicitée.



**Figure III.7** dimension de la dalle pleine

**III.3.2.1. Étape de calcul :**

**a- Calcul de  $\alpha$  :**

Une dalle est caractérisée par ses dimensions en plans  $L_x$  et  $L_y$  et nous désignons par  $L_x$ ; la plus petite dimension on aura donc  $L_x \leq L_y$ , il y a deux modes de travail des dalles qui sont déterminés en fonction du rapport :  $\alpha = L_x / L_y$

$\alpha = \frac{L_x}{L_y} \leq 0,4$  : dalle porte dans un seul sens.

$0,4 \leq \frac{L_x}{L_y} \leq 1$  : dalle porte dans les deux sens.

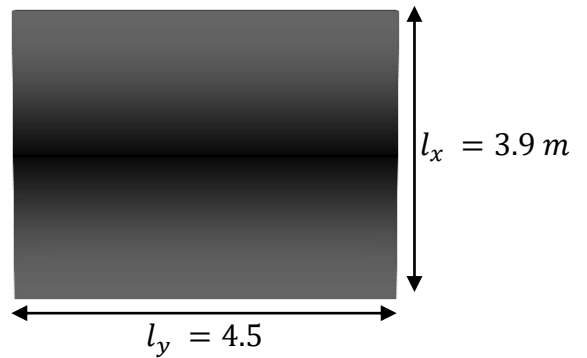
**III.3.2.2. Calcul de ferrailage de la dalle pleine :**

On prendre un panneau de rive de la plus grande portée.

Donc :

$$\left\{ \begin{array}{l} l_x \text{ (max)} = 3.9 \text{ m.} \\ l_y \text{ (max)} = 4.5 \text{ m.} \\ \alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3.9}{4.5} = 0.86 > 0.4 \end{array} \right.$$

La dalle portant dans les deux sens



**a. Calcul des moments isostatiques :**

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{0x} = \mu_x q l_x^2 \dots \dots \dots \text{(Bande // a } l_x) \\ M_{0y} = \mu_y M_{0x} \dots \dots \dots \text{(Bande // a } l_y) \end{array} \right.$$

Avec Les coefficients  $\mu_y$  et  $\mu_x$  sont donné par règles BAEL91

**b. Moment sur travée :**

Pour un panneau de rive :

Sens  $L_x$  :  $M_x^t = 0,85 \times M_x$  ;    Sens  $L_y$  :  $M_y^t = 0,85 \times M_y$ .

Pour un panneau intermédiaire :

Sens  $L_x$  :  $M_x^t = 0,75 \times M_x$  ;    Sens  $L_y$  :  $M_y^t = 0,75 \times M_y$ .

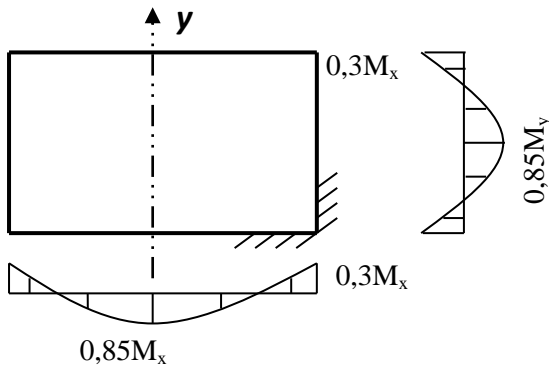
**c. Moment sur appuis :**

Pour un panneau de rive :

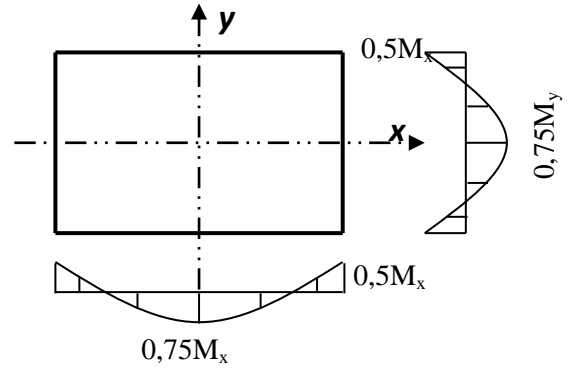
$$\text{Sens } L_x : M_x^a = 0,3 \times M_x \quad ; \quad \text{Sens } L_y : M_y^a = 0,3 \times M_y$$

Pour un panneau intermédiaire :

$$\text{Sens } L_x : M_x^a = 0,5 \times M_x \quad ; \quad \text{Sens } L_y : M_y^a = 0,5 \times M_y$$



**Panneau de rive**



**Panneau intermédiaire**

**Figure III.8.** Distribution des moments sur les panneaux.

**d. Évaluation des charges :**

Charge permanente :  $G = 6.6 \text{ KN/m}^2$

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

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = (1.35 \times 6.6) + (1.5 \times 2.5) = 12.66 \text{ KN/ml.}$$

$$q_s = G + Q = 6.6 + 2.5 = 9.1 \text{ KN/m}^2$$

**e. Calcul des sollicitations :**

- **État limite ultime :**

On sait que  $\alpha = 0.86 > 0.4$  donc notre dalle travaille dans les deux sens :

$$\mu(x) = \frac{1}{8(1 + 2.4 * \alpha^3)}$$

$$\mu(y) = \alpha^3(1.9 - 0.9 * \alpha)$$

Dalle	$l_x$	$l_y$	$\alpha = \frac{l_x}{l_y}$	$\mu_x$	$\mu_y$	$M_{0x} = \mu_x q l_x^2$	$M_{0y} = \mu_y M_{0x}$
Étage courant	3.9	4.5	0.86	0.045	0.716	8.66	6.20

**Tableau III.5.** Résultats des sollicitations à l'ELU.

**✚ Moments fléchissant à L'ELU :**

\*Panneau intermédiaire :

Dalle	$M_x^a$ (KN.m)	$M_y^a$ (KN.m)	$M_x^t$ (KN.m)	$M_y^t$ (KN.m)
Étage courant	4.33	3.1	6.5	4.65

**Tableau III.6.** Répartition des moments fléchissant à l'ELU.

**✚ État limite service :**

Dalle	$l_x$	$l_y$	$\alpha = \frac{l_x}{l_y}$	$\mu_x$	$\mu_y$	$M_{0x} = \mu_x q l_x^2$	$M_{0y} = \mu_y M_{0x}$
Étage courant	3.9	4.5	0.86	0.045	0.716	6.23	4.46

**Tableau III.7.** Résultats des sollicitations à l'ELS.

**✚ Moments fléchissant à L'ELS :**

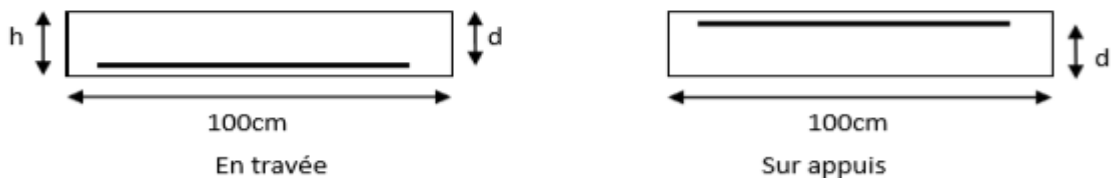
Panneau intermédiaire :

Dalle	$M_x^a$ (KN.m)	$M_y^a$ (KN.m)	$M_x^t$ (KN.m)	$M_y^t$ (KN.m)
Étage courant	3.12	2.23	4.67	3.35

**Tableau III.8.** Répartition des moments fléchissant à l'ELS.

**f. Calcul des armatures :**

La dalle est calculée comme une poutre de section rectangulaire de largeur  $b = 1,00\text{m}$  et une hauteur  $h = 0,16\text{m}$  soumise à la flexion simple.



**✚ Condition de non fragilité :**

Acier Fe400 :  $A_s = 0.08\% \times b \times h = 0.08\% \times 100 \times 16 = 1.28 \text{ cm}^2$

- Pour le calcul on utilise les formules suivantes :

**\*\* CHAPITRE III. Calcul des éléments secondaires \*\***

$$\gamma = \frac{1.35G + 1.5Q}{G + Q} = 1.4$$

$$10^4 \mu_l = 3220 \times \theta \times \gamma + 51 \times \frac{fc28}{\theta} - 3100.$$

$$\mu_l = 0.268$$

La hauteur utile  $C = 2 \text{ cm}$  ;  $(Fx, Fy) \leq \frac{h}{10} = 1.6 \text{ cm} \rightarrow F = 1.6 \text{ cm}$

$$\Rightarrow \text{Suivant l'axe (xx)} : dx = h - C - \frac{Fx}{2} = 16 - 2 - \frac{1.6}{2} = 13.2 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow \text{Suivant l'axe (yy)} : dy = dx - 1 - \frac{Fy}{2} = 13.2 - 1 - \frac{1.6}{2} = 11.4 \text{ cm}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} ; \alpha = 1,25 \left( 1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) ; Z = d(1 - 0.4\alpha) ;$$

$$A_s = \frac{M}{z \times f_{su}}$$

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

Section	Sens xx		Sens YY	
	Sur appuis	En travée	Sur appuis	En travée
<b>Mu(KN.m)</b>	4.33	6.5	3.1	4.65
<b>b (cm)</b>	100	100	100	100
<b>d (cm)</b>	13.2	13.2	11.4	11.4
<b><math>\mu</math></b>	0.017	0.026	0.016	0.025
<b><math>\alpha</math></b>	0.021	0.032	0.020	0.031
<b>Z (cm)</b>	12.09	13.03	11.30	11.25
<b><math>f_{su}</math> (MPa)</b>	348	348	348	348
<b><math>A_s</math> (cm<sup>2</sup>)</b>	1.01	1.43	0.78	1.18
<b><math>A_{smin}</math> (cm<sup>2</sup>)</b>	1.59	1.59	1.38	1.38
<b><math>A_{sadopté}</math> (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>4T8=2.01</b>	<b>4T8=2.01</b>	<b>4T8=2.01</b>	<b>4T8=2.01</b>
<b><math>S_t</math> (cm)</b>	25	25	25	25
<b><math>S_{tmax}</math> (cm)</b>	33	33	33	33
<b><math>S_t &lt; S_{tmax}</math></b>	CV	CV	CV	CV

**Tableau III.9.** Résultats de Ferrailage.

**III.3.2.3. Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_{s_{x\ min}} \geq \frac{0.23 \times b \times dx \times f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{min\ x} = 1.59\text{cm}^2$$

$$A_{s_{y\ min}} \geq \frac{0.23 * b * dy * f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{min\ y} = 1.38\text{cm}^2$$

- **Calcul de l'espacement :**

$$S_t = \min(3h, 33)$$

$$S_t = \frac{b}{4} = 25\text{cm}.$$

**En travée:**  $S_t = 25\text{ cm}$

**En appui :**  $S_t = 25\text{ cm}$

**III.3.2.4. Vérification de la contrainte tangentielle du béton :**

- Fissuration préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0.15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4\text{ MPa}\right) = 2.5\text{ MPa}$$

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

D'après le BAEL 91 on pour  $\alpha > 0,4$  :

$$V_{ux} = \frac{q_u \times l_x}{2 + \alpha} = \frac{12.66 \times 3.9}{2 + 0.86} = 17.26\text{ KN}$$

$$V_{uy} = \frac{q_u \times l_x}{3} = 16.46\text{ KN}$$

$$\tau_{ux} = \frac{17.26 \times 10^3}{1000 \times 132} = 0.130\text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5\text{ MPa} \dots\dots\dots CV$$

$$\tau_{uy} = \frac{16.46 \times 10^3}{1000 \times 114} = 0.144\text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5\text{ MPa} \dots\dots\dots CV$$

**III.3.2.5. Vérification à l'ELS :**

La vérification des contraintes se fait à l'ELS. Il y a lieu donc de vérifier que Les Contraintes dans le béton comprimé ( $\sigma_{bc}$ ) et dans l'acier tendue ( $\sigma_{st}$ ) ne dépassent Pas la contrainte limite.

$$\bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3}f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}}\right); \eta \ 1.6\text{ (HA)}.$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min(266.66\text{ MPa} ; 201.63\text{ MPa}) = 201.63\text{ MPa}$$



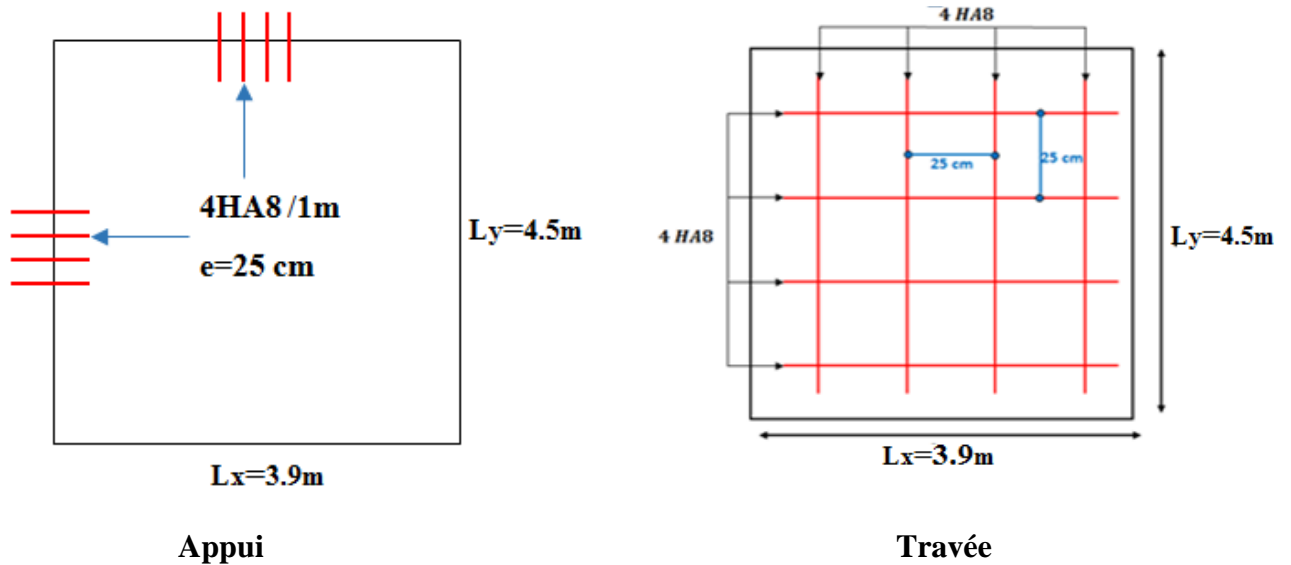
**\*\* CHAPITRE III. Calcul des éléments secondaires \*\***

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

Les résultats sont données dans le tableau suivant:

	Sens xx		Sens yy	
	$M_{ax}$ (KN.m/ml)	$M_{tx}$ (KN.m/ml)	$M_{ay}$ (KN.m/ml)	$M_{ty}$ (KN.m/ml)
$M_{ser}$ (KN.m)	3.12	4.76	2.23	3.35
b (cm)	100	100	100	100
h (cm)	16	16	16	16
d (cm)	13.2	13.2	11.4	11.4
$A_S$ (cm <sup>2</sup> )	1.01	1.43	0.78	1.18
$y_{ser}$ (cm)	2.54	2.54	2.34	2.34
$I$ (cm <sup>4</sup> )	3972.35	3972.35	2901.92	2901.92
$K$ (N/mm <sup>3</sup> )	0.078	0.119	0.077	0.115
$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	15	15	15	15
$\bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	201,63	201,63	201,63	201,63
$\sigma_{bc}$ (MPa)	1.98	3.02	1.80	2.69
$\sigma_{st}$ (MPa)	124.72	190.28	104.64	156.28
$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$	Vérifié	Vérifié	Vérifié	Vérifié
$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$	Vérifié	Vérifié	Vérifié	Vérifié

**Tableau III.10.** Vérification des contraintes à l'ELS.



**Figure III.9.** Ferrailages de la dalle pleine.

### III.4. Calcul des escaliers :

#### III.4.1. Définition :

Les escaliers sont des éléments secondaires permettant le passage d'un niveau à un autre, constitués d'une dalle inclinée (paillasse), avec des dalles horizontales (palier) ; ces dernières sont coulées sur place.

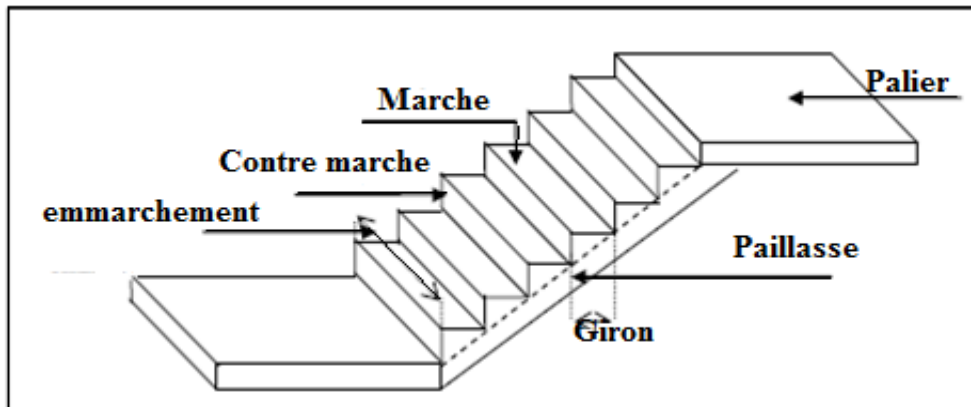
Pour notre construction, on a un type d'escalier :

- Escalier à deux volées (à paillasse adjacente).

#### III.4.2 Composition d'un escalier :

Il est caractérisé par :

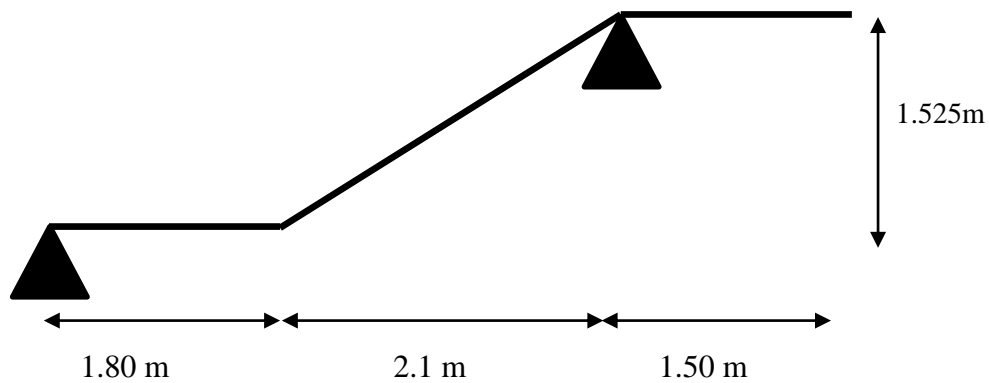
- ⇒ La montée ou la hauteur d'escalier (H).
- ⇒ Le giron : la largeur de la marche (g).
- ⇒ L'embranchement : La largeur de la volée (b).
- ⇒ La contre marche : la partie verticale d'une marche (h).
- ⇒ La paillasse : plafond qui monte sous marches.
- ⇒ Le palier : La partie horizontale. ;
- ⇒ La volée : suite ininterrompues des marches.



**Figure III.10.** Schéma d'un escalier.

**III.4.3. Calcul des escaliers :**

**III.4.3.1. Etage courant :**

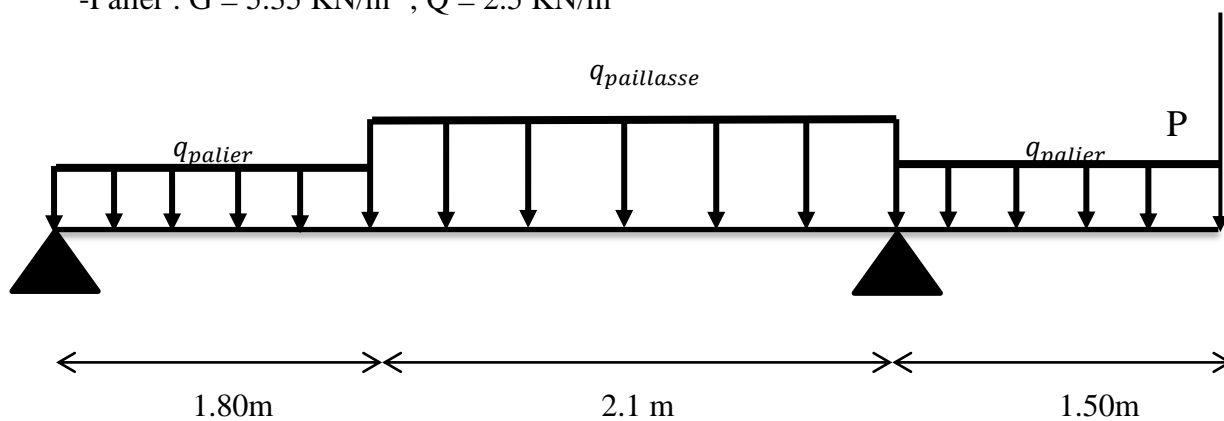


**Figure III.11** Schéma statique d'escalier.

**III.4.3.1.1. Calcul des sollicitations :**

-Paillasse :  $G = 8.305 \text{ KN/m}^2$  ;  $Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$

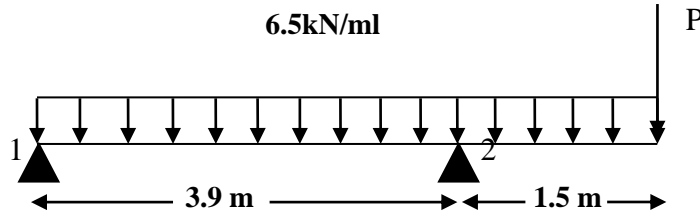
-Palier :  $G = 5.35 \text{ KN/m}^2$  ;  $Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$



**a. La charge équivalente :**

$$q_{eq} = \frac{\sum q_i L_i}{\sum L_i} = \frac{5.35 \cdot 1.8 + 8.305 \cdot 2.1 + 5.35 \cdot 1.5}{1.80 + 2.1 + 1.50} = 6.5 \text{ KN/ml}$$

$$q_{eq} = 6.5 \text{ KN/ml}$$



**Figure III.12** Charge équivalent.

**b. Combinaison des charges :**

➤ **ELU :**

$$q_u = 1.35G + 1.5Q$$

Le calcul se fera pour une bande de 1ml.

$$q_u = (1.35 \cdot 6.5 + 1.5 \cdot 2.5) \cdot 1 = 12.52 \text{ KN/ml}$$

➤ **ELS :**

$$q_s = G + Q = 6.5 + 2.5 = 9 \text{ KN/ml}$$

**C- Calcule des moments :**

➤ **ELU**

$$q_{eq} = 12.52 \text{ KN/ml.}$$

$$P = 2.8 \cdot 3.05 \cdot 1 = 8.54 \text{ KN/ml.}$$

$$P_u = 1.35 \cdot 8.54 = 11.53 \text{ KN/ml.}$$

$$\text{Moment isostatique : } M_0 = ql^2 / 8 = (12.52 \cdot (3.9)^2) / 8 = 23.80 \text{ KN.m.}$$

$$\text{Moment en travée : } M_t = 0.85 M_0 = 0.85 \cdot 23.80 = 20.23 \text{ KN.m.}$$

$$\text{Moment sur appuis : } M_{a1} = 0.4 M_0 = 0.4 \cdot 23.80 = 9.52 \text{ KN.m.}$$

$$M_{a2} = q_u l^2 / 2 + P_u \cdot 1 = (12.52 \cdot 1.5^2) / 2 + 11.53 \cdot 1.5 = 31.38 \text{ KN.m}$$

➤ **ELS :**

$$q_{eq} = 9 \text{ KN/ml}$$

$$P = 2.8 \cdot 3.05 \cdot 1 = 8.54 \text{ KN/ml.}$$

$$P_{ser} = 8.54 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Moment isostatique : } M_0 = ql^2 / 8 = (9 * (3.9)^2) / 8 = 17.11 \text{ KN.m.}$$

$$\text{Moment en travée : } M_t = 0.85 M_0 = 0.85 * 17.11 = 14.54 \text{ KN.m.}$$

$$\text{Moment sur appuis : } M_{a1} = 0.4 M_0 = 0.4 * 17.11 = 6.84 \text{ KN.m.}$$

$$M_{a2} = q_{ser} l^2 / 2 + P_{ser} * l = (9 * 1.5^2) / 2 + 8.54 * 1.5 = 22.94 \text{ KN.m}$$

	$M_u$ (KN.m)	$M_{ser}$ (KN.m)
En travée	20.23	14.54
Sur appuis	31.38	22.94

### III.4.3.1.2. Calcul des armatures

#### ✚ L'armature longitudinale :

Le calcul des armatures se fait essentiellement vis-à-vis de la flexion simple pour une bande de 1m

$$\text{La section du béton est : } A = (b \times h) = (100 \times 16) \text{ cm}^2.$$

$$d = 0.9 \times h = 0.9 \times 16 = 14.4 \text{ cm}$$

$f_{c28}$ (MPa)	$\theta$	$f_{t28}$ (MPa)	$\gamma_b$	$\gamma_s$	$d$ (cm)	$f_{bu}$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)	$f_e$ (MPa)
25	1	2,1	1,5	1,15	14.4	14,16	348	400

**Tableau III.11.** Différents coefficients pour le calcul de ferrailage.

Pour les calculs on utilise les formules suivant :

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} ; f_{bu} = 14.17 \text{ MPa}$$

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

$$Z = d(1 - 0.4\alpha),$$

$$A_{min} = 0.23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e} ;$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z * \sigma_s}$$

✚ Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Section	b (m)	d (cm)	M <sub>u</sub> (KN.m)	μ <sub>bu</sub>	α	Z (cm)	A <sub>smin</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adopte</sub> (cm <sup>2</sup> )
Travée	100	14.4	20.23	0.068	0.088	13.89	1.738	4.18	4T14=6.16
Appuis	100	14.4	14.54	0.049	0.062	14.04	1.738	2.97	4T12=4.52

**Tableau III .12. Résultats du calcul du ferrailage de l'escalier.**

❖ **Escapement maximal:**

$$S_t \leq \min(3h; 33\text{cm}) = \min(3 \times 16; 33) \text{ cm} = 33\text{cm}$$

- En travée :  $S_t = 15\text{cm} \leq 33\text{cm} \dots\dots\dots CV$
- Sur appui :  $S_t = 15 \text{ cm} \leq 33\text{cm} \dots\dots\dots CV$

✚ **Armatures de répartition :**

- ❖ En travée :  $A_{rep} = A_{ado}/4 = 1.54 \text{ cm}^2$  ; on adopte : **4T10= 3.14 cm<sup>2</sup>**,  
 $S_t = 25 \text{ cm} \leq 33\text{cm} \dots\dots\dots CV$
- ❖ Sur appui :  $A_{rep} = A_{ado}/4 = 1.13\text{cm}^2$  ; on adopte : **4T10= 3.14cm<sup>2</sup>**,  
 $S_t = 25 \text{ cm} \leq 33\text{cm} \dots\dots\dots CV$

❖ **Vérifications :**

• **Condition de non fragilité :**

$$4.18 \text{ cm}^2 > A_{smin} = \frac{0.23b \times d \times f_{t28}}{f_e} = 1,738 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots CV$$

$$2.97 \text{ cm}^2 > A_{smin} = \frac{0.23b \times d \times f_{t28}}{f_e} = 1,738 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots CV$$

**III.4.3.1.3. Vérification de la contrainte tangentielle à l'ELU :**

Il faut que :  $\tau_t \leq \bar{\tau}$

Avec :  $\bar{\tau} = \min\left\{0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5MPa\right\}$  Fissuration non préjudiciable

$\Rightarrow \bar{\tau} = 3,33MPa$  .

$\tau_u = \frac{T_u}{bd}$  ; Avec : T<sub>u</sub>: l'effort tranchant maximal sur appui d'après la RDM

$T_u = q \frac{l}{2} = 12.52 \times \frac{3.9}{2} = 24.41KN$

$$\tau_u = \frac{24,41 \times 10^3}{1000 \times 144} = 0,17 \text{MPa} \leq \bar{\tau} = 3,33 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{cv.}$$

**III.4.3.1.4. Vérification des contraintes de béton à l'ELS :**

Il faut vérifier que :  $\alpha \leq \left( \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \right)$

**✚ En travée :**

$$\alpha = 0.18, \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = 1.39$$

$$\left[ \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \right] = 0.445.$$

Donc :  $\alpha = 0.18 \leq 0.445$

**✚ Sur appuis :**

$$\alpha = 0.068, \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = 1.36$$

$$\left[ \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \right] = 0.43.$$

Donc :  $\alpha = 0.068 \leq 0.43$ .

**\*Contrainte dans les aciers tendus :**

✚ La fissuration est considérée comme peu nuisible donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte dans les aciers tendus.

**III.4.3.1.5. Vérification de la flèche :**

$$\left\{ \begin{array}{l} h/l \geq 1/16 \\ h/l \geq M_t / 10M_0 \\ A_s / bd \leq 4,2 / f_e \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 16/390 = 0,041 \leq 1/16 = 0,0625 \dots\dots\dots \text{CNV} \\ 0,041 \leq 0,085 \dots\dots\dots \text{CNV} \\ 4.18 / (100 \times 14.4) = 0,0029 \leq 4,2 / 400 = 0,0105 \dots\dots\dots \text{CV} \end{array} \right.$$

**a) Calcul de la flèche :**

La flèche totale est donnée selon le **BAEL 91**, comme suit :

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

Avec :

$f_{gv}, f_{gi}$  : flèches dues à l'ensemble des charges permanentes.

$f_{ji}$  : flèches dues à l'ensemble des charges permanentes appliquées au moment de la mise en œuvre des cloisons.

$f_{pi}$  : flèches dues à l'ensemble des charges permanentes et d'exploitations supportées par l'élément considéré.

Cette flèche ne doit pas dépasser  $\frac{l}{500}$

D'après le **BAEL91** on a :  $f_i = \frac{Ml^2}{10E_i I_{fi}}$  ,  $f_v = \frac{Ml^2}{10E_v I_{fv}}$

**✚ Moment d'inertie de la section homogène réduite « I » :**

$$I = \frac{by^3}{3} + nA_s(d - y)^2$$

Avec  $y$  : la position de l'axe neutre

$n$  : coefficient d'équivalence =15

**✚ Calcul de  $y$  :**

$$y \Rightarrow \frac{by^2}{2} + n(A + A')y - n(A'd' + Ad) = 0 \quad \text{Avec : } A' = 0 ; A = 4.18 \text{ cm}^2$$

**✚ Moment d'inertie de la section homogène « I<sub>0</sub> » :**

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + bh\left(\frac{h}{2} - V\right)^2 + 15A_s(d - V)^2 ; \rho = \frac{A_s}{bd}, \lambda_p = \frac{2}{5} \lambda_i$$

$$V = \frac{\frac{bh^2}{2} + 15A_s d}{bh + 15A_s} \quad \lambda_i = \frac{0.05 f_{t28}}{5\rho}$$

$E_i = 11000 * (f_{c28})^{1/3}$  et  $E_v = 3700 * (f_{c28})^{1/3}$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

y(cm)	I (cm <sup>4</sup> )	V (cm)	I <sub>0</sub> (cm <sup>4</sup> )	$\rho$	$\lambda_i$ (MPa)	$\lambda_p$ (MPa)	E <sub>i</sub> (MPa)	E <sub>v</sub> (MPa)
5.12	16642.45	9.00	26483.2	0,0065	3.230	1.292	32164,2	10819

**Tableau III.13.** Paramètres pour calculer la flèche.

**✚ Flèche instantanée due à G ; « f<sub>gi</sub> » :**

La combinaison : q= G.....(pour 1ml)

-Palier : q<sub>1</sub>=q<sub>3</sub>=5.35 KN/ml



-Paillasse :  $q_2=8.305\text{KN/ml}$

$$q_{eq} = \frac{8.305 \times 2.1 + 5.35 \times 3.3}{5.4} = 6.5 \text{ KN/ml}$$

✚ **Calcul du moment et contrainte :**

$$M_s = 0.85.M_0 = 0.85. \frac{q_{eq}.L^2}{8} = 0.85. \frac{6,5 \times 5.4^2}{8} = 20.14 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_s = 15M_s(d-y)/I = 15 \times 20.14.10^6(144-51.2)/166424500 = 168.45 \text{ MPA}$$

$$\mu = 1 - \left[ \frac{1.75.f_{t28}}{4\rho.\sigma_s + f_{t28}} \right] = 0.433$$

$$I_{fg} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i.\mu} = 12145.26 \text{ cm}^4$$

$$f_{gi} = \frac{M_s.L^2}{10.E_i.I_{fg}} = \frac{20.14 \times 10^6 \times (5400)^2}{10 \times 32164.2 \times 12145.26 \times 10000} = 15.03 \text{ mm}$$

✚ **flèche diffère due à G : « fgv » :**

$$I_{fv} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v.\mu} = 18680.80 \text{ cm}^4$$

$$f_{gv} = \frac{M_s.L^2}{10E_v.I_{fv}} = 9.77 \text{ mm}$$

✚ **flèche instantanée due à « j » :**

j : charge permanente avant la mise en place le revêtement

-Palier :  $q_1=q_3=3.75\text{KN/ml}$

-Palliasse :  $q_2=6.705 \text{ KN/ml}$

$$\text{Charge équivalente : } q_{eq} = \frac{6.705 \times 2.1 + 3.75 \times 3.3}{5.4} = 4.89 \text{ KN/ml.}$$

✚ **Calcul du moment et contrainte :**

$$M_s = 0.85M_0 = 0.85. \frac{q_{eq}.L^2}{8} = 15.15 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_s = 15M_s(d-y)/I = 126.71 \text{ Mpa.}$$

$$\mu = 1 - \left[ \frac{1.75.f_{t28}}{4.\rho.\sigma_s + f_{t28}} \right] = 0.31.$$

$$I_{fj} = \frac{1.1.I_0}{1 + \lambda_i.\mu} = 14556.29 \text{ cm}^4.$$

$$f_{ji} = \frac{M_s \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fj}} = 9.43 \text{ mm.}$$

**✚ flèche due à G+Q : «fpi » :**

$$q_{eq} = 6 \cdot 5 + 2,5 = 9 \text{ KN/ml.}$$

$$M_{pi} = 0.85 \cdot M_0 = 0.85 \cdot \frac{q_{eq} \cdot L^2}{8} = 0.85 \cdot \frac{9 \times (5.4)^2}{8} = 27.88 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{pi} = 15 M_{pi} (d - y) / I = 233.19 \text{ MPA}$$

$$\mu = 1 - \left[ \frac{1.75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_{pi} + f_{t28}} \right] = 0.55$$

$$I_{fp} = \frac{1.1 \cdot I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu} = 10492.17 \text{ cm}^4$$

$$f_{pi} = \frac{M_{pi} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fp}} = 24.09 \text{ mm.}$$

**Donc :**

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

$$\Delta f_t = 9.77 - 9.43 + 24.09 - 15.03 = 9.4 \text{ mm}$$

$$\Delta f_t = 9.4 \text{ mm.}$$

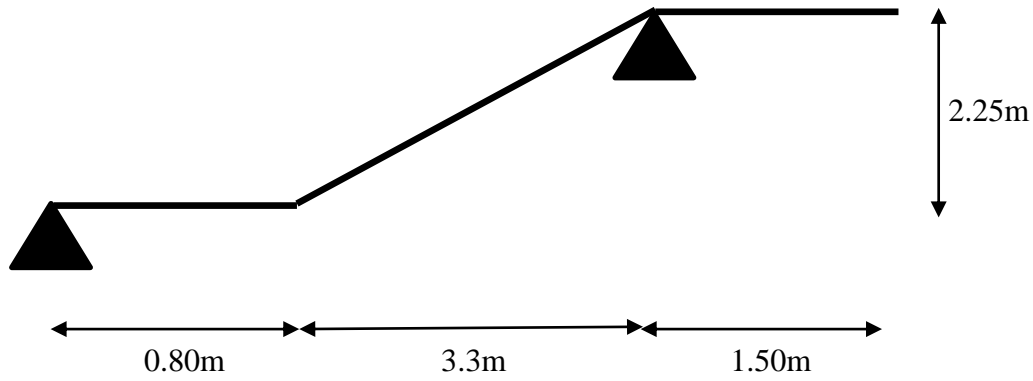
**Et on a :**

$$\begin{cases} \bar{f} \leq \frac{L}{500} \dots\dots\dots Si : L \leq 5m \\ \bar{f} \leq 0.5 \text{ cm} + \frac{L}{1000} \dots\dots Si : L > 5m \end{cases}$$

$$L = 5.4 \text{ m} \Rightarrow \bar{f} = \frac{540}{1000} + 0.5 = \mathbf{10.4 \text{ mm}}$$

$$\Rightarrow \Delta f_t = 9.4 \text{ mm} < \bar{f} = 10.4 \text{ mm} \dots\dots\dots \text{CV.}$$

**III.4.3.2 RDC :**

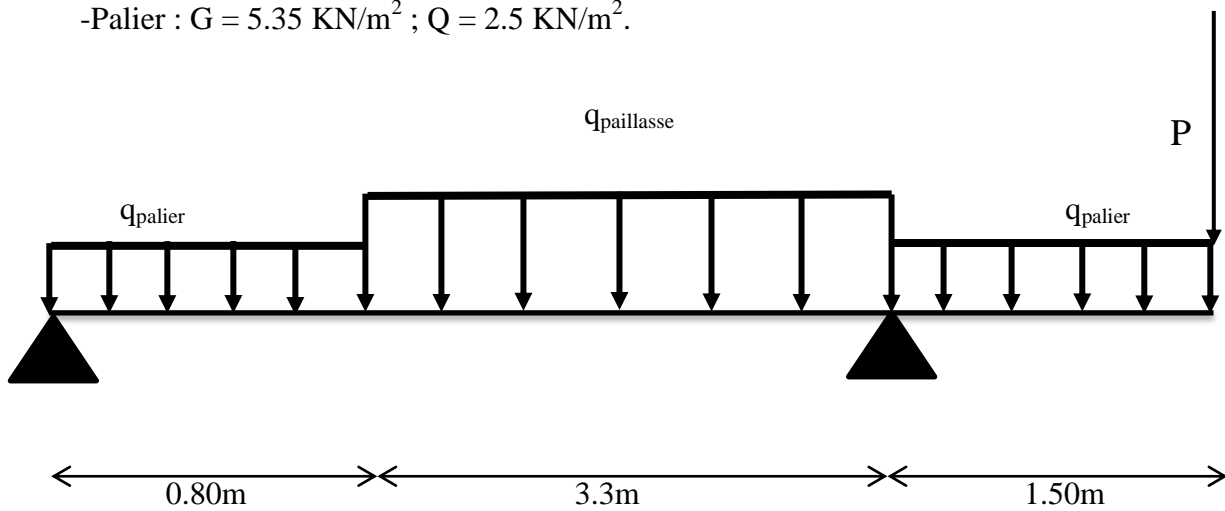


**Figure III.13. Schéma statique d'escalier RDC.**

**III.4.3.2.1. Calcul des sollicitations :**

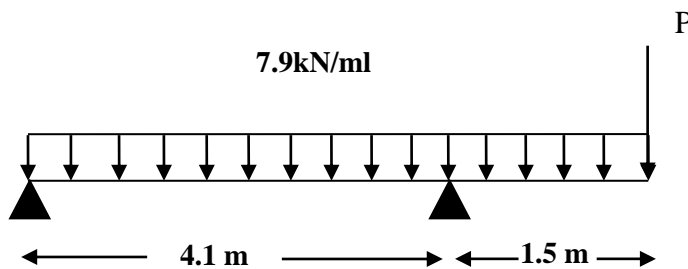
-Paillasse :  $G = 9.615 \text{ KN/m}^2$  ;  $Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$

-Palier :  $G = 5.35 \text{ KN/m}^2$  ;  $Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$ .



**a. La charge équivalente :**

$$q_{eq} = \frac{\sum q_i L_i}{\sum L_i} = \frac{5.35 \cdot 0.8 + 9.615 \cdot 3.3 + 5.35 \cdot 1.5}{0.80 + 3.3 + 1.50} = 7.9 \text{ KN/ml}$$



**Figure III.14 Charge équivalente.**

**b. Combinaison des charges :**

$$q_u = 1.35G + 1.5Q$$

Le calcul se fera pour une bande de 1ml.

**ELU :**

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \cdot 7.9 + 1.5 \cdot 2.5 = 14.42 \text{ KN/ml.}$$

**ELS :**

$$q_{ser} = G + Q = 7.9 + 2.5 = 13.4 \text{ KN/ml.}$$

**c. Calculs des moments :**

**ELU :**

$$q_{eq} = 14.42 \text{ KN/ml.}$$

$$P = 2.8 \times 3.05 \times 1 = 8.54 \text{ KN/ml.}$$

$$P_u = 1.35 \times 8.54 = 11.53 \text{ KN/ml.}$$

$$\text{Moment isostatique : } M_0 = q l^2 / 8 = (14.42 \cdot (5.6)^2) / 8 = 56.53 \text{ KN.m.}$$

$$\text{Moment en travée : } M_t = 0.85 M_0 = 0.85 \cdot 56.53 = 48.1 \text{ KN.m.}$$

$$\text{Moment sur appuis : } M_{a1} = 0.4 M_0 = 0.4 \cdot 56.53 = 22.61 \text{ KN.m.}$$

$$M_{a2} = q_u l^2 / 2 + P_u \cdot 1 = (14.42 \cdot 1.5^2) / 2 + 11.53 \cdot 1.5 = 33.52 \text{ KN.m}$$

**ELS :**

$$q_{eq} = 13.4 \text{ KN/ml}$$

$$P = 2.8 \cdot 3.05 \cdot 1 = 8.54 \text{ KN/ml.}$$

$$P_{ser} = 8.54 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Moment isostatique : } M_0 = q l^2 / 8 = (13.4 \cdot (5.6)^2) / 8 = 52.53 \text{ KN.m.}$$

$$\text{Moment en travée : } M_t = 0.85 M_0 = 0.85 \cdot 52.53 = 44.65 \text{ KN.m.}$$

$$\text{Moment sur appuis : } M_{a1} = 0.4 M_0 = 0.4 \cdot 52.53 = 21.01 \text{ KN.m.}$$

$$M_{a2} = q_{ser} l^2 / 2 + P_{ser} \cdot 1 = (13.4 \cdot 1.5^2) / 2 + 8.54 \cdot 1.5 = 27.9 \text{ KN.m}$$

**\*\* CHAPITRE III. Calcul des éléments secondaires \*\***

	Mu (KN.m)	Mser (KN.m)
En travée	48.1	44.65
Sur appuis	33.52	27.9

**III .4.3.2.2. Calcul des armatures :**

**✚ L'armature longitudinale :**

Le calcul des armatures se fait essentiellement vis-à-vis de la flexion simple pour une bande de 1m.

La section du béton est:  $A = (b \times h) = (100 \times 20) \text{ cm}^2$ .

$$d = 0.9 \times h = 0.9 \times 20 = 18 \text{ cm}$$

$f_{c28}(\text{MPa})$	$\theta$	$f_{t28}(\text{MPa})$	$\gamma_b$	$\gamma_s$	$d(\text{cm})$	$f_{bu}(\text{MPa})$	$\sigma_s(\text{MPa})$	$f_e(\text{MPa})$
25	1	2,1	1,5	1,15	18	14,16	348	400

**Tableau III.14.** Différents coefficients pour le calcul de ferrillage.

Pour les calculs on utilise les formules suivant :

$$\mu_{bu} = \frac{Mu}{b \times d^2 \times f_{bu}} ; f_{bu} = 14.17 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) ; Z = d(1 - 0.4\alpha),$$

$$A_{min} = 0.23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e} ; \quad A_s = \frac{Mu}{Z * \sigma_s}$$

**✚ Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :**

Sectin	b(m)	d(cm)	M <sub>u</sub> (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z(cm)	A <sub>s</sub> min	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adopte</sub>
Travée	100	18	48.1	0.139	0.117	17.16	2.17	8.05	6T14=9.24
Appuis	100	18	33.52	0.073	0.095	17.32	2.17	5.56	4T14=6.16

**Tableau III.15.** Résultats du calcul du ferrillage de l'escalier.

**✚ Armatures de répartition :**

❖ En travée :  $A_{rep} = A_{ado}/4 = 2.31 \text{ cm}^2$  ; on adopte : **4T10 = 3.14 cm<sup>2</sup>**,

$$S_t = 16.66 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm} \dots \dots \dots CV$$

❖ Sur appui :  $A_{rep} = A_{ado}/4 = 1.54 \text{ cm}^2$  ; on adopte : **2T10 = 1.57 cm<sup>2</sup>**,

$$S_t = 25 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm} \dots \dots \dots CV$$

**❖ Vérifications :**

**✚ Condition de non fragilité :**

$$9.24 \text{ cm}^2 > A_{s_{min}} = \frac{0.23b \times d \times f_{t28}}{f_e} = 2.17 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots CV$$

$$6.16 \text{ cm}^2 > A_{s_{min}} = \frac{0.23b \times d \times f_{t28}}{f_e} = 2.17 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots CV$$

**✚ Escapement maximal:**

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

- En travée :  $S_t = 20 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm} \dots \dots \dots CV.$

- Sur appui :  $S_t = 20 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm} \dots \dots \dots CV.$

**III 4.3.2.3. Vérification de la contrainte tangentielle à l'ELU :**

Il faut que :  $\tau_t \leq \bar{\tau}$

$$\text{Avec : } \bar{\tau} = \min \left\{ 0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5MPa \right\} \text{ Fissuration non préjudiciable}$$

$$\Rightarrow \bar{\tau} = 3,33MPa .$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \text{ Avec : } T_u \text{ l'effort tranchant maximal sur appui d'après la RDM}$$

$$T_u = q \frac{l}{2} = 14.42 \times \frac{4.1}{2} = 29.56KN$$

$$\tau_u = \frac{29.56 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0,164MPa \leq \bar{\tau} = 3,33MPa \dots \dots \dots cv.$$

**III.4.3.2.4. Vérification des contraintes de béton à l'ELS :**

Il faut vérifier que :  $\alpha \leq \left( \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \right)$

**✚ En travée :**

$$\alpha = 0.117, \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = 1.1$$

$$\left[ \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \right] = 0.3.$$

Donc :  $\alpha = 0.117 \leq 0.3$

**✚ Sur appuis :**

$$\alpha = 0.095, \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = 1.2$$

$$\left[ \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \right] = 0.35.$$

Donc :  $\alpha = 0.095 \leq 0.35$ .

**✚ Contrainte dans les aciers tendus :**

La fissuration est considérée comme peu nuisible donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte dans les aciers tendus.

**III.4.3.2.5. Vérification de la flèche :**

$$\begin{cases} h/l \geq 1/16 & \left\{ \begin{array}{l} 20/560 = 0,0357 \leq 1/16 = 0,0625 \dots \dots \dots \text{CNV} \\ 0,0357 \leq 0,085 \dots \dots \dots \text{CNV} \end{array} \right. \\ h/l \geq M_t / 10M_0 \Rightarrow & \\ A_s / bd \leq 4,2 / f_e & \left\{ \begin{array}{l} (9.24/100 \times 180) = 0,0005 \leq 4,2/400 = 0,0105 \dots \dots \dots \text{CV} \end{array} \right. \end{cases}$$

**a. Calcul de la flèche :**

La flèche totale est donnée selon le **BAEL 91**, comme suit :

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

Avec :

$f_{gv}, f_{gi}$  : flèches dues à l'ensemble des charges permanentes.

$f_{ji}$  : flèches dues à l'ensemble des charges permanentes appliquées au moment de la mise en œuvre des cloisons.

$f_{pi}$  : flèches dues à l'ensemble des charges permanentes et d'exploitations supportées par l'élément considéré.

Cette flèche ne doit pas dépasser  $\frac{l}{500}$

D'après le **BAEL91** on a :  $f_i = \frac{Ml^2}{10E_i I_{fi}}$  ,  $f_v = \frac{Ml^2}{10E_v I_{fv}}$

✚ **Moment d'inertie de la section homogène réduite « I » :**

$$I = \frac{by^3}{3} + nA_s(d-y)^2$$

Avec y : la position de l'axe neutre

n : coefficient d'équivalence =15

✚ **Calcul de y :**

$$y \Rightarrow \frac{by^2}{2} + n(A + A')y - n(A'd' + Ad) = 0 \quad \text{Avec : } A' = 0 ; A = 7.70 \text{ cm}^2$$

✚ **Moment d'inertie de la section homogène « I<sub>0</sub> » :**

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + bh\left(\frac{h}{2} - V\right)^2 + 15A_s(d - V)^2 ; \rho = \frac{A_s}{bd}, \lambda_p = \frac{2}{5} \lambda_i$$

$$V = \frac{\frac{bh^2}{2} + 15A_s d}{bh + 15A_s} \quad \lambda_i = \frac{0.05 f_{t28}}{5\rho}$$

$$E_i = 11000 * (f_{c28})^{1/3} \quad \text{et} \quad E_v = 3700 * (f_{c28})^{1/3}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

y(cm)	I (cm <sup>4</sup> )	V (cm)	I <sub>0</sub> (cm <sup>4</sup> )	ρ	λ <sub>i</sub> (MPa)	λ <sub>p</sub> (MPa)	E <sub>i</sub> (MPa)	E <sub>v</sub> (MPa)
5.81	27132.85	9.42	77542.7	0,0051	4.12	1.648	32164,2	10819

**Tableau III.16.** Paramètres pour calculer la flèche.

✚ **flèche instantanée due à G ; « f<sub>gi</sub> » :**

La combinaison : q= G.....(pour 1ml)

-Palier : q<sub>1</sub>=q<sub>3</sub>=5.35 KN/ml

-Paillasse : q<sub>2</sub>=9.516 KN/ml

$$q_{eq} = \frac{9.615 \times 3.3 + 5.35 \times 2.3}{5.6} = 7.86 \text{ KN/ml}$$

✚ **Calcul du moment et contrainte :**

$$M_s = 0.85 * M_0 = 0.85 * \frac{q_{eq} \cdot L^2}{8} = 0.85 * \frac{7.86 \times 5.6^2}{8} = 26.2 \text{ KN.m}$$



$$\sigma_s = 15M_s(d - y) / I = 15 \times 26.2 \times 10^6 (180 - 58.1) / 271328500 = 178.6 \text{ MPA}$$

$$\mu = 1 - \left[ \frac{1.75 \cdot f_{t28}}{4 \rho_s \cdot \sigma_s + f_{t28}} \right] = 0.361$$

$$I_{fg} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu} = 34292.72 \text{ cm}^4$$

$$f_{gi} = \frac{M_s \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fg}} = \frac{26.2 \times 10^6 \times (5600)^2}{10 \times 32164.2 \times 34292.72 \times 10000} = 7.45 \text{ mm}$$

**✚ flèche différée due à G : « fgv » :**

$$I_{fv} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \cdot \mu} = 53480.14 \text{ cm}^4$$

$$f_{gv} = \frac{M_s \cdot L^2}{10 E_v \cdot I_{fv}} = 14.2 \text{ mm}$$

**✚ flèche instantanée due à « j » :**

j : charge permanente avant la mise en place le revêtement

-Palier :  $q_1 = q_3 = 3.75 \text{ KN/ml}$

-Palliasse :  $q_2 = 8.015 \text{ KN/ml}$

$$\text{Charge équivalente : } q_{eq} = \frac{8.015 \times 3.3 + 3.75 \times 2.3}{5.6} = 6.26 \text{ KN/ml}$$

**✚ Calcul du moment et contrainte :**

$$M_s = 0.85 M_0 = 0.85 \times \frac{q_{eq} \cdot L^2}{8} = 20.86 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_s = 15M_s(d - y) / I = 140.6 \text{ MPa}$$

$$\mu = 1 - \left[ \frac{1.75 \cdot f_{t28}}{4 \rho_s \cdot \sigma_s + f_{t28}} \right] = 0.260$$

$$I_{fj} = \frac{1.1 \cdot I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu} = 41182.4 \text{ cm}^4$$

$$f_{ji} = \frac{M_s \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fj}} = 4.94 \text{ mm}$$

**✚ flèche due à G+Q : « fpi » :**

$$q_{eq} = 7.9 + 2.5 = 10.4 \text{ KN/ml}$$

$$M_{pi}=0.85.M_0= 0.85 * \frac{q_{eq}.L^2}{8} = 0.85 * \frac{10.4 \times (5.6)^2}{8} = 34.65 \text{KN.m}$$

$$\sigma_{pi} = 15M_{pi}(d - y)/I = 233.51 \text{MPa}$$

$$\mu = 1 - \left[ \frac{1.75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_{pi} + f_{t28}} \right] = 0.464$$

$$I_{fp} = \frac{1.1 \cdot I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu} = 29294.76 \text{cm}^4$$

$$f_{pi} = \frac{M_{pi} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fp}} = 11.53 \text{ mm}$$

**Donc :**

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

$$\Delta f_t = 14.2 - 4.94 + 11.53 - 7.54 = 13.25 \text{ mm}$$

$$\Delta f_t = 13.25 \text{ mm}$$

**Et on a :**

$$\begin{cases} \bar{f} \leq \frac{L}{500} \dots\dots\dots \text{Si : } L \leq 5m \\ \bar{f} \leq 0.5 \text{cm} + \frac{L}{1000} \dots\dots \text{Si : } L > 5m \end{cases}$$

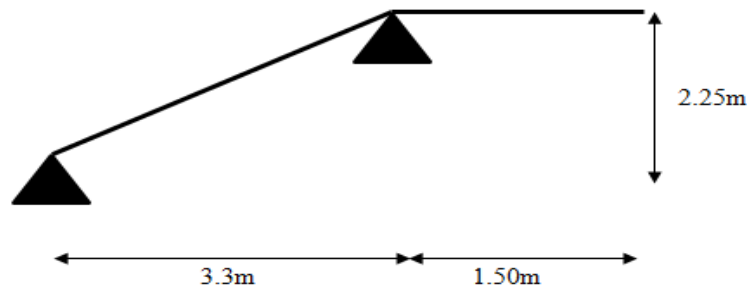
$$L=5.6 \text{ m} : \Rightarrow \bar{f} = \frac{560}{1000} + 0.5 = \mathbf{10.6 \text{ mm}}$$

$$\Rightarrow \Delta f_t = 13.25 \text{ mm} > \bar{f} = 10.6 \text{ mm} \dots\dots\dots \text{CNV}$$

➤ La flèche ne vérifie pas la condition :  $\Delta f \leq \frac{l}{1000} + 0.5 = 1.06 \text{cm}$  ; alors

On ajoute une poutre noyée :

**III.4.3.3. Poutre noyée :**

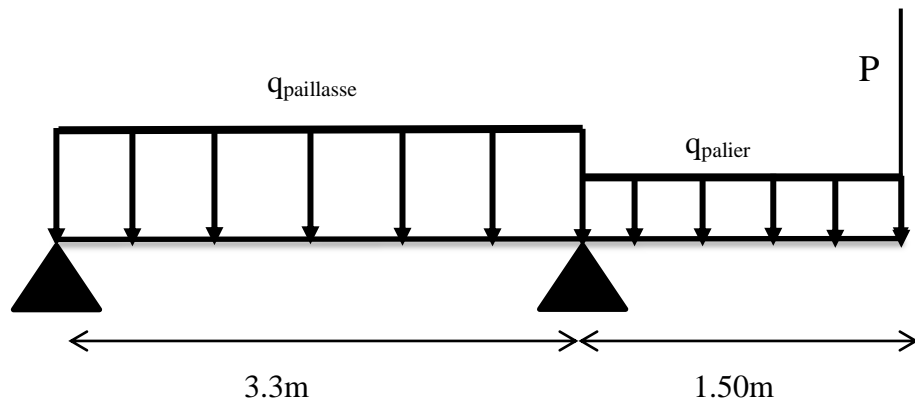


**Figure III.15** Schéma statique d'escalier.

**III.4.3.3.1. Calcul des sollicitations :**

-Paillasse :  $G = 9.615 \text{ KN/m}^2$  ;  $Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$

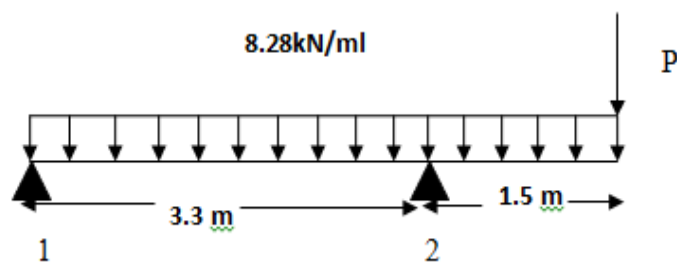
-Palier :  $G = 5.35 \text{ KN/m}^2$  ;  $Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$ .



**a. La charge équivalent :**

$$q_{eq} = \frac{\sum q_i L_i}{\sum L_i} = \frac{9.615 \cdot 3.3 + 5.35 \cdot 1.5}{3.3 + 1.50} = 8.28 \text{ KN/ml}$$

$$q_{eq} = 8.28 \text{ KN/ml}$$



**b. Combinaison des charges :**

$$q_u = 1.35G + 1.5Q$$

Le calcul se fera pour une bande de 1ml.

- **A l'ELU :**

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \cdot 8.28 + 1.5 \cdot 2.5 = 14.928 \text{ KN/ml.}$$

- **A l'ELS :**

$$q_{ser} = G + Q = 8.28 + 2.5 = 10.78 \text{ KN/ml.}$$

**c. Calculs des moments :**

**❖ A PELU :**

$$q_{eq}=14.928\text{KN/ml.}$$

$$P = 2.8*3.05*1 = 8.54 \text{ KN/ml.}$$

$$P_u = 1.35*8.54 = 11.53 \text{ KN/ml.}$$

$$\text{Moment isostatique : } M_0 = ql^2 / 8 = (14.928* (4.8)^2) / 8 = 43 \text{ KN.m.}$$

$$\text{Moment en travée : } M_t = 0.85 M_0 = 0.85* 43 = 36.55 \text{ KN.m.}$$

$$\text{Moment sur appuis : } M_{a1} = 0.4 M_0 = 0.4*43 = 17.2 \text{ KN.m.}$$

$$M_{a2} = q_u l^2 / 2 + P_u * 1 = (14.928*1.5^2)/2 + 11.53*1.5 = 34.1 \text{ KN}$$

**❖ A PELS :**

$$q_{eq}= 10.78\text{KN/ml}$$

$$P = 2.8*3.05*1 = 8.54 \text{ KN/ml.}$$

$$P_{ser} = 8.54 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Moment isostatique : } M_0 = ql^2 / 8 = (10.78* (4.8)^2) / 8 = 31.05 \text{ KN.m.}$$

$$\text{Moment en travée : } M_t = 0.85 M_0 = 0.85* 31.05 = 26.4 \text{ KN.m.}$$

$$\text{Moment sur appuis : } M_{a1} = 0.4 M_0 = 0.4* 31.05 = 12.42 \text{ KN.m.}$$

$$M_{a2} = q_{ser} l^2 / 2 + P_{ser} * 1 = (10.87 * 1.5^2)/2 + 8.54*1.5 = 25.04 \text{ KN.m.}$$

	Mu (KN.m)	Mser (KN.m)
En travée	36.55	26.4
Sur appuis	34.1	25.04

**III .4.3.3.2. Calcul des armatures :**

**🔧 . L'armature longitudinale :**

Le calcul des armatures se fait essentiellement vis-à-vis de la flexion simple pour une bande de 1m.

$$\text{La section du béton est: } A = (b \times h) = (100 \times 20) \text{ cm}^2.$$

$$d = 0.9 \times h = 0.9 \times 20 = 18 \text{ cm.}$$

$f_{c28}$ (MPa)	$\theta$	$f_{t28}$ (MPa)	$\gamma_b$	$\gamma_s$	$d$ (cm)	$f_{bu}$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)	$f_e$ (MPa)
25	1	2,1	1,5	1,15	18	14,16	348	400

**Tableau III.17.** Différents coefficients pour le calcul de ferrailage.

Pour les calculs on utilise les formules suivant :

$$\mu_{bu} = \frac{Mu}{b \times d^2 \times f_{bu}} ; f_{bu} = 14.17 \text{ MPa}$$

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

$$Z = d (1 - 0.4\alpha),$$

$$A_{min} = 0.23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e} ;$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z * \sigma_s}$$

✚ Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Section	b(m)	d(cm)	$M_u$ (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z(cm)	$A_{smin}$	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{adopte}$
Travée	100	18	36.55	0.079	0.103	17.25	2.17	6.08	4T14=6.16
Appuis	100	18	34.1	0.074	0.096	17.46	2.17	5.61	5T12=5.65

**Tableau III .18.** Résultats du calcul du ferrailage de l'escalier.

✚ Armatures de répartition :

❖ En travée :  $A_{rep} = A_{ado}/4 = 1.13 \text{ cm}^2$  ; on adopte : **2T10 = 1.57 cm<sup>2</sup>**,

$$S_t = 25 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{CV}$$

❖ Sur appui :  $A_{rep} = A_{ado}/4 = 1.41 \text{ cm}^2$  ; on adopte : **2T10 = 1.57 cm<sup>2</sup>**,

$$S_t = 20 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{CV}$$

❖ Vérifications :

• Condition de non fragilité :

$$6.16 \text{ cm}^2 > A_{smin} = \frac{0.23b \times d \times f_{t28}}{f_e} = 2.17 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$5.65 \text{ cm}^2 > A_{smin} = \frac{0.23b \times d \times f_{t28}}{f_e} = 2.17 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$$

**❖ Escapement maximal:**

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

- En travée :  $S_t = 20 \text{ cm} \leq 33\text{cm} \dots\dots\dots \text{CV}$
- Sur appui :  $S_t = 20 \text{ cm} \leq 33\text{cm} \dots\dots\dots \text{CV}$

**III .4.3.3.3. Vérification de la contrainte tangentielle à l'ELU :**

Il faut que :  $\tau_t \leq \bar{\tau}$

$$\text{Avec : } \bar{\tau} = \min \left\{ 0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5\text{MPa} \right\} \text{ Fissuration non préjudiciable}$$

$$\Rightarrow \bar{\tau} = 3,33\text{MPa} .$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \text{ Avec : } T_u \text{ l'effort tranchant maximal sur appui d'après la RDM}$$

$$T_u = q \frac{l}{2} = 14,928 \times \frac{3.3}{2} = 24,63\text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{24.63 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0.136\text{MPa} \leq \bar{\tau} = 3,33\text{MPa} \dots\dots\dots \text{cv.}$$

**III .4.3.3.4. Vérification des contraintes de béton à l'ELS :**

$$\text{Il faut vérifier que : } \alpha \leq \left( \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \right)$$

**✚ En travée :**

$$\alpha = 0.103 ; \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = 1.38$$

$$\left[ \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \right] = 0.44.$$

$$\text{Donc : } \alpha = 0.103 \leq 0.44.$$

**✚ Sur appuis :**

$$\alpha = 0.096 ; \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = 1.1$$

$$\left[ \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \right] = 0.3.$$

$$\text{Donc : } \alpha = 0.096 \leq 0.3$$

**\*Contrainte dans les aciers tendus :**

La fissuration est considérée comme peu nuisible donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte dans les aciers tendus.

**III .4.3.3.5. Vérification de la flèche :**

$$\left\{ \begin{array}{l} h/l \geq 1/16 \\ h/l \geq M_t/10M_0 \Rightarrow \\ A_s/bd \leq 4,2/f_e \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 20/480 = 0,041 \leq 1/16 = 0,0625 \dots \dots \dots \text{CNV} \\ 0,041 \leq 0,085 \dots \dots \dots \text{CNV} \\ (6.16/100 \times 180) = 0,00034 \leq 4,2/400 = 0,0105 \dots \dots \dots \text{CV} \end{array} \right.$$

**a. Calcul de la flèche :**

La flèche totale est donnée selon le **BAEL 91**, comme :

**✚ Flèche due l'ensemble des charges permanente « f<sub>gv</sub>, f<sub>gi</sub> » :**

La combinaison : q=G..... (Pour 1ml)

- Paillasse : q<sub>1</sub>=9,516 KN/ml
- Palier : q<sub>2</sub>=5.35 KN/ml

$$q_{eq} = \frac{9,615 \times 3.3 + 5.35 \times 1.5}{4.8} = 8.28 \text{ KN/ml}$$

$$M_s = 0.85M_0 = 20.3 \text{ KN.m} \quad \text{avec : } M_0 = \frac{q_{eq} \cdot l^2}{8}$$

$$\sigma_s = 15 M_s(d-y)/I = 15 \times 20.3 \times 10^6 (180-58.1)/27132.85 \times 10^4 = 136.8 \text{ MPa}$$

$$\mu = 1 - \left( \frac{1.75 \times f_{t28}}{4\rho \cdot \sigma_s + f_{t28}} \right) = 0.23$$

$$I_{fg} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_1 \cdot \mu} = 43795.94 \text{ cm}^4 \Rightarrow f_{gi} = \frac{Ml^2}{10E_I I_{fg}} = 3.32 \text{ mm}$$

$$I_{fv} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \mu} = 61852.43 \text{ cm}^4 \Rightarrow f_{gv} = \frac{Ml^2}{10E_V I_{fv}} = 6.99 \text{ mm}$$

**✚ flèche instantanée due à j « f<sub>ji</sub> » :**

J : charge permanente avant la mise en place du revêtement :

- Paillasse : q<sub>1</sub>=8.015 KN /ml
- Palier : q<sub>2</sub>=3.75 KN/ml


$$\text{La charge équivalente : } q_{eq} = \frac{8.015 \times 3.3 + 3.75 \times 1.5}{4.8} = 6.68 \text{ KN/ml}$$

$$M_s = 0.85M_0 = 16.35 \text{ KN.m} \quad \text{avec : } M_0 = (q_{eq} \cdot l^2)/8$$

$$\sigma_s = 15 M_S(d-y)/I = 15 \times 16.35 \times 10^6 (180 - 58.1) / 27132.85 \times 10^4 = 110.18 \text{ MPa}$$

$$\mu = 1 - \left( \frac{1.75 \times f_{t28}}{4\rho \cdot \sigma_s + f_{t28}} \right) = 0.155$$

$$I_{f_i} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_I \cdot \mu} = 67941.9 \text{ cm}^4 \Rightarrow f_{ji} = \frac{Ml^2}{10E_i I_{f_i}} = 1.72 \text{ mm}$$

 **flèche due à G+Q « f<sub>pi</sub> » :**

$$q_{eq} = 8.28 + 2.5 = 10.78 \text{ KN/ml}$$

$$M_S = 0.85 M_0 = 26.38 \text{ KN.m} \text{ avec : } M_0 = (q_{eq} \cdot l^2) / 8$$

$$\sigma_s = 15 M_S (d-y) / I = 15 \times 26.38 \times 10^6 (180 - 58.1) / 27132.85 \times 10^4 = 177.78 \text{ MPa}$$

$$\mu = 1 - \left( \frac{1.75 \times f_{t28}}{4\rho \cdot \sigma_s + f_{t28}} \right) = 0.36$$

$$I_{f_p} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_I \cdot \mu} = 34349.62 \text{ cm}^4 \Rightarrow f_{pi} = \frac{Ml^2}{10E_i I_{f_p}} = 5.5 \text{ mm}$$

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

$$\Delta f_t = 6.99 - 1.72 + 5.5 - 3.32 = 7.45 \text{ mm}$$

$$\Delta f_t = 7.45 \text{ mm}$$

**On a aussi :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \bar{f} \leq L/500 \dots\dots\dots \text{si : } L \leq 5 \text{ m} \\ \bar{f} \leq 0.5 + L/1000 \dots\dots\dots \text{si : } L > 5 \text{ m} \\ L = 4.8 \text{ m} \Rightarrow \bar{f} = 4800/500 = 9.6 \text{ mm} \end{array} \right.$$

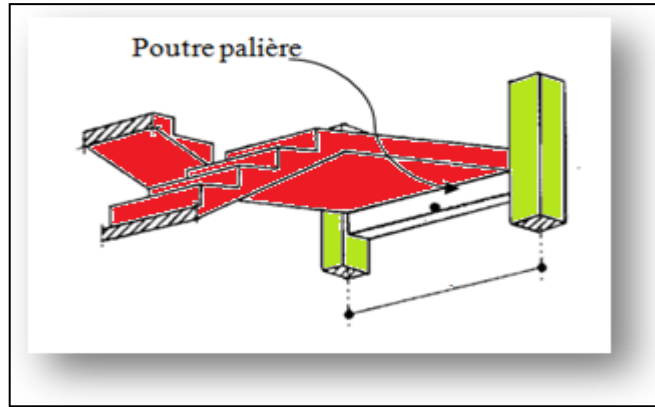
$$\Delta f_t = 7.45 \text{ mm} < \bar{f} = 4800/500 = 9.6 \text{ mm} \dots\dots\dots \text{CV}$$

**III.4.3.4. Etude de la poutre palière :**

**III.4.3.4.1. Définition :**

La poutre est prévue pour être un support d'escalier, elle est partiellement encastrée à ces extrémités dans les poteaux, et soumise à la flexion simple et à la torsion. Ces sollicitations sont dues à son poids propre, le poids du mur, et en plus à l'action du poids de palier et paillasse.





**Figure III.16** La Poutre palière.

**III.4. 3.4.2. Pré dimensionnement :**

Selon BAEL91 les dimensionnements de la poutre sont :

$L=6.6m$

$L/15 \leq h \leq L/10 \Rightarrow 44cm \leq h \leq 66 cm.$

$0.3h \leq b \leq 0.5h \Rightarrow 13.2cm \leq b \leq 33 cm$

Suivant les conditions de RPA99/version 2003.

- $\left\{ \begin{array}{l} h \geq 30cm ; h=50cm \dots\dots\dots CV \\ b \geq 20cm ; b=30cm \dots\dots\dots CV \\ h/b \leq 4; h/b=50/30=1.6 \leq 4 \dots\dots\dots CV \end{array} \right.$

Donc : nous prenons la section de la poutre palière  $(b \times h) = (30 \times 50) cm^2$ .

**III.4.3.4.3 calcul des sollicitations :**

**✚ A l'état limite ultime :**

-poids propre de la poutre :  $G_p = 0.3 \times 0.5 \times 25 = 3.75 KN/ml$

-poids propre de la paillasse :  $R = \left( \frac{q_u \times l}{2} \right) = 12.52 \times 5.4 / 2 = 33.804 KN/ml$

-Poids du mur :  $G_{mur} = [(3.05 - 0.50 - 0.50) \times 2,8] / 2 = 2.87 KN/ml$

**Donc :**  $q_{u\ tot} = (1.35(G_p + G_{mur}) + R) = 1.35.(3.75 + 2.87) + 33.804 = 42.74 KN/ml$

-Moment isostatique :  $M_0 = \frac{q_{u\ tot} l^2}{8} = 232.72 KN.m$

-Moment en travée :  $M_t = 0.85 M_0 = 197.8 KN.m$

-Moment sur appui :  $M_a = 0.4 M_0 = 93.1 KN.m$

**✚ A l'état limite service :**

-poids propre de la poutre :  $G_p = 0.3 \times 0.5 \times 25 = 3.75 KN/ml$

-poids propre de la paillasse :  $R = \left( \frac{q_{ser} \times l}{2} \right) = 24.3 \text{ KN/ml}$

-Poids du mur :  $G_{mur} = 2.87 \text{ KN/ml}$

**Donc :**  $q_{ser\ tot} = (G_P + G_{mur} + R) = (3.75 + 2.87 + 24.3) = 30.9 \text{ KN/ml}$

-Moment isostatique :  $M_0 = \frac{q_{ser\ tot} l^2}{8} = 168.4 \text{ KN.m}$

-Moment en travée :  $M_t = 0.85 M_0 = 143.14 \text{ KN.m}$

-Moment sur appui :  $M_a = 0.4 M_0 = 67.36 \text{ KN.m}$

**III.4.3.4.4. Calcul des armatures longitudinales (flexion simple) :**

$h = 50 \text{ cm}$  ;  $b = 30 \text{ cm}$  ;  $d = 45 \text{ cm}$

Section	b(cm)	d(cm)	Mu(KN.m)	$\mu$	$\alpha$	Z(cm)	Asmin (cm <sup>2</sup> )	As (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adopt</sub> (cm <sup>2</sup> )
Travée	30	45	197.8	0.229	0.329	39.1	1.63	14.53	2T14+4T20=15.65
Appuis	30	45	93.1	0.108	0.143	42.4	1.63	6.30	2T14+2T16=7.1

**Tableau III.19** Résultats du calcul du ferrailage de poutre palier.

**III.4.3.4.5. Vérification**

**✚ Vérification de la contrainte tangentielle :**

On vérifie la condition suivante :  $\tau_u \leq \bar{\tau}$  tel que :

$$\bar{\tau} = \min \left\{ 0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right\} \text{ (Fissuration non préjudiciable)}$$

Donc :  $\bar{\tau} = 3.33 \text{ MPa}$

$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d}$  ; Avec  $T_u$  : l'effort tranchant maximal sur appui

$T_u = \frac{q_u l}{2} = 141.04 \text{ KN}$

$\tau_u = \frac{141.04 \times 10^3}{300 \times 450} = 1.04 \text{ MPa}$

$\tau_u \leq \bar{\tau} \dots\dots\dots \text{CV}$

**✚ Vérification à l'ELS :**

**✚ Vérification des contraintes de béton :**

Il faut vérifier que :  $\alpha \leq \left( \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{e28}}{100} \right)$  avec :  $\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = 1.38$

- **En travée** :  $\alpha=0.329 \leq 0.44$  .....CV
- **Sur appui** :  $\alpha=0.143 \leq 0.44$  .....CV

**✚ Contrainte dans les aciers tendus :**

La fissuration est considérée comme peu nuisible donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte dans les aciers tendus.

**✚ Vérification de la flèche :**

Si les trois conditions suivantes de la flèche sont vérifiées, le calcul de la flèche ne s'imposera pas :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{50}{660} = 0.075 \geq 0.0625 \dots\dots\dots CV \\ \frac{h}{l} \geq \frac{Mt}{10M_0} \Rightarrow 0.075 \geq 0.085 \dots\dots\dots CV \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow 0.0100 \leq 0.0105 \dots\dots\dots CV \end{array} \right.$$

**III.4.3.4.6 Calcul des armatures longitudinales (à la torsion**

**✚ Calcul du moment dus à la torsion :**

$V_u = q_u * L / 2 = 24.3 \text{ KN/m}$

$M_a = 0.1 \times L / 2 \times V_u = 0.1 \times 6.6 / 2 \times 24.3 = 8.1 \text{ KN.m}$

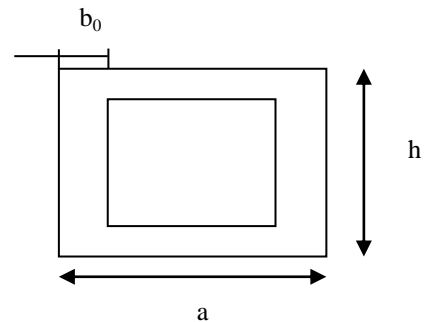
$M_{tor} = M_a \times L / 2 = 8.1 \times 6.6 / 2 = 26.73 \text{ KN.m}$

**✚ Calcul de l'aire de la section efficace « Ω » :**

$\Omega = (a - b_0) \times (h - b_0)$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Avec : } a = \min(b \times h) \\ b_0 = \frac{a}{6} = \frac{30}{6} = 5 \text{ cm} \end{array} \right.$$

$\Omega = (30 - 5) \times (50 - 5) = 1125 \text{ cm}^2$



**Figure III.17.** Section creuse.

**✚ Calcul de la contrainte tangentielle due à la torsion :**

$$\tau_{tor} = \frac{M_{tor}}{2b_0 \times \Omega} = \frac{26.73}{2 \times 0.05 \times 0.1125} = 2.37 \text{MPa}$$

**✚ Vérification de la contrainte tangentielle totale :**

On doit vérifier que :  $\tau_{tor}^2 + \tau_u^2 \leq \bar{\tau}^2$

$$\bar{\tau} = \min \left\{ 0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{MPa} \right\}$$

$$\Rightarrow (2.37)^2 + (1.04)^2 = 6.7 < 11.08$$

$$\tau_{tor}^2 + \tau_u^2 \leq \bar{\tau}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$$

**✚ Calcul des armatures :**

D'après le BEAL91 :  $A_s^{tor} = \frac{M_{tor} \cdot u}{2 \times \Omega \times f_{ad}}$

**Avec :** u : périmètre de la section efficace  $\Omega$ .

$A_s^{tor}$  : Armatures longitudinales de torsion.

$$U = [(h - b_o) + (b - b_o)] \times 2 = 1.4 \text{ m}$$

$$A_s^{tor} = \frac{26.73 \times 1.4}{2 \times 0.1125 \times 348 \times 1000} = 4.77 \text{cm}^2$$

Alors les aciers longitudinaux :

-en travée :  $A_s^{fle} = 2\text{T}14 + 4\text{T}20 = 15.65 \text{ cm}^2$

-sur appui :  $A_s^{fle} = 2\text{T}14 + 2\text{T}16 = 7.1 \text{ cm}^2$

-  $A_s^{tor} = 4\text{T}14 = 6.16 \text{ cm}^2$

**✚ Pourcentage minimal :**

D'après le BEAL91 on a :  $\frac{A_s^{tor}}{b_0 \times u} \times f_e \geq 0.4 \text{ MPa}$

$$\frac{A_s^{tor}}{b_0 \times u} \times f_e = \frac{6.16}{5 \times 140} \times 400 = 3.52$$

Donc :  $\frac{A_s^{tor}}{b_0 \times u} \times f_e \geq 0.4 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$

**✚ Les armatures transversales :**

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{M_{tor}}{2\Omega\sigma_s} = \frac{26.73 \times 10^5}{2 \times 1125 \times 348 \times 10^2} = 0.034 \text{cm}$$

## \*\* CHAPITRE III. Calcul des éléments secondaires \*\*

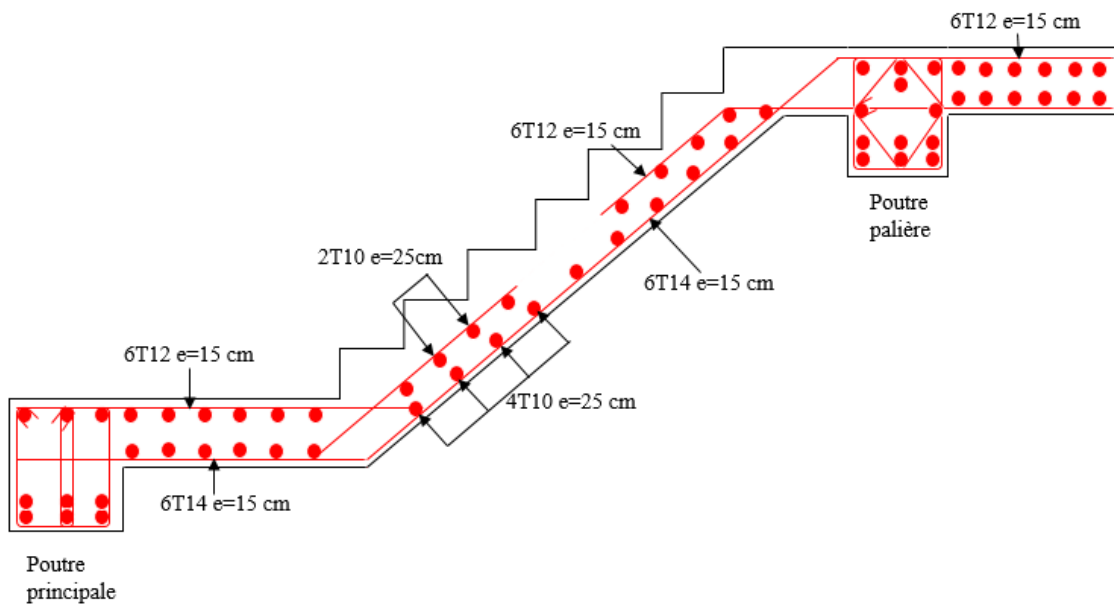
$$S_r \leq \min(0.9d ; 40\text{cm}) \Rightarrow S_r \leq \min(0.9 \times 45 ; 40\text{cm}) = 40\text{cm}$$

On adopte :  $S_r = 35\text{cm}$

$$\frac{A_r}{S_r} = 0.041\text{cm} \Rightarrow A_r = 1.19\text{cm}^2$$

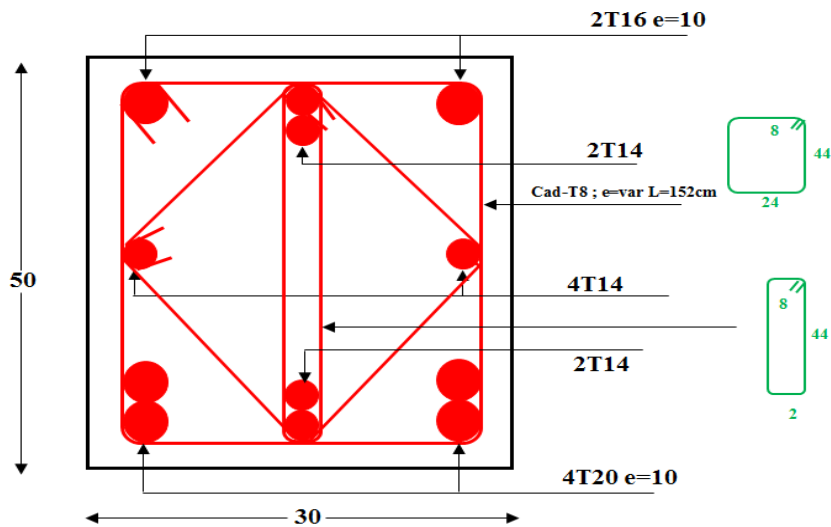
On adopte : 4T8  $\Rightarrow A_r = 2.01\text{ cm}^2$

**🔧 Schéma de ferrailage :**



**Figure III.18.** Schéma de ferrailage des escaliers

### ➤ Poutre palière



**Figure III.19.** Schéma de ferrailage de la poutre palière.

**III.5. Etude des balcons :**

**III.5.1. Introduction :**

Les balcons sont considérés comme des plaques encastées dans les poutres ; Le bâtiment à étudier contient 2 types de balcons.

Ce type des balcons sera calculé à l'aide de logiciel SOCOTEC.

- **Balcon de type 1 :**

Le balcon est modélisé comme une dalle encastée sur trois cotes, pour le calcul on a fait un calcul automatique à l'aide de programme « **SOCOTEC** ».

**III.5.2. Caractéristique des matériaux :**

Dimension de la dalle :

Longueur a : 4.2m.

Longueur b : 1.4m.

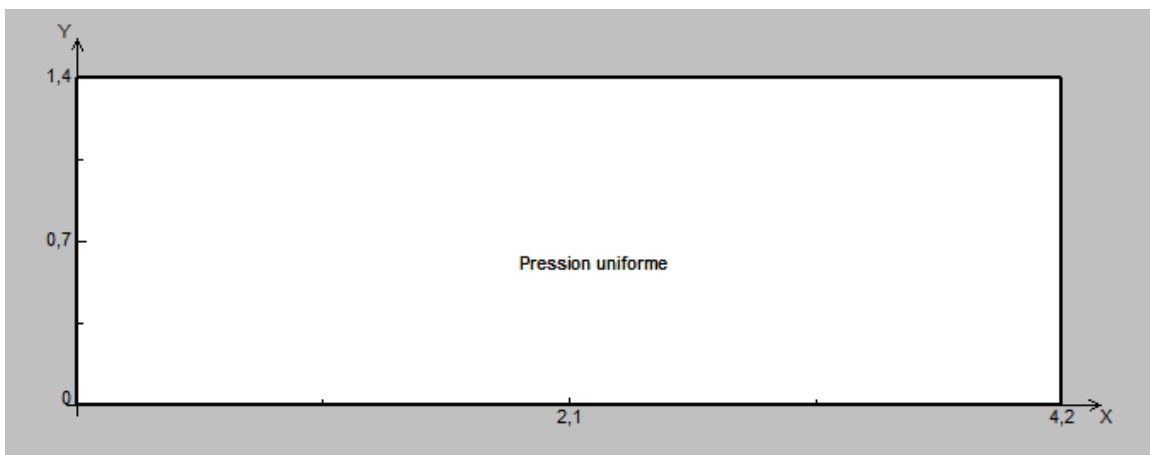
Epaisseur ep : 0.15m.

N	Type	Position
1	Encastré	Ligne y = 0
2	Encastré	Ligne x = 0
3	Encastré	Ligne x = 4.2

**III.5.3. Les charges :**

N	Type	Comp	Valeur	Coef	Position
1	Uniforme	-Z	5.6	1.35	Dall entire
2	Uniforme	-Z	3.5	1.5	Dall entire
3	Linge // x	-Z	0.5	1.35	0 ; 1.4

**Tableau III.20.** La position des liaisons et différent charges.



**Figure III.20.** Schéma du balcon encasté sur trois côté.

**III.5.4. Sollicitation de calcul**

**L'E.L. U :**

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 12.81\text{KN/ml.}$$

Selon le **SOCTEC**, les résultats obtenus sont :

	<b>X(m)</b>	<b>Y(m)</b>	<b>M<sub>xx</sub>(KN.m)</b>
En travée	2.10	1.4	<b>2.29</b>
Sur appui	0.00	1.40	<b>-9.52</b>
	<b>X(m)</b>	<b>Y(m)</b>	<b>M<sub>yy</sub>(KN.m)</b>
En travée	2.10	1.4	<b>0.25</b>
Sur appui	2.10	0.00	<b>-8.46</b>
	<b>X(m)</b>	<b>Y(m)</b>	<b>T<sub>zx</sub>(KN/m)</b>
Min	4.2	1.40	<b>-34.81</b>
Max	0.00	1.40	<b>34.81</b>
	<b>X(m)</b>	<b>Y(m)</b>	<b>T<sub>zy</sub>(KN/m)</b>
Min	2.1	0.00	<b>-18.88</b>
Max	0,00	0.88	<b>6.94</b>

**Tableau III.21.** Les résultats des efforts à l'E.L.U.

**L'E.L. S**

$$q_s = G + Q = 9.1\text{KN/ml}$$

Selon le **SOCTEC**, les résultats obtenus sont :

	<b>X(m)</b>	<b>Y(m)</b>	<b>M<sub>xx</sub>(KN.m)</b>
En travée	2.10	1.40	<b>1.82</b>
Sur appui	0.00	1.40	<b>-7.04</b>
	<b>X(m)</b>	<b>Y(m)</b>	<b>M<sub>yy</sub>(KN.m)</b>
En travée	0.00	0.00	<b>0.19</b>
Sur appui	2.10	0.00	<b>-6.30</b>
	<b>X(m)</b>	<b>Y(m)</b>	<b>T<sub>zx</sub>(KN/m)</b>
Min	0.00	1.40	<b>-25.73</b>
Max	4.2	1.40	<b>25.73</b>
	<b>X(m)</b>	<b>Y(m)</b>	<b>T<sub>zy</sub>(KN/m)</b>
Min	2.10	0.00	<b>-13.70</b>
Max	0.00	0.98	<b>5.48</b>

**Tableau III.22.** Les résultats des efforts à l'E.L.S

**III.5.5. Ferrailage :**

Pour le calcul on utilise les formules suivantes :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} ; \mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} ; \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) ; Z = d \times (1 - 0.4\alpha)$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \times \sigma_s} ; A_{min} = 0.23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times b \times d$$

Section	Sens X-X		Sens Y-Y	
	Sur appui	En travée	Sur appui	En travée
Mu(KN.m)	-9.52	2.29	-8.46	0.25
b(cm)	100	100	100	100
h(cm)	15	15	15	15
d(cm)	13.5	13.5	13.5	13.5
$\mu$	0.036	0.008	0.03	0.001
$\alpha$	0.045	0.010	0.038	0.001
Z(cm)	13.25	13.44	13.29	13.49
$A_s(\text{cm}^2)$	2.06	0,48	1.82	0.05
$A_s(\text{Min})$	1.63	1.63	1.63	1.63
$A_{s\text{adop}}(\text{cm}^2)$	<b>4T10=3.14</b>	<b>4T8=2.01</b>	<b>4T8=2.01</b>	<b>4T8=2.01</b>
$S_t(\text{cm})$	<b>25cm</b>	<b>25cm</b>	<b>25cm</b>	<b>25cm</b>

**Tableau III.23.** Résultats de ferrailage de balcon type 1.

**✚ Espacement :**

⇒ **Sens y-y**

$$S_t = 100/4 = \mathbf{25cm}$$

⇒ **Sens x-x**

$$S_t = 100/4 = \mathbf{25cm}$$

**III.5.6. Vérification de la contrainte tangentielle du béton:**

**✚ Fissuration préjudiciable :**

$$\bar{\tau}_u = \min \left( 0.15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4\text{MPa} \right) = 2.5 \text{ MPa}$$

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

$$V_u = T_{xz} = 34.81 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{SOCOTEC}$$

$$V_u = T_{yz} = 34.81 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{SOCOTEC}$$

$$\tau_{ux} = \frac{34.81 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0.25 \text{ MPa} \leq 2.5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$$



$$\tau_{uy} = \frac{34.81 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0.25 \text{ MPa} \leq 2.5 \text{ MPa} \dots \dots \dots CV$$

**III.5.7. Vérification à l'ELS :**

✚ **Position de l'axe neutre :**

$$b y^2 + 30 \times A_s \times y - 30 \times d \times A_s = 0$$

✚ **Calcul du moment d'inertie de la section homogène(I) :**

$$I = \frac{b y^3}{3} + n A_s (d - y)^2 \dots \dots \dots \text{BAEL 91}$$

✚ **Vérification des contraintes :**

On doit vérifier que :

$$\Rightarrow \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\Rightarrow \sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$$

✚ **Contrainte du béton à la compression :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{max}}{I} \times y$$

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

✚ **Contrainte d'acier à la traction :**

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\} = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \eta \times K \times [d - y] \rightarrow \eta = 15$$

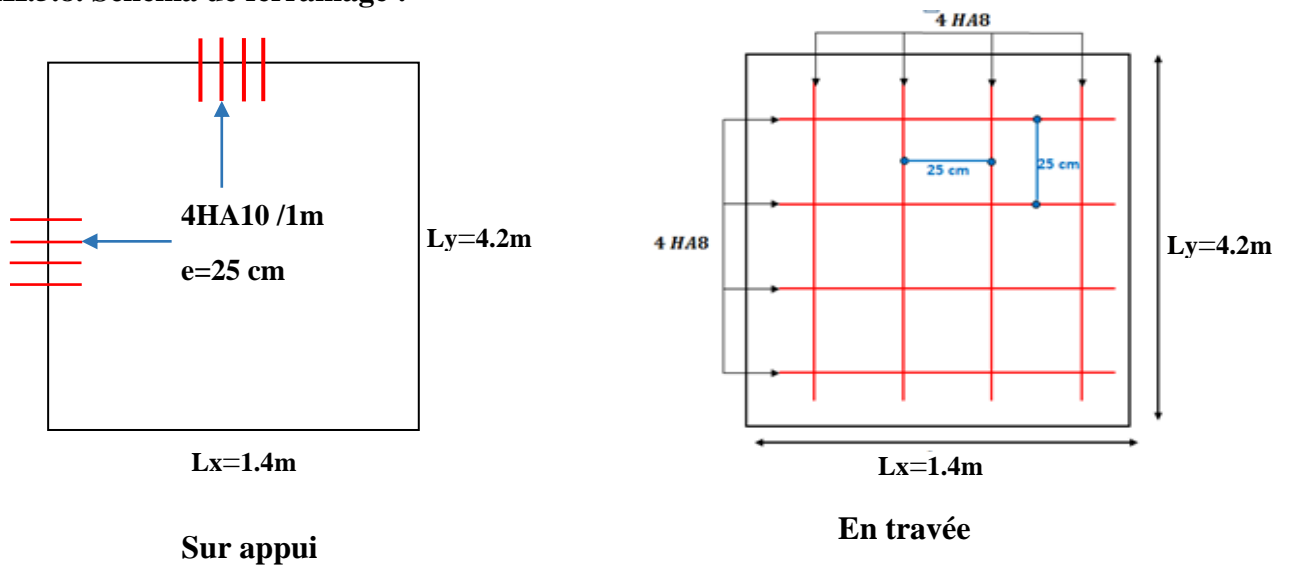
ELS	Sens xx		Sens yy	
	Appuis	Travée	Appuis	Travée
M <sub>ser</sub> (KN.m)	-7.04	1.82	-6.30	0.19
b (cm)	100	100	100	100
h (cm)	15	15	15	15
d (cm)	13.5	13.5	13.5	13.5
A <sub>s</sub> adopté(cm <sup>2</sup> ) ELU	3.14	2.01	2.01	2.01
Y <sub>ser</sub> (cm)	3.13	2.57	2.57	2.57
I (cm <sup>4</sup> )	6087.13	4167.69	4167.69	4167.69
K (N/mm <sup>3</sup> )	0.11	0.044	0.15	0.004
$\bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	201.64	201.64	201.64	201.64
$\sigma_{bc}$ adm (MPa)	15	15	15	15
$\sigma_{st}$ (MPa)	171.11	72.14	245.92	6.55
$\sigma_{bc}$ (MPa)	3.44	1.13	3.85	0.10

$\sigma_{st} < 201.63 \text{ MPa}$	CV	CV	CNV	CV
$\sigma_{bc} \text{ (MPa)} < 15 \text{ MPa}$	CV	CV	CV	CV
Calcul des armatures a ELS				
$\mu_s$		0.002		
$\beta$		0.9255		
$A_{ST}$		2.5		
Choix des barre		4T10=3.14		

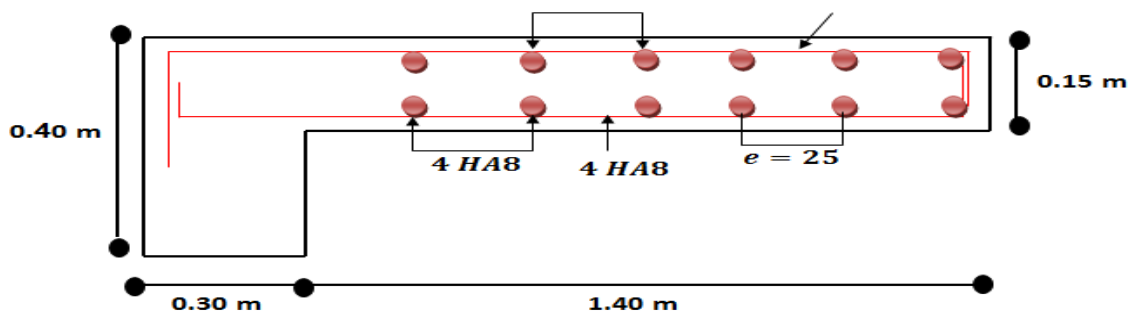
**Tableau III.24.** Les résultats de vérification à l'E.L.S.

Donc toutes les contraintes sont vérifiées

**III.5.8. Schéma de ferrailage :**



**Figure III.21.** Ferrailage d'une bonde de 1 m du balcon



**Figure III.22.** Ferrailage du balcon encastré sur trois côtés.

## **IV. ETUDE SISMIQUE :**

### **IV.1. Introduction :**

Un séisme est une libération brutale de l'énergie potentielle accumulée dans les roches par le jeu des mouvements relatifs des différentes parties de l'écorce terrestre. Lorsque les contraintes dépassent un certain seuil, une rupture d'équilibre se produit et donne naissance aux ondes sismiques qui se propagent dans toutes les directions et atteignent la surface du sol. Ces mouvements du sol excitent les ouvrages par déplacement de leurs appuis et sont plus ou moins amplifiés dans la structure. Le niveau d'amplification dépend essentiellement de la période de la structure et de la nature du sol.

Les tremblements de terre sont une menace pour l'homme principalement à travers leurs effets directs sur les ouvrages (tels que la ruine partielle ou totale) et peuvent par ailleurs provoquer des effets secondaires comme les incendies et les explosions.

Comme ils sont aussi dangereux par leurs effets induits sur les sites naturels tels que les glissements de terrains et les raz-de-marée (Tsunami).

Les vibrations du sol (horizontales et verticales) provoquées par le passage des ondes sismiques entraînent les constructions dans leurs mouvements.

Les déplacements à la base de la construction provoqués par ces dernières engendrent des forces d'inertie qui sont proportionnelles au poids de la construction.

De ce fait, plus la construction est lourde et plus l'action sismique est importante.

L'une des questions qui se posent est : Comment limiter les endommagements causés aux constructions par le séisme ?

Il est donc nécessaire de construire des structures résistant aux séismes en zone sismique.

### **IV.2. Objectifs de l'étude dynamique :**

L'étude parasismique nous permet d'estimer les valeurs caractéristiques les plus défavorables de la réponse sismique et le dimensionnement des éléments de résistance, afin d'obtenir une sécurité satisfaisante pour l'ensemble de l'ouvrage et d'assurer le confort des utilisateurs. L'exécution d'un ouvrage doit respecter la démarche globale de conception parasismique.

Elle doit s'appuyer sur trois points :

- ✚ Respect de la réglementation parasismique.
- ✚ Conception architecturale parasismique.
- ✚ Mise en œuvre soignée.

### **IV.3. Choix de la méthode de calcul :**

L'étude sismique a pour but de calculer les forces sismiques ; ces forces peuvent être déterminées par trois méthodes :

- ✚ la méthode statique équivalente.
- ✚ la méthode d'analyse modale spectrale.
- ✚ la méthode d'analyse dynamique par accélélogramme.

#### **IV.3.1. Présentation de méthode statique équivalente :**

Dans ce cas, les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique. Le calcul statique peut être considéré comme dérivant de l'analyse modale par les simplifications suivantes :

- ✚ Le mode fondamentale est le seul pris en compte, les masses modales négligées étant reportées sur ce mode.
- ✚ La déformée du mode fondamental est arbitrairement assimilée à une droite pour les structures à portiques et à une parabole pour les structures en voiles.

#### **IV.3.2. Présentation de méthode modale spectrale :**

La méthode modale spectrale est, sans doute, la méthode la plus fréquemment utilisée pour l'analyse sismique des structures ; elle est caractérisée par :

- ✚ La définition du mouvement sismique imposé aux supports sous la forme d'un spectre de réponse de calcul.
- ✚ L'hypothèse d'un comportement globalement linéaire de la structure, permettant l'utilisation des modes propres.

La bonne pratique de la méthode spectrale suppose :

- ✚ L'établissement d'une bonne modélisation.
- ✚ Le choix judicieux des modes à retenir.

- ✚ La connaissance des limites de validité des règles de combinaisons des modes et des composantes ; la règle quadratique ne doit pas être considéré comme ayant une valeur universelle.

#### **IV.3.3. Présentation de la méthode dynamique par accélérogramme :**

Le principe de la méthode dynamique par accélérogramme est le même que la méthode d'analyse spectrale sauf que pour ce procédé, au lieu d'utiliser un spectre de réponse de forme universellement admise, on utilise des accélérogrammes réels.

Cette méthode repose sur la détermination des lois de comportement et la méthode d'interprétation des résultats. Elle s'applique au cas par cas pour les structures stratégiques (centrales nucléaires par exemple) par un personnel qualifié.

#### **IV.3.4. Choix de la méthode de calcul pour notre structure :**

Dans le cas de notre bâtiment étudié, nous utiliserons la méthode d'analyse modale spectrale pour l'analyse sismique. Cette méthode d'après le RPA99/version 2003 peut être utilisée dans tous les cas et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise ; sachant que la méthode statique équivalente n'est pas applicable à notre bâtiment (les conditions de l'article 4.1.2 des RPA ne sont pas satisfaites).

#### **IV.4. Classification de l'ouvrage selon le RPA99 version 2003 :**

La classification de l'ouvrage est une étape qui est basée sur les critères suivants :

##### **➤ La classification des zones sismiques :**

Selon le RPA on a 4 zones sismiques

- Zone O : sismicité négligeable
- Zone I : sismicité faible
- Zone II : sismicité moyenne
- Zone III : sismicité élevée

##### **❖ La classification des sites :**

Les sites sont classés en quatre (04) catégories en fonction des propriétés mécaniques des sols qui les constituent :

- ◆ Catégorie S1 : site rocheux
- ◆ Catégorie S2 : site ferme
- ◆ Catégorie S3 : site meuble
- ◆ Catégorie S4 : site très meuble.

➤ **Classification des ouvrages selon leur importance :**

Le niveau minimal de protection sismique accordé à un ouvrage dépend de sa destination et de son importance vis à vis des objectifs de protection fixés par la collectivité on a :

- Groupe 1A : Ouvrages d'importance vitale
- Groupe 1B : Ouvrages de grande importance
- Groupe 2 : Ouvrages courants ou d'importance moyenne
- Groupe 3 : Ouvrages de faible importance

Groupe	Zone			
	I	I <sub>a</sub>	II <sub>b</sub>	III
1A	<b>0.15</b>	<b>0.25</b>	<b>0.30</b>	<b>0.40</b>
1B	<b>0.12</b>	<b>0.20</b>	<b>0.25</b>	<b>0.30</b>
2	<b>0.1</b>	<b>0.15</b>	<b>0.20</b>	<b>0.25</b>
3	<b>0.07</b>	<b>0.10</b>	<b>0.14</b>	<b>0.18</b>

**Tableau IV.1.** Coefficient d'accélération de zone A.

➤ **La classification du système de contreventement.**

	Description du système de contreventement	Valeur de R
<b>A</b>	<b>Béton armé</b>	
<b>1a</b>	Portique auto stables sans remplissages en maçonnerie rigide	5
<b>1b</b>	Portique auto stables avec remplissages en maçonnerie rigide	3.5
<b>2</b>	Voiles porteurs	3.5
<b>3</b>	Noyau	3.5
<b>4a</b>	Mixte portiques /voiles avec interaction	5
<b>4b</b>	Portiques contreventés par des voiles	4
<b>5</b>	Console verticale à masses réparties	2
<b>6</b>	Pendule inverse	2

**Tableau IV.2.** Classification de la structure selon le système de contreventement.

**Régularité :**

- ✓ Le bâtiment doit présenter une configuration sensiblement symétrique vis à vis de deux directions orthogonales aussi bien pour la distribution des rigidités que pour celle des masses.
- ✓ A chaque niveau et pour chaque direction de calcul, la distance entre le centre de gravité des masses et le centre des rigidités ne dépasse pas 15% de la dimension du bâtiment mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique considérée.
- ✓ La forme du bâtiment doit être compacte avec un rapport longueur/largeur du plancher inférieur ou égal 4
- ✓ La somme des dimensions des parties rentrantes ou saillantes du bâtiment dans une direction donnée ne doit pas excéder 25% de la dimension totale du bâtiment dans cette direction.

⇒ **Régularité en plan :**

$$\frac{l_x}{L_x} = \frac{7.75}{25.90} = 0.29 < 0.25 \dots\dots\dots \text{CNV.}$$

$$\frac{l_y}{L_y} = \frac{29.70}{37.90} = 0.78 < 0.25 \dots\dots\dots \text{CNV.}$$

Donc notre structure est classée comme une structure irrégulière.

⇒ **Régularité en élévation :**

Notre structure est régulière en élévation.

$$\frac{B'}{B} \geq 0.67 \dots\dots\dots \text{cv}$$

La structure est classé régulier si l'un de ces critères n'est pas satisfait.

**Tableau IV.3.** Classification de l'ouvrage selon RPA version 2003.

<b>Classification des zones sismique</b>	<b>Bâtiment implanté en zone II</b>	<b>A=0,15</b>
<b>Classification des ouvrages selon leur importance</b>	Groupe 2	
<b>Classification des sites</b>	Site meuble <b>S3</b>	T <sub>1</sub> = 0,15 s T <sub>2</sub> = 0,50 s
<b>Classification des systèmes de contreventements</b>	Système de contreventement mixte portiques – voiles.	R = 3.5 C <sub>T</sub> = 0,05
<b>Classification de l'ouvrage selon sa configuration</b>	irrégulier en plan régulier en élévation	Bâtiment irrégulier

Le chargement sismique 'E' sera généré automatiquement, en introduisant le spectre

du **RPA99v2003**, qui dépend des coefficients suivants :

❖ **Facteur de qualité Q :**

$$Q = 1 + \sum_{q=1}^6 P_q$$

Critère q	P <sub>q</sub>	Observer / non observer
Condition minimale sur les files de contreventement	0,05	N.O
Redondance en plan	0	O
Régularité en plan	0	O
Régularité en élévation	0,05	N.O
Contrôle de qualité des matériaux	0,05	N.O
Contrôle de qualité de l'exécution	0,10	N.O
Σ q	0,25	

**Tableau IV.4.** Pénalité P<sub>q</sub> en fonction des critères de qualités.

$$Q = 1 + 0,25 = 1,25$$

❖ **Périodes associées à la catégorie du site T<sub>1</sub> et T<sub>2</sub> :**

Donnée par **RPA99v2003 (tab 4.7 page 56)**, Site de catégorie S3 (Site meuble)

$$\begin{cases} T_1 = 0.15 \\ T_2 = 0.5 \end{cases}$$

❖ **facteur de correction d'amortissement η :**

Donnée par **RPA99v2003 (for 4.3 page 46)**,  $\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0.7$

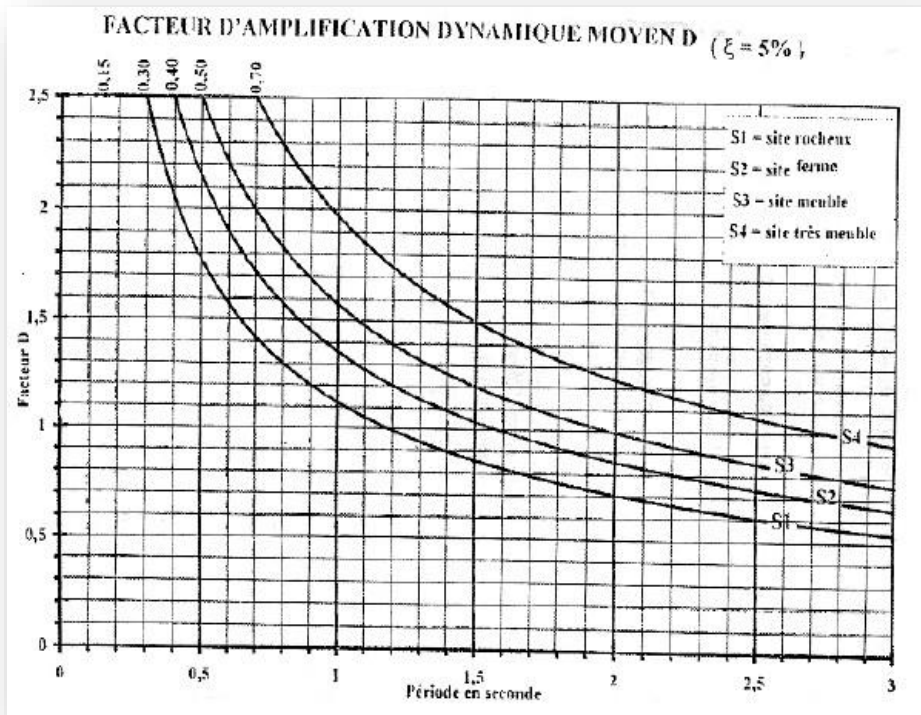
❖ **pourcentage d'amortissement critique ξ :**

Donnée par **RPA99v2003 (tab 4.2 page 48)**, ξ = 7% pour portique en n béton armé avec un remplissage dense

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

**Tableau IV.5.** Valeurs de ξ (%)

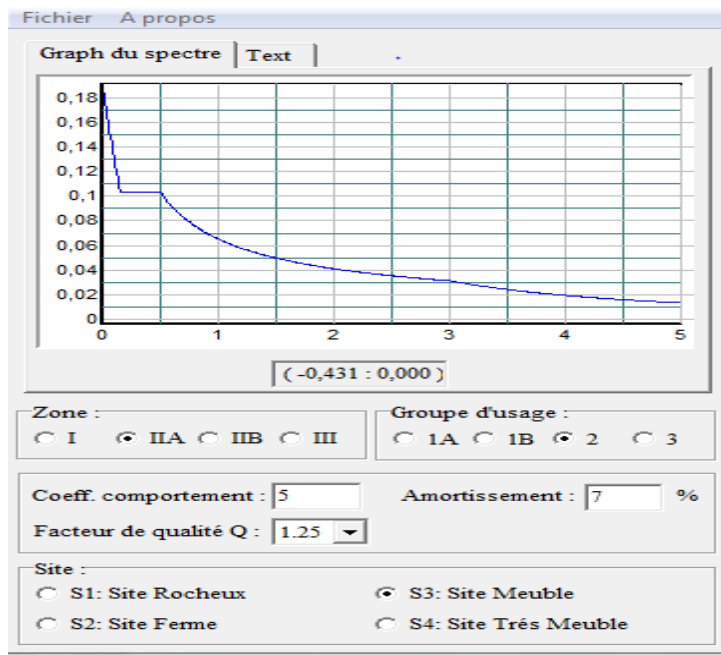




**Figure IV.1.** Daigramme de spectre en fonction de site par RPA.

**IV.5. L'analyse dynamique de la structure par ETABS :**

**IV.5.1. Spectre de réponse de calcul :**



**Figure IV.2.** Le spectre de réponse.

## **IV.5. 2.Modélisation de la structure :**

Etant donné la difficulté et la complexité d'un calcul manuel des efforts internes (Moments, efforts normaux....etc.), dans les éléments structuraux, le code de calcul par éléments finis **ETABS** est nécessaire.

### **IV.5.2.1. Description du logiciel ETABS :**

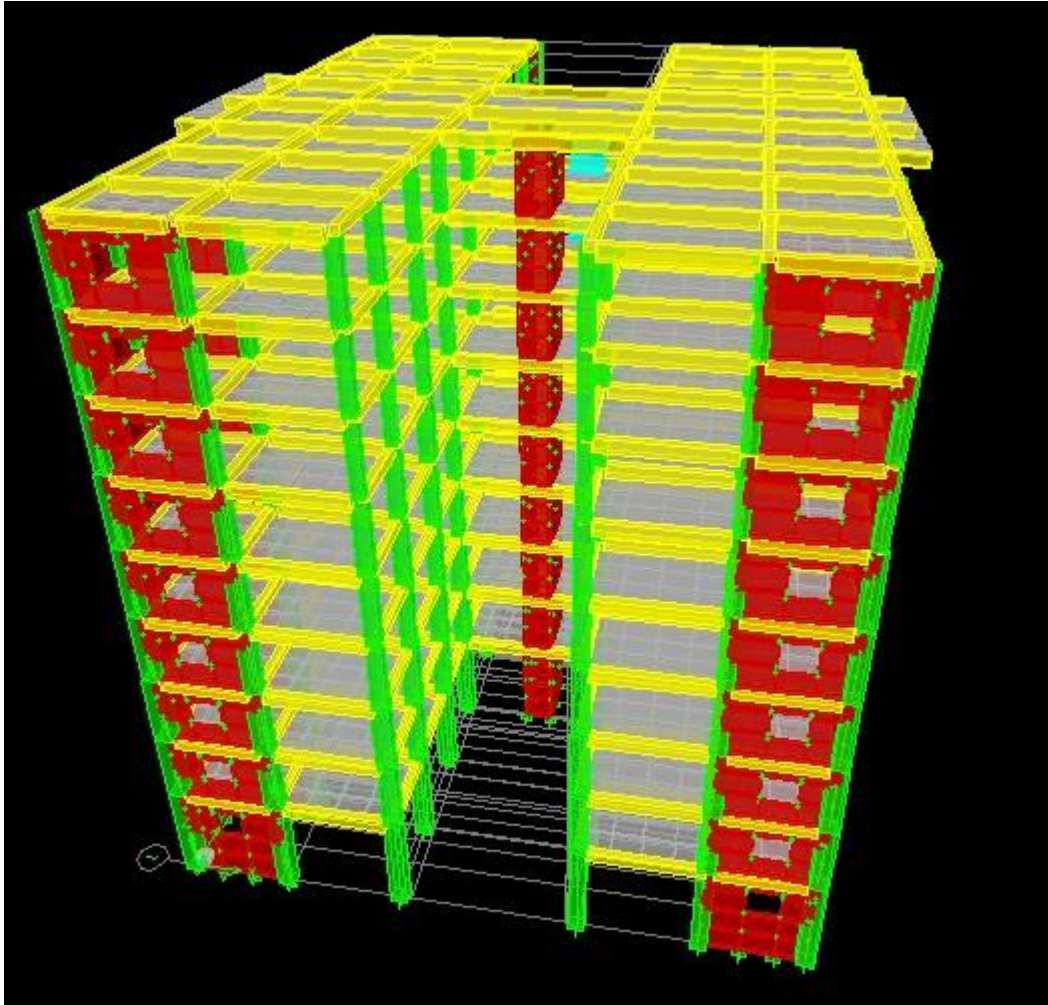
**ETABS** est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments. Il permet de modéliser facilement et rapidement tous types de bâtiments grâce à une interface graphique unique. Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique. Ce logiciel permet la prise en compte des propriétés non-linéaires des matériaux, ainsi que le calcul et le dimensionnement des éléments structuraux suivant différentes réglementations en vigueur à travers le monde (**Euro code, UBC, ACI...etc.**). En effet, grâce à ces diverses fonctions il permet une décente de charge automatique et rapide, un calcul automatique du centre de masse et de rigidité, ainsi que la prise en compte implicite d'une éventuelle excentricité accidentelle. De plus, ce logiciel utilise une terminologie propre au domaine du bâtiment (plancher, dalle, trumeau, linteau etc.).

**ETABS** permet également le transfert de donnée avec d'autres logiciels (**AUTOCAD, SAP2000 et SAFE**).

### **IV.5.2.2. Modélisation des éléments structuraux :**

La modélisation des éléments structuraux est effectuée comme suit :

- Les éléments en portique (poutres-poteaux) ont été modélisés par des éléments finis de type poutre « frame » à deux nœuds ayant six degrés de liberté (DDL) par nœud.
- Les voiles ont été modélisés par des éléments coques « Shell » à quatre nœuds.
- Les dalles sont modélisées par des éléments dalles qui négligent les efforts membranaires.



**Figure IV.3.** Modélisation de la structure de tour par ETABS.

#### **IV.5.2.3. Modélisation de la masse :**

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

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

#### **IV.5.2.4. Nombre de mode à prendre en compte :**

D'après les **RPA99/Version2003** (article 4.3.4 -a) pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonale, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions l'excitation doit être tel que :

La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale a 90% au moins de la masse totale de la structure.

Où que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure. Le minimum de modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.

#### **IV.6. Etape de modélisation :**

La modélisation est effectuée comme suit : - Définition des matériaux, Les poteaux, poutres et poutrelles sont modélisés par un élément de type FRAME , Les voiles et dalle sont créés par un élément de type SHELL. Les voiles sont disposés de telle sorte à renforcer les vides au niveau des planchers et les zones flexibles .

- Définition des sections ,Définition des charges (G ; Q) et les appliquer aux éléments porteurs  
- Introduction du spectre de réponse à appliquer ; - définition des combinaisons de charges et qui sont les suivantes :

- $ELU : 1,35G + 1,5Q$  , CBA 93, A. 3.3.2
- $ELS : G + Q$  , CBA93, A.3.3.2
- $G + Q + E_x$  , RPA 2003,5.2
- $G + Q + E_y$  , RPA 2003,5.2
- $0,8G + E_x$  , RPA 2003,5.2
- $0,8G + E_y$  , RPA 2003,5.2 .

- Définir les conditions aux limites : pour les fondations en choisissant un type d'appui encastrement à la base ;

- Spécifier un diaphragme à chaque plancher : la théorie des planchers rigides est mise en évidence par une déclaration de diaphragmes rigides.

#### **IV.7. La propension de disposition des voiles :**

Il y a plusieurs cas propose :

**1<sup>ère</sup> cas : Structure en portique « sans voile » :**

Mode	Period	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ	SumRZ
1	1,034572	2,1164	0,0012	2,1164	0,0012	91,3841	91,3841
2	0,896506	0,015	83,1905	2,1314	83,1917	0,003	91,3871
3	0,814731	87,1004	0,0144	89,2317	83,2061	1,8367	93,2238

4	0,302208	0,0658	0,0001	89,2975	83,2062	4,9389	98,1627
5	0,268895	0,0047	10,4009	89,3022	93,6071	0,0005	98,1632
6	0,25423	7,9447	0,0082	97,247	93,6153	0,2411	98,4043
7	0,153945	0,0127	0	97,2597	93,6154	0,9282	99,3325
8	0,136173	0,0255	3,6026	97,2852	97,218	0,0014	99,3339
9	0,134761	1,7391	0,0571	99,0242	97,2751	0,082	99,4159
10	0,09531	0,0154	0	99,0397	97,2751	0,301	99,717
11	0,085761	0,5702	0,0001	99,6099	97,2752	0,0447	99,7617
12	0,081561	0,0001	1,5723	99,61	98,8476	0	99,7617

**Tableau IV.6.** Les valeurs des périodes et facteur de participation des masses variante 1.

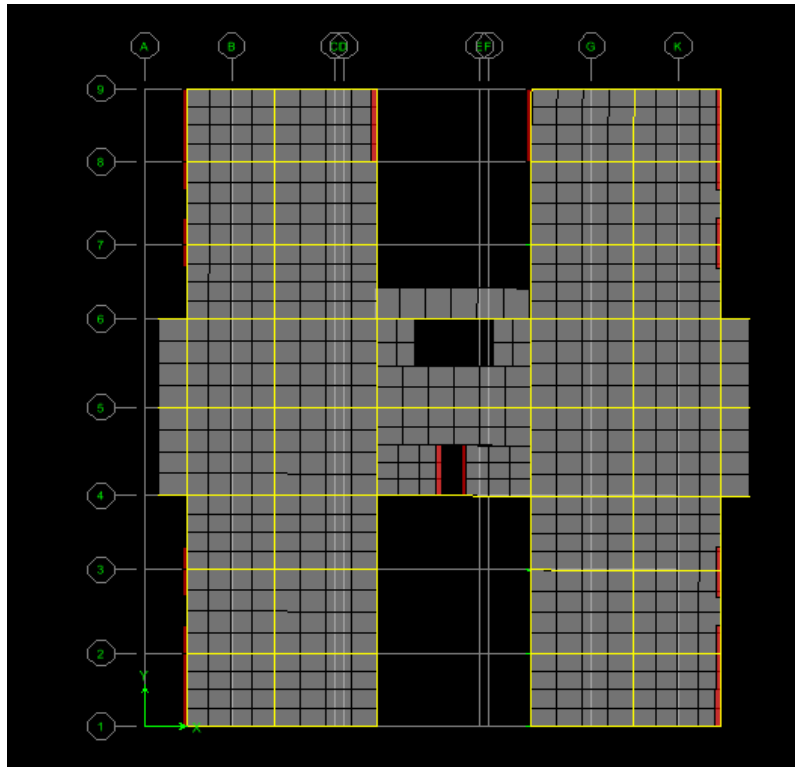
**2<sup>eme</sup> cas : système contreventement avec voile**

Mode	Période	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ	SumRZ
1	0,512256	70,913	0	70,913	0	0,0018	0,0018
2	0,486829	0	72,416	70,913	72,416	0	0,0018
3	0,38149	0,0009	0	70,9139	72,4161	73,3813	73,3831
4	0,133184	19,3725	0,0001	90,2864	72,4162	0,0038	73,3869
5	0,131187	0,0001	17,969	90,2865	90,3852	0	73,3869
6	0,106308	0,0093	0	90,2959	90,3852	17,2331	90,6201
7	0,062157	6,1163	0,0322	96,4122	90,4174	0,0055	90,6256
8	0,062132	0,0341	5,8115	96,4462	96,2289	0	90,6256
9	0,051222	0,008	0	96,4542	96,2289	5,6784	96,304
10	0,038816	2,2721	0,0001	98,7263	96,229	0,0034	96,3075
11	0,038755	0,0001	2,3062	98,7264	98,5352	0	96,3075
12	0,03214	0,0039	0	98,7302	98,5352	2,2731	98,5806

**Tableau IV.7.** Les valeurs des périodes et facteur de participation des masses variante 2

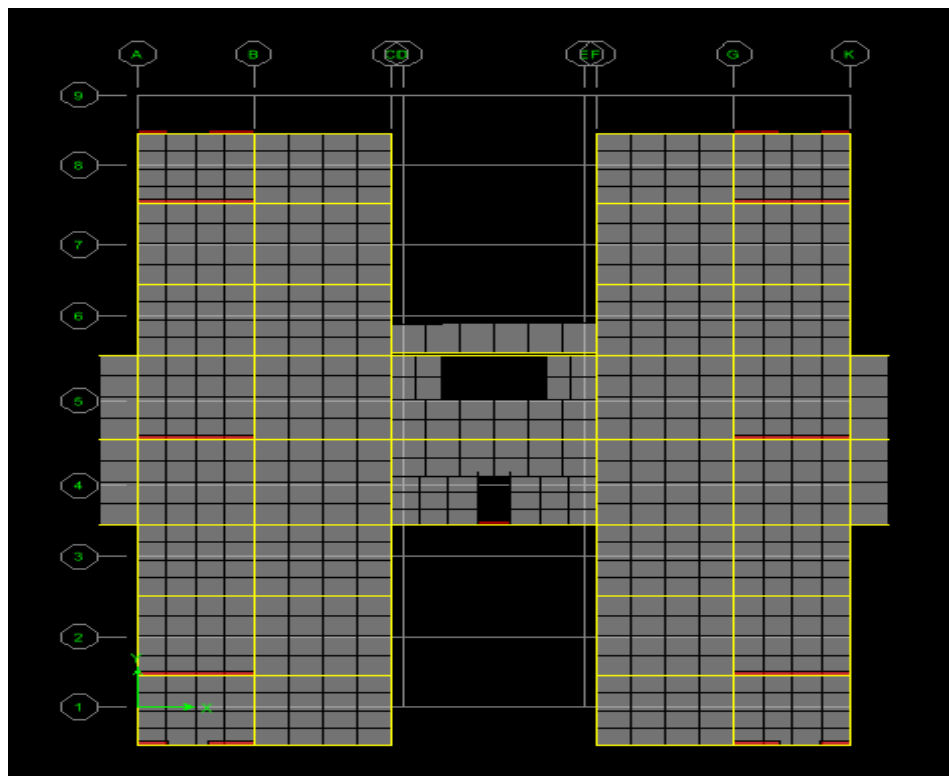
- **Les modes propres :**

⇒ 1<sup>ere</sup> mode : (Translation suivant XX).



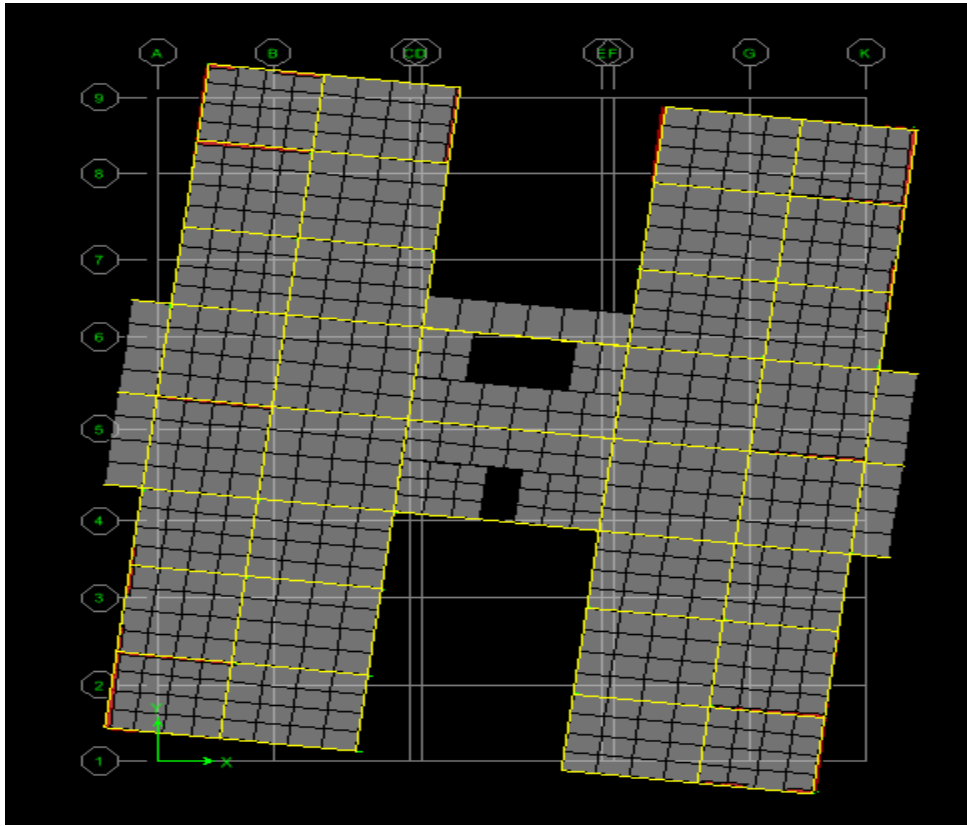
**Figure IV.4.** Mode 1 ; T= 0.51sec.

⇒ 2<sup>eme</sup>mode : (Translation suivant YY) :



**Figure IV.5.** Mode 2 ; T= 0.48 sec.

⇒ 3<sup>eme</sup> mode : Torsion



**Figure IV.6.** Mode 3; T= 0.38 sec.

**IV.8. Période fondamentale théorique :**

**a. 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 des RPA99/Version 2003.

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

$h_N$ : Hauteur en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

$C_T$ : Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le Tableau (4.6) des RPA99/Version2003.

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

	$C_T$	$h_N$ (m)	D (m)	$C_T h_N^{3/4}$	$\frac{0.09 h_N}{\sqrt{D}}$	T (sec)
Sens X	0.05	29.5	25.9	0.63	0.52	0.52
Sens Y	0.05	29.5	31	0.63	0.47	0.47

**Tableau IV.8.** Période fondamental de la structure.

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

Sens X

- Une période fondamentale :  $T_{dynm} = 0.51 \text{ sec}$
- Une période empirique :  $T_{emp} = 0.52 \text{ sec}$ .

Sens Y

- Une période fondamentale :  $T_{dynm} = 0.51 \text{ sec}$
- Une période empirique :  $T_{emp} = 0.47 \text{ sec}$ .

D'après RPA99v 2003 (Art 4.2.4. page 54), il faut que la valeur de T numérique calculée par la méthode numérique, ne dépasse pas la valeur estimée par les méthodes empiriques  $T_{emp}$  appropriées de plus de 30 %.

$$1.3 \times T_{(x)} = 0.67 \geq T_{dynm} = 0.51 \text{sec} \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$1.3 \times T_{(y)} = 0.61 \geq T_{dynm} = 0.51 \text{sec} \dots\dots\dots \text{CV}.$$

✚ La 1<sup>ere</sup> mode et 2<sup>eme</sup> mode est des modes de translation ..... CV

✚ La 3<sup>eme</sup> mode est mode de torsion... ..... CV

Il faudra aussi que la somme modèlè effective atteigne 90% de la masse totale de la structure (5<sup>eme</sup> mode)

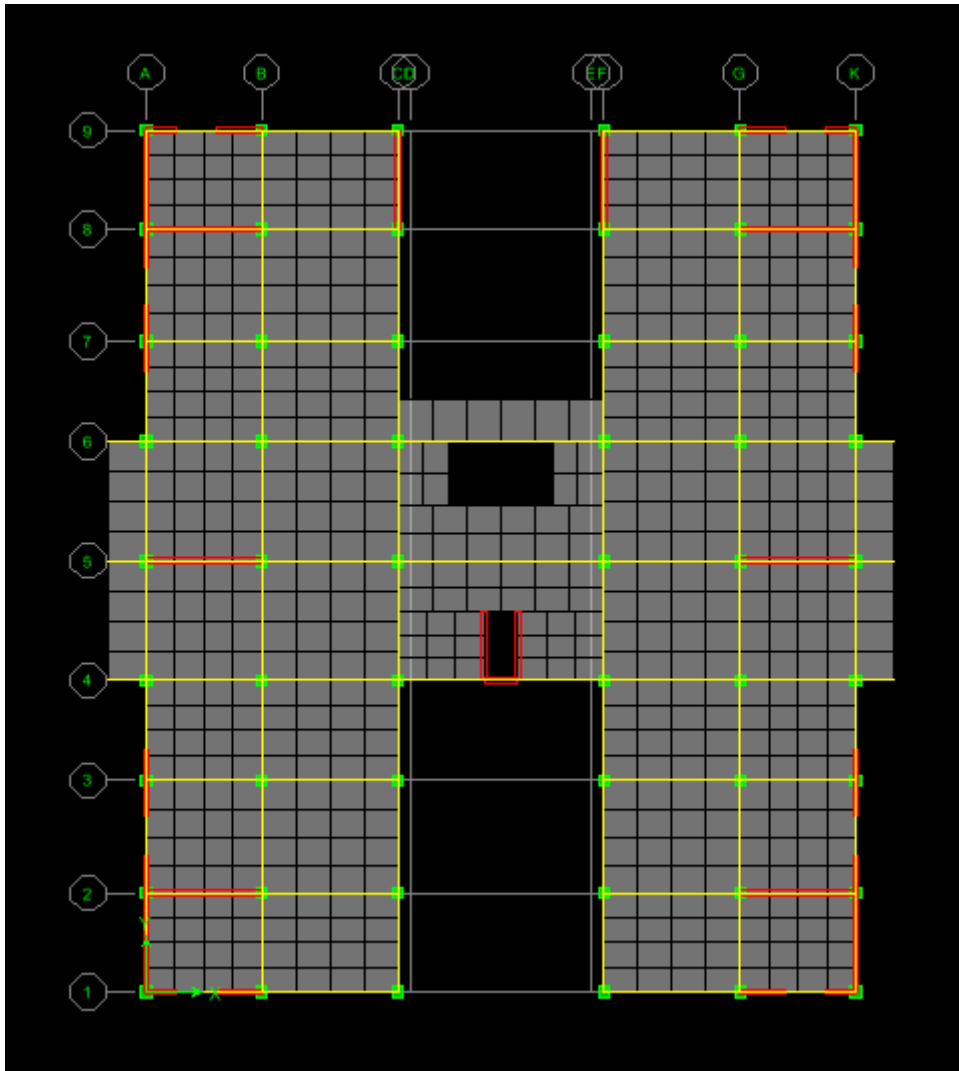
Le nombre des voiles qui est disposé dans la structure doit assurer une bonne rigidité et à la fois rester dans un domaine économique.

**IV.9. Disposition des voiles :**

Pour chercher la meilleure solution d'emplacement des voiles dans la structure, et pour but d'avoir une petite valeur de l'excentricité (distance entre le centre de pression et le centre de rigidité) pour éviter le problème de la torsion, une variante de la disposition des voiles a été proposé, On doit vérifier les conditions données par le **RPA** version 2003, à savoir :

- ⇒ Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.
- ⇒ Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux.
- ⇒ Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.





**Figure IV.7.** La disposition des voiles proposés.

**IV.10. Poids total de la structure :**

Le poids de la structure  $W$  est égal à la somme des poids  $W_i$  de chaque niveau ( $i$ ).

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \text{ avec } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

- $W_{Gi}$ : Poids dû aux charges permanentes et aux équipements fixes éventuels, solidaires de la structure.
- $W_{Qi}$ : Poids dû aux charges d'exploitation.
- $\beta$  : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donnée par le tableau [4.5].des **RPA99/Version 2003**.

Dans notre cas et pour un bâtiment d'habitation et commerciale :  $\beta = 0,20$

Story	Poids
STORY9	8057,74
STORY8	7703,64
STORY7	7703,64
STORY6	8074,22
STORY5	8074,21
STORY4	8074,21
STORY3	8527,14
STORY2	8527,14
STORY1	10730,35
TOTAL	75472,29

**Tableau IV.9.** Poids de chaque étage.**IV.11. Vérifications réglementaire :****IV.11.1. Caractéristiques géométriques et massique de la structure :****+ Centre de masse :**

Le centre de gravité des masses est le barycentre des masses, et le point d'application de la résultante des forces horizontales extérieures (vent, séisme,...etc.)

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

**+ Centre de rigidité (centre de torsion) :**

Le centre de torsion est le barycentre des rigidités des éléments de contreventement du Bâtiment.

$$X_{CR} = \frac{\sum R_{yi} X_i}{\sum R_{yi}} \quad Y_{CR} = \frac{\sum R_{xi} Y_i}{\sum R_{xi}}$$

**IV.11.2. Calcul de l'excentricité théorique :**

L'excentricité théorique est la distance entre le centre de gravité des masses et le centre de Torsion, qui est donnée par les formules suivantes :

$$e_x^{the} = X_{CM} - X_{CT} \quad e_y^{the} = Y_{CM} - Y_{CT}$$

**❖ L'excentricité accidentelle :**

L'excentricité accidentelle (additionnelle) égale à  $\pm 0.05 L$  (L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction qui est donnée par les formules suivantes :

**\*\* CHAPITRE IV : ETUDE SISMIQUE \*\***

$$e_x^{acc} = \pm 0.05 L_x, L_x = 25.9m \Rightarrow e_x^{acc} = 1.295m$$

$$e_y^{acc} = \pm 0.05 L_y, L_y = 31m \Rightarrow e_y^{acc} = 1.55m$$

Story	Centre des Masses (ETABS)		Centre de rigidité (ETABS)		Excentricité Théorique		Excentricité accidentelle	
	XCCM	YCCM	XCR	YCR	$e_x^{the}$	$e_y^{the}$	$e_x^{acc}$	$e_y^{acc}$
STORY9	12,75	15,587	12,75	15,683	0	0,096	1,295	1,55
STORY8	12,752	15,674	12,75	15,657	0,002	0,017	1,295	1,55
STORY7	12,752	15,674	12,75	15,626	0,002	0,048	1,295	1,55
STORY6	12,752	15,671	12,75	15,593	0,002	0,078	1,295	1,55
STORY5	12,752	15,667	12,75	15,563	0,002	0,104	1,295	1,55
STORY4	12,752	15,667	12,75	15,532	0,002	0,135	1,295	1,55
STORY3	12,752	15,663	12,75	15,502	0,002	0,161	1,295	1,55
STORY2	12,752	15,658	12,75	15,473	0,002	0,185	1,295	1,55
STORY1	12,752	15,681	12,751	15,432	0,001	0,249	1,295	1,55

**Tableau IV.10.** Valeur de centre (masse+ rigidité) et l'excentricité (théorique+ accidentelle).

$$e_{xthé} = 0.002 < e_{xacc} = 1.295 m \dots\dots\dots CV$$

$$e_{ythé} = 0.249 m < e_{yacc} = 1.55 m \dots\dots\dots CV$$

**IV.12. Justification de l'interaction portiques voiles :**

Pour la justification de l'interaction portique voiles, on doit vérifier que :

- Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

Nu (total)	Nvoil	Nvoil (%)
120952.57	65097.84	53.8

**Tableau IV.11.** Le pourcentage de l'effort vertical repris par les voiles.

- Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant de l'étage.

◆ **Sens longitudinal (X-X) :**

- ✓ L'effort tranchant total à la base :  $V_{total} = 5517.48\text{KN}$
- ✓ L'effort tranchant à la base repris par les portiques :  $V_{portique} = 75.79\text{ KN}$

$$V_{portique} \% = \frac{75.79}{5517.48} \times 100 = 1.37$$

◆ **Sens transversal (Y-Y) :**

- ✓ L'effort tranchant total à la base :  $V_{total} = 5652.03\text{ KN}$
- ✓ L'effort tranchant à la base repris par les portiques :  $V_{portique} = 70.19\text{KN}$
- ✓  $V_{portique} \% = \frac{70.19}{5652.03} \times 100 = 1.24$

❖ **Remarque :**

Au début de calcul, on a pris  $R = 5$ , mais les résultats trouvés ne sont pas vérifiés par RPA (l'effet de l'interaction voile-portique), donc on a changé sa valeur par  $R = 3.5$

Puisque la charge supportée par les voiles est  $53.8\% > 20\%$ .

**IV.13. Vérification de l'effort sismique :**

Story	Load	Loc	Vx	Vy
Story1	E max	Bottom	7820.03	8052.7

**Tableau IV.12.** L'effort sismique selon X et Y

• **Coefficient dynamique (Site : S3) :**

La valeur de D est donnée par le tableau (4.2) qui suit :

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

$T_1 = 0,15\text{ sec}$  ;  $T_2 = 0,50\text{ sec}$ .

- ◆  $\eta = 0,88$ .  $T_x = 0,52\text{ s}$  donc  $T_2 \leq T \leq 3s \Rightarrow D_x = 2.14$
- ◆  $\eta = 0,88$ .  $T_y = 0,47\text{ s}$  donc  $T_2 \leq T \leq 3s \Rightarrow D_y = 2.29$

• **Calcul de la résultante des forces sismiques «  $V_b^s$  » :**

$$V_b^s = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

$$V_x^s = \frac{0.15 \times 2.14 \times 1.25}{3.5} \times 75472.29 = 8652.35\text{KN.}$$

$$V_y^s = \frac{0.15 \times 2.29 \times 1.25}{3.5} \times 75472.29 = 9258.83\text{KN.}$$

$$0,8V_x^s = 6921.88KN$$

$$0,8V_y^s = 7407.06KN$$

Effort calculé par la méthode dynamique :

$$V_{tx} = 7820.03 > 0,8V_x^s = 6921.88KN \dots \dots CV.$$

$$V_{ty} = 7739.99 > 0,8V_y^s = 7407.06KN. \dots \dots CV.$$

**IV.14. Modélisation par brochette :**

Le poids de chaque étage est concentré au niveau du centre de gravité de celui-ci, ainsi on obtient un système de 2 poids avec un seul degré de liberté (le déplacement horizontal). Les planchers sont considérés rigides, et le déplacement vertical est supposé négligeable. En conséquence, le bâtiment sera représenté par les systèmes suivant :

**IV.14.1. Par la méthode statique équivalent**

**a. Distribution de l'effort sismique selon la hauteur :**

La résultante des forces sismiques à la base **V** doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules suivantes :

$$V = F_t + \sum F_i \quad \text{Avec :} \quad F_t: \text{ Force concentré au sommet de la structure.}$$

: Force horizontale au niveau i.

$$F_t = 0,07 T * V \quad \text{Si} \quad T > 0.7 \text{ sec.}$$

$$F_t = 0 \quad \text{Si} \quad T < 0.7 \text{ sec.}$$

**V** : l'effort tranchants dynamique de la structure à la base selon les deux directions.

**T** : est la période fondamentale de la structure (en secondes).

La valeur de **F<sub>t</sub>** ne dépassera en aucun cas **0.25 V** et sera prise égale à **0** quand **T** est plus petite ou égale à **0.7 sec**.

Pour:

$$T_x = 0,51s \quad \rightarrow \quad F_{tx} = 0KN.$$

$$T_y = 0,48s \quad \rightarrow \quad F_{ty} = 0KN.$$

- Le sens X :  $V_x - F_t = 8652.35 KN.$
- Le sens Y :  $V_y - F_t = 9258.83KN.$

La partie restante (**V - F<sub>t</sub>**) doit être distribuée sur la hauteur de la structure suivant la formule :

$$F_i = \frac{(V - F_t)W_i h_i}{\sum W_j h_j}$$

Avec : **W<sub>i</sub>** : poids de niveau i.

**H<sub>i</sub>** : niveau de plancher (à partir de la base) ou s'exerce la force **F<sub>i</sub>**.

◆ **Distribution des forces suivant X :**

Story	Wi (KN)	hi (m)	Wi*hi (KN.m)	$\Sigma wi*hi$ (KN.m)	$V_x - F_{tx}$ (KN)	Fxi (KN)
8 étage	8057,74	28,9	232868,686	1215223,06	8652,35	1658,017727
7 étage	7703,64	25,85	199139,094	1215223,06	8652,35	1417,864092
6 étage	7703,64	22,8	175642,992	1215223,06	8652,35	1250,572584
5 étage	8074,22	19,75	159465,845	1215223,06	8652,35	1135,391805
4 étage	8074,21	16,7	134839,307	1215223,06	8652,35	960,0516286
3 étage	8074,21	13,65	110212,9665	1215223,06	8652,35	784,7128581
2 étage	8527,14	10,6	90387,684	1215223,06	8652,35	643,5574697
1 étage	8527,14	7,55	64379,907	1215223,06	8652,35	458,3829148
RDC	10730,35	4,5	48286,575	1215223,06	8652,35	343,7988966
			1215223,057			

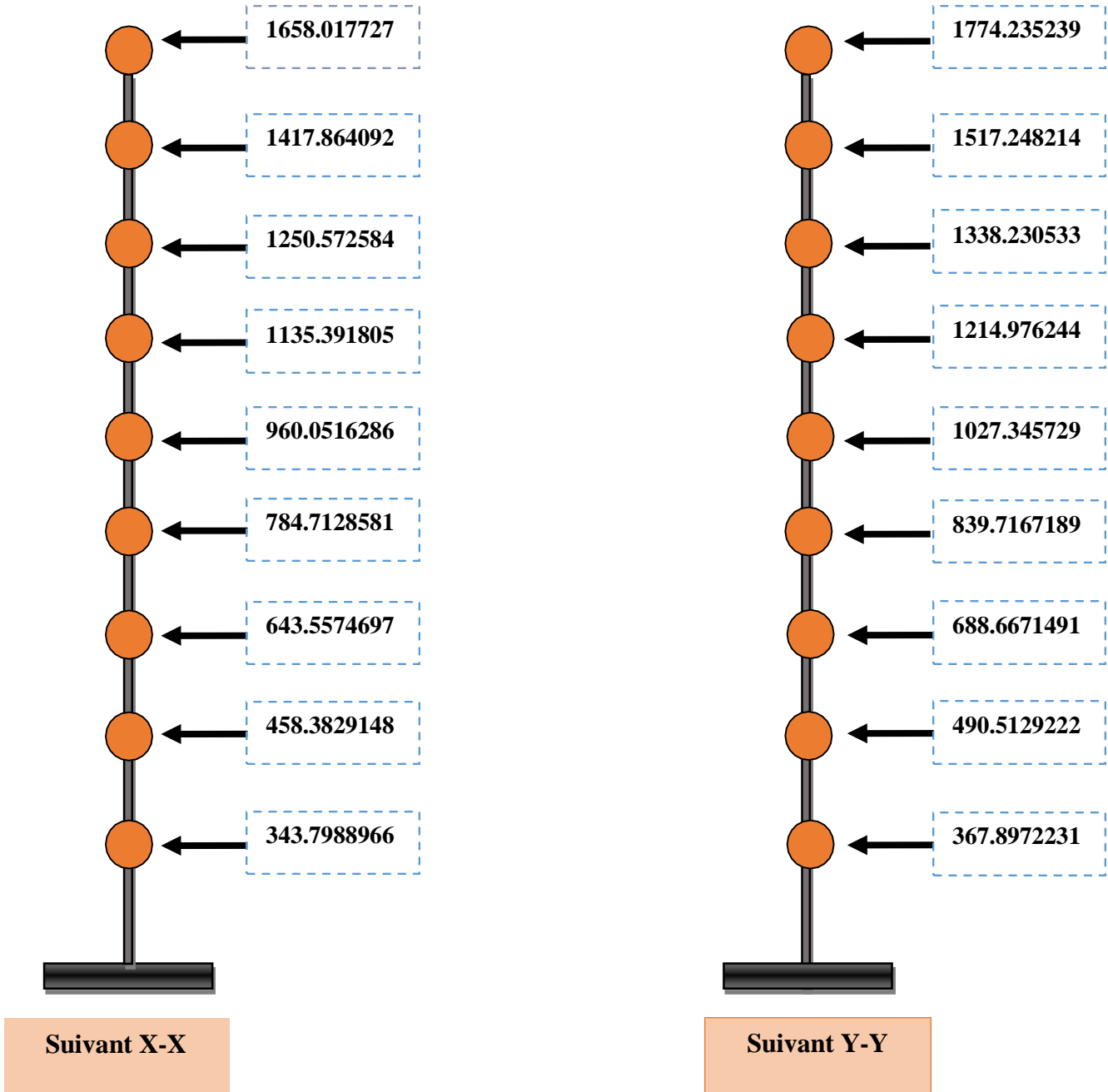
**Tableau IV.13.** La distribution de l'effort sismique selon la hauteur suivant X.

◆ **Distribution des forces suivant y :**

Story	Wi (KN)	Hi (m)	Wi*hi (KN.m)	$\Sigma wi*hi$ (KN.m)	$V_y - F_{ty}$ (KN)	Fyi (KN)
8 étage	8057,74	28,9	232868,686	1215223,06	9258,83	1774,235239
7 étage	7703,64	25,85	199139,094	1215223,06	9258,83	1517,248214
6 étage	7703,64	22,8	175642,992	1215223,06	9258,83	1338,230533
5 étage	8074,22	19,75	159465,845	1215223,06	9258,83	1214,976244
4 étage	8074,21	16,7	134839,307	1215223,06	9258,83	1027,345729
3 étage	8074,21	13,65	110212,9665	1215223,06	9258,83	839,7167189
2 étage	8527,14	10,6	90387,684	1215223,06	9258,83	688,6671491

1 étage	8527,14	7,55	64379,907	1215223,06	9258,83	490,5129222
RDC	10730,35	4,5	48286,575	1215223,06	9258,83	367,8972231
			1215223,057			

**Tableau IV.14.** La distribution de l'effort sismique selon la hauteur suivant Y.



**Figure IV.8.** Distribution de l'effort sismique selon la hauteur.

**b- Distribution de l'effort tranchant selon la hauteur :**

L'effort tranchant au niveau de l'étage K est donné par la formule :

$$V_k = F_t + \sum F_i$$

◆ **Distribution de l'effort tranchant suivant X :**

story	Wi (KN)	Hi (m)	$F_{tx}$ (KN)	Fxi (KN)	Vi (KN)
8 étage	8057,74	28,9	0	1658,017727	1658,017727
7 étage	7703,64	25,85	0	1417,864092	3075,881818
6 étage	7703,64	22,8	0	1250,572584	4326,454402
5 étage	8074,22	19,75	0	1135,391805	5461,846207
4 étage	8074,21	16,7	0	960,0516286	6421,897836
3 étage	8074,21	13,65	0	784,7128581	7206,610694
2 étage	8527,14	10,6	0	643,5574697	7850,168164
1 étage	8527,14	7,55	0	458,3829148	8308,551078
RDC	10730,35	4,5	0	343,7988966	8652,349975

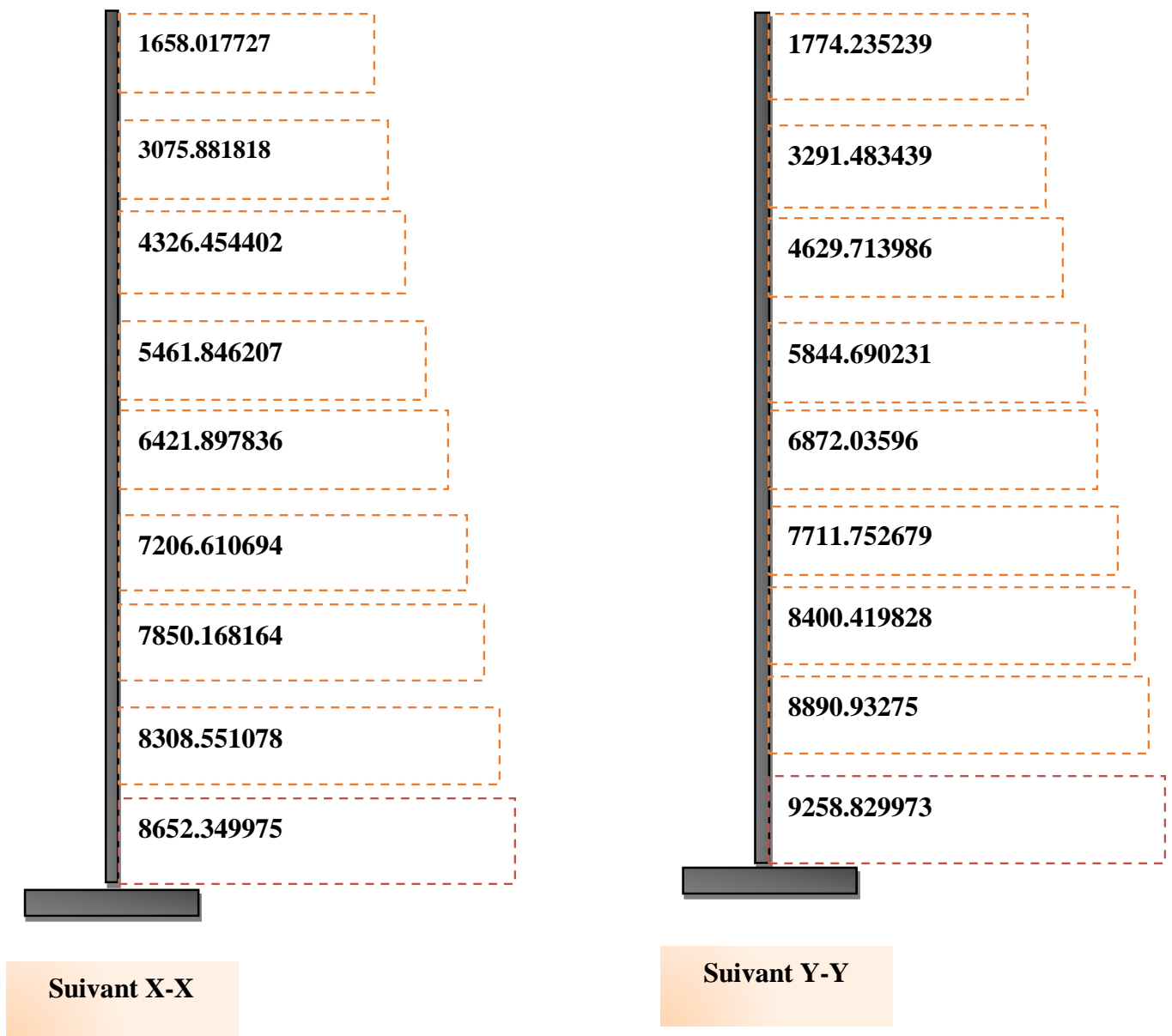
Tableau IV.15. La distribution de l'effort tranchant suivant X.

◆ **Distribution de l'effort tranchant suivant Y :**

story	Wi (KN)	Hi (m)	$F_{ty}$ (KN)	Fyi (KN)	Vi (KN)
8 étage	8057,74	28,9	0	1774,235239	1774,235239
7 étage	7703,64	25,85	0	1517,248214	3291,483453
6 étage	7703,64	22,8	0	1338,230533	4629,713986
5 étage	8074,22	19,75	0	1214,976244	5844,690231
4 étage	8074,21	16,7	0	1027,345729	6872,03596
3 étage	8074,21	13,65	0	839,7167189	7711,752679
2 étage	8527,14	10,6	0	688,6671491	8400,419828
1 étage	8527,14	7,55	0	490,5129222	8890,93275
RDC	10730,35	4,5	0	367,8972231	9258,829973

Tableau IV.16. La distribution de l'effort tranchant suivant Y.





**Figure IV.9.**La distribution de l'effort tranchant suivant X etY

#### **IV.14.2. Par la méthode dynamique :**

Les résultats et obtenir par logiciel ETABS 9.7.1:

##### **❖ Modélisation par brochette :**

Le poids de chaque étage est concentré au niveau du centre de gravité de celui-ci, ainsi on obtient un système de 2 poids avec un seul degré de liberté (le déplacement horizontal). Les planchers sont considérés rigides, et le déplacement vertical est supposé négligeable. En conséquence, le bâtiment sera représenté par les systèmes suivant :

##### **a. Distribution de l'effort sismique selon la hauteur :**

La résultante des forces sismiques à la base **V** doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules suivantes :

$V_i$  : l'effort sismique a la base.

$F_i$  : force horizontale au niveau i.

$W_i$  : poids de niveau i.

$H_i$  : niveau de plancher (à partir de la base) ou s'exerce la force  $F_i$ .

Les résultats se fait à l'aide du logiciel «ETABS .V.9.6» :

◆ **Distribution des forces suivant X**

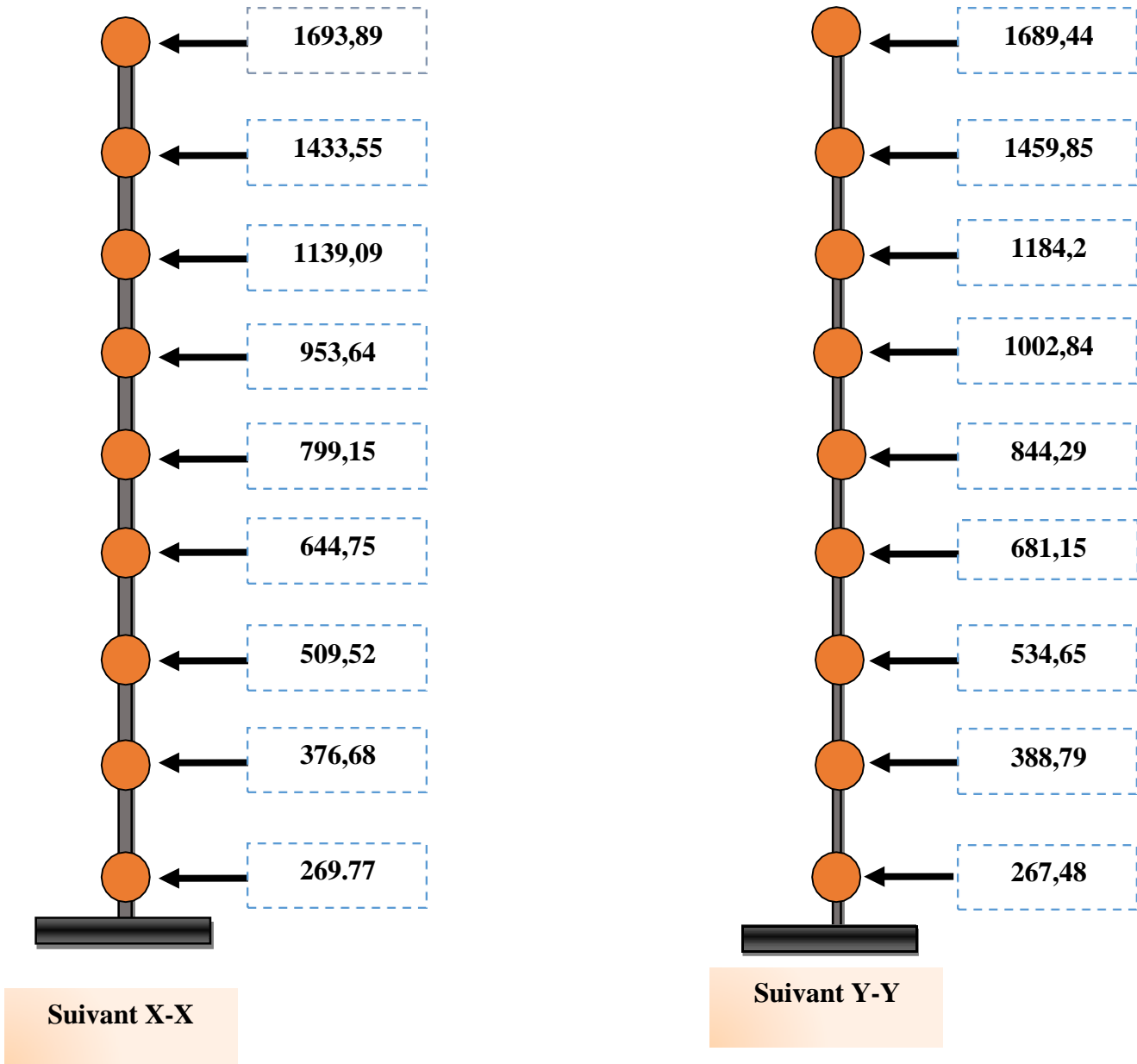
Story	Wi (KN)	hi (m)	Wi*hi (KN.m)	$V_x$	Fxi
8 étage	8057,74	28,9	232868,686	7820,04	1693,89
7 étage	7703,64	25,85	199139,094	7820,04	1433,55
6 étage	7703,64	22,8	175642,992	7820,04	1139,09
5 étage	8074,22	19,75	159465,845	7820,04	953,64
4 étage	8074,21	16,7	134839,307	7820,04	799,15
3 étage	8074,21	13,65	110212,9665	7820,04	644,75
2 étage	8527,14	10,6	90387,684	7820,04	509,52
1 étage	8527,14	7,55	64379,907	7820,04	376,68
RDC	10730,35	4,5	48286,575	7820,04	269,77

Tableau IV.17. La distribution de l'effort sismique selon la hauteur suivant X

◆ **Distribution des forces suivant y :**

Story	Wi (KN)	hi (m)	Wi*hi (KN.m)	$V_y$	Fyi
8 étage	8057,74	28,9	232868,686	8052,69	1689,44
7 étage	7703,64	25,85	199139,094	8052,69	1459,85
6 étage	7703,64	22,8	175642,992	8052,69	1184,2
5 étage	8074,22	19,75	159465,845	8052,69	1002,84
4 étage	8074,21	16,7	134839,307	8052,69	844,29
3 étage	8074,21	13,65	110212,9665	8052,69	681,15
2 étage	8527,14	10,6	90387,684	8052,69	534,65
1 étage	8527,14	7,55	64379,907	8052,69	388,79
RDC	10730,35	4,5	48286,575	8052,69	267,48

Tableau IV.18. La distribution de l'effort sismique selon la hauteur suivant Y.



**Figure IV.10.** Distribution de l'effort sismique selon la hauteur.

**b- Distribution de l'effort tranchant selon la hauteur :**

L'effort tranchant au niveau de l'étage K est donné par la formule :

$$V_k = \sum F_i$$

◆ **Distribution de l'effort tranchant suivant X :**

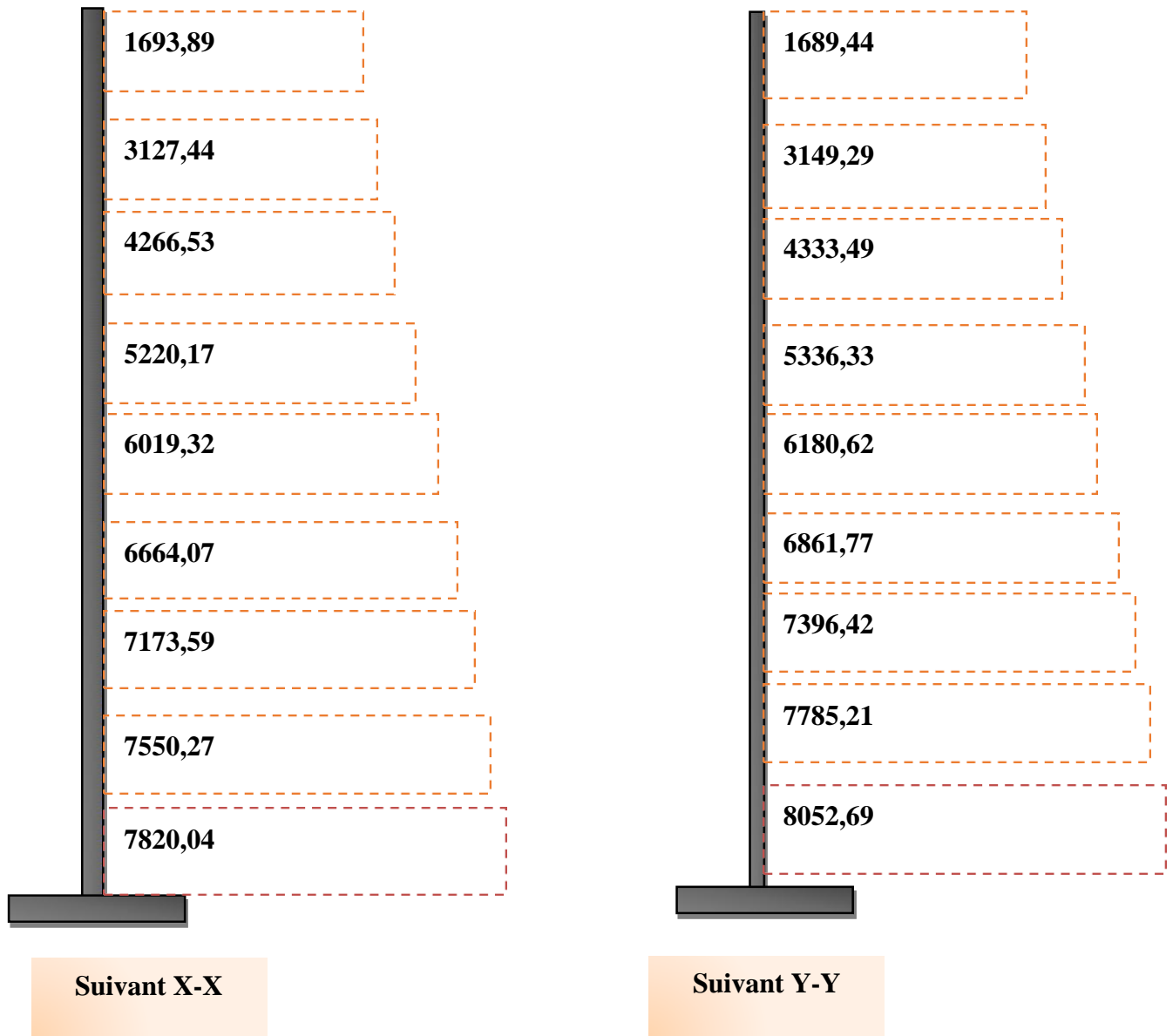
Story	Wi	Hi	Fxi	Vi
8 etage	8057,74	28,9	1693,89	1693,89
7 etage	7703,64	25,85	1433,55	3127,44
6 etage	7703,64	22,8	1139,09	4266,53
5 etage	8074,22	19,75	953,64	5220,17
4 etage	8074,21	16,7	799,15	6019,32
3 etage	8074,21	13,65	644,75	6664,07
2 etage	8527,14	10,6	509,52	7173,59
1 etage	8527,14	7,55	376,68	7550,27
RDC	10730,35	4,5	269,77	7820,04

**Tableau IV.19.** La distribution de l'effort tranchant suivant X.

◆ **Distribution de l'effort tranchant suivant Y :**

Story	Wi	Hi	Fyi	Vi
8 etage	8057,74	28,9	1689,44	1689,44
7 etage	7703,64	25,85	1459,85	3149,29
6 etage	7703,64	22,8	1184,2	4333,49
5 etage	8074,22	19,75	1002,84	5336,33
4 etage	8074,21	16,7	844,29	6180,62
3 etage	8074,21	13,65	681,15	6861,77
2 etage	8527,14	10,6	534,65	7396,42
1 etage	8527,14	7,55	388,79	7785,21
RDC	10730,35	4,5	267,48	8052,69

**Tableau IV.20.** La distribution de l'effort tranchant suivant Y.



**Figure IV.11.** La distribution de l'effort tranchant suivant X et Y.

**IV.15. Vérification des déplacements latéraux inters étage :**

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, et tels que calculés selon le paragraphe 4.2.10, ne doivent pas dépasser 1.0% de la hauteur de l'étage à moins qu'il ne puisse être prouvé qu'un plus grand déplacement relatif peut être toléré.

$$\Delta_x^K \leq \Delta_{adm}$$

$$\Delta_y^K \leq \Delta_{adm}$$

$$\Delta_{adm} = \frac{h_e}{100}$$

$\Delta_{adm}$ : le déplacement relatif admissible

◆ **Calcul des déplacements :**

D'après RPA99 Version 2003 (Art 4.4.3), le déplacement horizontal à chaque niveau " $k$ " de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_K = R \times \delta_{ek} \text{ avec :}$$

$\delta_K$ : Déplacement dû aux forces sismiques  $Fi$  (y compris l'effet de torsion).

R: Coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau " $k$ " par rapport au niveau " $K - 1$ " est égal à :

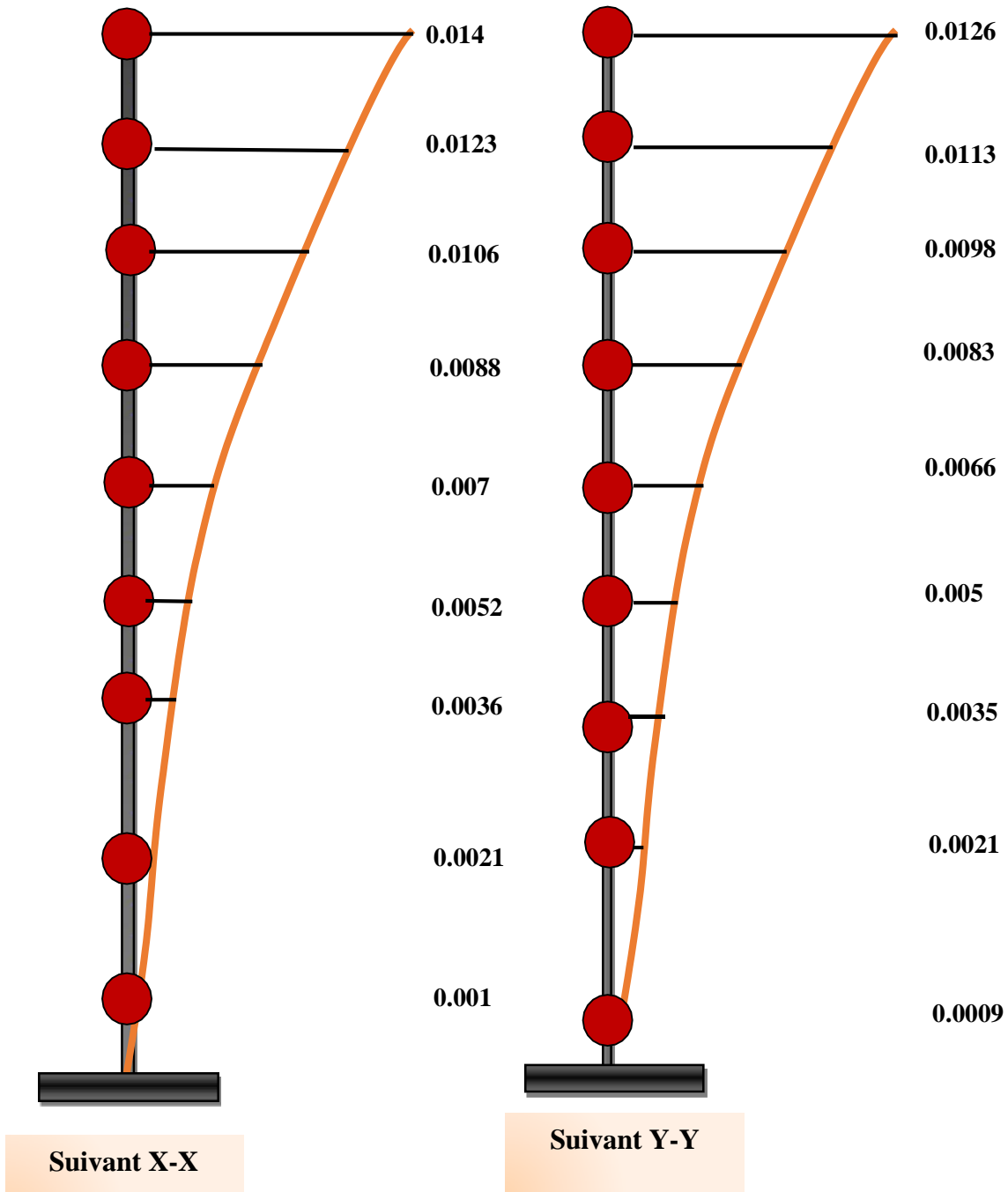
$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

D'après la modélisation de notre structure dans le logiciel de calcul des structures **ETABS**

**v9.7.1** on peut avoir le déplacement dans chaque niveau :

Story	$\delta_{ex}$ (m)	$\delta_x$ (m)	$\delta_{ey}$ (m)	$\delta_y$ (m)	$\Delta_x$ (m)	$\Delta_y$ (m)	$\Delta_{adm}$ (m)	OB
8 étage	0,014	0,049	0,0126	0,0441	0,00595	0,00455	0.0305	C.V
7 étage	0,0123	0,04305	0,0113	0,03955	0,00595	0,00525	0.0305	C.V
6 étage	0,0106	0,0371	0,0098	0,0343	0,0063	0,00525	0.0305	C.V
5 étage	0,0088	0,0308	0,0083	0,02905	0,0063	0,00595	0.0305	C.V
4 étage	0,007	0,0245	0,0066	0,0231	0,0063	0,0056	0.0305	C.V
3 étage	0,0052	0,0182	0,005	0,0175	0,0056	0,00525	0.0305	C.V
2 étage	0,0036	0,0126	0,0035	0,01225	0,00525	0,0049	0.0305	C.V
1 étage	0,0021	0,00735	0,0021	0,00735	0,00385	0,0042	0.0305	C.V
RDC	0,001	0,0035	0,0009	0,00315	0,0035	0,00315	0.045	C.V

**Tableau IV.21.** Vérification des déplacements.



**Figure IV.12.** Déplacement de chaque niveau dans les deux sens X et Y .

**IV.16. Justification vis à vis de l'effet P-Δ :**

L'effet du 2ème ordre (ou effet P-Δ) peut être négligé dans le cas des bâtiments si la Condition suivante est satisfaite pour chaque niveau :

$$\theta = \frac{P_K \Delta_K}{V_K h_K} \leq 0.10$$

$P_K$ : poids de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau k.

$$P_K = \sum_{i=K}^n (W_{Gi} + \beta W_{qi})$$

$V_K$ : effort tranchant d'étage au niveau "k"

$\Delta_K$ : déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau k-1.

$h_K$ : hauteur de l'étage k.

- ⇒ Si :  $0.1 < \Theta_k < 0.2$  : les effets P- $\Delta$  peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1er ordre par le facteur  $1 / (1 - \Theta_k)$ .
- ⇒ Si :  $\Theta_k > 0.2$  : la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

**Sens X-X:**

Etage	$W_i$ (KN)	$P_i$ (KN)	$\Delta_i$ (m)	$V_i$ (KN)	$h_i$ (m)	$\Theta$
8 étage	8057,74	8057,74	0,00595	1693,89	3,05	0,00927994
7 étage	7703,64	15761,38	0,00595	3127,44	3,05	0,00983156
6 étage	7703,64	23465,02	0,0063	4266,53	3,05	0,01136022
5 étage	8074,22	31539,24	0,0063	5220,17	3,05	0,01247979
4 étage	8074,21	39613,45	0,0063	6019,32	3,05	0,01359365
3 étage	8074,21	47687,66	0,0056	6664,07	3,05	0,01313877
2 étage	8527,14	56214,8	0,00525	7173,59	3,05	0,01348881
1 étage	8527,14	64741,94	0,00385	7550,27	3,05	0,01082391
RDC	10730,35	75472,29	0,0035	7820,04	4,5	0,00750644

**Tableau IV.22.** Justification vis à vis de l'effet P- $\Delta$  sens X.X

**Sens Y-Y:**

Etage	$W_i$ (KN)	$P_i$ (KN)	$\Delta_i$ (m)	$V_i$ (KN)	$h_i$ (m)	$\Theta$
8 étage	8057,74	8057,74	0,00455	1689,44	3,05	0,007115117
7 étage	7703,64	15761,38	0,00525	3149,29	3,05	0,008614718
6 étage	7703,64	23465,02	0,00525	4333,49	3,05	0,009320573
5 étage	8074,22	31539,24	0,00595	5336,33	3,05	0,011529903
4 étage	8074,21	39613,45	0,0056	6180,62	3,05	0,011767896
3 étage	8074,21	47687,66	0,00525	6861,77	3,05	0,011962703
2 étage	8527,14	56214,8	0,0049	7396,42	3,05	0,012210272
1 étage	8527,14	64741,94	0,0042	7785,21	3,05	0,011451565
RDC	10730,35	75472,29	0,00315	8052,69	4,5	0,006560616

**Tableau IV.23.** Justification vis à vis de l'effet P- $\Delta$  sens Y.Y



**Remarque :**

On remarque que tous les coefficients  $\theta_k$  sont inférieure à 0.10. Donc l'effet  $P - \Delta$  est négligé.

**IV.17. Justification de la stabilité au renversement :**

La vérification au renversement est nécessaire pour justifier la stabilité d'un ouvrage sollicité par des efforts d'origine sismique.

Pour que le bâtiment soit stable au renversement, on doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{\text{Moment stabilisant.}}{\text{Moment de renversement}} \geq 1.5.$$

$$\begin{cases} M_s = W \times \frac{L_{x,y}}{2} \\ M_r = \sum F_i \cdot h_i \end{cases}$$

Avec :

$M_s$  : Moment stabilisant.

$M_r$  : Moment renversant du a l'effort sismique, calculées manuellement.

$W$  : poids du bâtiment.

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

	W(KN)	Ms(KN.m)	Mr(KN.m)	Ms/ Mr	Observation
Suivant x	75472,29	977366.155	162421,784	6, 01 >1,5	C.V
Suivant y		1430199.896	166571,4435	8, 58 > 1, 5	C.V

**Tableau IV.24.** Vérification de la stabilité au renversement

Le tour est stable suivant X et Y selon les exigences du RPA/2003, donc il y'a pas de risque de renversement.

**IV.18. Vérification de L'effort normal réduit : (RPAv2003, 7.1.3.3):**

On doit vérifier que :  $v \leq 0.3 \rightarrow v = \frac{N_d}{B_r \times f_{c28}} \leq 0.30$

Poteau	60 × 60	50 × 50	40 × 40
$N_d$ (KN)	2796	1752,46	825,26
$v$	0.31	0.28	0.20
$v = \frac{N_d}{B_r \times f_{c28}} \leq 0.30$	C.N.V	C.N.V	C.V

**Tableau IV.25.** Vérification de L'effort normal réduit.

◆ **Redimensionner les poteaux :**

$$v = \frac{N_d}{B_r \times f_{c28}} \leq 0.30 \rightarrow \frac{2796 \times 10^3}{B_r \times 25} \leq 0.30$$

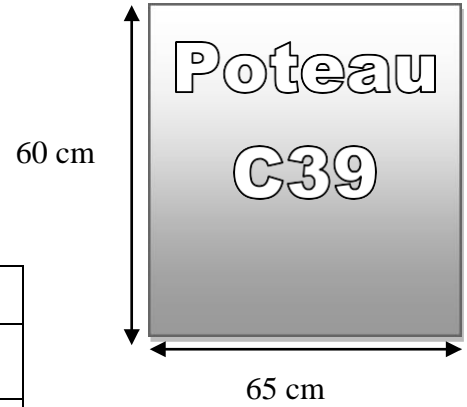
$$B_r = \frac{2796 \times 10^3}{25 \times 0.30} = 372800 \text{ mm}^2 \rightarrow a \times b = 372800 \text{ mm}^2$$

Fixe b = 650 mm

$$b = \frac{372800}{650} = 57.35 \text{ mm}$$

On prend : a = 60 cm et b = 65 cm

Poteau	60X65	50X55	45X50
$N_d$ (KN)	2838,9	1782,43	842,56
$v$	0.29	0.25	0.18
$v = \frac{N_d}{B_r \times f_{c28}} \leq 0.30$	C.V	C.V	C.V



**Tableau IV.25.** Vérification de L'effort normal réduit.

## **V. Ferrailage des éléments de contreventement**

### **V.1. Introduction :**

Les différentes sollicitations qui seront considérées ultérieurement ont été obtenues lors de l'analyse statique et dynamique de la structure retenue par le biais du logiciel **ETABS 9.7**. La section d'un élément peut avoir quatre types de sollicitations possibles :

1. Compression simple.
2. Traction simple.
3. Flexion simple.
4. Flexion composée.

Les poutres sont soumises au moment fléchissant et des efforts tranchants donc elles sont calculées à la flexion simple.

Les poteaux sont soumis à des efforts normaux, des efforts tranchants et à des moments fléchissant, ils seront donc calculés en flexion composée.

### **V.2. Ferrailage des portiques :**

#### **V.2.1. Ferrailage des poutres :**

Les poutres sont des éléments structuraux qui transmettent les efforts de plancher vers les poteaux. Elles sont des éléments non exposés aux intempéries et sollicités par des moments de flexion et des efforts tranchants, donc elles sont calculées à la flexion simple. Leur ferrailage est obtenu sous l'effet des sollicitations les plus défavorables suivant les deux sens et pour les deux situations suivantes :

##### **❖ Situation durable :**

$$f_{bu} = 14.2 \text{ MPa} , \sigma_s = 348 \text{ MPa} , \gamma_s = 1.15 , \gamma_b = 1.5$$

##### **❖ Situation accidentelle :**

$$f_{bu} = 18.48 \text{ MPa} , \sigma_s = 400 \text{ MPa} , \gamma_s = 1 , \gamma_b = 1.15 ,$$

#### **V.2.1.1. Combinaisons des charges :**

##### **❖ Etat limite ultime :**

Le dépassement de ces états limites risque d'entraîner des désordres graves jusqu'à la ruine de l'ouvrage. La combinaison des états limites ultimes est donnée par :

$$1,35G+1,5Q\dots\dots\text{Selon } \mathbf{BAEL93}$$

##### **❖ Etat limite de service :**

Cet état sert à vérifier la durabilité de la structure. Il correspond au mode d'exploitation de la structure dans les conditions normales. La combinaison de charges est donnée par relation :  $G+Q\dots\dots$  Selon **BAEL93**

❖ **Etat limite accidentelle :**

Ces états servent pour une vérification en termes de durabilité de la structure. Ces états correspondent au mode d'exploitation de la structure dans des conditions normales. La combinaison de charges est donnée par la relation :

$$\mathbf{G+Q \pm E} \dots\dots\dots \text{Selon } \mathbf{RPA2003}$$

$$\mathbf{0.8G \pm E} \dots\dots\dots \text{Selon } \mathbf{RPA2003}$$

**V.2.1.2 Calcul de ferrailage :**

**V.2.1.2.1 Ferrailage des poutres longitudinales :**

❖ Ferrailage en travée : ELU (**1.35G + 1.5 Q**)

❖ Ferrailage sur appui (nappe supérieure): **G+Q ± E**

❖ Ferrailage sur appui (nappe inférieure) : **0,8G ± E**

Pour le calcul on va prendre les moments maximums (en travée et sur appui).

D'après les résultats du **logiciel ETABS :**

◆  $M_{max} \text{ en Travée} = 31.79 \text{ KN.m}$

◆  $M^{max}$  sur Appuis :

- Nappe sup  $\rightarrow M_{sup}^a = 43.25 \text{ KN.m}$

- Nappe inf  $\rightarrow M_{inf}^a = 20.52 \text{ KN.m}$

Le calcul des armatures en flexion simple se fait par les formules données par B.A.E.L 91 :

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} \quad , \quad \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \quad , \quad Z = d \times (1 - 0.4\alpha)$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \times \sigma_s} \quad , \quad A_{min} = \frac{0.23 \times d \times b \times f_{t28}}{f_e}$$

Position	Mu (KN.m)	b(cm)	h (cm)	d(cm)	μ	α	Z (cm)	As(cm <sup>2</sup> )	Amin	A adoptée(cm <sup>2</sup> )
Travée	31.79	30	35	32	0.072	0.093	30.81	2.96	1.15	3T14 = 4.62
Appuis Sup	43.25	30	35	32	0.099	0.130	30.34	4.09	1.15	3T14= 4.62
Appuis Inf	20.52	30	35	32	0.047	0.060	31.4	1.87	1.15	3T14= 4.62

**Tableau V.1.** Calcul du ferrailage des poutres longitudinales.

❖ **Choix des barres :**

➤ En travée: **3T14**  $\Rightarrow A_{s \text{ adoptée}} = 4.62 \text{ cm}^2$ .

- Sur appui : nappe sup : **3T14** ⇒  $A_s$  adoptée = 4.62cm<sup>2</sup>.
- nappe inf : **3T14** ⇒  $A_s$  adoptée = 10.65 cm<sup>2</sup>.

❖ **Vérification du ferrailage des poutres longitudinales :**

- **Section minimale (RPA):** (art : 7.5.2.1 RPA 99/v2003)

$$A_{min} = 0.5\% (b \times h)$$

- **Section maximale (RPA) :** (art : 7.5.2.1 RPA 99/v2003)

- 4 %b×h en zone courante
- 6 % b×h en zone de recouvrement

- **Condition de non fragilité :**

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

	$A_{min RPA}$	$A_{MAX RPA}$ 4 %b × h	$A_{MAX RPA}$ 6 %b × h	$A_{min BAEL}$	$A_{cal}$	A adoptée (cm <sup>2</sup> )	O.B
<b>Travée</b>	<b>5.25</b>	<b>42</b>	<b>63</b>	<b>1.14</b>	<b>2.96</b>	<b>3T16=6.03</b>	<b>C.V</b>
<b>Appui sup</b>	<b>5.25</b>	<b>42</b>	<b>63</b>	<b>1.14</b>	<b>4.09</b>	<b>3T16=6.03</b>	<b>C.V</b>
<b>Appui inf</b>	<b>5.25</b>	<b>42</b>	<b>63</b>	<b>1.14</b>	<b>1.87</b>	<b>3T16=6.03</b>	<b>C.V</b>

**Tableau V.2.** Vérification du ferrailage des poutres longitudinales.

❖ **Vérification à L'ELU :**

**a. vérification de la contrainte de cisaillement :**

Fissuration non préjudiciable :  $\tau_u = \min\left(\frac{0.2 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4 MPa\right) = 3,33 MPa$

Soit la poutre la plus sollicité ; B84 →  $T_{max} = 55.46 KN$

Avec : b = 30cm ; d = 32cm

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b \times d} = \frac{55.46 \times 10^3}{300 \times 320} = 0.57 MPa < \bar{\tau}_u = 3,33 MPa \dots\dots\dots CV$$

**b. Calcul de la section des armatures transversales :**

- **Choix du diamètre :** On a :

$$\phi_l \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi\right)$$

$$\phi_l \leq \min\left(\frac{350}{35}; \frac{300}{10}; 16\right) = 10 cm$$

⇒ On prendre T8 [ $H_A \rightarrow f_e 400 \text{ MPA}$ ]

➤ **Espacement entre les cadres :**

$$S_t \leq \min(0.9 \times d; 40\text{cm}) = 28.8\text{cm}$$

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times s_t} \geq \max\left[\frac{\tau_u}{2}; 0.4 \text{ MPA}\right] \Rightarrow A_t \geq \frac{0.57 \times 30 \times 28.8}{400} = 1.23 \text{ cm}^2$$

Soit : **4T8 = 2,01 cm<sup>2</sup> > 1,13 cm<sup>2</sup> .....CV**

➤ **Espacement d'après le BAEL :**

$$S_{t1} \leq \min(0.9 \times d; 40\text{cm}) = 28.8\text{cm}$$

$$S_{t2} \leq \frac{A_t f_e}{0.4 \cdot b} = \frac{(2.01 \times 400)}{(0.4 \times 30)} = 67\text{cm}$$

$$S_t = \min(S_{t1}, S_{t2}) = 28.8 \text{ cm}$$

➤ **Espacement exigé par le RPA :**

**En zone nodale :**  $s_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\phi\right) = \min\left(\frac{35}{4}, 12 \times 1.6\right) = 8.75\text{cm}$

**En zone courante :**  $S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{35}{2} = 17.5 \text{ cm}$

Donc on adopte :

$S_t = 10\text{cm}$  ... .. En zone nodale.

$S_t = 15\text{cm}$  ... .. En zone courante.

➤ La section minimale des armatures transversales selon le RPA 99 :

$$A_{tmin} = 0.003 \times S_t \times b = 1.35 \text{ cm}^2$$

$$A_{tmin} = 1.35 \text{ cm}^2 \leq 2.01 \text{ cm}^2 \text{ .....CV}$$

❖ **Vérification à l'état limite de service (E.L.S) :**

➤ **La contrainte de compression du béton :**

Nappe inférieure :  $A_t = \mathbf{3T16} = \mathbf{6.03\text{cm}^2}$

➤ **Calcul de  $\sigma_b$  :**

$$b \times y^2 + 30 \times A_s \times y - 30 \times d \times A_s = 0 \Rightarrow 30y^2 + 180.9y - 5788.8 = 0$$

La résolution de cette équation on à trouver :  $y = 11.19 \text{ cm}$

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15 \times A_s \times (d - y)^2 = 53181.60 \text{ cm}^4$$

Soit la poutre la plus sollicitée  $B84 \rightarrow M_{ser} = 22.7 \text{ KN.m}$

$$\sigma_b = \frac{M_{ser} \times Y}{I} = \frac{22.7 \times 10^6 \times 111.9}{53181.60 \times 10^4} = 4.77 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \sigma_b = 4.77 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{C.V}$$

$$\sigma_{st} = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} \times (d - y) = 15 \times \frac{22.7 \times 10^6}{53181.60 \times 10^4} \times (320 - 111.9) = 133.23 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 133.23 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa}$$

❖ **La vérification de la flèche :**

$$M_0 = \frac{(G + Q) \times L^2}{8}$$

$$\text{avec : } \left\{ \begin{array}{l} G = \rho \times b \times h + \left(\frac{l_1}{2} + \frac{l_2}{2}\right) \times (G_{plancher}) = 32.49 \text{ KN/ml} \\ Q = \left(\frac{l_1}{2} + \frac{l_2}{2} + b_{poutre}\right) \times Q = 12.06 \text{ KN/ml.} \\ L = 4.05 \text{ m.} \end{array} \right.$$

$$M_0 = \frac{(32.49 + 12.06) \times 4.05^2}{8} = 91.34 \text{ KN.m}$$

**En travée :  $A_s = 3T16 = 6.03 \text{ cm}^2$**

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \rightarrow 0,08 > 0,0625 \dots \dots \dots \text{CV.}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_{tser}}{10M_0} \rightarrow 0,08 > 0,024 \dots \dots \dots \text{CV.}$$

$$\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow 0,0062 < 0,0105 \dots \dots \dots \text{CV.}$$

Donc le calcul de la flèche est inutile.

**NB :** Les chapeaux sur les appuis doivent avoir une longueur tel que le débord par rapport au nu de l'appui est supérieur à :

$$\frac{L_{max}}{5} : \text{ Si l'appui n'appartient pas à une travée de rive, Soit : } 0.81 \text{ m.}$$

$$\frac{L_{max}}{4} : \text{ Si l'appui appartient à une travée de rive, Soit : } 1.01 \text{ m}$$

**V.2.1.2.2 Ferrailage des poutres transversales :**

- ❖ Ferrailage en travée : **ELU (1.35G + h1.5 Q)**
- ❖ Ferrailage sur appui (nappe supérieure): **G+Q ± E**
- ❖ Ferrailage sur appui (nappe inférieure) : **0,8G ± E**

Pour le calcul on va prendre les moments maximums (en travée et sur appui).

D'après les résultats du **logiciel ETABS :**

◆  $M_{max}$  en Travée = 62,34 KN.m

◆  $M^{max}$  sur Appuis:

• nappe sup  $\rightarrow M_{sup}^a = 155,07$ KN.m

• Nappe inf  $\rightarrow M_{inf}^a = 96,58$ KN.m

Le calcul des armatures en flexion simple se fait par les formules données par B.A.E.L 91 :

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} \quad , \quad \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \quad , \quad Z = d \times (1 - 0.4\alpha)$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \times \sigma_s} \quad , \quad A_{min} = \frac{0.23 \times d \times b \times f_{t28}}{f_e}$$

Position	Mu (KN.m)	b (cm)	H (cm)	d (cm)	$\mu$	$\alpha$	Z (cm)	As (cm <sup>2</sup> )	Amin	A adoptée (cm <sup>2</sup> )
Travée	62,34	30	50	47	0,066	0.085	45.4	3.95	1,70	4T12 = 4.52
Appuis Sup	155,07	30	50	47	0.164	0.225	42.77	10.42	1,70	3T16+3T14= 10.65
Appuis Inf	96,58	30	50	47	0.103	0.136	44.44	6.25	1,70	3T12+3T14= 8,01

**Tableau V.3.** Calcul du ferrailage des poutres transversales.

❖ **Choix des barres :**

➤ En travée: **4T12**  $\Rightarrow A_{s \text{ adoptée}} = 4.52 \text{ cm}^2$ .

➤ Sur appui : nappe sup : **3T16+3T14**  $\Rightarrow A_{s \text{ adoptée}} = 10.65 \text{ cm}^2$ .

nappe inf : **3T12+3T14**  $\Rightarrow A_{s \text{ adoptée}} = 8,01 \text{ cm}^2$ .

❖ **Vérification du ferrailage des poutres transversales :**

➤ **Section minimale (RPA) :** (art : 7.5.2.1 RPA 99/v2003)

$$A_{min} = 0.5\% (b \times h)$$

➤ **Section maximale (RPA) :** (art : 7.5.2.1 RPA 99/v2003)

- 4 % b × h en zone courante

- 6 % b × h en zone de recouvrement

➤ **Condition de non fragilité :**

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



	$A_{\min RPA}$	$A_{\max RPA}$ $4 \%b \times h$	$A_{\max RPA}$ $6 \%b \times h$	$A_{\min BAEL}$	$A_{cal}$	A adoptée (cm <sup>2</sup> )	O.B
Travée	7.5	60	90	1.70	3.95	3T14+3T12 = 7.01	C.V
Appui sup	7.5	60	90	1.70	10.42	3T16+3T14= 10.65	C.V
Appui inf	7.5	60	90	1.70	6.25	3T14+3T12= 7.01	C.V

**TableauV.4.** Vérification du ferrailage des poutres transversales.

❖ **Vérification à L'ELU :**

**a. vérification de la contrainte de cisaillement :**

Fissuration non préjudiciable :  $\tau_u = \min\left(\frac{0.2 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right) = 3,33 \text{ MPa}$

Soit la poutre la plus sollicitée ; B44 →  $T_{max} = 107.96 \text{ KN}$

Avec :  $b = 30 \text{ cm}$  ;  $d = 47 \text{ cm}$

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b \times d} = \frac{107.96 \times 10^3}{300 \times 470} = 0.76 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

**b. Calcul de la section des armatures transversales :**

➤ **Choix du diamètre :** On a :

$$\phi_l \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi\right)$$

$$\phi_l \leq \min\left(\frac{500}{35}; \frac{300}{10}; 14\right) = 14 \text{ mm} = 1.4 \text{ cm}$$

⇒ **On prendre T8 [HA →  $f_e 400 \text{ MPA}$ ]**

➤ **Espacement entre les cadres :**

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

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times s_t} \geq \max\left[\frac{\tau_u}{2}; 0,4 \text{ MPa}\right] \Rightarrow A_t \geq \frac{0,76 \times 30 \times 40}{400} = 2,28 \text{ cm}^2$$

Soit : **3T10 = 2,36 cm<sup>2</sup> > 2,28 cm<sup>2</sup> .....CV**

➤ **Espacement d'après le BAEL :**

$$S_{t1} \leq \min(0.9 \times d; 40 \text{ cm}) = 40 \text{ cm}$$

$$S_{t2} \leq \frac{A_t f_e}{0,4 \cdot b} = \frac{(2,36 \times 400)}{(0,4 \times 30)} = 78,66 \text{ cm}$$

$$S_t = \min(S_{t1}, S_{t2}) = 40 \text{ cm}$$

➤ **Espacement exigé par le RPA :**

**En zone nodale :**  $s_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\phi\right) = \min\left(\frac{50}{4}; 12 * 1.4\right) = 12.5 \text{ cm}$

**En zone courante :**  $S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{50}{2} = 25 \text{ cm}$

Donc on adopte :

$S_t = 10 \text{ cm}$  ... .. En zone nodale.

$S_t = 15 \text{ cm}$  ... .. En zone courante.

➤ La section minimale des armatures transversales selon le RPA 99 :

$$A_{tmin} = 0,003 \times S_t \times b = 1.35 \text{ cm}^2$$

$$A_{tmin} = 1.35 \text{ cm}^2 \leq 2,36 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots CV$$

❖ **Vérification à l'état limite de service (E.L.S) :**

➤ **La contrainte de compression du béton :**

Nappe inférieure :  $A_t = 3T16 + 1T14 = 7.57 \text{ cm}^2$

➤ **Calcul de  $\sigma_b$  :**

$$b \times y^2 + 30 \times A_s \times y - 30 \times d \times A_s = 0 \Rightarrow 30y^2 + 227.1y - 10673.7 = 0$$

La résolution de cette équation on à trouver :  $y = 15.45 \text{ cm}$

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15 \times A_s \times (d - y)^2 = 149907.49 \text{ cm}^4$$

Soit la poutre la plus sollicitée  $B44 \rightarrow M_{ser} = 44.35 \text{ KN.m}$

$$\sigma_b = \frac{M_{ser} \times Y}{I} = \frac{44.35 \times 10^6 \times 154.5}{149907.49 \times 10^4} = 4.57 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \sigma_b = 4.57 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots CV$$

$$\sigma_{st} = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} \times (d - y) = 15 \times \frac{44.35 \times 10^6}{149907.49 \times 10^4} \times (470 - 154.5) = 140.01$$

$$\sigma_{st} = 140.01 \leq \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa} \dots\dots\dots CV$$

❖ **La vérification de la flèche :**

$$M_0 = \frac{(G + Q) \times L^2}{8}$$

avec : 
$$\left\{ \begin{array}{l} G = \rho \times b \times h + \left(\frac{l_1}{2} + \frac{l_2}{2}\right) \times (G_{plancher}) = 30.81 \text{KN/ml} \\ Q = \left(\frac{l_1}{2} + \frac{l_2}{2} + b_{poutre}\right) \times Q = 11 \text{KN/ml.} \\ L = 4.90 \text{ m.} \end{array} \right.$$

$$M_0 = \frac{(30.81 + 11) \times 4.9^2}{8} = 125.48 \text{KN.m}$$

**En travée :**  $A_s = 3\text{T16} + 1\text{T14} = 7.57 \text{ cm}^2$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \geq 0.10 > 0.0625 \dots\dots\dots \text{CV.}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_{tser}}{10M_0} \geq 0.10 > 0.035 \dots\dots\dots \text{CV.}$$

$$\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow 0.0053 < 0.0105 \dots\dots\dots \text{CV.}$$

Donc le calcul de la flèche est inutile.

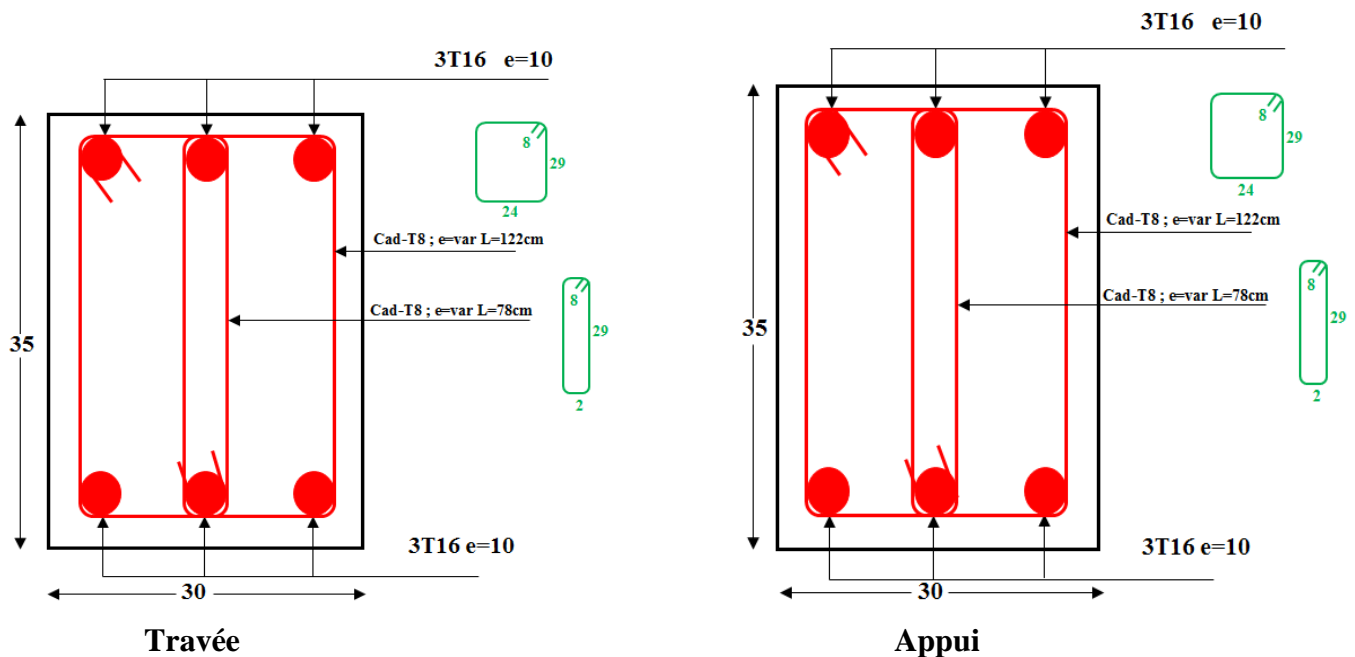
**NB :** Les chapeaux sur les appuis doivent avoir une longueur tel que le débord par rapport au nu de l'appui est supérieur à :

$$\frac{L_{max}}{5} : \text{ Si l'appui n'appartient pas à une travée de rive, Soit : } 0.98 \text{m.}$$

$$\frac{L_{max}}{4} : \text{ Si l'appui appartient à une travée de rive, Soit : } 1.225 \text{ m.}$$

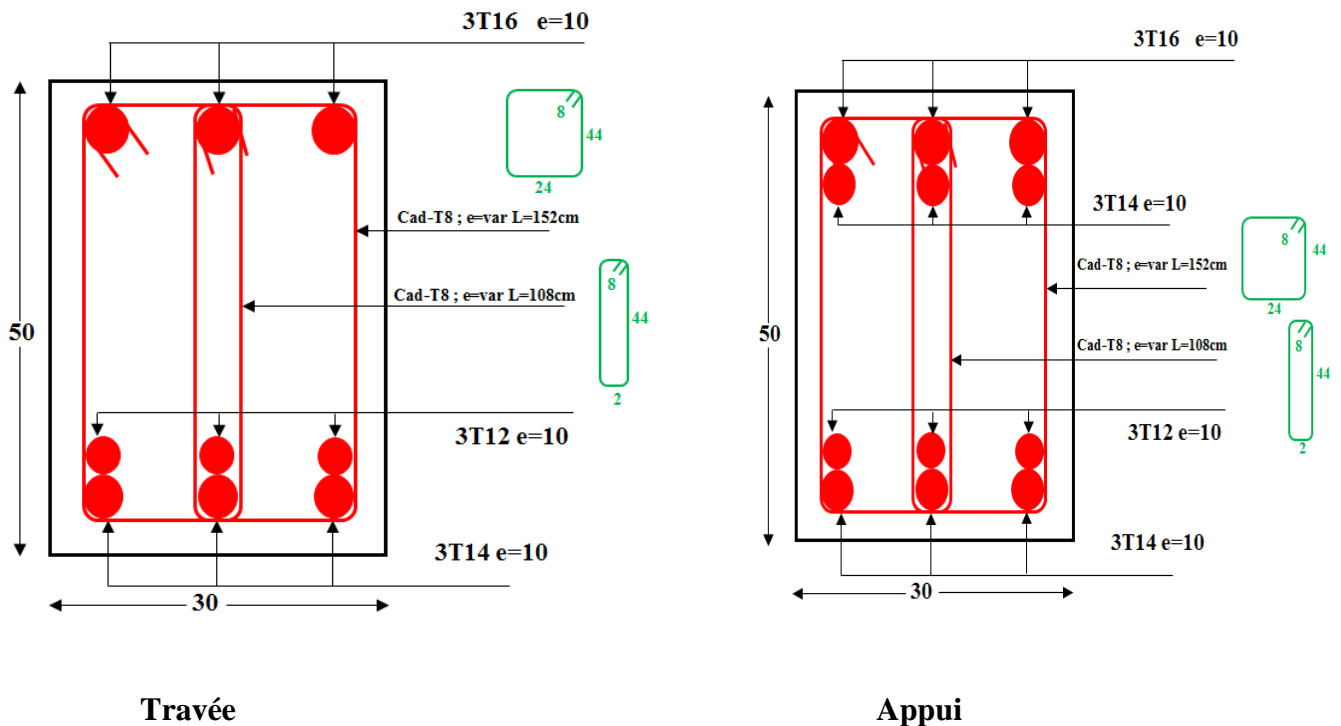
**V.1.2.2.2 Schéma de ferrailage :**

**+** **Poutre longitudinal :**



**Figure V.1. Schéma de ferrailage des poutres longitudinales.**

**Poutre transversale :**



**Figure V.2.** Schéma de ferrailage des poutres transversales.

**V.2.2 Ferrailage des poteaux :**

**V.2.2.1 Introduction :**

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts verticaux vers les fondations. Un poteau est soumis à un effort normal « N » et à un moment de flexion « M » dans les deux sens soit dans le sens longitudinal et le sens transversal Ils seront donc calculés en flexion composée avec des fissurations préjudiciables.

▪ **Selon BAEL 91 :**

E.L.U. : Situation durable : **1,35 G +1,5 Q**

▪ **Selon le R.P.A 99 :** Situation accidentelle (article 5.2 page 53)

❖ **G +Q ± E**

❖ **0.8G ± E**

Avec :

**G** : charges permanentes.

**E** : action du séisme représentée par ses composantes horizontales.

**Q** : charges d'exploitation non pondérées.

1.  $N_{max} \longrightarrow M$  correspondant. (1,35G+1,5Q).
2.  $M_{max} \longrightarrow N$  correspondant.(G+Q ± E).

3.  $N_{min} \longrightarrow M$  correspondant.  $(0,8G \pm E)$ .

**V.2.2.2 Recommandation du RPA99/version 2003 :**

D'après le RPA99/version 2003 (article 7.4.2 page 61), les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sans crochet. Leur pourcentage en **zone sismique II** est limité par :

- $A_{max} = \frac{A_s}{b \times h} \leq 4\% \rightarrow$  En zone courante.
- $A_{max} = \frac{A_s}{b \times h} \leq 6\% \rightarrow$  En zone recouvrement.
- $A_{min} = A_s > 0,8 \% b \times h$  (zone IIa)
- Le diamètre minimal est de 12 mm.
- La longueur minimale de recouvrement est de  $40 \Phi_L$ .

❖ **Les Efforts internes :**

Les sollicitations internes pour chaque élément sont données par le logiciel « **ETABS** ».

Calcul en flexion composée en situation accidentelle et durable.

**V.2.2.3 Calcul de ferrailage :**

Le résumée des sollicitations données par le logiciel ETABS. Calcul en flexion composée en situation accidentelle avec :

$\gamma_b = 1.15$  ;  $\gamma_s = 1$  ;  $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$  ;  $f_e = 400 \text{ Mpa}$ .

Poteau ( $cm^2$ )	60 × 65	50 × 55	40 × 45
<b>Combinaison</b>	<b>E.L.U</b>	<b>E.L.U</b>	<b>E.L.U</b>
$N_{max}$ (KN)	3262.78	2035.42	982.1
$M_{corr}$ (KN.m)	90.49	51.18	43.62
<b>Combinaison</b>	<b>G + Q ± E</b>	<b>G + Q ± E</b>	<b>G + Q ± E</b>
$M_{max}$ (KN.m)	133.6	136.6	124.06
$N_{corr}$ (KN)	1306.33	468.3	102.25
<b>Combinaison</b>	<b>0,8G ± E</b>	<b>0,8G ± E</b>	<b>0,8G ± E</b>
$N_{min}$ (KN)	1915.74	616.36	267.75
$M_{corr}$ (KN.m)	64.37	63.81	50.23

**Tableau V.5.** Les sollicitations dues aux poteaux.

Le ferrailage des poteaux se fait à l'aide du logiciel « SOCOTEC », en prenant le cas le plus défavorable.

Poteau	M(KN.m)	N(KN)	$A_{S\text{ cal}}$	$A_{S\text{ min(BAEL)}}$	$A_{S\text{ min(RPA)}}$	$A_{S\text{ adopt}} (cm^2)$
60 × 65	133.6	1306.33	0	7.8	31.2	8T20+4T16 =33.17
50 × 55	136.6	468.3	1.52	5.5	22	12T16 = 24.13
40 × 45	124.06	102.25	7.78	3.6	14.4	10T14=15.39

**Tableau V.6.** Calcul du ferrailage des poteaux.

**V.2.2.4 Vérification de ferrailage :**

❖ **Les armatures longitudinales :**

✓ **Suivant le RPA :**

**-La section minimale :**

La section minimale est de  $A_{min} = 0,8\% \times b \times h$

**-La section maximale :**

La section maximale est de 4% en zone courante, et de 6% en zone de recouvrement.

✓ **Suivant les règles BAEL91 :**

-La section minimale :  $A_{min} = 0,2\% \times b \times h$

-La section maximale:  $A_{max} = 5\% \times b \times h$

Section	$A_{smin}$	$A_{smin}$	$A_{max}$	$A_{max}$	$A_{max}$	$A_{sadopt}$	O.B
	BAEL91	R.P.A	BAEL91 $5\%b \times h$	R. P. A $4\%b \times h$	R. P. A $6\%b \times h$		
60 × 65	7.8	31.2	195	156	234	33.17	CV
50 × 55	5.5	22	137.5	110	165	24.13	CV
40 × 45	3.6	14.4	90	72	108	15.39	CV

**Tableau V.7.** Vérification de ferrailage des poteaux.

**a. Vérification à l'E.L.U :**

➤ **Vérification vis-à-vis à l'effort tranchant :**

▪ D'après le BAEL :

Fissuration non préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right) = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b \times d}$$

Les résultats sont resumés dans le tableau suivant:

b × h	T <sub>max</sub> (KN)	τ <sub>u</sub> (MPa)	τ̄ <sub>u</sub> (MPa)	τ <sub>u</sub> ≤ τ̄ <sub>u</sub>
60 × 65	150.83	0.40	3.33	CV
50 × 55	156.68	0.60	3.33	CV
40 × 45	145.98	0.86	3.33	CV

**Tableau V .8.** Vérification des efforts tranchants des poteaux selon BAEL.

➤ **Vérification selon le RPA :**

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \rho_d \times f_{c28}$$

$$\Rightarrow \rho_d = 0.075 \rightarrow Si : \lambda_g \geq 5.00$$

$$\Rightarrow \rho_d = 0.04 \rightarrow Si : \lambda_g < 5.00$$

$$\text{Avec : } \lambda_g = \frac{L_f}{b} \quad L_f = 0.70 \times l_0 = 2.17m.$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

b × h	L <sub>F</sub>	λ <sub>g</sub>	ρ <sub>d</sub>	τ <sub>u</sub>	τ̄ <sub>u</sub>	O.B
60 × 65 (RDC)	3.15	5.25	0.075	0.40	1.875	C.V
60 × 65 (étage)	2.135	3.55	0.04	0.40	1.875	C.V
50 × 55	2.135	4.27	0.04	0.60	1	C.V
40 × 45	2.135	5.33	0.075	0.86	1.875	C.V

**Tableau V .9.** Vérification des efforts tranchants des poteaux selon R.P.A.

**b- Calcul des armatures transversales :**

❖ **Choix de diamètre :**

$$\text{On a : } \phi_t \geq \frac{1}{3} \phi_l \rightarrow \text{donc : } \phi_t \geq \frac{1}{3} \times 20 = 6.33mm \rightarrow \phi_t = 8mm$$

On adopte des cadres : **T8**

$$S_t \leq \text{Min} (15\phi_l; 40 \text{ cm}; a + 10 \text{ cm})$$

$$S_t \leq \text{Min} ([15 \times 1,4]; 40 \text{ cm}; 45 \text{ cm}) \rightarrow \text{Soit : } S_t = 15 \text{ cm.}$$

❖ **Espacement des cadres d'après le RPA :**

➤ **Dans la zone nodale :**

$$S_t \leq \text{min} (10\phi_l, 15\text{cm}); \text{ en zone II} \rightarrow R.P.A[7.4.2.2, p63]$$

$$S_t \leq \text{min} ([10 \times 1.4], 15\text{cm}) = 14 \text{ cm} \rightarrow \text{Donc : } S_t = 10 \text{ cm.}$$

➤ **Dans la zone courante :**

$$s_t \leq 15\phi_l \text{ (zone I et II)} \rightarrow s_t \leq 15 \times 1.4 \rightarrow s_t = 21 \text{ cm}$$

Donc :  $S_t = 15 \text{ cm.}$

❖ **Calcul de la section d'armature transversale :**

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :  $\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a T_u}{h_l \cdot f_e}$

$T_u$  : l'effort tranchant de calcul.

$h_l$  : hauteur totale de la section brute.

$f_e$  : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

$\rho_a$  : un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant.

$S_t$  : l'espacement des armatures transversales.

Selon le RPA99/version 2003 les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide

de la formule suivante :  $\frac{A_t}{S_t} = \frac{(\rho_a \times T_u)}{(h_l \times f_e)}$  R.P.A[7.4.2.2 ; p63]

$$\Rightarrow \rho_a = 2.50 \dots \dots \dots Si : \lambda_g \leq 5$$

$$\Rightarrow \rho_a = 3.75 \dots \dots \dots Si : \lambda_g > 5$$

- Dans la zone nodale :  $S_t \leq 15\text{cm} \rightarrow \text{zone IIa} \rightarrow \text{soit } S_t = 10\text{cm.}$

- Dans la zone courante :  $S_t \leq \text{min} (15\phi_l) \rightarrow \text{Soit } S_t = 15\text{cm.}$

La quantité d'armatures transversales minimale  $A'_t/S_t \cdot b$  en % est donnée comme suit:



**\*\* CHAPITRE V : Ferrailage des éléments de contreventement \*\***

⇒ Si  $\lambda_g \geq 5$  .....0.3%.

⇒ Si  $\lambda_g < 3$  .....0.8%.

⇒ Si  $3 \leq \lambda_g \leq 5$  ..... interpoler entre les valeurs limite précédentes.

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivantes :

b × h	$T_{max}$	$h_l$	$\lambda_g$	$\rho_a$	$A_t$	$A_t \text{ adopt}$
60 × 65 (RDC)	150.83	0.65	5.25	3.75	2.17	5T8=2.51
60 × 65 (étage)	150.83	0.65	3.55	2.5	1.45	3T8=1.51
50 × 55	156.68	0.55	4.27	2.50	1.78	4T8=2.01
40 × 45	145.98	0.45	5.33	3.75	3.04	4T10=3.14

**Tableau V .10.** Calcul les armatures transversales des poteaux.

❖ **Calcul de la zone de recouvrement :**

Selon R.P.A[art .74.2.1 ; p62] ,

La longueur de recouvrement : soit le tableau suivant la zone IIa.

Poteaux	60 × 65	50 × 55	40 × 45
∅ (mm)	20	16	14
40 ∅ (m)	0.8	0.64	0.56

**Tableau V.11.** Longueur de recouvrement des barres.

**C- Vérification à l'état limite de service :**

La vérification est faite à l'aide de logiciel "SOCOTEC"

✚ **Contrainte admissible de béton :**

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPA}$$

✚ **Contrainte admissible d'acier**

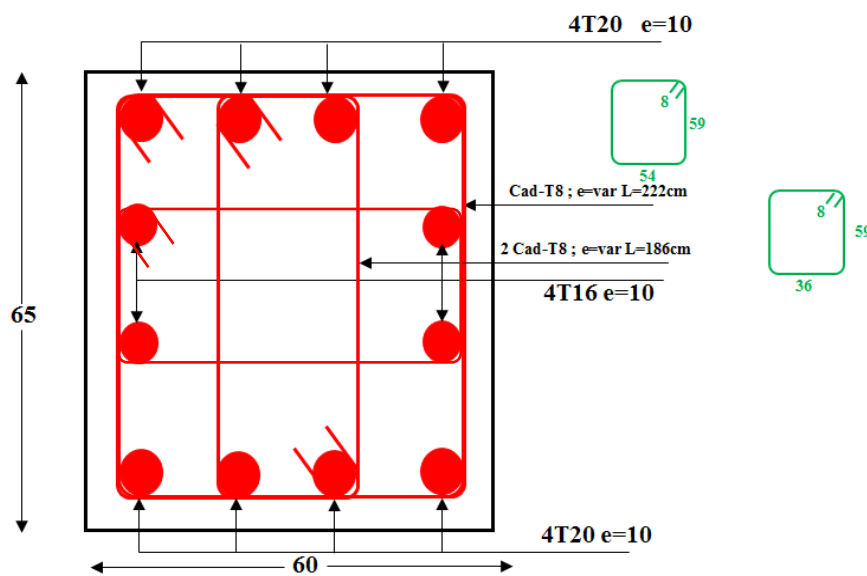
$$\text{Fissuration préjudiciable : } \bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{tj}} \right\} = 201.63 \text{ MPa}_2$$

$b \times h$	$N_{SER}$	$M_{SER}$	$A_S$ (cm <sup>2</sup> )	$\sigma_{bc}$	$\sigma_{bc} < 15$	$\sigma_{St}$	$\sigma_{st} < 201.63$
60 × 65	2361.48	65.11	33.17	6.61	CV	63.74	CV
50 × 55	1475.05	36.86	24.13	5.94	CV	55.14	CV
40 × 45	713.11	31.48	15.39	5.48	CV	27.18	CV

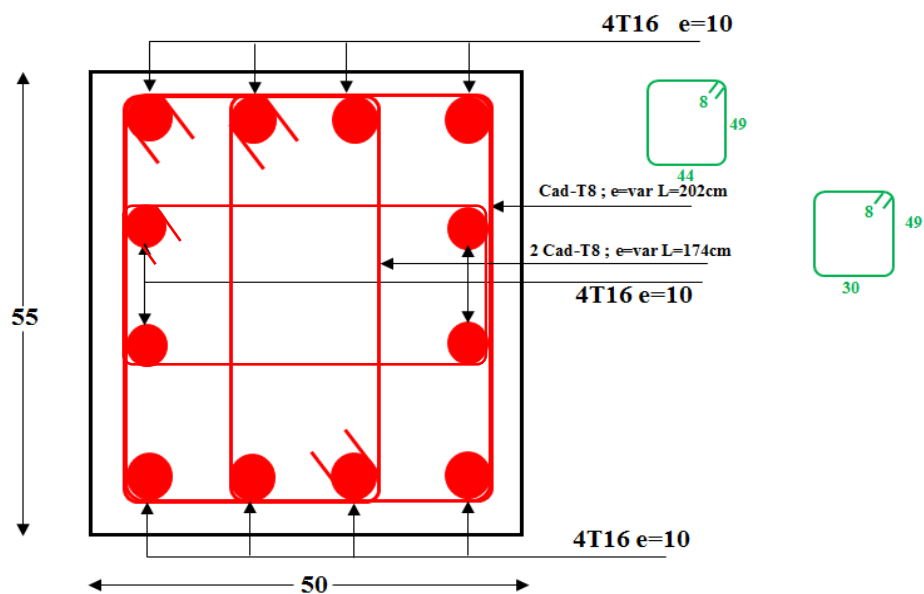
**Tableau V.12.** Vérification des contraintes à l'ELS

**D- schémas de Ferrailage des poteaux :**

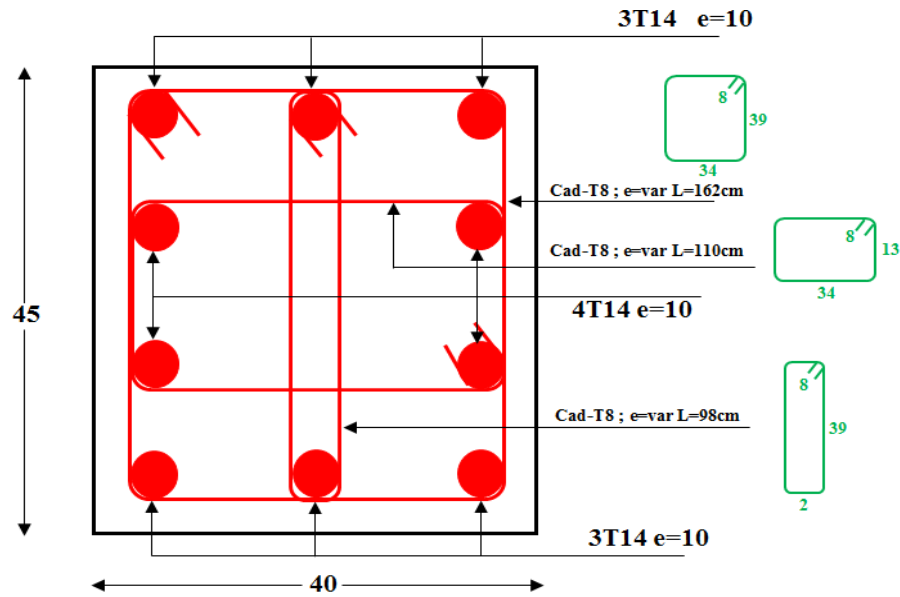
**Poteaux 60x65 :**



**Poteaux 50x55 :**



**Poteaux 40x45 :**



**Figure V.3.** Schéma des Ferrailages des poteaux.

**V.3. Les voiles :**

**V.3.1 Introduction :**

Le ferrailage des voiles s’effectuera selon le règlement BAEL91 et les vérifications selon le règlement parasismique Algérien RPA 99/version 2003.

Sous l’action des forces horizontales du séisme qui sont supérieure à celles du vent et sous les forces dues aux charges verticales, le voile est sollicité à la flexion composée avec effort tranchant.

Les sollicitations engendrées dans le voile sont :

- Moment fléchissant et effort tranchant provoqués par l’action du séisme.
- Effort normal dû à la combinaison des charges permanentes, d’exploitations et la charge sismique.

◆ **Voiles pleins :**

Le ferrailage des voiles comprendra essentiellement :

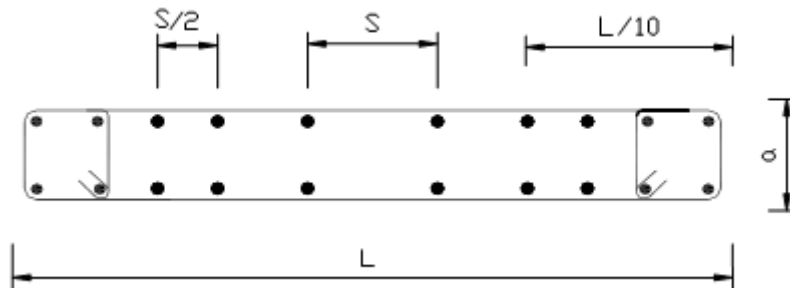
- Des aciers verticaux.
- Des aciers horizontaux.

**1-Aciers verticaux :**

La disposition du ferrailage vertical se fera de telle sorte qu’il reprendra les contraintes de la flexion composée en tenant compte des prescriptions imposées par le RPA99/version 2003 :

- L’effort de traction engendré dans une partie du voile doit être repris en totalité par les armatures dont le pourcentage minimal est de 0.20% de la section horizontale du béton tendu.

- Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
- Si des efforts importants de compression agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux.
- Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).
- A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur (1/10) du largeur du voile, cet espacement doit être au plus égal à 15cm.



**Figure V.4.** Section transversale du voile.

## 2-Aciers horizontaux :

Les aciers horizontaux seront disposés perpendiculairement aux faces du voile. Elles doivent être munies de crochets à (90°) ayant une longueur de 10Φ.

Dans le cas où il existe des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

## 3- Règles communes :

- ❖ Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, et donné comme suit :
  - Globalement dans la section du voile 0.15%.
  - En zone courante 0.10%.
- ❖ L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

-  $S \leq (1,5 \times e ; 30cm)$  avec e : Epaisseur du voile.

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins quatre épingles au mètre carré. Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

Le diamètre Φt des épingles est :

$$\Rightarrow \Phi_t = 6 \text{ mm} \quad \text{lorsque} \quad \Phi_v \leq 20 \text{ mm.}$$

⇒  $\Phi_t = 8 \text{ mm}$  lorsque  $\Phi_v > 20 \text{ mm}$ .

Le diamètre des barres verticales et horizontales du voile (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

⇒  $40\Phi$  pour les barres situées dans les zones où le reversement du signe des efforts est possible.

⇒  $20\Phi$  pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles des charges.

### V.3.2. Calcul du ferrailage vertical :

Le calcul se fera pour des bandes verticales de largeur  $d$  tel que :

$$d \leq \min \left( \frac{h_e}{2}; 2 \times \frac{l'}{3} \right)$$

Avec :  $l'$  : étant la largeur de la zone comprimée.

$h_e$  : étant la hauteur entre nue de planchers du trumeau (voile) considéré.

Dans le calcul du ferrailage, on utilise la méthode des contraintes pour déterminer les armatures verticales.

### V.3.3. Etude des sections :

Pour une section soumise à la flexion composée, on a trois cas possible :

- Section entièrement comprimée. SEC.
- Section entièrement tendue. SET.
- Section partiellement comprimée SPC.

Pour connaître la nature de la section on utilise la méthode de la RDM dite « **Formule de NAVIER BERNOULLI** »

$$\sigma_{A,B} = \frac{N}{A} \pm \frac{M}{I} \times Y$$

#### V.3.3.1. Section partiellement comprimée SPC :

$$\sigma_{A,B} = \frac{N}{A} \pm \frac{M}{I} \times Y$$

- Si :  $M > 0$ .....  $\sigma_A > 0$  et  $\sigma_B < 0$ .

Pour connaître la zone tendue de la zone comprimée, il faut calculer '  $L_t$ ' en utilisant les triangles semblables :

$$\tan \alpha = \frac{\sigma_B}{L_t} = \frac{\sigma_A}{(L - L_t)} \rightarrow L_t = \frac{L \times \sigma_B}{\sigma_A + \sigma_B}$$

L'effort tranchant dans la zone tendue est donnée par :  $T = 0.50 \times \sigma_B \times L_t \times b$ .

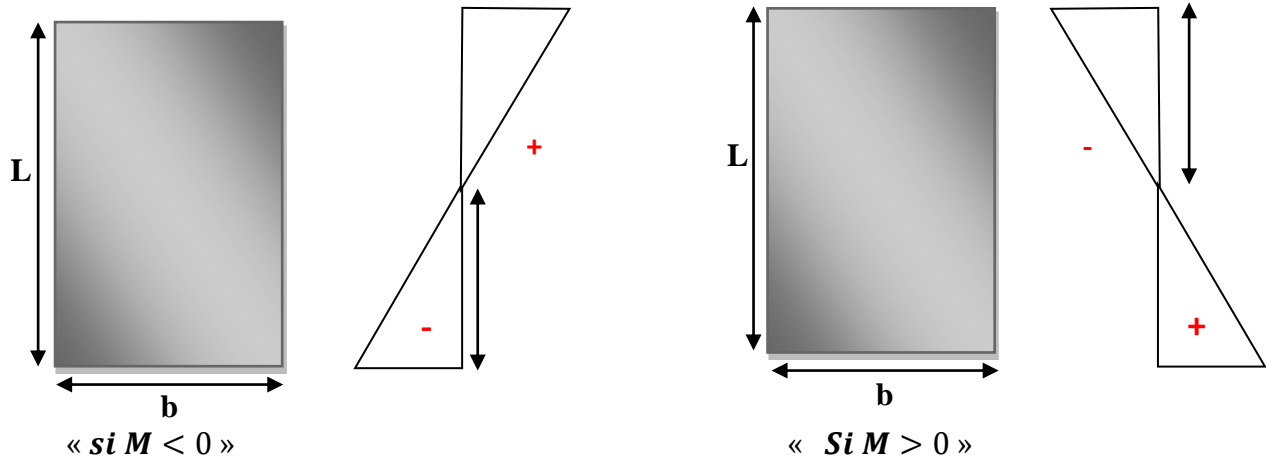
La section d'armature nécessaire est donnée par :  $A_{cal} = \frac{T \times \gamma_s}{f_e}$ .

- Si :  $M < 0$ .....  $\sigma_A < 0$  et  $\sigma_B > 0$ .

$$\tan \alpha = \frac{\sigma_A}{L_t} = \frac{\sigma_B}{(L - L_t)} \rightarrow L_t = \frac{L \times \sigma_A}{\sigma_A + \sigma_B}$$

L'effort tranchant dans la zone tendue est donnée par :  $T = 0.50 \times \sigma_A \times L_t \times b$ .

La section d'armature nécessaire est donnée par :  $A_{cal} = \frac{T \times \gamma_s}{f_e}$



**Figure V.4.** Section partiellement comprimée.

**V. 3.3.2 Section entièrement comprimée SEC :**

Dans ce cas, on a deux contraintes de compression ( $\sigma_A, \sigma_B$ ) la section du voile est soumise à la compression et comme elle travaille bien à la compression, la quantité d'armatures nécessaire et exigée par le RPA 99/ V2003 (comme section minimale).

$$A = 0,0015 L \times b$$

**V.3.3.3 Section entièrement tendue. SET :**

Dans ce cas, on a deux contraintes de traction ( $\sigma_A, \sigma_B$ )

- la longueur tendue est égal à « L »..... $L = L_t$ .
- l'effort de traction est donnée par :  $T = (3 \times \sigma_A + \sigma_B) \times L \times b/2$ .
- La section d'armatures nécessaire est donnée par :  $A_{sc} = \frac{T}{(f_e/\gamma_s)}$

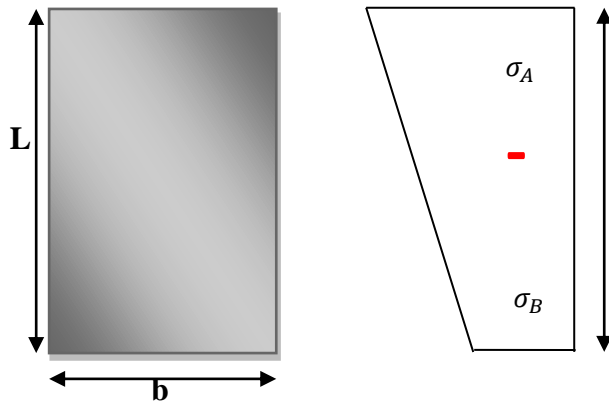


Figure V.5. Section entièrement tendue.

### V.3.4. Ferrailage des voiles :

#### V.3.4.1 Ferrailage des voiles :

Les combinaisons à considérer sont :

- $G + Q \pm E$
- $0.8G \pm E$

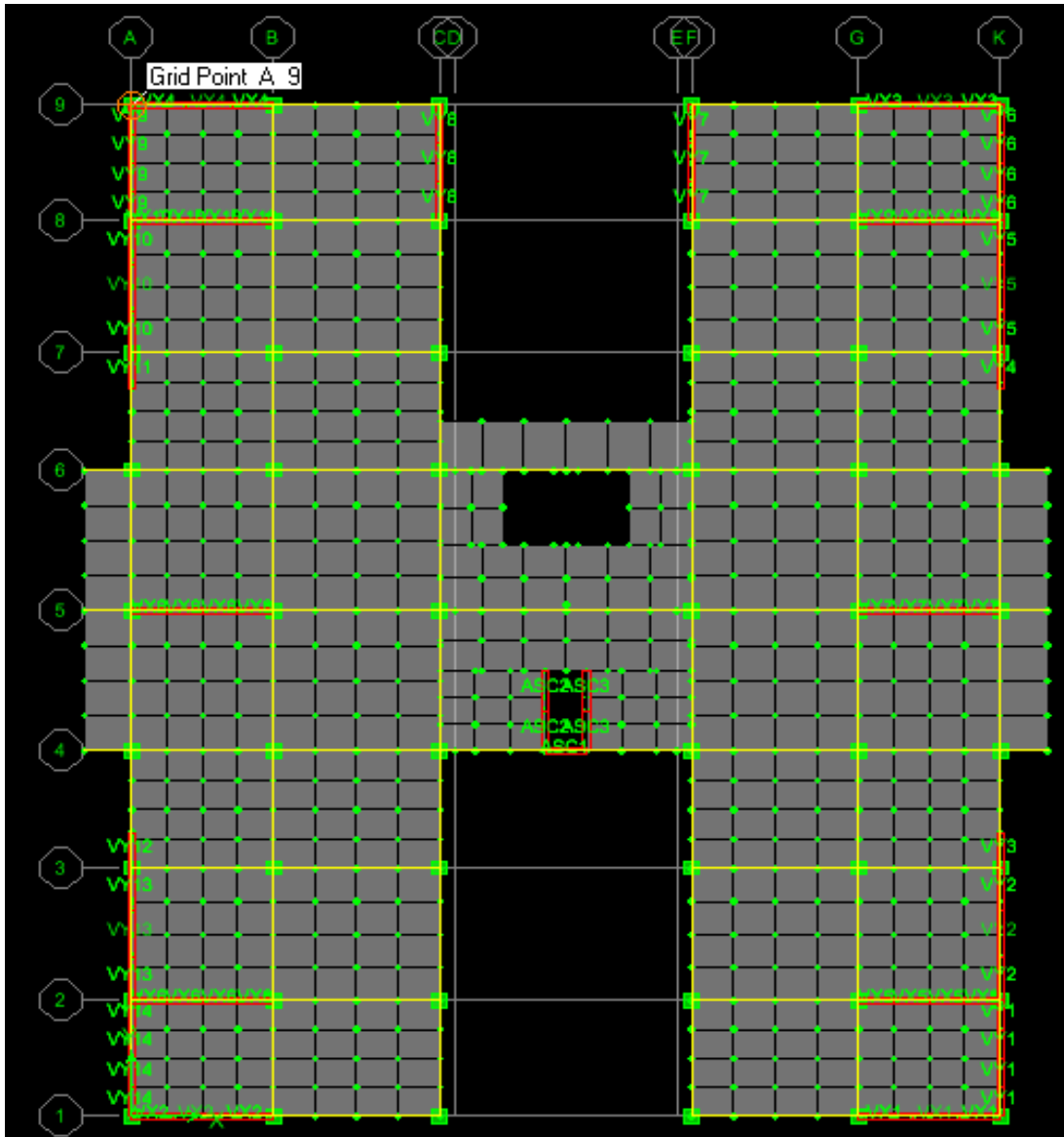
#### V.3.4.2. Calcul de ferrailage vertical :

Le calcul se fera en deux zones (courantes et d'about) pour toute la longueur du voile :

$A_{min} = 0.15\% b \times L$ ..... globalement dans la section du voile.

$A_{min} = 0.10\% b \times L$ ..... dans la zone courante.

Le schéma suivant représente les voiles qui existent :



**Figure V.6.** Vue en plan des voiles existants.

• **Exemple de calcul:**

◆ **Sens X-X : (Voile V4) :**

Les données utilisées sont les suivantes :

✚ **Dimension :**

⇒  $L=4.75 \text{ m}$

⇒  $b = 0.20 \text{ m.}$

✚ **Caractéristique géométrique :**

•  $I = \frac{0.20 \times 4.75^3}{12} = 1.7862 \text{ m}^4.$

•  $s = 0.95 \text{ m}^2$

•  $Y = 2,375 \text{ m}$

✚ **Les sollicitations sont :**

⇒  $M = 3237.80 \text{ KN.m}$



$$\Rightarrow N = 1742.92KN$$

✚ Les contraintes :

$$\Rightarrow \sigma_A = 6139,76KN/m^2$$

$$\Rightarrow \sigma_B = -2470,45KN/m^2$$

$\sigma_A > 0$  et  $\sigma_B < 0 \rightarrow$  section est : SPC

$$L_t = \frac{L \times \sigma_B}{\sigma_A + \sigma_B} = 1,3628m$$

$$T = 0.50 \times \sigma_B \times L_t \times b = 336,6926 KN .$$

$$A_s \text{ cal} = T * \gamma S / f_e$$

$$A_s \text{ cal} = 8,4173cm^2$$

➤ **Armatures minimales exigées par le RPA 99/version2003 :**

❖ **Armatures minimales exigées par le RPA 99/version2003 :**

D'après le RPA 99/version2003 (Art 7.7.4.1):  $A_{RPA} = 0,20\% b \times L_t$

b: Epaisseur du voile.

$L_t$  : Longueur de la section tendue.

$$\checkmark A_{RPA} = 0,20\% b \times L_t = 5,4515cm^2$$

$$\checkmark A_{min} = 0.0015 \times b \times L = 0.0015 \times 20 \times 475 = 14,25cm^2$$

$$\checkmark A_{adopté} = \text{Max} (A_{cal} ; A_{min} ; A_{RPA}) = 14.25cm^2$$

➤ **Espacement :**

✓ **En zone courante :**

$$s_t \leq \min (1,5 e ; 30) = 30 \text{ cm} \quad \text{On choisit: } s_t = 20 \text{ cm}.$$

✓ **En zone d'about :**

$$S_{ta} = \frac{S_t}{2} = 10 \text{ cm}.$$

◆ **Sens X-X :**

VOILE	V1 – V2- V3- V4	V5-V6-V7-V8-V9-V10
<b>N S</b>	SPC	SPC
<b>L(m)</b>	4,75	4,75
<b>b(m)</b>	0,2	0,2
<b>I(m<sup>4</sup>)</b>	1,7862	1,7862
<b>S(m<sup>2</sup>)</b>	0,95	0,95
<b>Y(m)</b>	2,375	2,375
<b>M(KN.m)</b>	3237,8	3057,23

$N(KN)$	1742,92	307,12
$\sigma_A (KN/m^2)$	6139,76	4388,3
$\sigma_B(KN/m^2)$	-2470,5	-3741,7
$L_t(m)$	1,36288	2,18612
$T(KN)$	336,693	817,988
$A_{scal}(cm^2)$	8,41732	20,4497
$A_{SRPA}(cm^2)$	5,45151	8,74448
$A_{min}(cm^2)$	14,25	14,25
$A = \text{Max}(A_{scal}, A_{SRPA}, A_{min})$	14.25	14.25
Choix des barres	2*(30T10+ 8T10)	2*(44T10+1T10)
$S_{t\text{ courant}}(cm)$	20	20
$S_{t\text{ about}}(cm)$	10	10

**Tableau V.13.** Résumé des résultats de ferrailage verticale de voile transversale.

◆ sens Y-Y :

VOILE	V1-V6-V9-V14	V7-V8	V2-V5-V10-V13	V3-V4-V11-V12
$NS$	SEC	SPC	SPC	SPC
$L(m)$	4,2	4,2	4,7	1,425
$b(m)$	0,2	0,2	0,2	0,2
$I(m^4)$	1,2348	1,2348	1,73038	0,04823
$S(m^2)$	0,84	0,84	0,94	0,285
Y(m)	2,1	2,1	2,35	0,7125
$M(KN.m)$	4322,64	1662,56	3016,33	145,769
$N(KN)$	2375,14	536,91	2191,28	122,87
$\sigma_A (KN/m^2)$	10179	3466,67	6427,57	2584,68
$\sigma_B(KN/m^2)$	-4523,9	-2188,3	-1765,3	-1722,4
$L_t(m)$	1,29229	1,62528	1,01269	0,56986
$T(KN)$	584,616	355,661	178,766	98,1554
$A_{scal}(cm^2)$	14,6154	8,89153	4,46916	2,45389
$A_{SRPA}(cm^2)$	5,16915	6,50111	4,05074	2,27946
$A_{min}(cm^2)$	12,6	12,6	14,1	4,275
$A = \text{Max}(A_{scal}, A_{SRPA}, A_{min})$	14.61	12.6	14.1	4.27
Choix des barres	2*(28T10+6T10)	2*(34T10+4T10)	2*(22T10+12T10)	2*(12T10+1T10)
$S_{t\text{ courant}}(cm)$	20	20	20	20
$S_{t\text{ about}}(cm)$	10	10	10	10

**Tableau V.14.** Résumé des résultats de ferrailage vertical de voile longitudinales.

**a. Vérification de la contrainte de cisaillement à la base des voiles :**

La vérification de cisaillement se fait comme suit: (Article 7.7.2.RPA99).

$$\tau = \frac{1.4 \times V}{(b \times 0.90 \times L)} \rightarrow \bar{\tau} = \min(0.13f_{c28} ; 5 \text{ MPa})$$

Les résultats des vérifications sont donnés par le tableau suivant :

**✚ Sens X X :**

Voiles	V (KN)	b (m)	L (m)	$\tau$ (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	$\tau \leq \bar{\tau}$
V1 – V2- V3- V4	856.17	0,2	4.75	1.40	3.25	CV
V5-V6-V7-V8-V9-V10	837.66	0,2	4.75	1.37	3.25	CV

**Tableau V.15.** Vérification de la contrainte de cisaillement sens X-X

**✚ Sens Y-Y :**

Voiles	V (KN)	b (m)	L (m)	$\tau$ (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	$\tau \leq \bar{\tau}$
V1-V6-V9-V14	981.37	0,2	4.2	1.81	3.25	CV
V7-V8	419.45	0,2	4.2	0.77	3.25	CV
V2-V5-V10-V13	1001.74	0.2	4.7	1.65	3.25	CV
V3-V4-V11-V12	51.87	0,2	1.425	0.28	3.25	CV

**Tableau V.16.** Vérification de la contrainte de cisaillement sens Y-Y

**b.Calcul de ferrailage horizontal :**

La section  $A_t$  des armatures d'âmes est donnée par la relation suivante :

$$\frac{A_s}{b_0 \times s_t} \geq \frac{\delta_s(\tau_u - 0,3 f_{tj \times k})}{0,9 f_e} \quad \text{C.B.A.93 Art A.5.1.2.3.}$$

$k = 0$  en cas de fissuration jugé très préjudiciable ; en cas de reprise de bétonnage non munie d'indentation dans la surface de reprise.

$K = 1$  en flexion simple, sans reprise de bétonnage.

$K = 1 + 3\sigma_{cm}/f_{c28}$  en flexion composée avec N, effort de compression.

$K = 1 - 10\sigma_{tm}/f_{c28}$  en flexion composée avec N, effort de traction.

$\sigma_{tm}, \sigma_{cm}$  : étant la contrainte moyenne de traction et de compression obtenus en divisant l'effort normal de calcul par la section du béton.

D'autre part le RPA 99 prévoit un pourcentage minimum de ferrailage qui est :

Pour:  $\tau \leq 0.025 \times f_{c28} = 0.625 \text{ MPa} \rightarrow A_t = 0.0015 \times b \times L.$

Pour:  $\tau > 0.025 \times f_{c28} = 0.625 \text{ MPa} \rightarrow A_t = 0.0025 \times b \times L.$

• **Exemple d'application :**

Suivant sens xx :( Voile V4) :

Pas de reprise de bétonnage  $\alpha = 90^\circ \rightarrow K = 0$ .

$S_t \leq \min(1.5e; 30cm) \rightarrow$  (Art7.7.4.3 RPA99).

$S_t = 20cm$

$V = 856.17 KN$

$\tau = 1.4MPa \leq 3.25MPa$ .

$$A_{bael} = \frac{(\tau \times S_t) \times b}{0.9 \times (f_e/\gamma_s)} = \frac{(1.4 \times 20) \times 20}{0.9 \times (400/1)} = 1.55cm^2$$

$A_t \geq 1.55 cm^2$ .

❖ **Ferrailage minimal de RPA :**

$\tau = 1.4 > 0.025 \times f_{c28} = 0.625MPa$  a  $A_t = 0.0025 \times b \times L$

$A_{RPA} = 0,25\% \times 20 \times 475 = 23.75cm^2$

Alors :

$A_t = \max(1.55 ; 23.75) = 23.75 cm^2$

$A_t(ml/face) = \frac{23.75}{2 \times 4.75} = 2,5 cm^2/ml/face$ .

Soit :  $A_{adopté}(ml/face) = 5T8 = 2.51cm^2$

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

✚ **Sens X-X:**

Voiles	$\tau$ (MPa)	St (m)	b (m)	L (m)	$A_{BAEL}$ ( $cm^2$ )	$A_{RPA}$ ( $cm^2$ )	$A_t$ ( $cm^2/ml/face$ )	$A_{adoptée}$ ( $cm^2$ )
V1 – V2- V3- V4	1.40	0,2	0,2	4.75	1.55	23.75	2.5	5T8=2.51
V5-V6- V7-V8- V9-V10	1.37	0,2	0,2	4.75	1.52	23.75	2.5	5T8=2.51

**Tableau.V.17.** ferrailage horizontal des voiles sens X-X.

✚ **Sens Y-Y:**

Voiles	$\tau$ (MPa)	St (m)	b (m)	L (m)	$A_{BAEL}$ ( $cm^2$ )	$A_{RPA}$ ( $cm^2$ )	$A_t$ ( $cm^2/ml/face$ )	$A_{adoptée}$ ( $cm^2$ )
V1-V6-	1.81	0,2	0,2	4.2	2.01	21	2.5	5T8=2.51

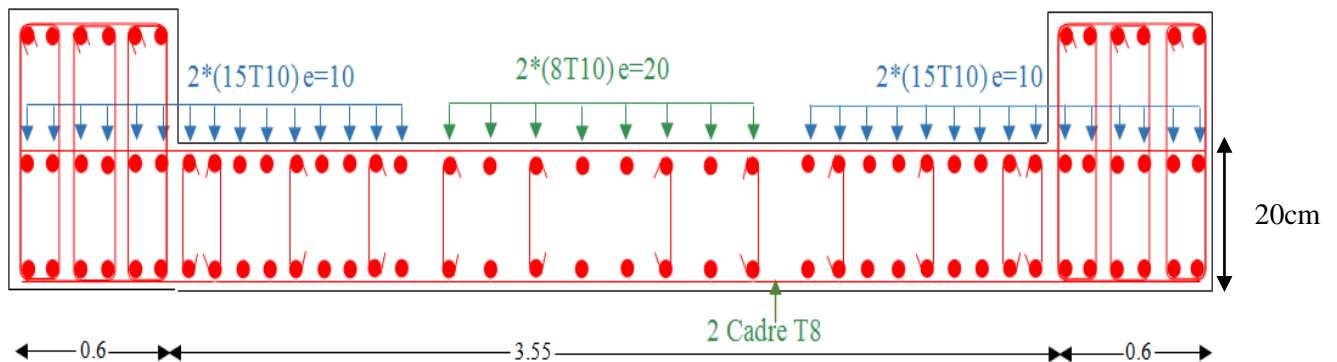
V9-V14									
V7-V8	0.77	0,2	0,2	4.2	0.85	21	2.5		5T8=2.51
V2-V5- V10-V13	1.65	0,2	0,2	4.7	1.83	23.5	2.5		5T8=2.51
V3-V4- V11-V12	0.28	0.20	0,2	1.425	0.31	7.125	2.5		5T8=2.51

**Tableau V.18.** Ferrailage horizontal des voiles sens Y-

**V.3.4.3. Schéma de ferrailage des voiles :**

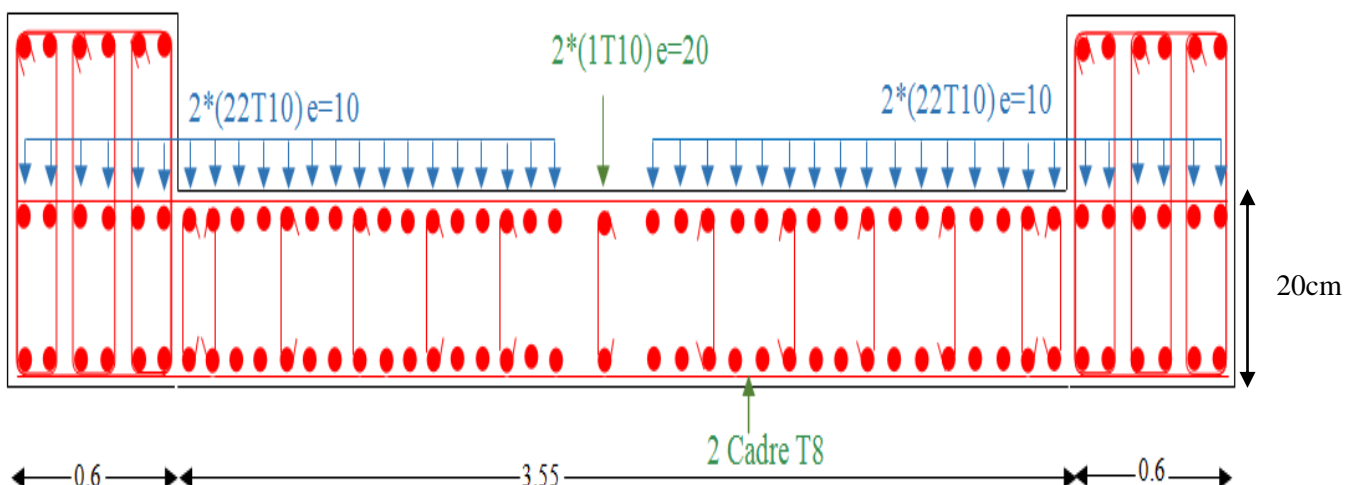
❖ **Suivant x-x :**

- $L=4.75m$  ;  $A_s=8.41cm^2$  ;  $L_t=1.36m$



**Figure V.7.** Schéma de ferrailage  $V_{X1}$  ;  $V_{X2}$  ;  $V_{X3}$  ;  $V_{X4}$ .

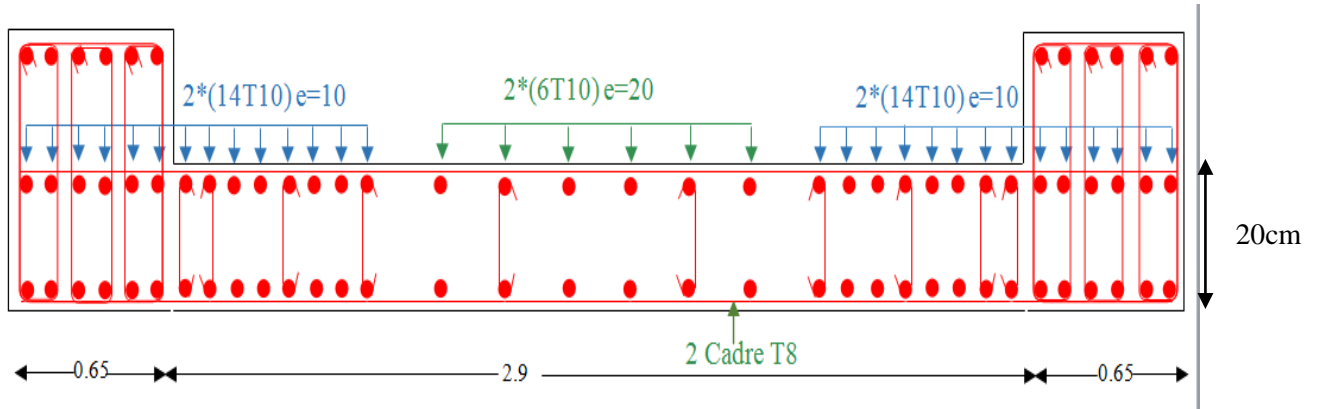
- $L=4.75m$  ;  $A_s=20.44cm^2$  ;  $L_t=2.18m$



**Figure V.8.** Schéma de ferrailage  $V_{X_5}$  ;  $V_{X_6}$  ;  $V_{X_7}$  ;  $V_{X_8}$  ;  $V_{X_9}$  ;  $V_{X_{10}}$ .

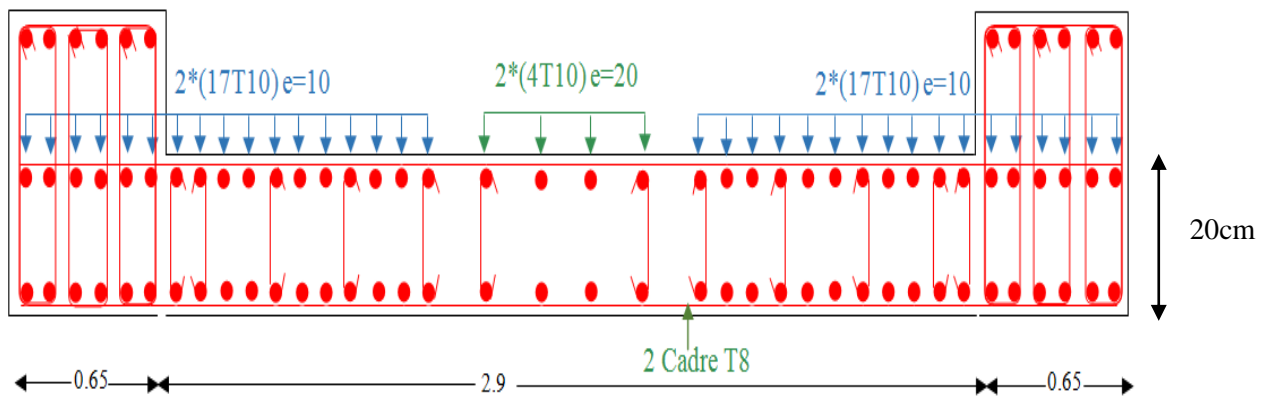
❖ Suivant y-y :

- $L=4.2m$  ;  $A_s=14,61cm^2$  ;  $L_t=1.29m$



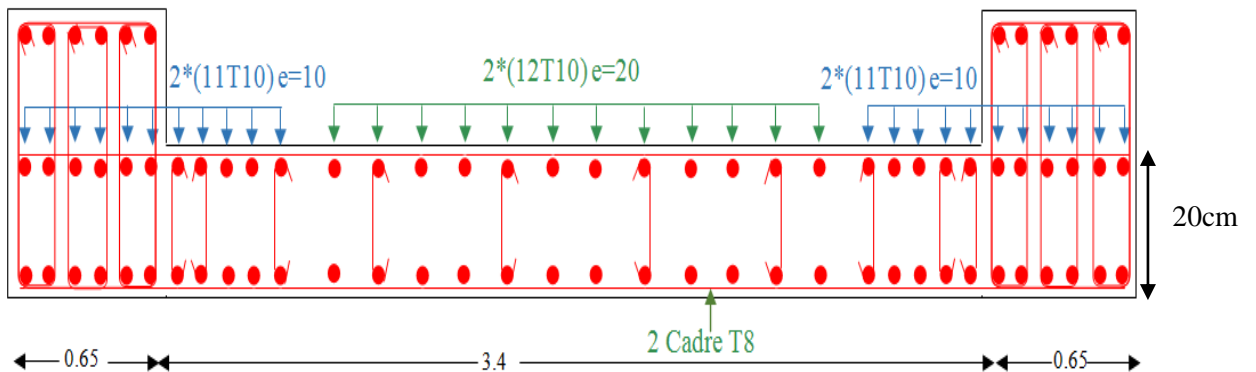
**Figure V.9.** Schéma de ferrailage  $V_{y_1}$  ;  $V_{y_6}$  ;  $V_{y_9}$  ;  $V_{y_{14}}$ .

- $L=4.2m$  ;  $A_s=8.89cm^2$  ;  $L_t=1.62m$



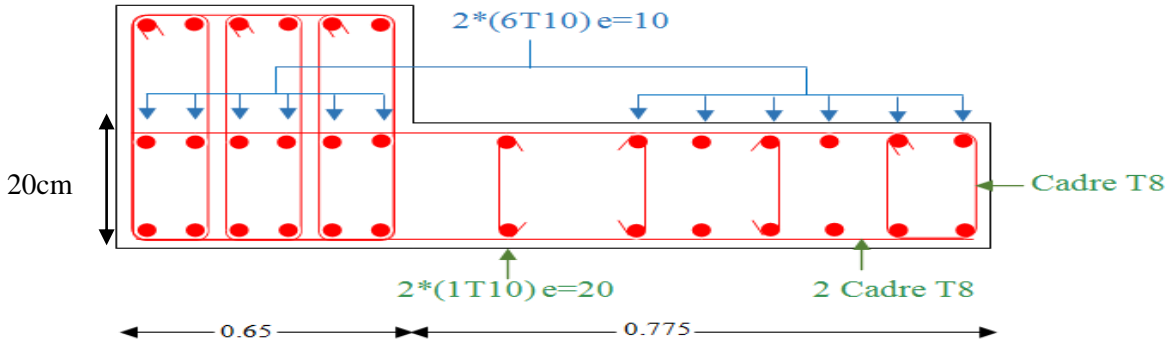
**Figure V.10.** Schéma de ferrailage  $V_{y_7}$  ;  $V_{y_8}$ .

- $L=4.7m$  ;  $A_s=4,46cm^2$  ;  $L_t=1.01m$



**Figure V.11.** Schéma de ferrailage  $V_{y2}$  ;  $V_{y5}$  ;  $V_{y10}$  ;  $V_{y13}$ .

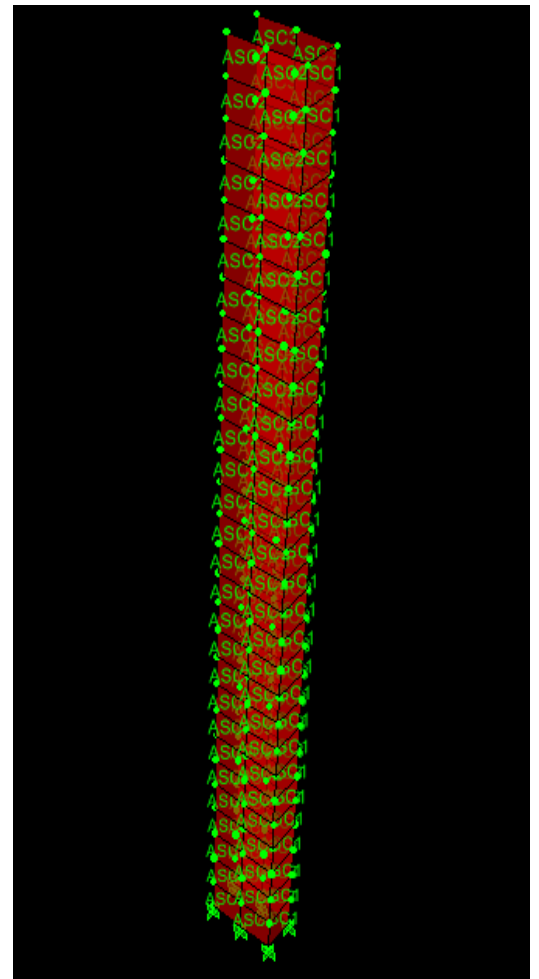
- $L=1.425$  m ;  $A_s=2,45\text{cm}^2$  ;  $L_t=0.56\text{m}$



**Figure V.12.** Schéma de ferrailage  $V_{y3}$  ;  $V_{y4}$  ;  $V_{y11}$  ;  $V_{y12}$ .

**V.3.5. Ferrailage des voiles d'ascenseur :**

VOILE	ASC1 SENS X-X	ASC2-ASC3 SENS Y-Y
<i>N S</i>	SPC	SPC
<i>L(m)</i>	1,2	2,45
<i>b(m)</i>	0,2	0,2
<i>I(m<sup>4</sup>)</i>	0,0288	0,2451
<i>S(m<sup>2</sup>)</i>	0,24	0,49
Y(m)	0,6	1,225
<i>M(KN.m)</i>	237,036	663,564
<i>N(KN)</i>	154,44	631,75
<i>σ<sub>A</sub> (KN/m<sup>2</sup>)</i>	5581,75	4605,72
<i>σ<sub>B</sub> (KN/m<sup>2</sup>)</i>	-4294,8	-2027,2
<i>L<sub>t</sub>(m)</i>	0,52181	0,74877
<i>T(KN)</i>	224,106	151,788
<i>A<sub>S cal</sub>(cm<sup>2</sup>)</i>	5,60266	3,7947
<i>A<sub>S RPA</sub> (cm<sup>2</sup>)</i>	2,08726	2,99509
<i>A<sub>min</sub>(cm<sup>2</sup>)</i>	3,6	7,35
<i>As = Max(A<sub>scal</sub>, A<sub>SRPA</sub>, A<sub>Smin</sub>)</i>	5,60266	7,35
Choix des barres	2*(12T10)	2*(16T10+5T10)



**Tableau V.19.** Résumé des résultats

de ferrailage vertical de voile d'ascenseur.

**a- Vérification de la contrainte de cisaillement à la base des voiles d'ascenseur :**

La vérification de cisaillement se fait comme suit : (Article 7.7.2. RPA99).

$$\tau = \frac{1.4 \times V}{(b \times 0.90 \times L)} \rightarrow \bar{\tau} = \min(0.13f_{c28} ; 5 \text{ MPa})$$

Les résultats des vérifications sont donnés par le tableau suivant :

Voiles	V (KN)	b (m)	L (m)	$\tau$ (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	$\tau \leq \bar{\tau}$
ASC1	96.88	0,2	1.2	0.68	3.25	CV
ASC2,ASC3	196.40	0,2	2.45	0.62	3.25	CV

**Tableau V.20.** Vérification de la contrainte de cisaillement de la cage d'ascenseur

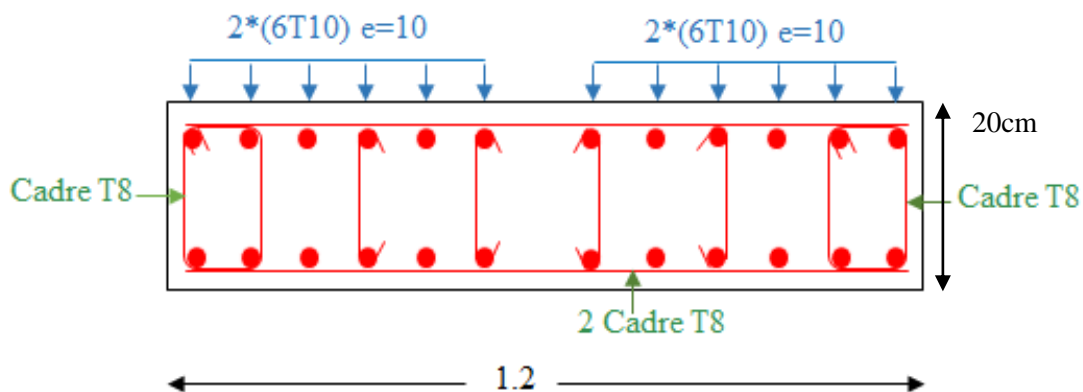
**b- Calcul de ferrailage horizontal :**

Voiles	$\tau$ (MPa)	St (m)	b (m)	L (m)	$A_{BAEL}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{RPA}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_t$ (cm <sup>2</sup> /ml/face)	$A_{adoptée}$ (cm <sup>2</sup> )
ASC1	0.62	0,2	0,2	1.20	0.68	6	2.5	5T8=2.51
ASC2-ASC3	1.62	0,2	0,2	1.45	0.68	12.25	2.5	5T8=2.51

**V.4.5.1. Schéma de ferrailage :**

❖ **Sens X-X :**

- L=1.2m ;  $A_s = 5.6 \text{ cm}^2$  ;  $L_t = 0.52\text{m}$

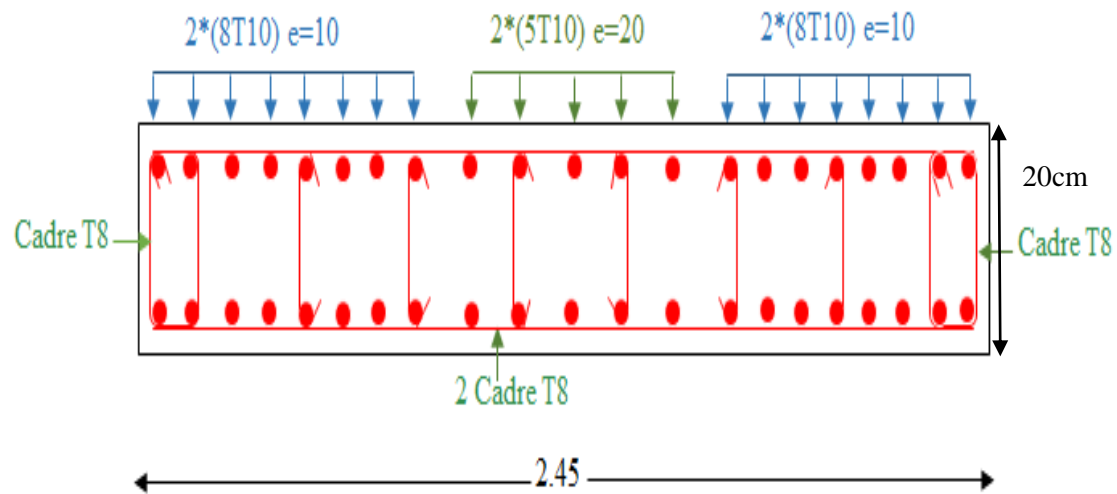


**Figure V.14.** Schéma de ferrailage voile Asc1.

❖ **Sens Y-Y :**



- $L=2.45m$ ;  $A_s= 3.79 \text{ cm}^2$ ;  $L_t= 0.74m$



**Figure V.15.** Schéma de ferrailage voile Asc2 ; Asc3

### V.3.6. Calcul d'un voile avec ouverture :

Dans le cas d'un voile avec ouverture, on constate une concentration de contraintes autour de cette ouverture de ce fait. On procède au renforcement de cette partie en disposant d'un linteau .

#### V.3.6.1. Introduction :

Les linteaux sont des poutres courtes ou longues selon la valeur de leur élancement ( $\lambda_g$ ), encastées aux extrémités, reliant les deux trumeaux de voile et ayant des nœuds rigides.les déformations dans les linteaux créent des prolongements, de ce fait la porté du linteau présente des difficultés dans le calcul(la majoration de (T) de 40% peu être justifiée a la limite .

Le calcul de ferrailage du linteau ce fait comme il est indiqué en art 7.7.3 RPA 99.

Dans le calcul du ferrailage du linteau, l'effort tranchant ( $V_u$ ), doit être majoré de 40 %.

#### V.3.6.2. Calcul du linteau :

##### V.3.6.2.1. Linteau1 :

-Les caractéristiques géométriques de linteau :

$$H_e = 3.05m , h= 90 \text{ cm} , b = 20 \text{ cm} , L = 1.3 \text{ m}$$

-Déterminations des sollicitations :

D'après le fichier des résultants du logiciel « ETAPS7.9» On a :

$$\text{Soit : } V_U = 413.30KN .$$

$$V = 1,4 V_U.$$

$$V = 1,4 \times 413.30 = 578.62KN .$$

**V.3.6.2.1.1. Vérification de la contrainte de cisaillement :**

D'après RPA99, on a :

$$\tau_b = \frac{V}{b_0 \times d} ; d = 0,9 h = 0,9 \times 0.9 = 0.81m$$

$$\tau_b = \frac{578.62 \times 10^3}{200 \times 900} = 3.21Mpa$$

$$\overline{\tau}_b = 0.2 f_{c28} = 5 Mpa$$

$$\tau_b = 3.21 Mpa < \overline{\tau}_b = 5 Mpa ,$$

La condition est vérifiée, donc pas de risque de cisaillement.

**V.3.6.2.1.2. Calcul du ferrailage :**

$$\tau_b = 3.21 Mpa > 0.06 \times 25 = 1,5 Mpa \rightarrow \text{Donc on devra disposer :}$$

- ⇒ Des aciers longitudinaux ( $A_L, A_L'$ ) de flexion ;
- ⇒ Des aciers transversaux ( $A_t$ );
- ⇒ Des aciers en partie courante ( $A_c$ )
- ⇒ Des aciers diagonaux ( $A_d$ )

**✚ Calcul de ( $A_L$ ) :**

$$\tau_b = 3.21Mpa > 1,5 Mpa$$

Section minimale exigée par le RPA99 : ( $A_L, A_L'$ )  $\geq 0.0015 \times b \times h$

$$(A_L, A_L') \geq 0.0015 \times 20 \times 90 = 2.7cm^2 .$$

$$A_L = A_L' = 4T10 = 3.14 cm^2$$

**✚ Calcul de ( $A_t$ ) :**

Condition minimale du RPA 99(art4.3.2.2.B) :

$$\tau_b \leq 0.025 f_{c28} \dots \dots \dots A_t \geq 0.0015 \times b \times S_t$$

$$\tau_b > 0.025 f_{c28} \dots \dots \dots A_t > 0.0025 \times b \times S_t$$

$S_t$ : espacement des armatures transversales.

$$\tau_b = 3.21 > 0.025 \times f_{c28} = 0.625 MPa$$

$$S_t = \frac{h}{4} = \frac{90}{4} = 22.5cm ; \text{On prend } S_t = 20 cm$$

$$A_t \geq 0.0025 \times 20 \times 20 = 1.00cm^2$$

$$A_t = 3T8 = 1.51cm^2$$

**✚ Calcul de ( $A_c$ ) :**

$$A_c \geq 0.002 \times b \times h$$

$$A_c \geq 0.002 \times 20 \times 90 = 3.6 cm^2$$

**On prend :**

$$A_c = 4T12 = 4.52$$

**✚ Calcul de ( $A_d$ ) :**

$$A_d = \frac{V}{2 \times f_e \times \sin \alpha}$$

$$\tau_b = 3.21 \text{MPa} > 1,5 \text{MPa.}$$

$$\text{tg} \alpha = \frac{h - 2d'}{l} = \frac{0.90 - 0.18}{1.30} = 0.55 \dots \alpha = 28.97^\circ$$

$$A_d = \frac{413.30 \times 10^3}{2 \times 400 \times \sin 28.97} = 10.66 \text{cm}^2$$

$$\tau_b = 3.21 > 0.06 f_{c28} = 1,5 \text{Mpa}$$

Section minimale du RPA 99:

$$A_d > 0.0015 \times b \times h = 0.0015 \times 20 \times 90 = 2.7 \text{cm}^2$$

donc :  $A_d = \max(A_{d \text{ cal}}, A_{d \text{ RPA}})$

$$A_d = 10.66 = 8T14 = 12.32 \text{cm}^2$$

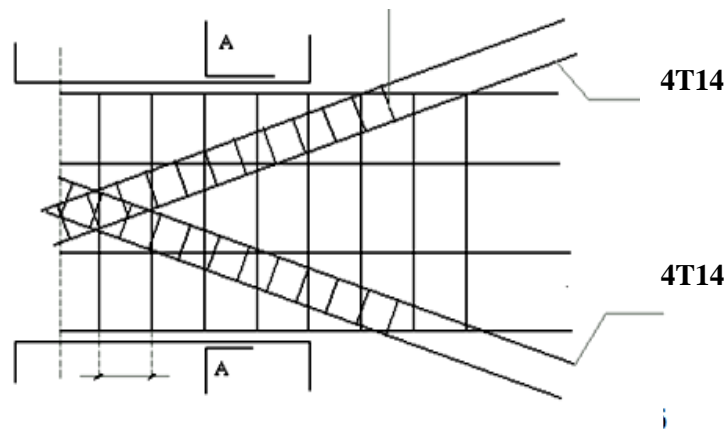
**V.3.6.2.1.3. Choix des Barres d'aciers :**

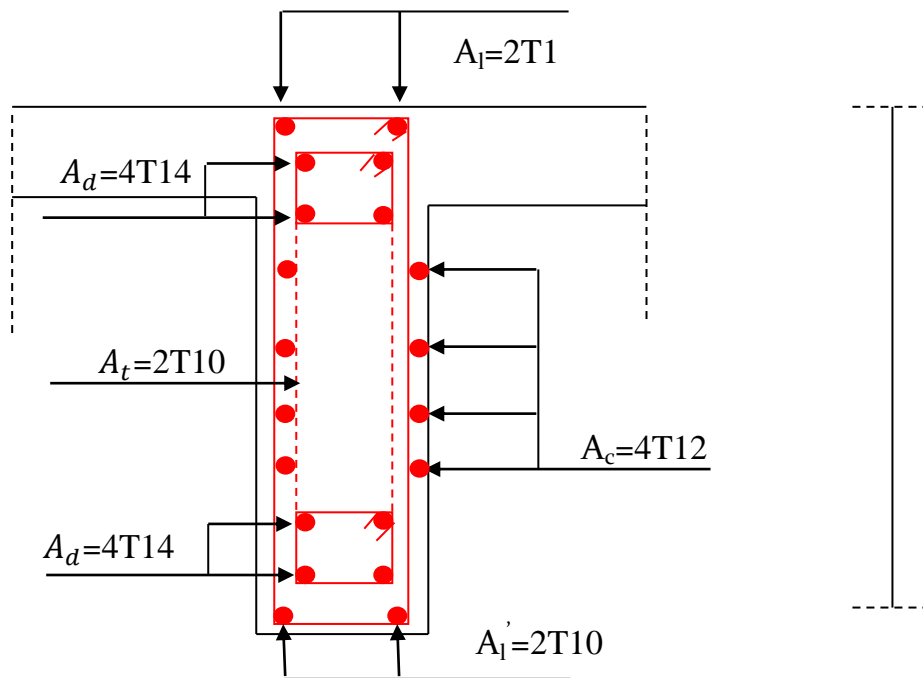
Le ferrailage final du linteau se résume comme suite :

	$A_L$	$A_t$	$A_c$	$A_d$
Choix des barres	<b>4T10 = 3.14 cm<sup>2</sup></b>	<b>2T10 = 1.57 cm<sup>2</sup></b>	<b>4T12 = 4.52 cm<sup>2</sup></b>	<b>8T14 = 12.32 cm<sup>2</sup></b>

**Tableau V.21.** Ferrailage final du linteau 1.

**V.3.6.2.1.4. Schéma de ferrailage :**





**Figure V.16.** Schéma de ferrailage du linteau 1. Coupe A-A

### V.3.6.2.2. Linteau 2 :

-Les caractéristiques géométriques de linteau :

$$H_e = 3.05m, h = 90cm, b = 20cm, L = 1.3m$$

-Déterminations des sollicitations :

D'après le fichier des résultants du logiciel « ETAPS7.9 » On a :

$$\text{Soit : } V_U = 453.24KN.$$

$$V = 1,4 V_U.$$

$$V = 1,4 \times 540,1 = 634.54KN.$$

#### V.3.6.2.2.1. Vérification de la contrainte de cisaillement :

D'après RPA99, on a :

$$\tau_b = \frac{V}{b_0 \times d} ; d = 0,9 h = 0,9 \times 90 = 81cm$$

$$\tau_b = \frac{634.54 \times 10^3}{200 \times 900} = 3.52 Mpa$$

$$\bar{\tau}_b = 0.2 f_{c28} = 5 Mpa$$

$$\tau_b = 3.52 Mpa < \bar{\tau}_b = 5 Mpa,$$

la condition est vérifiée, donc pas de risque de cisaillement.

**V.3.6.2.2.2. Calcul du ferrailage :**

$\tau_b = 3.52 \text{ Mpa} > 0.06 \times 25 = 1,5 \text{ Mpa} \rightarrow$  Donc on devra disposer :

- $\Rightarrow$  Des aciers longitudinaux ( $A_L, A_L'$ ) de flexion ;
- $\Rightarrow$  Des aciers transversaux ( $A_t$ );
- $\Rightarrow$  Des aciers en partie courante ( $A_c$ )
- $\Rightarrow$  Des aciers diagonaux ( $A_d$ )

**✚ Calcul de ( $A_L$ ) :**

$\tau_b = 3.52 \text{ Mpa} > 1,5 \text{ Mpa}$

Section minimale exigée par le RPA99 :  $(A_L, A_L') \geq 0.0015 \times b \times h$

$(A_L, A_L') \geq 0.0015 \times 20 \times 90 = 2.7 \text{ cm}^2.$

$A_L = A_L' = 4T10 = 3.14 \text{ cm}^2$

**✚ Calcul de ( $A_t$ ) :**

Condition minimale du RPA 99(art4.3.2.2B) :

$\tau_b \leq 0.025 f_{c28} \dots \dots \dots A_t \geq 0.0015 \times b \times S_t$

$\tau_b > 0.025 f_{c28} \dots \dots \dots A_t > 0.0025 \times b \times S_t$

$S_t$ : espacement des armatures transversales.

$\tau_b = 3.52 \text{ Mpa} > 0.025 \times f_{c28} = 0.625 \text{ Mpa}$

$S_t = \frac{h}{4} = \frac{90}{4} = 22.5 \text{ cm}$  on prend  $S_t = 20 \text{ cm}$

$A_t \geq 0.0025 \times 20 \times 20 = 1.00 \text{ cm}^2$

$A_t = 2T10 = 1.57 \text{ cm}^2$

**✚ Calcul de ( $A_c$ ) :**

$A_c \geq 0.002 \times b \times h$

$A_c \geq 0.002 \times 20 \times 90 = 3.6 \text{ cm}^2$

**On prend :**

$A_c = 4T12 = 4.52$

**✚ Calcul de ( $A_d$ ) :**

$A_d = \frac{V}{2 \times f_e \times \sin \alpha}$

$\tau_b = 3.52 \text{ Mpa} > 1,5 \text{ Mpa}.$

$\text{tg} \alpha = \frac{h - 2d'}{l} = \frac{0.9 - 0.18}{1.3} = 0.55 \dots \dots \alpha = 28.97^\circ$

$A_d = \frac{453.24 \times 10^3}{2 \times 400 \times \sin 28.97} = 11.69 \text{ cm}^2$

$\tau_b = 3.52 > 0.06 f_{c28} = 1,5 \text{ Mpa}$

Section minimale du RPA 99:

$$A_d > 0.0015 \times b \times h = 0.0015 \times 20 \times 90 = 2.7 \text{ cm}^2$$

donc :  $A_d = \max (A_{d \text{ cal }}, A_{d \text{ RPA}})$

$$A_d = 11.69 = 8T14 = 12.32 \text{ cm}^2$$

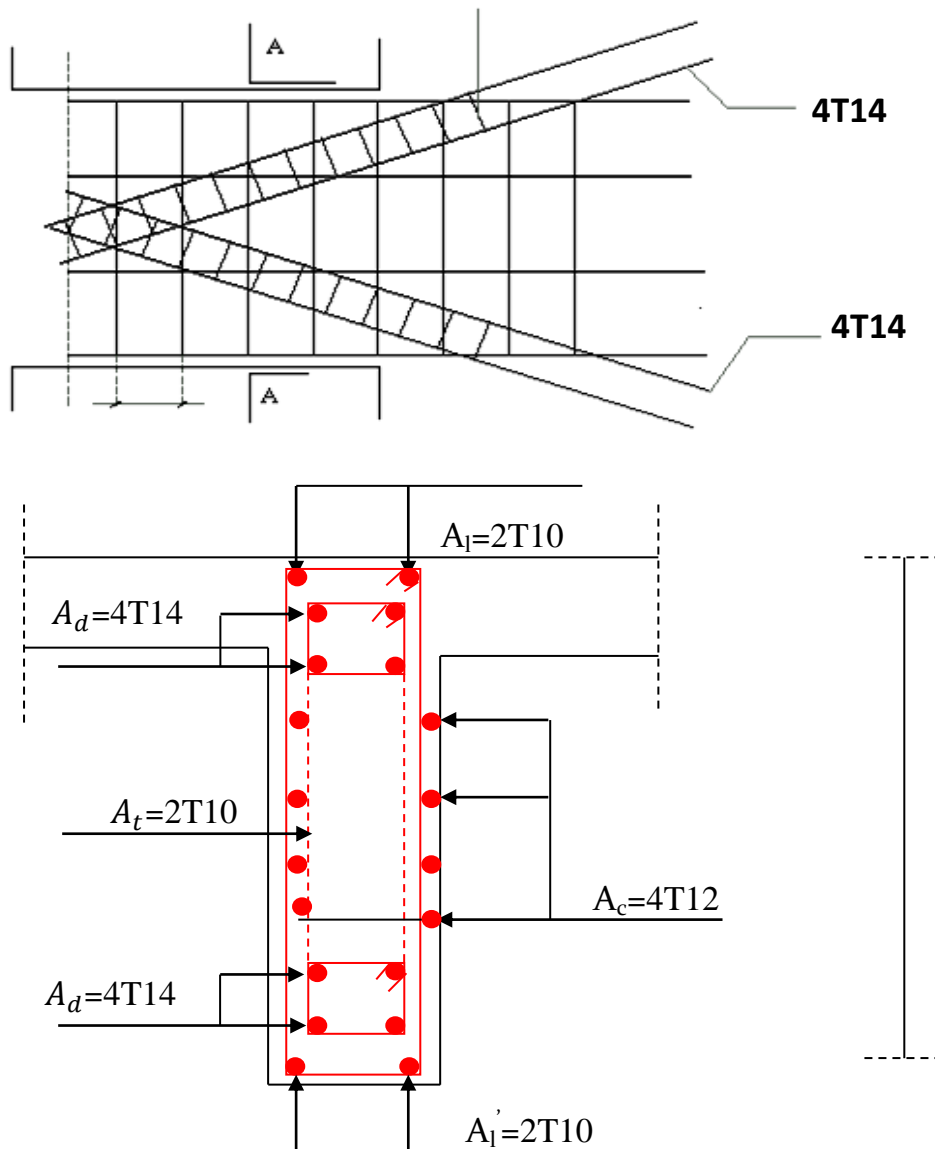
**V.3.6.2.2.3.Choix des Barres d'aciers:**

Le ferrailage final du linteau se résume comme suite :

	$A_L$	$A_t$	$A_c$	$A_d$
Choix des barres	$4T10 = 3.14 \text{ cm}^2$	$2T10 = 1.57 \text{ cm}^2$	$4T12 = 4.52 \text{ cm}^2$	$8T14 = 12.32 \text{ cm}^2$

**Tableau V.22.** Ferrailage final du linteau2.

**V.3.6.2.2.3. Schéma de ferrailage :**



**Figure V.17.** Schéma de ferrailage du linteau 2 : Coupe A-A

### **VI.1 Introduction :**

L'infrastructure est l'ensemble des éléments, pour objet de support des charges de la superstructure et leur transmission au sol. Cette transmission peut être directe (semelles posées directement sur le sol : fondations superficielles) ou indirecte (semelles sur pieux : fondations profondes) et cela de façon à limiter les tassements différentiels et les déplacements sous l'action des forces horizontales. Elle constitue donc la partie essentielle de l'ouvrage, puisque de sa bonne conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble.

### **VI.2 Différents types des fondations :**




- ⇒ Fondation superficielle (semelles isolées, filantes, radiers) .
- ⇒ Semi profondes (Les puits) .
- ⇒ Profondes (les pieux) .
- ⇒ Les fondations spéciales(Les parois moulées et les cuvelages).

Le choix du type de fondation dépend de :

- Le 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.3 Choix du type de fondations :**

Avec une capacité portante du sol égale à **2 bars** et le bon sol situé à une distance 1.5m de profondeur, Il y a lieu de projeter à priori, des fondations superficielles de type :

-  Semelle isolée.
-  Semelles filantes.
-  Radier général.

#### **VI.3.1 Semelle isole :**

Nous proposons en premier lieu des semelles isolées sous poteaux, 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

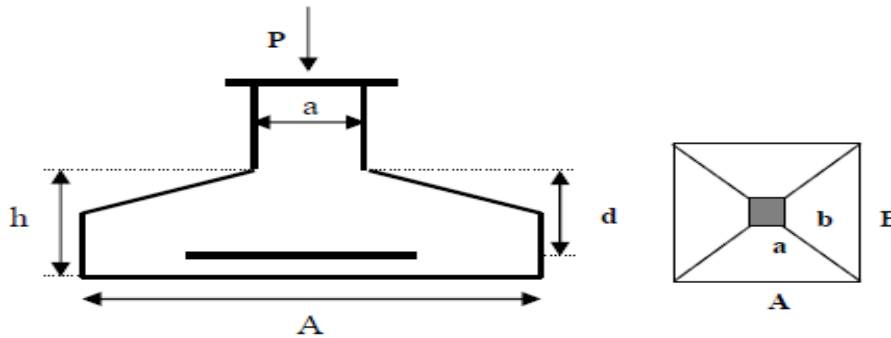
$$\Rightarrow \frac{S_{semelles}}{S_{bâtiment}} < 50 \%$$

La surface de la semelle est donnée par :

$$S_{semelle} \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$$

Avec :  $N_{ser} = G + Q$

$$\sigma_{sol} = 2bars = 200KN/m^2.$$



**Figure VI.1 Semelle isolée**

**VI.3.1 .1 Calcul des surfaces nécessaires pour les semelles :**

$S_{bat}$  : Surface total du bâtiment = 618.8 m<sup>2</sup>

Les surfaces des semelles : d'après l'ETABS.

Semelles	(KN)	S=N/sigma sol (m <sup>2</sup> )	Semelles	N(t) (KN)	S=N/sigma sol (m <sup>2</sup> )
1	692,21	3,46105	28	2024,21	10,12105
2	619,09	3,09545	29	1170,28	5,8514
3	617,25	3,08625	30	1142,03	5,71015
4	693,17	3,46585	31	1177,86	5,8893
5	624,66	3,1233	32	1840,32	9,2016
6	611,7	3,0585	33	2265,09	11,32545
7	635,59	3,17795	34	2364,36	11,8218
8	720,79	3,60395	35	1843,03	9,21515



**\*\* CHAPITRE VI : Etude de l'infrastructure\*\***

9	1087,78	5,4389	<b>36</b>	1175,52	5,8776
10	1088,93	5,44465	<b>37</b>	622,27	3,11135
11	728,49	3,64245	<b>38</b>	1655,56	8,2778
12	631,88	3,1594	<b>39</b>	1244,66	6,2233
13	1202,92	6,0146	<b>40</b>	1249,11	6,24555
14	1647,08	8,2354	<b>41</b>	1655,79	8,27895
15	632,4	3,162	<b>42</b>	612,55	3,06275
16	1203,55	6,01775	<b>43</b>	628,86	3,1443
17	1647,65	8,23825	<b>44</b>	712,1	3,5605
18	631,89	3,15945	<b>45</b>	637,54	3,1877
19	1179,99	5,89995	<b>46</b>	637,38	3,1869
20	1780,83	8,90415	<b>47</b>	718,69	3,59345
21	1414,23	7,07115	<b>48</b>	623,53	3,11765
22	1413,78	7,0689	<b>49</b>	617,9	3,0895
23	1781,16	8,9058	<b>50</b>	615,76	3,0788
24	1179,11	5,89555	<b>51</b>	630,56	3,1528
25	1149,56	5,7478	<b>52</b>	632,76	3,1638
26	1162,66	5,8133	<b>53</b>	613,21	3,06605
27	2028,3	10,1415	<b>54</b>	621,93	3,10965
<b>La somme de N= 58539,51 KN</b>			<b>La Somme de S =292.69755 m<sup>2</sup></b>		

**Tableau VI. 1. Les surfaces des semelles isolées.**

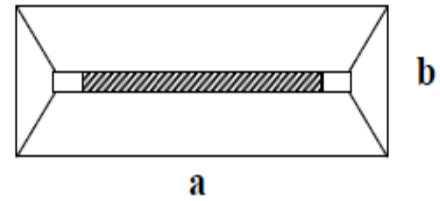
**VII.3.2 La surface des semelles filantes des voiles d'après L'ETABS :**

Voile	$N (KN)$	$S = N/\sigma_{sol} (m^2)$
VX4	1139,58	5,6979
VX1	1141,87	5,70935
VX2	1141,79	5,70895
VX3	1138,35	5,69175
VX5	1450,34	7,2517
VX6	1453,88	7,2694
VX7	2435,53	12,17765
VX8	2435,04	12,1752
VX9	1433,31	7,16655
VX10	1435,14	7,1757
VY1	1140,46	5,7023
VY2	1180,44	5,9022
VY3	390,28	1,9514
VY4	382,33	1,91165
VY5	1165,65	5,82825
VY6	1134,96	5,6748
VY7	1143,57	5,71785
VY8	1145,52	5,7276
VY9	1130,37	5,65185
VY10	1150,06	5,7503
VY11	376,14	1,8807
VY12	390,95	1,95475
VY14	1133,01	5,66505
VY13	1176,4	5,882
ASC1	583,9	2,9195
ASC2	1158,32	5,7916
ASC3	1160,12	5,8006
Total	31147,31	155,73655

**Tableau VI.2** Les surfaces des semelles filantes.

$$s_{total} = 292,69755 + 155,73655 = 448,4341$$

$$\frac{s_{tot}}{s_{batiment}} = \frac{448,4341}{618.8} \times 100 = 72.46\%$$



**Figure VI.2.** Semelle filante.

Alors on déduit que la surface totale des semelles dépasse 50 % de la surface d'emprise du bâtiment ce qui induit le chevauchement de ces semelles. Ceci qui nous amène à proposer un radier général comme fondation.

#### **VI.4. Radier général :**

##### **VI.4.1 Introduction :**

Un radier est un dalle pleine réalisée sous toute la surface de la construction.

Cette dalle peut être massive (de forte épaisseur) ou nervurée, dans ce cas la dalle est mince mais elle est raidie par des nervures croisées des grandes hauteurs.

Dans notre cas, nous opterons pour un radier dalle (plus économique que pratique). L'effort normal supporté par le radier est la somme des efforts normaux de tous les poteaux et les voiles.

##### **VI.4.2. Pré dimensionnement du radier :**

###### **VI.4.2. 1.L'épaisseur de la dalle :**

L'épaisseur de la dalle du radier doit satisfaire à la condition suivant :

###### **1. Condition forfaitaire : $h \geq L_{max}/20$ .**

Il faut respecter la condition suivante  $40 \text{ cm} \leq h_r \leq 1 \text{ m}$ .

Telle que :  $L_x = 7\text{m}$ . Donc on a :  $h_r \geq 35\text{cm}$ .

On prend :  $h_r = 70\text{cm}$ .

###### **VI.4.2.2. Nervure :**

###### **❖ La hauteur de la nervure :**

###### **a. Condition forfaitaire :**

$$h_n \geq \frac{L_{max}}{10}$$

Avec :

- $L_{\max}$  : la longueur maximale entre axes des poteaux.
- $L_{\max} = 7\text{m}$  D'où :  $h_n \geq 70\text{cm}$ .

Il faut respecter la condition suivante  $0,5\text{ m} \leq h_n \leq 1,5\text{ m}$ .

**b. Condition de la longueur élastique :**

$$L_e \geq \frac{2 \times L_{\max}}{\pi}$$

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{K \times b}}$$

Avec :

- **K** : La raideur moyenne du sol  $K = 40000 \frac{\text{KN}}{\text{m}^3}$ .
- **E**: Le module d'élasticité longitudinal du béton  $E = 3,21 \times 10^7 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$ .

On obtient :

$$h_n \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times K \times L_{\max}^4}{E \times \pi^4}} = 113.81\text{ cm}.$$

On adopte :  $h_n = 1,2\text{ m}$  et  $b = 60\text{ cm}$ .

➤ **Le choix final :**

Afin de répondre aux trois conditions citées auparavant nous avons opté pour un radier nervuré d'une épaisseur de  $h_r = 70\text{ cm}$ , avec des nervures d'une hauteur  $h_n = 1,2\text{ m}$ . Les nervures seront disposées dans les deux sens afin de donner une rigidité uniforme au radier.

**2. Condition de résistance au cisaillement :**

D'après le règlement **A5.1.2.1** de **C.B.A 93**, la contrainte de cisaillement du radier doit vérifier :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \frac{0.15 f_{cj}}{\gamma_b}$$

Où :

$V_u$  : valeur de calcul de l'effort tranchant vis à vis l'ELU,

On a:  $N_u = 72274,46\text{ KN}$

$$V_u = \frac{N_u \times 1\text{ml}}{s_{red}} = \frac{72274,46 \times 1}{713,2425} = 101,33\text{KN}$$

$$V_u = \frac{q_u \times l_{\max}}{2} = \frac{101,33 \times 7}{2} = 354,655\text{KN}$$

$$\Rightarrow \tau_u = \frac{354,655 \times 10^3}{1000 \times (0.9 \times 1.2 \times 10^3)} = 0.32 \text{MPa}$$

$$\bar{\tau} = 0.15 / 1.5 \times 25 = 2.5 \text{MPa} \dots\dots\dots cv.$$

**VI.4.2.3. Calcul du D (débordement) :**

$$D \geq \max \left[ \frac{h_r}{2}, 30 \text{cm} \right] = 35 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{ Soit : } D = 40 \text{cm}$$

D'où :

$$S_{\text{rad}} = S_{\text{bat}} + D \times (L_x + L_y) + D^2 = 713,2425 \text{m}^2$$

Alors la surface du radier est :  $S_{\text{rad}} = 713,2425 \text{ m}^2$ .

**c. La surface minimale du radier :**

$$\frac{N_{\text{ser}}}{S_{\text{rad}}} \leq \sigma_{\text{sol adm}}$$

Avec :

- $\sigma_{\text{sol adm}}$  : la capacité portante de sol.

$$N = (N_{\text{bâtiment}} + N_{\text{radier}}) = 52465,40 + 124481,1743 = 64947,1437 \text{KN}$$

$$\text{Donc : } S_{\text{rad}} > \frac{N_{\text{ser}}}{\sigma_{\text{sol adm}}} = \frac{64947,1437}{200} = 324,73 \text{m}^2 < S_{\text{bat}} = 618.8 \text{ m}^2.$$

➤ **Conclusion :**

La surface du bâtiment est supérieure à la surface nécessaire du radier, à cet effet, nous avons prévu un débordement (**D**).

**VI.4.2.4 Vérification du poinçonnement :**

✓ **Sous poteau :**

Cette vérification s'effectue comme suit :

$$N_u \leq \frac{0,045 \times \mu_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b} \dots\dots \text{CBA (Art A5.2.4.2)}$$

Avec :

- $N_u$  : la charge de calcul vis-à-vis de l'état limite ultime poteau  $N_u = 3262.78 \text{KN}$ .
- $h$  : L'épaisseur totale de la dalle.
- $\mu_c$  : périmètre du contour cisailé :

$$\rightarrow \mu_c = 2(0.60 + 0.65 + 2 \times 1.2) = 7.3 \text{ m.}$$

$$\text{Donc : } \frac{0,045 \times \mu_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.045 \times 7.3 \times 1.2 \times 25 \times 10^3}{1.5} = 6570 \text{ KN}$$

$$\rightarrow N_u = 3262.78 \text{ KN} < 6570 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{ (CV)}$$

Donc la condition est vérifiée, et il n'y a pas de risque de poinçonnement.

✓ **Sous voile :**

Le voile le plus sollicité de longueur 4.15 m et  $N_u = 1459,71 \text{ KN}$ .

Pour une bande de 1 ml :  $N_u / \text{ml} = 1459.71 / 4.15 = 351.73 \text{ KN/ml}$ .

Cette vérification s'effectue comme suit :

$$N_u \leq \frac{0,045 \times \mu_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

$$\mu_c = 2(l + b + 2h) = 2 \times (4,14 + 0.2 + 2 \times 1.2) = 13.48 \text{ m.}$$

$$\text{Donc : } \frac{0,045 \times \mu_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b} = 12132 \text{ KN}$$

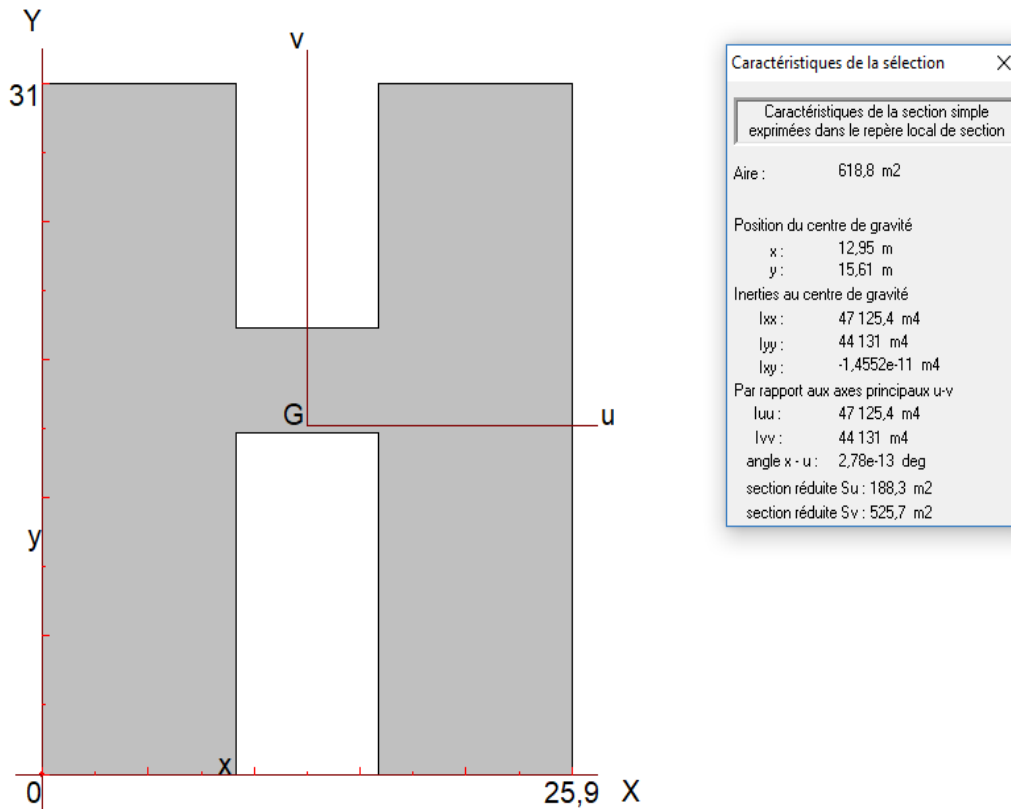
$$\rightarrow N_u = 1459,71 \text{ KN} < 12132 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{ (CV)}$$

Donc la condition est vérifiée, et il n'y a pas de risque de poinçonnement.

**VII.4.2.5. Caractéristiques géométriques du radier :**

Les inerties du radier sont calculées par **SOCOTEC** on obtient la figure ci-après :

- Les inerties / X :  $I_{xx} = 47125,4 \text{ m}^4$ .
- Les inerties / Y :  $I_{yy} = 44131 \text{ m}^4$ .



**Figure VI.3.** Schéma du radier sous SOCOTEC.

❖ **Calcul de l'excentricité :**

Centre de gravité du radier (infrastructure) :

- **$X_g = 12,95 \text{ m.}$**
- **$Y_g = 15,61 \text{ m.}$**

Centre des masses du bâtiment (superstructure) d'après l'ETABS :

- **$X_{g\ m} = 17,48 \text{ m.}$**
- **$Y_{g\ m} = 12,81 \text{ m.}$**

Donc : les valeurs de l'excentricité dans les valeurs suivantes :

- **$e_x = 0,13 \text{ m.}$**
- **$e_y = 1,13 \text{ m.}$**

Les valeurs du centre des masses de la superstructure et celles relatives au radier sont très proches, l'effet de l'excentricité est donc négligeable, ce qui conduit en effet à une réaction du sol bien uniforme.

**VI.5. Vérification de la stabilité du radier :**

**VI.5. 1. Vérification de la contrainte du sol sous les charges verticales :**

La contrainte du sol sous le radier ne doit pas dépasser la contrainte admissible :

Donc il faut vérifier :

$$\sigma_{adm} \geq \frac{N_t}{S_{rad}}$$

Avec :

$$N_t = N_{bat} + N_{rad}$$

D'où :

- $N_{bat} = 70317,353 \text{ KN}$ .
- $N_{rad} = G_{rad} = 713,2425 \times 0.7 \times 25 = 12481,1743 \text{ KN}$ .
- $N_t = 52465,40 + 12481,1743 = 64947,1437 \text{ KN}$

Donc :  $\rightarrow \frac{N_t}{S_{rad}} = \frac{64947,1437}{713,2425} = 91.06 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} < \sigma_{adm} = 200 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \dots \dots \dots \text{(CV)}$

**VI.5. 2. Vérification de la stabilité du radier sous la combinaison 0,8G ± E :**

La vérification de la stabilité du radier est menée sous les combinaisons suivantes :

Accidentelles : **0.8 G ± E :**

D'après les **RPA99/Version2003** (art 10.1.5) le radier reste stable si :  $e = \frac{M}{N} \leq \frac{L}{4}$ .

Nous présentons dans le tableau suivant les résultats pour la combinaison **0.8G ± E<sub>x</sub>** :

Combinaison	N (KN)	M (KN. m)	e (m)	L/4 (m)	OB
<b>0,8G ± E<sub>x</sub></b>	10726.21	22395.681	2.08	6.47	<b>CV</b>
<b>0,8G ± E<sub>y</sub></b>	10726.21	21877.030	2.04	7.75	<b>CV</b>

**Tableau VI.3.** Vérification de la stabilité du radier sous la combinaison 0,8G± E.

Alors, la stabilité du radier est vérifiée dans les deux sens.

➤ **Diagramme trapézoïdal des contraintes :**

La contrainte moyenne est :  $\sigma_m = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4}$ .

Avec :

$$\sigma_1 = \frac{N}{S} + M \times \frac{V}{I}$$



$$\sigma_2 = \frac{N}{S} - M \times \frac{V}{I}$$

On a:  $I_x = 47125,4 \text{ m}^4$  ;  $I_y = 44131 \text{ m}^4$

	Sens-X	Sens-Y
<b>M (KN. m)</b>	22395.681	21877.030
<b>N (KN)</b>	10726.21	10726.21
<b><math>\sigma_1</math>(KN/m<sup>2</sup>)</b>	23.488	25.0722
<b><math>\sigma_2</math>(KN/m<sup>2</sup>)</b>	11.179	9.59555
<b><math>\sigma_m</math>(KN/m<sup>2</sup>)</b>	20.411	21.203

**Tableau VI.4.** Calcul des contraintes.

$$\sigma_m < \sigma_{adm} = 200 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$$

Donc le non renversement est vérifié dans les deux sens.

**VII.5. 3. Vérification de la compression sous G + Q ± E :**

Les contraintes sous le Radier sont données par :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} * V \leq 1,5 * \sigma_{adm}.$$

	<b>N (KN)</b>	<b>M (KN. m)</b>	<b><math>\sigma_1</math>(Kpa)</b>	<b><math>\sigma_2</math>(Kpa)</b>	<b><math>\sigma_m</math>(Kpa)</b>	<b>OB</b>
<b>G + Q ± E<sub>x</sub></b>	56904.43	31536.670	88.45	79.78	86.28	<b>CV</b>
<b>G + Q ± E<sub>y</sub></b>	10994.95	23047.584	23.56	7.26	19.485	<b>CV</b>

**Tableau VI.5.** Vérification de la compression sous G+Q±E.

Donc, la stabilité de la structure est assurée dans les deux sens.

**VI.6. Ferrailage du radier :**

**1. Dalle de radier :**

➤ **Les combinaisons de charges**

**ELU :**

$$q_u = 1,35 \left( \frac{G_{rad}}{S_{rad}} - \sigma_{sol} \right) = 1,35 \left( \frac{12481,1743}{713.2425} - 200 \right) = -246.37 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}.$$

**ELS:**

$$q_{ser} = \frac{G_{rad}}{S_{rad}} - \sigma_s = -182.47 \frac{KN}{m^2}.$$

➤ **Ferrailage de panneau le plus sollicité :**

On a pour le panneau le plus sollicité :  $L_x = 3.9m$ ,  $L_y = 7m$ ,  $\alpha = \frac{L_x}{L_y}$ .

$\alpha = 0.55 > 0,4 \rightarrow$  (La dalle porte dans les **deux** sens).

- $M_{0x} = \mu_x \times q \times L_x^2$ . Bonde // a  $l_x$ .
- $M_{0y} = \mu_y \times M_x$ . Bonde // a  $l_y$ .

**ELU :**

Panneau	$L_x(m)$	$L_y(m)$	$\alpha$	$q_u(KN)$	$\mu_x$	$\mu_y$	$M_{0x} (KN. m)$	$M_{0y} (KN. m)$
<b>3.9 × 7</b>	3.9	7	0.55	246.37	0.0894	0.25	335.01	83.75

**Tableau VI.6.** Les sollicitations à l'ELU.

**ELS :**

Panneau	$L_x(m)$	$L_y(m)$	$\alpha$	$q_s(KN)$	$\mu_x$	$\mu_y$	$M_{0x} (KN. m)$	$M_{0y} (KN. m)$
<b>3.9 × 7</b>	3.9	7	0.55	182.47	0.0894	0.25	248.11	62.03

**Tableau VI.7.** Les sollicitations à l'ELS.

❖ **Calcul des sections d'armatures :**

- Moment en travée : ( $M_{tx} = 0,75. M_x$ ;  $M_{ty} = 0,75. M_y$ ).
- Moment sur appuis : ( $M_{ax} = 0,50. M_x$  ;  $M_{ay} = 0,50. M_y$ ).

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} \quad , \quad \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \quad , \quad Z = d \times (1 - 0,4\alpha)$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \times \sigma_s} \quad , \quad A_{min} = \frac{0.23 \times d \times b \times f_{t28}}{f_e}$$

ELU	Sens (x-x)		Sens (y-y)	
	Appuis	Travée	Appuis	Travée
<b><math>M_U</math> (KN, m)</b>	167.51	251.26	41.875	62.81
<b>b (m)</b>	1	1	1	1
<b>h (m)</b>	0.70	0.70	0.70	0.70

<b>d (m)</b>	0,67	0,67	0,67	0,67
<b><math>\mu_{bu}</math></b>	0.0263	0.0395	0.0065	0.0098
<b><math>\alpha</math></b>	0.0333	0.0503	0.0081	0.0123
<b><math>F_{su}</math>(Mpa)</b>	348	348	348	348
<b><math>F_{bu}</math>(Mpa)</b>	14,17	14,17	14,17	14,17
<b>Z (cm)</b>	66.10	65.65	66.78	66.67
<b><math>A_s</math> (cm<sup>2</sup>)</b>	7.28	10.99	1.80	2.70
<b><math>A_{s\ min}</math>(cm<sup>2</sup>)</b>	8.09	8.09	8.09	8.09
<b>Choix des barres</b>	6T14	6T16	6T14	6T14
<b><math>A_{s\ adop}</math> (cm<sup>2</sup>)</b>	9.24	12.06	9.24	9.24

**Tableau VI.8.** Calcul de ferrailage de la dalle à l'ELU.

➤ **Condition de non fragilité : selon BAEL :**

**Pour Fe E400 :**

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

➤ **Espacement maximal :**

**1. Et travée :**

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

**2. Sur appui :**

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

On adopte pour un espacement de:  $S_t = 15 \text{ cm}$ .

**ELS :**

- $A'_s = 0 \rightarrow I = \frac{b \times y^3}{3} + 15 \times A_s \times (d - y)^2$ .
- $b \times y^2 + 30 \times A_s \times y - 30 \times d \times A_s = 0$ .
- $\bar{\sigma}_{bc\ adm} = 0.6 \times f_{c28}$
- $\bar{\sigma}_{st\ adm} = \inf\left(\frac{f_e}{2} ; 90\sqrt{\eta \times f_{tj}}\right) \rightarrow \text{Fissuration très préjudiciable.}$

ELS	Sens (x-x)		Sens (y-y)	
	Appuis	Travée	Appuis	Travée
$M_{ser}$ (KN, m)	124.05	186.08	31.01	46.52
$b$ (m)	1	1	1	1
$h$ (m)	0.70	0.70	0.70	0.70
$d$ (m)	0,67	0,67	0,67	0,67
$y$ (cm)	12.31	13.86	12.31	12.31
$I$ (cm <sup>4</sup> )	476732.37	599586.22	476732.37	476732.37
$K$ (N/mm <sup>3</sup> )	0.0260	0.0310	0.0065	0.0097
$\sigma_{st adm}$ (MPa)	164.97	164.97	164.97	164.97
$\sigma_{bc adm}$ (MPa)	15	15	15	15
$\sigma_{bc}$ (MPa)	3.20	4.29	3.20	3.20
$\sigma_{st}$ (MPa)	213.29	247.10	53.32	79.57
$\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc adm}$	<b>CV</b>	<b>CV</b>	<b>CV</b>	<b>CV</b>
$\sigma_{st} \leq \sigma_{st adm}$	<b>CNV</b>	<b>CNV</b>	<b>CV</b>	<b>CV</b>

**Tableau VI.9.** Vérification des contraintes à l'ELS.

- **Calcul des armatures à l'ELS :**

$$\mu_s = \frac{M_{ser}}{b d^2 \bar{\sigma}_{st}}, \quad A_{st} = \frac{M_{ser}}{\beta d \bar{\sigma}_{st}}$$

- **Vérification de la contrainte de béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{\bar{\sigma}_{st}}{K} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

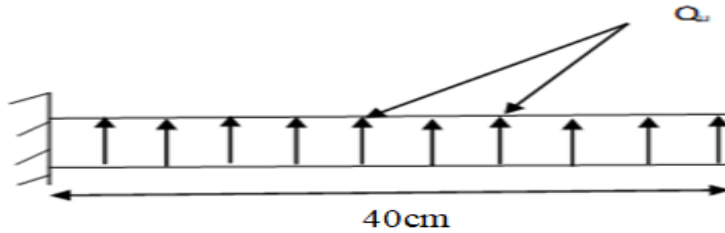
$M_{ser}$ (KN.m)	$\mu_s$	$\beta$	$A_{ser}$ (cm <sup>2</sup> )	$K$	$\sigma_{bc} = \frac{\bar{\sigma}_{st}}{K}$	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$	$A_S$ adopté (cm <sup>2</sup> )	$S_t$ (cm)
$M_{ax}=124.05$	0,0016	0.9325	12.03	59.02	2.79	Vérifier	6T16=12.06	15
$M_{ix}=186.08$	0,0025	0.9173	18.35	45.53	3.62	Vérifier	6T20=18.85	15

**Tableau VI.10.** Ferrailage à l'ELS.

**VI.7. Etude de débord du radier :**

**VI.7.1. Etude de débord du radier :**

Le débord du radier est assimilé à une console de longueur  $L = 40$  cm , le calcul de ferrailage sera pour une bande de largeur de 1 mètre avec :  $h = 0.70$  m et  $d = 67$  cm.



**Figure VI.4.** Schéma du débord.

La fissuration est très préjudiciable :

$$M_{\max} = \frac{q \times l^2}{2} \dots\dots \text{Donc on ferraille à l'ELS :}$$

**ELS:**

$$Q_{\text{ser}} = 182.5 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \rightarrow M_{\max} = \frac{Q_{\text{ser}} \times l^2}{2} = 14.6 \text{KN. m.}$$

$$\sigma_{\text{st adm}} = 164,97 \text{ MPa} \quad \text{et} \quad \sigma_{\text{bc adm}} = 15 \text{ Mpa.}$$

Avec :

- $A_{\text{ser}} = \frac{M_{\text{ser}}}{Z_b \times \sigma_{\text{st adm}}}$ .
- $Z_b = d \times \left(1 - \frac{\alpha}{3}\right) = 0.543 \text{ m}$
- $\alpha = \frac{15 \times \sigma_{\text{bc adm}}}{15 \times \sigma_{\text{bc adm}} + \sigma_{\text{st adm}}} = 0.576$
- $M_{\text{rb}} = \frac{1}{2} \times \alpha \times \left[1 - \frac{\alpha}{3}\right] \times b \times d^2 \times \sigma_{\text{bc adm}} = 1566.91 \text{KN. m}$   
 $\rightarrow M_{\text{ser}} < M_{\text{rb}} : \text{Section simplement armée.}$

Donc :  $A_{\text{ser}} = 1,63 \text{ cm}^2$ .

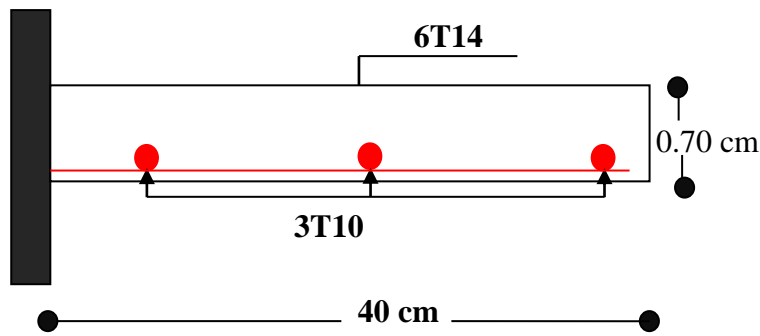
➤ **Condition de non fragilité :**

- $A_{\text{s min}} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = 8.09 \text{ cm}^2$ .
- $A_s = \max[A_{\text{ser}}; A_{\text{s min}}] \rightarrow A_s = 8.09 \text{ cm}^2$ .

On adopte : 6 T14 = 9.24 cm<sup>2</sup>.

➤ **L'armature de répartition :**

- $A_{\text{rx}} = \frac{A_s}{4} = 2.31 \text{ cm}^2 \rightarrow 3\text{T}10 = 2.36 \text{ cm}^2$
- $A_{\text{ry}} = \frac{A_s}{4} = 2.31 \text{ cm}^2 \rightarrow 3\text{T}10 = 2.36 \text{ cm}^2$



**Figure VI.5.** Schéma de ferrailage du débord de radier.

### **VI.8. Calcul des nervures :**

L'analyse se fera par un logiciel de calcul « **SAFE 16.0.1** » pour la détermination des moments en travée et sur appui des nervures.

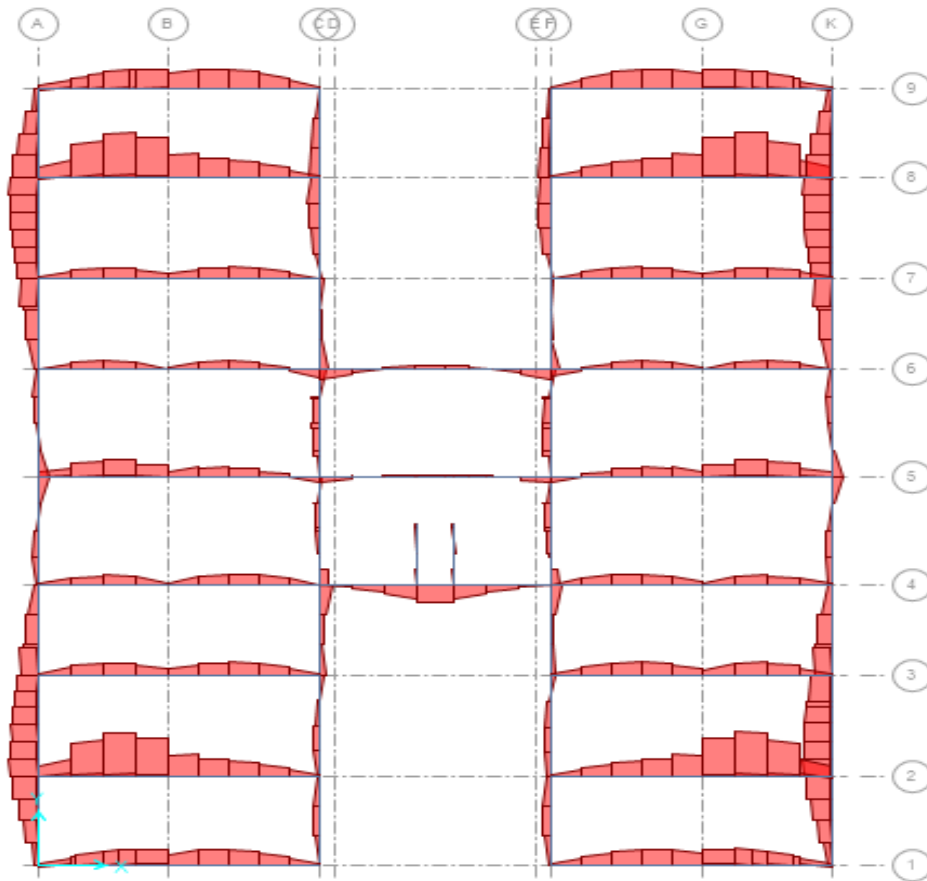
#### **VI.8.1. Présentation du logiciel SAFE 16.0.1:**

**SAFE** est un logiciel adapté pour l'ingénierie des planchers et des systèmes de dalles de Fondation en béton. Les procédures de modélisation, d'analyse et de conception des dalles comportent une suite d'outils et d'applications sophistiqués, en couple avec la post-tension, l'effort tranchant et le découpage des poutres, et **intègre l'influence des sols**, murs (rectilignes ou curviligne), et d'autres éléments interfaciaux. L'interopérabilité avec **SAP2000** et **ETABS** permet aux utilisateurs d'importer des modèles, le chargement et les champs de déplacement dans **SAFE** pour une évaluation locale plus avancée des systèmes de dalle dans de plus grandes structures. **SAFE** fournit des avantages inégalés à l'ingénieur avec sa combinaison vraiment unique de puissance, des capacités complètes, et la facilité d'utilisation.

#### **VI.8. 2. Démarches de modélisation de notre radier :**

Lors de modélisation de notre structure dans **SAFE**, on a suivi les étapes suivantes :

1. Depuis **ETABS** exporter la base de la structure avec le chargement.
2. Importer la base sur **SAFE**.
3. Définition du matériau.
4. Définition du radier et des nervures dans **SAFE**.
5. Modélisation du radier et des nervures.
6. Définition de la raideur moyenne du sol.
7. Analyse et exploitation des résultats.



**Figure VI.6.** Diagramme des moments dans les nervures d'après logiciel SAFE 12.

**VI.8.3. Ferrailage longitudinal :**

**a- Ferrailage à l'ELU :**

ELU	Sens (x-x et y-y)	
	Appuis	Travée
$M_U (KN, m)$	450.13	863.293
$b (m)$	0.60	0.60
$h (m)$	1,2	1,2
$d (m)$	1.17	1,17
$\mu_{bu}$	0.0386	0.074
$\alpha$	0.049	0.096
$Z(cm)$	114.70	112.50

$F_{su}(Mpa)$	348	348
$F_{bu}(Mpa)$	14,17	14,17
$A_s (cm^2)$	11.27	22.05
$A_{smin}(cm^2)$	4.036	4.036
<b>Chois des barres</b>	<b>4T20</b>	<b>8T20</b>
$A_{sadop} (cm^2)$	12.57	25.13

**Tableau VI.11.** Le ferrailage des nervures de radier dans les deux sens à l'ELU

- $A'_s = 0 \rightarrow I = \frac{b \times y^3}{3} + 15 \times A_s \times (d - y)^2$ .
- $b \times y^2 + 30 \times A_s \times y - 30 \times d \times A_s = 0$ .

**b- Vérification à ELS :**

ELS	Sens (x-x et y-y)	
	Appuis	Travée
$M_{ser} (KN, m)$	627.62	338.67
$h (m)$	1.20	1,20
$d (m)$	1,17	1,17
$b (m)$	0.60	0.60
$A_s(cm^2)$	12.57	25.13
$y (cm)$	24.15	35.44
$I( cm^4)$	1907209.11	3397732.32
$K (N/mm^3)$	0.0329	0.0099
$\sigma_{st adm} (MPa)$	164,97	164,97
$\sigma_{bc adm} (MPa)$	15	15
$\sigma_{bc} (MPa)$	7.94	3.42



$\sigma_{st}$ (MPa)	458.21	121.11
$\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc adm}$	<b>CV</b>	<b>CV</b>
$\sigma_{st} \leq \sigma_{st adm}$	<b>CNV</b>	<b>CV</b>

**Tableau VI.12.** Vérification à l'ELS.

**c- Calcul des armatures à l'ELS :**

Le calcul à l'ELS sera comme suite :

$$\mu_s = \frac{M_{ser}}{b d^2 \bar{\sigma}_{st}}, \quad A_{st} = \frac{M_{ser}}{\beta d \bar{\sigma}_{st}}$$

**• Vérification de la contrainte de béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{\bar{\sigma}_{st}}{K} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

<b>ELS</b>	<b>Appuis</b>
$M_{ser}$ (KN, m)	627.62
$h$ (m)	1,20
$b$ (m)	0.60
$d$ (m)	1.17
$\sigma_{st adm}$ (Mpa)	164,97
$\mu_s$	0,0046
$\beta_s$	0,8922
$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	36.44
<b>Choix des barres</b>	<b>8T25</b>
$A_{sadop}$ (cm <sup>2</sup> )	39.27
$K$	31.37
$\sigma_{bc}$ (Mpa)	5.25
$\sigma_{bc} < 15 \text{ Mpa}$	<b>CV</b>

**Tableau VI.13.** Ferrailage des nervures de radier à l'ELS

**d- Vérification de la contrainte tangentielle :**

On doit vérifier que :

- $\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left[ 0,15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ Mpa} \right]$ . Fissuration très préjudiciable.
- $\tau_u = \frac{559,79 \times 10^3}{400 \times 1170} = 1,19 \text{ MPa} \leq 2,5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ (CV)}$

➤ **Les armatures de peau :**

Les armatures de peau calculer par :

- $A_p = 0,1\% b \times h$ .
- $A_p = \frac{0,1 \times 60 \times 120}{100} = 7,2$ .

On adopte au milieu de la section de nervure : **3T16**.

**e- Les armatures transversales :**

- **Espacement :**

D'après L'RPA les armatures transversales ne doivent pas dépasser un espacement de :

$$S_t \left[ \min \left( \frac{h}{4} ; 12\phi \right) \right] = \min(35 ; 24) = 20 \text{ cm.}$$

**f- Diamètre des armatures transversal :**

❖ **C.B.A :**

- $\frac{A_t \times f_e}{b_0 \times S_t} \geq 0,4$ .
- $A_t = \frac{0,4 \times 60 \times 10}{400} = 0,6 \text{ cm}^2$ .

❖ **RPA :**

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

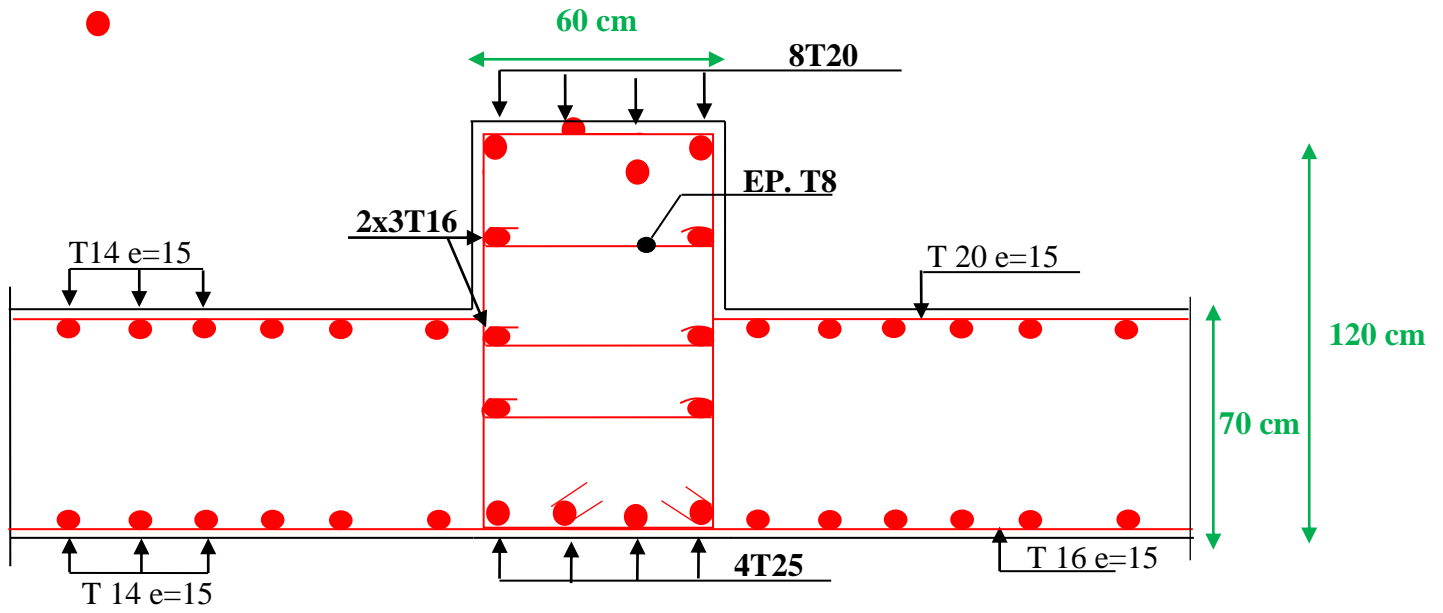
- ✓  $A_t = 0,003 * S_t * b$
- ✓  $A_t = 0,003 * 10 * 60 = 1,8 \text{ cm}^2$ .

Donc on adopte 4 cadres de Ø8.

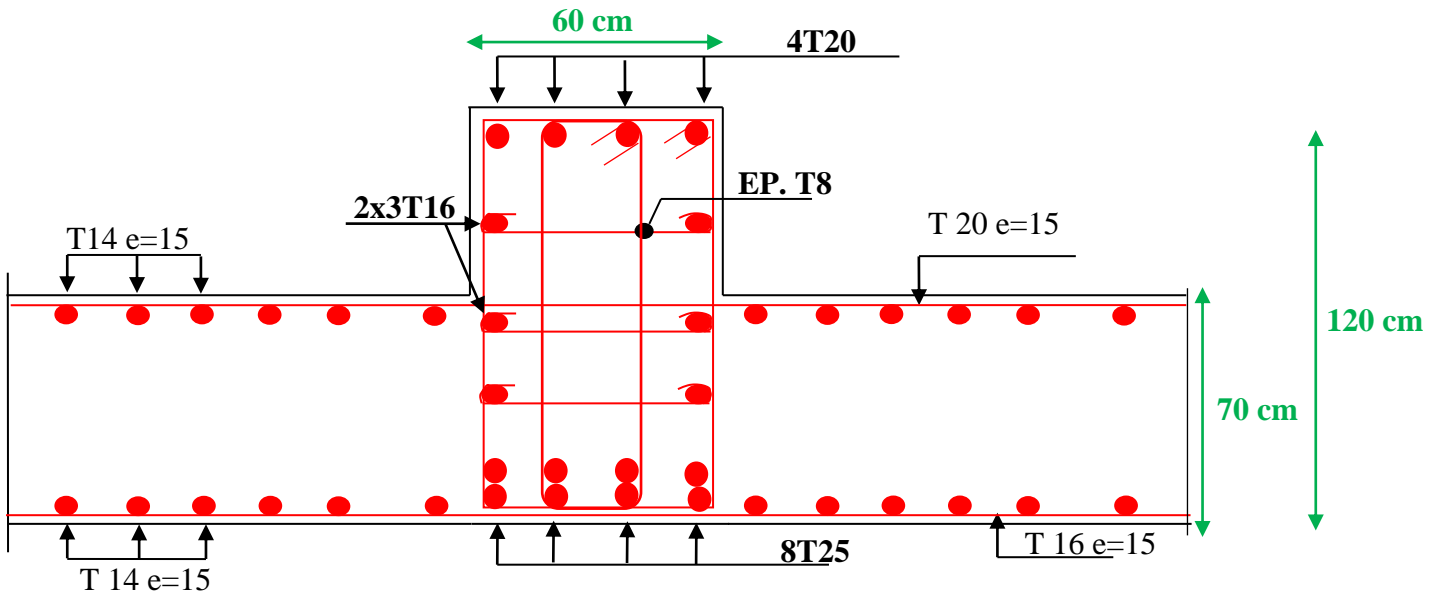
Alors : Donc on choisit :

- Dans les zones courantes :  $S_t = 15 \text{ cm}$ .
- Dans les zones nodales :  $S_t = 10 \text{ cm}$ .

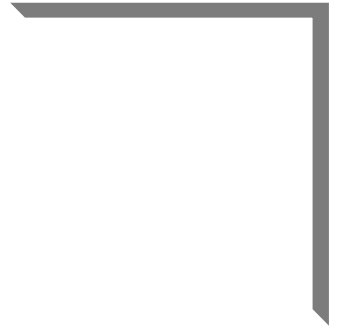
**g- Schéma de ferrailage :**



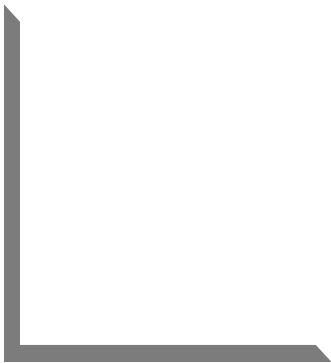
**Figure VII.7.** Ferrailage des nervures sur travée.



**Figure VII.8.** Ferrailage des nervures sur appuis.



# CONCLUSION GENERALE



## **Conclusion :**

Le travail qui a été réalisé comporte une tour contreventée par voile et portiques (poteaux-poutres) et d'après l'analyse dynamique sous logiciel ETABS, Nous avons compris combien qu'il est important de bien analyser une structure avant de la calculer. L'analyse de la structure d'un ouvrage est une étape très importante qui permet de faire une bonne conception parasismique au moindre coût.

On peut augmenter la rigidité de la structure vis-à-vis aux efforts horizontaux (séisme) sous une disposition supplémentaire des voiles.

- ✚ L'objectif primordial étant bien sur la protection des vies humaines lors d'un séisme majeur.
- ✚ Le bon placement des voiles permet de limiter la torsion engendré par l'effort de séisme dans la structure donc assurer la stabilité de l'ouvrage.
- ✚ La réalisation de cette étude nous a permet de concrétiser l'apprentissage théorique du cycle de formation de l'ingénieur et surtout d'apprendre les différentes techniques d calcul, les concepts et les règlements réagissant le domaine étudier.
- ✚ Notons qu'enfin ce projet qui constitue pour moi une expérience , m'a été très bénéfique que ce soit dans l'aspect scientifique et technique ou dans l'aspect informatique , puisque l'utilisation des outils informatiques (ETABS , AutoCAD , application SOCOTEC) ainsi que l'application de la réglementation mise en vigueur ( RPA99 version 2003 et BAEL 91) reste une étape très importante qui demande des connaissances de certaines notions de base des sciences de l'ingénieur.

# Bibliographie

## Règlement :

- Règles parasismiques algériennes **RPA99/VERSION 2003**.
- Document technique règlementaire des charges permanentes et charges d'exploitation.
- Béton armé aux états limites **BAEL91**.
- Méthode de calcul des fondations profondes, D.T.R.BC.2.33.2

## COURS :

- Béton armé.
- Mécanique des sols.
- Résistances des matériaux.
- Dynamique des structures.
- Bâtiments.
- Matériaux de construction.

## Thèses fin d'étude :

- Mémoires de fin d'études, université de Jijel .

## Logiciels :

- ETABS.
- AUTOCAD 2010.
- SOCOTEC.
- Excel.
- SAFE.

# ANNEXE

## ANNEXE 1 :

### SECTION RÉELLES D'ARMATURES

Section en cm<sup>2</sup> de N armature  $\phi$  en mm.

$\Phi$	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0,2	0,28	0,5	0,79	1,13	1,54	2,01	3,14	4,91	8,04	12,57
2	0,39	0,57	1,01	1,57	2,26	3,08	4,02	6,28	9,82	16,08	25,13
3	0,59	0,85	1,51	2,36	3,39	4,62	6,03	9,42	14,73	24,13	37,70
4	0,79	1,13	2,01	3,14	4,52	6,16	8,04	12,57	19,63	32,17	50,27
5	0,98	1,41	2,51	3,93	5,65	7,70	10,05	15,71	24,54	40,21	62,83
6	1,18	1,70	3,02	4,71	6,79	9,24	12,06	18,85	29,45	48,25	75,40
7	1,37	1,98	3,52	5,50	7,92	10,78	14,07	21,99	34,36	56,30	87,96
8	1,57	2,26	4,02	6,28	9,05	12,32	16,08	25,13	39,27	64,34	100,53
9	1,77	2,54	4,52	7,07	10,18	13,85	18,10	28,27	44,18	72,38	113,10
10	1,96	2,83	5,03	7,85	11,31	15,39	20,11	31,42	49,09	80,42	125,66
11	2,16	3,11	5,53	8,64	12,44	16,93	22,12	34,56	54,00	88,47	138,23
12	2,36	3,39	6,03	9,42	13,57	18,47	24,13	37,70	58,91	96,51	150,8
13	2,55	3,68	6,53	10,21	14,70	20,01	26,14	40,84	63,81	104,55	163,36
14	2,75	3,96	7,04	11,00	15,83	21,55	28,15	43,98	68,72	112,59	175,93
15	2,95	4,24	7,54	11,78	16,96	23,09	30,16	47,12	73,63	120,64	188,50
16	3,14	4,52	8,04	12,57	18,10	24,63	32,17	50,27	78,54	128,68	201,06
17	3,34	4,81	8,55	13,35	19,23	26,17	34,18	53,41	83,45	136,72	213,63
18	3,53	5,09	9,05	14,14	20,36	27,71	36,19	56,55	88,36	144,76	226,20
19	3,73	5,37	9,55	14,92	21,49	29,25	38,20	59,69	93,27	152,81	238,76
20	3,93	5,65	10,05	15,71	22,62	30,79	40,21	62,83	98,17	160,85	251,33

**ANNEXE 2 :**

**DALLES RECTANGULAIRES UNIFORMÉMENT CHARGÉES  
ARTICULÉE SUR LEUR CONTOUR**

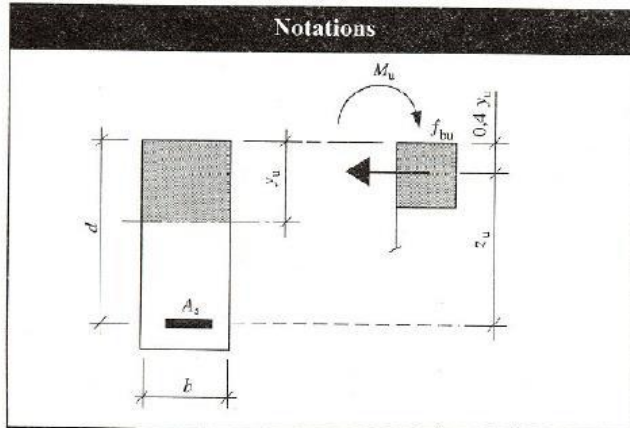
$\alpha = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $\nu=0$		ELS $\nu=0,2$		$\alpha = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $\nu=0$		ELS $\nu=0,2$	
	$\mu_x$	$\mu_y$	$\mu_x$	$\mu_y$		$M_x$	$\mu_y$	$\mu_x$	$M_y$
<b>0,40</b>	0,1101	0,2500	0,1121	0,2854	<b>0,71</b>	0,0671	0,4471	0,0731	0,594
<b>0,41</b>	0,1088	0,2500	0,1110	0,2924	<b>0,72</b>	0,0658	0,4624	0,0719	0,6063
<b>0,42</b>	0,1075	0,2500	0,1098	0,3000	<b>0,73</b>	0,0646	0,4780	0,0708	0,6188
<b>0,43</b>	0,1062	0,2500	0,1087	0,3077	<b>0,74</b>	0,0633	0,4938	0,0696	0,6315
<b>0,44</b>	0,1049	0,2500	0,1075	0,3155	<b>0,75</b>	0,0621	0,5105	0,0684	0,6447
<b>0,45</b>	0,1036	0,2500	0,1063	0,3234	<b>0,76</b>	0,0608	0,5274	0,0672	0,658
<b>0,46</b>	0,1022	0,2500	0,1051	0,3319	<b>0,77</b>	0,0596	0,5440	0,0661	0,671
<b>0,47</b>	0,1008	0,2500	0,1038	0,3402	<b>0,78</b>	0,0584	0,5608	0,0650	0,6841
<b>0,48</b>	0,0994	0,2500	0,1026	0,3491	<b>0,79</b>	0,0573	0,5786	0,0639	0,6978
<b>0,49</b>	0,0980	0,2500	0,1013	0,3580	<b>0,80</b>	0,0561	0,5959	0,0628	0,7111
<b>0,50</b>	0,0966	0,2500	0,1000	0,3671	<b>0,81</b>	0,0550	0,6135	0,0617	0,7246
<b>0,51</b>	0,0951	0,2500	0,0987	0,3758	<b>0,82</b>	0,0539	0,6313	0,0607	0,7381
<b>0,52</b>	0,0937	0,2500	0,0974	0,3853	<b>0,83</b>	0,0528	0,6494	0,0596	0,7518
<b>0,53</b>	0,0922	0,2500	0,0961	0,3949	<b>0,84</b>	0,0517	0,6678	0,0586	0,7655
<b>0,54</b>	0,0908	0,2500	0,0948	0,4050	<b>0,85</b>	0,0506	0,6864	0,0576	0,7794
<b>0,55</b>	0,0894	0,2500	0,0936	0,4150	<b>0,86</b>	0,0496	0,7052	0,0566	0,7932
<b>0,56</b>	0,0880	0,2500	0,0923	0,4254	<b>0,87</b>	0,0486	0,7244	0,0556	0,8074
<b>0,57</b>	0,0865	0,2582	0,0910	0,4357	<b>0,88</b>	0,0476	0,7438	0,0546	0,8216
<b>0,58</b>	0,0851	0,2703	0,0897	0,4462	<b>0,89</b>	0,0466	0,7635	0,0537	0,5358
<b>0,59</b>	0,0836	0,2822	0,0884	0,4565	<b>0,90</b>	0,0456	0,7834	0,0528	0,8502
<b>0,60</b>	0,0822	0,2948	0,0870	0,4672	<b>0,91</b>	0,0447	0,8036	0,0518	0,8646
<b>0,61</b>	0,0808	0,3075	0,0857	0,4781	<b>0,92</b>	0,0437	0,8251	0,0509	0,8799
<b>0,62</b>	0,0794	0,3205	0,0844	0,4892	<b>0,93</b>	0,0428	0,8450	0,0500	0,8939
<b>0,63</b>	0,0779	0,3338	0,0831	0,5004	<b>0,94</b>	0,0419	0,8661	0,0491	0,9087
<b>0,64</b>	0,0765	0,3472	0,0819	0,5117	<b>0,95</b>	0,0410	0,8875	0,0483	0,9236
<b>0,65</b>	0,0751	0,3613	0,0805	0,5235	<b>0,96</b>	0,0401	0,9092	0,0474	0,9385
<b>0,66</b>	0,0737	0,3753	0,0792	0,5351	<b>0,97</b>	0,0392	0,9322	0,0465	0,9543
<b>0,67</b>	0,0723	0,3895	0,0780	0,5469	<b>0,98</b>	0,0384	0,9545	0,0457	0,9694
<b>0,68</b>	0,0710	0,4034	0,0767	0,5584	<b>0,99</b>	0,0376	0,9771	0,0449	0,9847
<b>0,69</b>	0,0697	0,4181	0,0755	0,5704	<b>1</b>	0,0368	1	0,0441	1
<b>0,70</b>	0,0684	0,4320	0,0743	0,5817					



Annexe

# 4 Tableaux de calcul à l'E.L.U.R.

- Flexion simple – Section rectangulaire
- Aciers naturels:  $f_e$  E 400 → ①  
 $f_e$  E 500 → ②
- Béton: diagramme rectangulaire simplifié



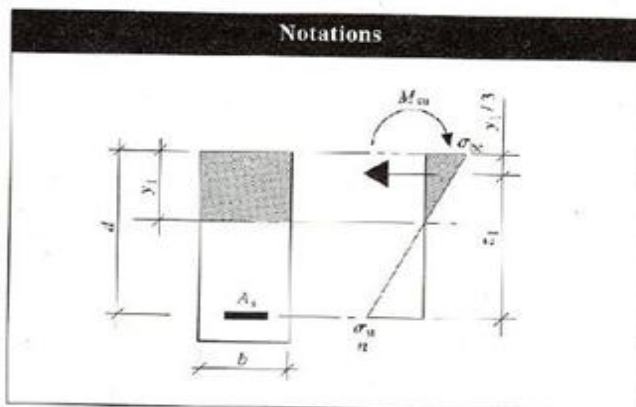
Contraintes de calcul	Paramètres
Béton	$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b d^2 f_{bu}}$ $\alpha_u = \frac{y_u}{d}$ $\beta_u = \frac{z_u}{d}$ $\varepsilon_{st} : \text{allongement armature } A_u$ $p_u : \text{pourcentage mécanique}$ $p_u = \frac{A_u}{b d} \cdot \frac{f_{su}}{f_{bu}}$
$f_{bu} = \frac{0,85 f_{cf}}{\gamma_b}$ $\gamma_b = 1,5$	
Acier	
$f_{su} = \frac{f_s}{\gamma_s}$ $\gamma_s = 1,15$	

$\mu_{bu}$	$\alpha_u$	$\beta_u$	$\varepsilon_{st}$	$p_u$	
				①	②
0.000	0.000	1.0000	10.000	0.000	0.000
0.002	0.003	0.9990	10.000	0.002	0.002
0.004	0.005	0.9980	10.000	0.004	0.004
0.006	0.008	0.9970	10.000	0.006	0.006
0.008	0.010	0.9960	10.000	0.008	0.008
0.010	0.013	0.9950	10.000	0.010	0.010
0.012	0.015	0.9940	10.000	0.012	0.012
0.014	0.018	0.9930	10.000	0.014	0.014
0.016	0.020	0.9919	10.000	0.016	0.016
0.018	0.023	0.9909	10.000	0.018	0.018
0.020	0.025	0.9899	10.000	0.020	0.020
0.022	0.028	0.9889	10.000	0.022	0.022
0.024	0.030	0.9879	10.000	0.024	0.024
0.026	0.033	0.9868	10.000	0.026	0.026
0.028	0.036	0.9858	10.000	0.028	0.028
0.030	0.038	0.9848	10.000	0.030	0.030
0.032	0.041	0.9837	10.000	0.032	0.032
0.034	0.043	0.9827	10.000	0.034	0.034
0.036	0.046	0.9817	10.000	0.036	0.036
0.038	0.048	0.9806	10.000	0.038	0.038
0.040	0.051	0.9796	10.000	0.041	0.041
0.042	0.054	0.9785	10.000	0.043	0.043
0.044	0.056	0.9775	10.000	0.045	0.045
0.046	0.059	0.9764	10.000	0.047	0.047
0.048	0.062	0.9754	10.000	0.049	0.049
0.050	0.064	0.9743	10.000	0.051	0.051
0.052	0.067	0.9733	10.000	0.053	0.053
0.054	0.069	0.9722	10.000	0.056	0.056
0.056	0.072	0.9712	10.000	0.058	0.058
0.058	0.075	0.9701	10.000	0.060	0.060
0.060	0.077	0.9690	10.000	0.062	0.062
0.062	0.080	0.9680	10.000	0.064	0.064
0.064	0.083	0.9669	10.000	0.066	0.066
0.066	0.085	0.9658	10.000	0.068	0.068
0.068	0.088	0.9648	10.000	0.070	0.070
0.070	0.091	0.9637	10.000	0.073	0.073
0.072	0.093	0.9626	10.000	0.075	0.075
0.074	0.095	0.9615	10.000	0.077	0.077
0.076	0.099	0.9604	10.000	0.079	0.079
0.078	0.102	0.9593	10.000	0.081	0.081
0.080	0.104	0.9583	10.000	0.083	0.083
0.082	0.107	0.9572	10.000	0.085	0.085
0.084	0.110	0.9561	10.000	0.088	0.088
0.086	0.113	0.9550	10.000	0.090	0.090
0.088	0.115	0.9539	10.000	0.092	0.092
0.090	0.118	0.9528	10.000	0.094	0.094
0.092	0.121	0.9517	10.000	0.097	0.097
0.094	0.124	0.9506	10.000	0.099	0.099
0.096	0.126	0.9494	10.000	0.101	0.101
0.098	0.129	0.9483	10.000	0.103	0.103

# Annexe 5

## Tableaux de calcul à l'E.L.S.

- Flexion simple – Section rectangulaire
  - Aciers
  - Béton
- domaine élastique  $n = 15$



Contraintes de calcul	Paramètres
Béton $\sigma_{bc}$ Limite réglementaire $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{cj}$	$\mu_b = \frac{M_{ser}}{b d^2 \sigma_{st}}$ $K = \frac{\sigma_{st}}{\sigma_{bc}}$ $\mu_b = \frac{M_{ser}}{b d^2 \sigma_{bc}}$
Acier $\sigma_{st}$ Limite réglementaire $\bar{\sigma}_{st}$ (cf. BAEL)	$\alpha_1 = \frac{y_1}{d}$ $\beta_1 = \frac{z_1}{d}$ $\rho = \frac{A_s}{b d}$

$\mu_s$	K	$\mu_b$	$\alpha_1$	$\beta_1$	100 $\rho$
0.0000	8.66	0.0000	0.000	1.0000	0.000
0.0002	183.63	0.0368	0.075	0.9749	0.021
0.0004	127.22	0.0509	0.105	0.9549	0.041
0.0006	102.14	0.0613	0.128	0.9373	0.063
0.0008	87.23	0.0698	0.147	0.9211	0.084
0.0010	77.04	0.0771	0.163	0.9057	0.105
0.0012	69.57	0.0834	0.177	0.8940	0.127
0.0014	63.72	0.0892	0.191	0.8845	0.150
0.0016	59.02	0.0945	0.203	0.8762	0.172
0.0018	55.16	0.0993	0.214	0.8687	0.194
0.0020	51.89	0.1037	0.224	0.8623	0.216
0.0022	49.07	0.1077	0.234	0.8560	0.239
0.0024	46.61	0.1113	0.243	0.8503	0.261
0.0026	44.45	0.1145	0.252	0.8451	0.284
0.0028	42.53	0.1173	0.261	0.8403	0.307
0.0030	40.79	0.1204	0.269	0.8360	0.330
0.0032	39.23	0.1236	0.277	0.8320	0.353
0.0034	37.82	0.1268	0.284	0.8283	0.375
0.0036	36.51	0.1301	0.291	0.8249	0.399
0.0038	35.32	0.1334	0.298	0.8216	0.422
0.0040	34.22	0.1369	0.305	0.8184	0.445
0.0042	33.21	0.1394	0.311	0.8153	0.469
0.0044	32.25	0.1419	0.317	0.8122	0.492
0.0046	31.37	0.1443	0.323	0.8092	0.516
0.0048	30.54	0.1466	0.329	0.8062	0.539
0.0050	29.77	0.1488	0.335	0.8033	0.563
0.0052	29.04	0.1510	0.341	0.8003	0.587
0.0054	28.34	0.1531	0.346	0.7974	0.610
0.0056	27.70	0.1551	0.351	0.7945	0.634
0.0058	27.08	0.1571	0.356	0.7915	0.658
0.0060	26.47	0.1590	0.362	0.7885	0.682
0.0062	25.94	0.1608	0.366	0.7855	0.706
0.0064	25.41	0.1626	0.371	0.7825	0.730
0.0066	24.91	0.1644	0.376	0.7794	0.754
0.0068	24.43	0.1661	0.380	0.7762	0.777
0.0070	23.97	0.1678	0.385	0.7730	0.800
0.0072	23.53	0.1694	0.389	0.7697	0.823
0.0074	23.11	0.1710	0.394	0.7664	0.846
0.0076	22.70	0.1725	0.398	0.7630	0.869
0.0078	22.32	0.1741	0.402	0.7596	0.891
0.0080	21.94	0.1755	0.406	0.7561	0.914
0.0082	21.58	0.1770	0.410	0.7525	0.937
0.0084	21.24	0.1784	0.414	0.7489	0.960
0.0086	20.91	0.1798	0.418	0.7452	0.983
0.0088	20.59	0.1811	0.422	0.7415	1.006
0.0090	20.27	0.1825	0.425	0.7377	1.029
0.0092	19.96	0.1838	0.429	0.7339	1.052
0.0094	19.67	0.1851	0.432	0.7300	1.075
0.0096	19.41	0.1863	0.436	0.7261	1.098
0.0098	19.14	0.1875	0.439	0.7221	1.121