

# الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
MINISTRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR  
ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE



UNIVERSITE MOHAMED SEDDIK BENYAHIA JIJEL

Faculté des sciences et de la technologie

Département de de Génie Civil et Hydraulique

## **MEMOIRE DE MASTER**

**DOMAINE: Scienceset Technologies**

**FILIERE: GénieCivil**

**SPECIALITE: Structures**

### **Thème**

***CALCUL D'UNE STRUCTURES  
CONTREVENTEE PAR PORTIQUES+VOILES  
IMPLANTEE EN ZONE IIA***

**Présenté Par :AYA BOURAOUI**

**Encadré Par :Pr BOUSSAFEL**

**SALAMA SARSOUR**

#### **Jury de Soutenance**

**Président :Chaker**

**Encadreur : boussafel**

**Examineur 1:Hemimed**

**Promotion : 2021 /2022**

# Remerciements

*Nous remercions,*

*En premier lieu, **notre Dieu** le très miséricordieux qui a bien voulu nous donner la force et le courage pour effectuer le présent travail*

*Un grand remerciement pour nous **chers parents** pour leurs soutiens, encouragement et leurs patiences.*

*Nous tenons à remercier mon encadreur **pr boussafel** pour sa disponibilité.*

*Nos remercions chaleureusement tous les ingénieurs de **CTC** de la wilaya de Jijel spécialement **Mr zine adlane** et aussi l'ingénieure **khaoula chaalal** qui ma enformé sur l'**ETABS**.*

*Nos remerciements s'adressent également à tous **nos enseignants** durant toutes les étapes d'enseignant d'Université de Jijel qui nous*

*Ont enrichi nos connaissances et notre savoir pendant*

*Les cinq ans de formation*

*Nous n'oublierons pas **les membres du jury** qui nous font l'honneur de présidèrent d'examiner ce modeste travail*

*A tous ceux qui nous ont assistés de près ou de loin dans la réalisation de Ce fin d'étude*

**AYA BOURAOUI**

**SALAMA SARSOUR**





# Dédicaces

*Au nom d'ALLAH, le tout Miséricordieux*

*Je remercie Allah Le tout puissant, clément et Miséricordieux de m'avoir motivé à réaliser ce modeste travail, en suite je remercie infiniment mes parents qui m'ont encouragé et aidé à arriver à ce stade de formation.*

*Je d'ide ce modeste travail à ma mère, qui à sacrifiée sa vie a fin de me réussir dans le parcours d'enseignement, celle qui a toujours restée à mes côtés dans les moments rudes de ma vie,.*

*Je d'ide ce modeste travaille à mon père, qui m'a accompagnée durant les moments les plus pénibles de ce long parcours de mon éducation.*

*.....ET Toutes la promotion 2022*

*A mon binôme: SALAMA SARSOUR*

*A tous ceux qui ont, contribué de loin ou de près à*

*la réalisation de ce mémoire*

*إن الذين نحبهم ونعزهم مكانتهم ليست بين الأسطر والصفحات لان مقامهم  
اجل وأعلى فالقلب سكتاهم والذكري ذكراهم والفواد لن ينساهم*

*AYA*



AYA



# Dédicaces

*Au nom d'ALLAH, le tout Miséricordieux*

*Je remercie Allah Le tout puissant, clément et Miséricordieux de m'avoir motivé à réaliser ce modeste travail, en suite je remercie infiniment mes parents qui m'ont encouragé et aidé à arriver à ce stade de formation.*

*Je d'ide ce modeste travail à ma mère, qui à sacrifiée sa vie a fin de me réussir dans le parcours d'enseignement, celle qui a toujours restée à mes côtés dans les moments rudes de ma vie,.*

*Je d'ide ce modeste travaille à mon père, qui m'a accompagnée durant les moments les plus pénibles de ce long parcours de mon éducation.*

*.....ET Toutes la promotion 2022*

*A mon binôme : AYA BOURAOUI*

*A tous ceux qui ont, contribué de loin ou de près à*

*la réalisation de ce mémoire*

*إن الذين نحبهم ونعزهم مكانتهم ليست بين الأسطر والصفحات لان مقامهم  
اجل وأعلى فالقلب سكناهم والذكري نكراهم والفواد لن ينساهم*

*SALAMA*



## Résumé

Le but de cette étude est la conception d'une structure à usage d'habitation et commercial de R + 8 étages qui sera implantée dans la wilaya de **ANNABA**, classé en zone IIa selon le règlement parasismique Algérien (RPA 99 version 2003).

La stabilité de l'ouvrage est assurée par les poutres, les poteaux et les voiles. L'étude et l'analyse de ce projet ont été établies par le logiciel (Etabs v9.7.0).

Le calcul des dimensions et du ferrailage de tous les éléments résistants sont conformes aux règles applicables en vigueurs à savoir (BAEL91 modifier99, RPA99 version 2003). Pour la vérification du ferrailage nous avons utilisées un logiciel (Socotec).

## Summary

The aim of this study is the conception of a structure for dwelling and commercial use of R+8 floors which will be established in the wilaya of **ANNABA**, classified in zone IIa according to the Algerian earthquake rules (RPA 99 version 2003).

The stability of the work is ensured by the beams, the columns and the walls. The study and the analysis of this project has been established by the software (Etabs v9.7.0).

The calculation of dimensions and the reinforcement of all the resistant elements are in conformity with the rules applicable in strengths to knowing (BAEL91 modifier99, RPA99 - Version 2003). For the checking of reinforcement, we used the software (Socotec).

## ملخص

يهدف هذا المشروع إلى دراسة بناية ذات طابع سكني و تجاري تتألف من طابق ارضي + 8 طوابق، يتم انجازها بولاية عنابة المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية رقم IIa حسب القواعد الجزائرية المضادة للزلازل version (RPA991.2003).

ان استقرار البناية لكل الحمولات العمودية والافقية مضمون بواسطة العارضات، الاعمدة والجدران الخرسانية المسلحة. دراسة وتحليل البناية تمت باستعمال برنامج (EtabsV 9.7.0).

تحديد الابعاد وتسليح كل العناصر المقاومة للبناية صمم طبق المعايير والقوانين المعمول بها في الجزائر (BAEL 91, RPA99 version 2003 modifié 99). للتحقق من التسليح تم استعمال برنامج (Socotec).

## **Introduction générale.**

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

Introduction :	3
Description du projet :	3
Implantation de l'ouvrage :	3
Caractéristiques de l'ouvrage :	3
Données du site :	4
Conception de la structure :	4
Règlements et normes utilisés :	6
Indication générale sur les règles de BAEL :	6
Principe d'application des règles BAEL :	9
Les matériaux de construction :	10
Béton :	10
L'Acier :	14

### **CHAPITRE II :Pré-Dimensionnement et Descente des charges**

Plancher à dalles pleines:	19
Introduction :	33
Les planchers :	33
Les balcons :	34
Balcon étage courant type 1 :	35
Balcon étage courant type 2 :	36
Les Murs :	36
Les escaliers :	37
Poteau intermédiaire:	40
Poteau de rive:	49
Poteau d'Angle :	58

### CHAPITRE III :Etude des éléments secondaires.

Introduction :	69
Acrotère :	69
Introduction :	69
Dimensions et modélisation de l'acrotère :	70
Evaluation des charges :	70
Les sollicitations majorées :	72
Le ferrailage de l'acrotère :	72
Vérification de la condition de non fragilité:	74
. Vérification des contraintes :	74
Vérification au cisaillement :	75
Calcul des armatures de répartition :	75
La dalle pleine :	76
Introduction :	76
Dalle pleine étage courant :	76
Sollicitation de calcul :	77
Ferrailage :	78
Vérification de la contrainte tangentielle du béton :	78
Vérification à l'ELS :	79
Schéma de ferrailage :	80
Dalle pleine étage service :	81
Sollicitation de calcul :	82
Ferrailage :	83
Vérification de la contrainte tangentielle du béton :	84
Schéma de ferrailage :	85
Dalle pleine terrasse :	86
Les charges :	86
Sollicitation de calcul :	86
Ferrailage :	87

Vérification de la contrainte tangentielle du béton :	88
. Vérification à l'ELS :	89
Schéma de ferrailage :	90
. Calcul des escaliers :	90
Définition :	90
Calcul des escaliers :	91
Evaluation de la charge du premier et 3 ème volées (étage):	91
I Les charges de paillasses :	91
Les charges de palier :	91
Calcul des sollicitations :	92
ICalcul des armatures :	93
Ferrailage.....	93
Vérifications :	94
Vérification de la contrainte tangentielle à l'ELU :	94
Vérification des contraintes de béton à l'ELS :	94
Vérification de la flèche :	95
Calcul de la flèche :	95
Calcul le 2ème volées (étage) pour un marché :	99
Calcul des sollicitations :	99
Calcul des armatures :	100
Vérifications :	100
Vérification de la contrainte tangentielle à l'ELU :	101
Vérification des contraintes de béton à l'ELS :	101
Vérification de la flèche :	101
Schéma de ferrailage :	102
Evaluation de la charge du premier et 3 ème volées (RDC) :	102
Les charges de paillasses :	102
Les charges de palier + 3 marchées :	103
Calcul des sollicitations :	103
Calcul des armatures :	105
Vérifications :	105

Vérification de la contrainte tangentielle à l'ELU :	106
Vérification des contraintes de béton à l'ELS :	106
Vérification de la flèche :	106
Calcul de la flèche :	107
Schéma de ferrailage :	110
Calcul de 2ème volée RDC pour un marché:	110
Calcul des sollicitations :	110
Calcul des armatures :	111
Vérification de la contrainte tangentielle à l'ELU :	112
Vérification des contraintes de béton à l'ELS :	112
Vérification de la flèche :	112
Schéma de ferrailage :	113
Les balcons.....	113
Introduction :	113
.Balcon encastré sur trois coté. ....	114
Etude d'un balcon encastré sur trois côtés type 1 (étage):	114
Evaluation des charges :	114
Calcul du Ferrailage :	116
Vérification :	117
Vérification de la contrainte tangentielle du béton :	117
Vérification à l'ELS:	117
Vérification des contraintes des armatures tendues :	118
Schéma de ferrailage :	119
Etude d'un balcon encastré sur trois côtés type 1 (terrasse) :	119
Evaluation des charges :	120
Sollicitation de calcul:	121
Calcul du Ferrailage :	122
Vérification :	123
Vérification de la contrainte tangentielle du béton :	123
Vérification des contraintes des armatures tendues :	124
Schéma de ferrailage :	125

Etude d'un balcon encastré sur trois Cotés type 2 (étage) :	125
Evaluation des charges :	126
Sollicitation de calcul :	127
. Calcul du Ferrailage :	128
Vérification :	129
Vérification de la contrainte tangentielle du béton :	129
Vérification à l'ELS :	129
Vérification des contraintes des armatures tendues :	130
Schéma de ferrailage :	131
Etude d'un balcon encastré sur trois Cotés type 2 (terrasse) :	131
Evaluation des charges :	132
Sollicitation de calcul :	133
Calcul du Ferrailage :	134
Vérification :	135
Vérification de la contrainte tangentielle du béton :	135
Vérification à l'ELS :	135
Vérification des contraintes des armatures tendues :	136
Schéma de ferrailage :	137
Etude d'un balcon encastré sur trois côtés :	137
Evaluation des charges :	139
Sollicitation de calcul:	139
Calcul du Ferrailage :	138
Vérification :	139
Vérification de la contrainte tangentielle du béton :	139
Vérification des contraintes des armatures tendues :	141

## **CHAPITRE IV :Etude de vent**

Introduction :	143
Application de RNV 99 :	144



La vérification d la stabilité d'ensemble : .....	144
Détermination de coefficient dynamique : .....	144
Détermination de la pression dynamique de vent : .....	144
Détermination de coefficient d'exposition : .....	146
Détermination des coefficients de pression extérieure .....	147
Détermination du coefficient de pression nette : .....	152
Détermination des coefficients de pression intérieure : .....	152
Calcul des forces de frottement : .....	155
Détermination de la force résultante : .....	156
Détermination de la force résultante : .....	156
Conclusion : .....	158

## **CHAPITRE V : Etude sismique.**

Introduction : .....	160
Objectifs de l'étude dynamique : .....	160
Choix de la méthode de calcul : .....	161
Présentation de méthode statique équivalente : .....	161
Présentation de méthode modale spectrale : .....	162
Présentation de la méthode dynamique par accélérogramme : .....	163
Classification de l'ouvrage selon le RPA99 version 2003 : .....	163
Modélisation de la structure : .....	170
La propension de disposition des voiles : .....	174
Période fondamentale théorique : .....	180
Poids total de la structure : .....	181
Vérifications réglementaire : .....	182
Caractéristiques géométriques et massique de la structure : .....	182
Calcul de l'excentricité théorique : .....	182
Calcule de la force sismique totale V : .....	183
Vérification de l'effort sismique : .....	184
Justification vis à vis de l'effet P- $\Delta$ :	185

Vérification de L'effort normal réduit : (RPAv2003, 7.1.3.3) : .....	186
dernière étude sismique: .....	187
Conclusion : .....	204
<b>CHAPITRE VI :: Ferrailage des éléments structuraux .</b>	
Introduction : .....	206
Ferrailage des poutres : .....	206
Ferrailage des poteaux : .....	216
.Les voiles : .....	224
Ferrailage des voiles : .....	236

### **CHAPITRE VIII : Etude de l'infrastructure .**

Introduction : .....	248
Différents types des fondations : .....	248
Choix du type de fondations : .....	252
Semelle isole : .....	252
La surface des semelles filantes des voiles d'après L'ETABS.....	253
Radier général : .....	254
Pré dimensionnement du radier : .....	254
Ferrailage du radier : .....	261
Dalle du radier : .....	261
Etude de débord du radier : .....	264
Calcul des nervures : .....	267
Présentation du logiciel SAFE 16.0.1: .....	268
Démarches de modélisation de notre radier : .....	268
Ferrailage longitudinal : .....	269

### **CHAPITRE IX : partie de recherche**

Introduction : .....	275
Les produite de remplissage : .....	275
Les fonctions des joints: .....	275
Les différents types de joints en génie civil : .....	276

joint de dilatation : .....	276
Définition : .....	276
Joint de rupture : .....	276
Définition : .....	276
Pourquoi on utilise les joints : .....	277
BLOC A: .....	277
BLOC B : .....	283

### **Conclusion générale .**

# Liste des tableaux

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

Tableau I.I Diagramme des déformations limites (ELU) .....	8
Tableau I.II Diagramme contraintes-déformation .....	13
Tableau I.III Diagramme de contrainte- déformation.....	17

## CHAPITRE II : Pré-Dimensionnement et Descente des charges

Tableau.II.1. Charge de la dalle. ....	21
Tableau.II.2. Dimension de poutre .....	22
Tableau.II.3. P.L .....	24
Tableau.II.4. P.T .....	24
Tableau II.5 Balcon Type.....	24
Tableau. II.7 : coupe de voile en élévation .....	26
Tableau. II.6 : coupe de voile en plan. ....	26
Tableau II.8. Dimensions de l'escalier .....	27
Tableau II.9. Dimensions de l'escalier .....	29
Tableau. II.11.Dimension de la section revenant au poteau de intermédiaire: .....	40
Tableau. II.12.Dimension de la section revenant au poteau de rive. .....	49
Tableau. II.13..Dimension de la section revenant au poteau d'Angle .....	58

## CHAPITRE III : Etude des éléments secondaires.

Tableau III.1 évaluation des charges de l'acrotère.....	71
Tableau III.2. La sollicitation après majoration .....	72
Tableau III.3. : calcule des ferrailages à ELU. ....	72
Tableau III.4. : calcule des ferrailages à ELS. ....	73

Tableau.III.5. La position des liaisons et différentes charges. ....	76
Tableau.III.6. Les résultats des efforts à l'E.L.U. ....	77
Tableau.III.7. Les résultats des efforts à l'E.L.S. ....	78
Tableau.III.8. Résultats de ferrailage dalle pleine étage courant .....	78
Tableau.III.9. Les résultats de vérification à l'E.L.S. ....	80
Tableau.III.10. La position des liaisons et différentes charges. ....	81
Tableau.III.11. Les résultats des efforts à l'E.L.U.....	82
Tableau.III.12. Les résultats des efforts à l'E.L.S. ....	82
Tableau.III.13. Résultats de ferrailage dalle pleine étage service.....	83
Tableau.III.14. Les résultats de vérification à l'E.L.S.....	85
Tableau.III.15. La position des liaisons et différentes charges. . ....	85
Tableau.III.16. Les résultats des efforts à l'E.L.U. . ....	86
Tableau.III.17. Les résultats des efforts à l'E.L.S. ....	87
Tableau.III.18. Résultats de ferrailage dalle pleine terrasse.....	87
Tableau.III.19. Les résultats de vérification à l'E.L.S. ....	89
Tableau.III.20. Différent coefficients de calcul de ferrailage.....	92
Tableau.III.21. Résultats du calcul du ferrailage escalier .....	93
Tableau.III.22. Vérifications des contraintes de béton à l'ELS. ....	94
Tab. III .23. Différents coefficients pour le calcul de la flèche. ....	95
Tableau.III.24. Différent coefficients de calcul de ferrailage. ....	99
Tableau.III.25. Résultats du calcul du ferrailage escalier .....	99
Tableau.III.26. Vérifications des contraintes de béton à l'ELS ....	100
Tableau.III.27. Différent coefficients de calcul de ferrailage. ....	103
Tableau.III.28. Résultats du calcul du ferrailage escalier .....	104
Tableau.III.29. Vérifications des contraintes de béton à l'ELS. ....	105
Tableau. III .30. Différents coefficients pour le calcul de la flèche. ....	106
Tableau.III.31. Différent coefficients de calcul de ferrailage. ....	109

Tableau.III.32. Résultats du calcul du ferrailage escalier.....	110
Tableau.III.33. Vérifications des contraintes de béton à l'ELS .....	111
Tableau .III.34.laissons du balcon type1 (Étage) .....	113
Tableau III.35.Evaluation des charges .....	113
Tableau. III.36.les résultats des efforts a l'ELU. ....	114
Tableau.III.37. .les résultats des efforts a l'ELS. ....	114
Tableau. III.38.Résultats du ferrailage du balcon type 1. ....	115
Tableau.III.39. Vérification des contraintes à l'ELS . ....	117
Tableau III.41.Evaluation des charges .....	119
Tableau. III.42.les résultats des efforts a l'ELU. ....	120
Tableau.III.43. .les résultats des efforts a l'ELS. ....	120
Tableau. III.44.Résultats du ferrailage du balcon type 1. ....	121
Tableau.III.45. Vérification des contraintes à l'ELS .....	123
Tableau III.47.Evaluation des charges. ....	125
Tableau.III.48.les résultats des efforts a l'ELU. ....	126
Tableau.III.49.les résultats des efforts a l'ELS. ....	127
Tableau.III.50 .Résultats de ferrailage de balcon type 2.....	127
Tableau.III.51. Vérification des contraintes à l'ELS .....	130
Tableau. III.52.laissons du balcon type 2(terrasse). ....	131
Tableau III.53.Evaluation des charges .....	131
Tableau.III.54.les résultats des efforts a l'ELU. ....	132
Tableau.III.55 .les résultats des efforts a l'ELS. ....	133
Tableau.III.56 .Résultats de ferrailage de balcon type .....	133
Tableau.III.57. Vérification des contraintes à l'ELS .....	135
Tableau .III.58.laissons du balcon type 3 (étage). ....	137
Tableau III.59.Evaluation des charges .....	138
Tableau. III.60.les résultats des efforts à l'ELU. ....	138

Tableau.III.61. .les résultats des efforts à l'ELS. ....	139
Tableau. III.62.Résultats du ferrailage du balcon type 3.....	140
Tableau.III.63. Vérification des contraintes à l'ELS . ....	142

#### CHAPITRE IV : Etude de vent

Tableau IV.1.: valeur de la pression dynamique de référence .....	145
Tableau .IV.2. Définition des catégories de terrain.....	147
Tableau IV.4. Valeurs de Cr et Ce et de Qdyn Selon la hauteur Z .....	147
Tableau IV.5. Coefficients de pression extérieure des parois verticales(Y-Y) .....	149
Tableau IV.6. Coefficients de pression extérieure des parois verticales(X-X) .....	150
Tableau IV.7. Coefficients de pression extérieur de la terrasse .....	151
Tableau IV.8. Coefficient de pression de vent pour Cpi = 0.8 Sens X-X .....	153
Tableau IV.9. Coefficient de pression de vent pour Cpi=-0.5 Sens X-X .....	153
Tableau IV.10. Coefficient de pression de vent pour Cpi = 0.8 Sens Y-Y .....	153
Tableau IV.11. Coefficient de pression de vent pour Cpi=-0.5 Sens Y-Y .....	153
Tableau. IV.12. : Calcul de pression due au vent pour Cpi=0.8 suivant sens.....	154
Tableau IV.13 : Calcul de pression due au vent pour Cpi=0.8 suivant sens (Y-Y) .....	155
Tableau .IV.14 : Calcul de pression due au vent pour Cpi=-0.5 suivant sens (X-X).....	155
Tableau IV.15 : Calcul de pression due au vent pour Cpi=-0.5 suivant sens (Y-Y).....	155
Tableau.IV.16 :La force résultante R.....	158

#### CHAPITRE V : Etude sismique.

Tableau.V.1.Coefficient d'accélération de zone A.....	165
Tableau.V.2.valeurs de T1 et T2 .....	166
Tableau. .V. 3. Classification de la structure selon le système de contreventement.....	166

Tableau.V.4. valeur du coefficient CT.....	167
Tableau .V. 5. Classification de l'ouvrage selon RPA version 2003.....	169
Tableau .V.6. valeurs des pénalités $P_q$ .....	170
Tableau.V.7. Les valeurs des périodes et facteur de participation des masses variante1. ....	175
Tableau.V.8. Les valeurs des périodes et facteur de participation des masses variante2.....	177
Tableau.V.9. Les valeurs des périodes et facteur de participation des masses variante3. ....	177
Tableau.V.10. Les valeurs des périodes et facteur de participation des masses variante 4.....	178
Tableau.V.11. Les valeurs des périodes et facteur de participation des masses variante5.....	179
Tableau.V.12. Période fondamental de la structure.....	181
Tableau.V.13. Poids de chaque étage.....	182
Tableau.V.14 : valeur de centre (masse+ rigidité) et l'excentricité (théorique+ accidentelle)...	183
TableauV.15. Justification vis à vis de l'effet P- $\Delta$ sens X.X.....	186
Tableau.V.16. Justification vis à vis de l'effet P- $\Delta$ sens Y.Y.....	186
Tableau V.17. Vérification de la stabilité au renversement.....	187
Tableau.V.18. Vérification de L'effort normal réduit.....	187
Tableau V.19. Vérification de L'effort normal réduit.....	188

## CHAPITRE VI :: Ferrailage des éléments structuraux .

Tableau .VI.1. Calcul du ferrailage des poutres longitudinales .....	208
Tableau VI 2.Calcul du ferrailage des poutres transversales .....	212
Tableau VI 3 Les sollicitations dans les différents poteaux .....	219
Tableau VI 4 Résultats de ferrailage des poteaux.....	219
Tableau V 5 Résultats de vérification de ferrailage des poteaux.....	220
Tableau VI 7 Vérification selon RPA .....	221
Tableau VI 8 Les armatures transversales des poteaux .....	222
Tableau VI 9 Longueur de recouvrement.....	222



Tableau V 10 Vérification des contraintes à l'ELS.....	223
Tableau VI 11. Résumé des résultats de ferrailage vertical de voile.....	233
Tableau VI 12. Vérification de la contrainte de cisaillement sens Y-Y.....	234
Tableau VI 13. Ferrailage horizontal des voiles.....	236
TableauVI 15Vérification de la contrainte de cisaillement des trumeaux T.....	245
TableauVI 16. Ferrailage horizontal des trumeaux T.....	245

## CHAPITRE VII : Etude de l'infrastructure .

Tableau.VII.1.Les surfaces des semelles isolées. ....	253
Tableau.VII.2.Les surface des semelles filantes.....	253
Tableau.VII.3.Vérification de la stabilité du radier sous la combinaison $0,8G \pm E$ .....	259
Tableau.VII.4.Calcul des contraintes.....	260
Tableau.VII.5.Vérification de la compression sous $G+Q \pm E$ .....	260
Tableau.VII.6. Les sollicitations à l'ELU .....	261
Tableau.VII.7. Les sollicitations à l'ELS.....	261
Tableau.VII.8. Calcul de ferrailage de la dalle à l'ELU.....	262
Tableau.VII.9. Vérification des contraintes à l'ELS.....	263
Tableau.VII.10. Ferrailage à l'ELS.....	264
Tableau.VII.13. Le ferrailage des nervures de radier dans les deux sens à l'ELU .....	270
Tableau.VII.14. Vérification à l'ELS.....	270
Tableau.VII.15. Le ferrailage des nervures de radier à l'ELS.....	271

# Liste des Figures

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

Figure I.I Diagramme des déformations limites (ELU) .....	8
Figure I.II Diagramme contraintes-déformation.....	13
Figure I.III Diagramme de contrainte- déformation.....	17

## CHAPITRE II : Pré-Dimensionnement et Descente des charges

Fig.II.1. Charge de la dalle. ....	21
IFig.II.2. Dimension de poutre .....	22
Fig.II.3. P.L .....	24
Fig.II.4. P.T .....	24
Figure II.5 Balcon Type.....	24
Fig. II.7 : coupe de voile en élévation .....	26
Fig. II.6 : coupe de voile en plan. ....	26
Figure II.8. Dimensions de l'escalier .....	27
Figure II.9. Dimensions de l'escalier .....	29
Fig. II.11.Dimension de la section revenant au poteau de intermédiaire: .....	40
Fig. II.12.Dimension de la section revenant au poteau de rive. ....	49
Fig. II.13..Dimension de la section revenant au poteau d'Angle .....	58

## CHAPITRE III : Etude des éléments secondaires.

Fig. III.2. Coupes transversales de l'acrotère.....	72
Figure.III.3. Ferrailage de l'acrotère.....	75
Figure.III.4. Schéma de la dalle pleine encastrée sur quatre côtés.....	76
FigureIII.5. Ferrailage Dalle plein étage courant .....	80
Figure.III.6. Schéma de la dalle pleine encastrée sur quatre côtés.....	81

Figure III.7. Ferrailage Dalle plein étage service.....	85
Figure.III.8. Schéma de la dalle pleine encastrée sur quatre côtés.....	86
Figure III.9. Ferrailage Dalle plein terrasse.....	89
Figure.???. 10. Vue en 2D de volée(1,3) étage. ....	90
Figure III.11. Schéma statique de volée (1,3) étage.....	91
Figure III.12. La charge équivalente de volée (1,3) étage.....	91
Figure III.13. Schéma statique de volée(1,3) étage.....	91
Figure III.14. Ferrailage des escaliers le 1er et le 3ème volées (étage).....	98
Figure III.15. Représentation de volée (2) étage.....	98
Figure III.16. Ferrailage des escaliers le 2ème volées (étage).....	101
Figure III.17. Représentation de volées (1.3)... ..	101
Figure III.18. Schéma statique (1.3) RDC.....	101
Figure III.19. La charge équivalente (1.3) RDC. ....	102
Figure III.20. Schéma statique (1.3) RDC.....	102
Figure III.21. Ferrailage des escaliers le 1er et le 3ème volées (RDC).....	108
Figure III.22. Représentation de 2ème volée (RDC.....	108
Fig.???.23. ferrailage des escaliers le 2ème volées (RDC)... ..	111
Figure.III.24. Dimensions du balcon type 1 (étage) .....	112
Fig.???.25. : ferrailage du balcon type1 (Étage).....	117
Figure.III.26. Dimensions du balcon type1 (terrasse).....	117
Fig.III.27.balcon type 1(terrasse).....	118
Fig.III.28.Balcon types 1 par logiciel SOCOTEC.....	119
Fig.???.29. ferrailage du balcon type1 (terrasse).....	123
Figure.III.30. Dimensions du balcon type 2 (étage).....	123
Fig.III.31.balcon type 2 (étage).....	124
Fig.III.32. Balcon type 2 par logiciel SOCOTEC.....	125
Figure.III.33. ferrailage du balcon type 2 (étage) .....	129

Figure.III.34. Dimensions du balcon type 2 (terrasse)...	129
Fig.III.35.balcon type 2 (terrasse) .....	130
Fig.III.36.Balcon type 2 par logiciel SOCOTEC.....	131
Figure.III.37. ferrailage du balcon type 2 (terrasse) .....	135
Figure.III.38. Dimensions du balcon type 3 (étage) .....	135
Fig.III.39.balcon type 3 (étage).....	136
Fig.III.40.Balcon types 3 par logiciel SOCOTEC.....	137
Figure.III.41. ferrailage du balcon type 3 (Étage) .....	141

#### CHAPITRE IV : Etude de vent

Figure IV.1 Action du vent.....	143
Figure IV.2 Répartition de la pression dynamique.....	145
Figure IV.4 La répartition du vent sur les parois verticales Sens Y-Y.....	149
Figure IV.5. La répartition du vent sur les parois verticales Sens X-X.....	150
Figure IV.6. Légende pour les toitures plates.....	150
Figure IV.7. La distribution de Cpe sur la toiture sens X-X.....	151
Figure IV.8. La distribution de Cpe sur la toiture sens Y-Y.....	152
Figure IV.9 : Force résultante R.....	157

#### CHAPITRE V : Etude sismique.

V.1.1 Figure.V.1 carte de zonage sismique du territoire national.....	164
V.1.2 Figure.V.2 L'organigramme du choix du système de contreventement.....	166
V.1.3 Figure.V.3 : limites des décrochements en plan .....	168
V.1.4 Figure.V.4 limites des décrochements en élévation.....	168
V.1.5 Figure.V.5 la vue en 3D de la structure .....	172
V.1.6 Figure .V.6. La première déposition des voiles .....	175
V.1.7 Figure .V.7 la meilleure disposition des voiles .....	176
V.1.8 Figure .V.8. La dernière disposition des voiles .....	179
V.1.9 Figure V.9 Mode 1 ; T= 0,631 sec.....	179

V.1.10	Figure V.10 Mode 2 ; T= 0,538 sec.....	180
V.1.11	Figure V.11 Mode 3 ; T= 0,493 sec.....	180

## CHAPITRE VI :: Ferrailage des éléments structuraux .

Figure VI.1.	schéma de la poutre.....	207
Figure VI.2	Ferrailage des poutres longitudinales.....	212
FigureVI.3	Ferrailage des poutres transversales.....	216
Figure VI 4	Ferrailage des poteaux.....	223
Figure VI.5	Section transversale de voile.....	224
Figure .VI.6	S P C.....	227
Figure .VI.7	S E C.....	227
Figure .VI.8	S E T.....	228
Figure .VI.9	Vue en plan des voiles existants.....	229
Figure VI 10	Ferrailage de VOILE 1.....	236
Figure VI 11	Ferrailage de VOILE 2.....	236
Figure VI 12	Ferrailage de VOILE 3.....	237
Figure VI 13	Ferrailage de VOILE 4.....	237
Figure VI 15	Ferrailage de VOILE 6.....	238
Figure VI 16	Ferrailage des VOILE 7 et 8.....	238
Figure VI 17	Ferrailage des VOILE 9 et 10.....	239
Figure VI 18	Ferrailage de VOILE 11.....	239
Figure VI 19	Ferrailage de VOILE 12.....	239
Figure VI 20	Ferrailage de VOILE 13.....	240
Figure VI 21	Ferrailage de VOILE 14.....	240
Figure.VI.22	Schéma d’ferrailage de linteaux.....	244
Figure.VI.23	Schéma d’ferrailage de trumeau T coupe A-A.....	246
Figure.VI.24	Schéma d’ferrailage de trumeau T coupe B-B.....	246

## CHAPITRE VII : Etude de l'infrastructure.

Figure VII.1 : Différents types des fondations.....	249
Figure VII.3 : Semelle isolée.....	250
Figure VII.5: les étapes de forages.....	251
Figure.VII.6. Semelle filante.....	253
Figure VII.7: schéma statique du radier nervuré .....	254
Figure VII.8. Schéma du radier sous SOCOTEC.....	258
Figure VII.9. Schéma du débord.....	264
Figure VII.10. Schéma de ferrailage débordement.....	267
Figure VII.11. .Diagrammes des moments dans les nervures d'après logiciel SAFE.....	269
Figure VII.12. Ferrailage des nervures en appuis sens x.....	272
Figure VII.13. Ferrailage des nervures en appuis sens y .....	273
Figure VII.14. Ferrailage des nervures sur travée sens y .....	273
Figure VII.15. Ferrailage des nervures sur travée sens x.....	273

# NOTATIONS

**A, A<sub>s</sub>** : Aire d'une section d'acier.  
**A<sub>t</sub>** : 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<sub>b</sub>** : Module de déformation longitudinal béton.  
**E<sub>i</sub>** : Module de déformation instantanée (**E<sub>vj</sub>** : Pour a l'âge de j jours).  
**E<sub>s</sub>** : Module d'élasticité de l'acier.  
**E<sub>v</sub>** : Module de déformation différé  
**E<sub>vj</sub>** : 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<sub>u</sub>** : Moment a' l'état limite ultime.  
**M<sub>ser</sub>** : Moment de calcul a' l'état limite de service.  
**N** : effort normal.  
**Q** : action ou charge variable.  
**S** : section  
**T, V** : effort tranchant.  
**f<sub>cj</sub>** : Résistance caractéristique à la compression du béton âgé de j jours  
**f<sub>tj</sub>** : Résistance caractéristique à la traction du l'âgé de j jours  
**f<sub>c28</sub>** et **f<sub>t28</sub>** : grandeurs précédemment calculées à 28 jours.  
**d** : Hauteur utile.

**h<sub>t</sub>** : hauteur totale du plancher.  
**h<sub>dc</sub>** : hauteur de la dalle de compression.  
**L<sub>x</sub>** : Longueur maximale entre axes  
**A'** : section d'armature comprimées  
**A** : section d'armature tendue  
**e** : excentricité d'un résultante ou d'un effort par apport au centre de gravité de la section.  
**S** : espacement des armatures en général.  
**S<sub>t</sub>** : Espacement des armatures transversales.  
**f<sub>e</sub>** : Limite d'élasticité de l'acier.

## NOMENCLATURES GRECQUES :

**γ<sub>b</sub>** : Coefficient de sécurité du béton.  
**γ<sub>s</sub>** : Coefficient de sécurité de l'acier.  
**α** : Angle en général, coefficient  
**ε<sub>bc</sub>** : Raccourcissement relatif du béton.  
**ε<sub>s</sub>** : Déformation de l'acier.  
**η** : Coefficient de fissuration relative a une armature.  
**θ** : Coefficient sans dimension.  
**λ** : Élanement.  
**ν** : Coefficient de poisson.  
**ρ** : Rapport de deux dimensions ; en particulier rapport de l'aire d'acier a l'aire de béton.  
**σ** : Contrainte normale général.  
**σ<sub>bc</sub>** : Contrainte de compression du béton.  
**σ<sub>s</sub>** : Contrainte de traction dans l'acier.  
**τ<sub>u adm</sub>** : Contrainte tangentielle admissible.





## **Introduction générale :**

Notre projet de fin d'étude porte sur l'étude d'une structure en béton armé et de ses fondations profondes en statique et en dynamique. Le choix de Cet édifice pour mon projet a été motivé par les nombreuses contraintes d'études aussi bien liées à la région (sismicité), au site, qu'à son architecture. L'objectif final du projet est de mettre en situation réelle la structure, analyser des résultats, faire des choix et savoir les justifier, tel est le but Que nous avons fixé. La première étape du projet est l'étude statique générale du bâtiment, autrement dit un dimensionnement des différents éléments de la structure et des fondations profondes dans l'optique d'une modélisation sur un logiciel de calcul. Les objectifs de cette phase sont nombreux. Dans un premier temps, elle a comme but de me faire découvrir Le bâtiment et les diverses particularités du projet. En effet, celui-ci me permettra de faire le point sur certains principes de calcul en béton armé et quelques aspects des règlements non abordés et non approfondis pendant Le cursus de formation universitaire. La seconde étape est l'étude du tour en dynamique. Celle-ci comprend une phase importante de modélisation de bâtiment sur le logiciel ETABS, d'analyse des résultats et de justification des solutions proposées.

## **CHAPITRE I :**

### **Présentation de projet et caractéristique des matériaux**

# I. Présentation de l'ouvrage et caractéristique des matériaux

## I.1 Introduction :

L'étude d'un bâtiment en béton armé nécessite des connaissances de base sur lesquelles l'ingénieur prend appui, et cela pour obtenir une structure à la fois sécuritaire et économique. A cet effet, on consacre ce chapitre pour donner quelques rappels et des descriptions du projet à étudier.

## I.2 Description du projet :

Le projet fait un mémoire de fin d'étude qui consiste à l'étude structurale d'un bâtiment à usage d'habitation et commercial, classé dans le groupe **d'usage 2** selon le **RPA99** version **2003**, constitué de :

- Sous-sol remblai
- Un rez-de-chaussée (RDC) à usage commercial.
- 1er étage de services
- Du 2<sup>ème</sup> au 8<sup>ème</sup> étage à usage d'habitation.

## I.3 Implantation de l'ouvrage :

Le terrain devant recevoir le projet suscité se trouve à **ANNABA** qui est classée par le **RPA** comme zone de moyenne sismicité **Ila**.

## I.4 Caractéristiques de l'ouvrage :

- La hauteur totale du bâtiment (sans l'acrotère) : **33.02m**.
- Hauteur de RDC : **4,42 m**.
- Hauteur des autres étages : **3.06m**.

- Longueur de l'ouvrage : **36,84m.**
- Largeur de l'ouvrage **22,91m.**
- Hauteur sous sol : **3.40**

### I.5 Données du site :

Le bâtiment est implanté dans une zone classé par **RPA v 2003** comme:

- Le site est considéré comme un site **meuble S3.**
- Contrainte admissible de sol  $\sigma_{sol adm} = 2 Bars.$

### I.6 Conception de la structure :

#### a. L'ossature :

1. 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 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).
2. 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.

#### b. Les planchers :

Tous les planchers des étages seront en dalles pleines .

Les balcons, la dalle de l'ascenseur et paliers d'escalier seront réalisés en dalles pleines.

#### c. Les escaliers :

Notre bâtiment comprend des escaliers qui seront réalisés en béton armé coulé sur place.

#### d. La maçonnerie :

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

- **Les murs extérieurs** : de façades sont réalisés en briques creuses double paroi, avec une épaisseur de **30cm**. Ils contiennent des ouvertures (fenêtres à certains endroits).
- **Les murs intérieurs** : sont en simples parois réalisés en briques d'épaisseur de **10cm**.

#### e. La terrasse :

Dans notre projet la terrasse est inaccessible.

#### f. La 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. Revêtement :

Enduit en plâtre pour les plafonds.

Enduit en ciment pour les murs extérieurs et les cloisons.

Revêtement à carrelage pour les planchers.

Le plancher terrasse sera recouvert par une étanchéité multicouche imperméable évitant la pénétration des eaux pluviales.

#### h. Isolation :

L'isolation acoustique est assurée par contre au niveau des murs extérieurs l'isolation est assurée par le vide d'air entre les deux parois qui compose se dernier,

par la minimisation des ponts thermique en cours de réalisation, a noter que l'isolation thermique est assurée par les couches de liège pour le plancher terrasse.

#### **i. L'acrotère :**

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

### **I.7 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.

#### **I.7.1 Indication générale sur les règles de BAEL :**

##### **a. Définition de l'état limite :**

C'est un état dans lequel se trouve une structure ou un élément de structure et tel que, s'il est dépassé dans le sens défavorable, cette structure ou cet élément ne répond plus aux fonctions pour lesquelles il est conçu.

Il existe deux états limites :

##### **1. Etat limite ultime ELU :**

Il correspond à ce que l'on entend généralement par la limite de résistance mécanique au-delà de laquelle il y a ruine de l'ouvrage.

Il y'a 03 états limites :

- Etat limite ultime de l'équilibre statique.
- Etat limite ultime de résistance.
- Etat limite ultime de stabilité de forme.

## 2. Etat limite de service ELS :

C'est la condition que doit satisfaire un ouvrage pour que son utilisation normale et sa durabilité soient assurées, son dépassement impliquera un désordre dans le fonctionnement de l'ouvrage.

Il y'a 03 états limites :

- Etat limite de service d'ouverture des fissures.
- Etat limite de service de déformation.
- Etat limite de service vis-à-vis de la compression du béton.

### b. Hypothèse de calcul à l'ELU :

Ces hypothèses sont au nombre de six. Les trois premières sont celles du calcul classique.

1. Les sections droites planes avant déformation reste après la déformation.
2. Du fait de l'adhérence, toute armature subissant une déformation linéaire, la gaine du béton subit la même déformation.
3. La résistance du béton tendu est négligée.
4. Le raccourcissement relatif de la fibre de béton la plus comprimée est limité à :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{En flexion} \quad \rightarrow \epsilon_{bc} = 3.5 \text{ ‰} \\ \text{En compression simple} \rightarrow \epsilon_{bc} = 2 \text{ ‰} \end{array} \right.$$

5. L'allongement relatif des armatures les plus tendues, supposé concentrer en leur centre de gravité, est limité à **10 ‰**.
6. Le diagramme linéaire des déformations passe par l'un des trois pivots **A, B, C** (la règle des trois pivots).

### c. Règle des trois pivots :

Les calculs de dimensionnement sont conduits en supposant que le diagramme des déformations passe par l'un des trois pivots **A**, **B**, ou **C** définis par la (fig. I.1). On distingue trois domaines :

Dans le domaine **1, pivot A**, l'état-limite ultime est défini par l'atteinte de l'allongement limite de **10 ‰** de l'armature la plus tendue : la section est soumise à la traction simple, flexion simple ou composée.

Dans le domaine **2, pivot B**, l'état-limite ultime est défini par l'atteinte du raccourcissement limite de **3,5 ‰** de la fibre la plus comprimée : la section est soumise à la flexion simple ou composée.

Dans le domaine **3, pivot C**, l'état-limite ultime est défini par l'atteinte du raccourcissement limite de **2 ‰** à une distance de la fibre la plus comprimée égale aux **3/7** de la hauteur totale **h** de la section (comme cela résulte des propriétés des triangles semblables du diagramme ci-dessous : celle-ci est entièrement comprimée et soumise à la flexion composée ou à la compression simple).

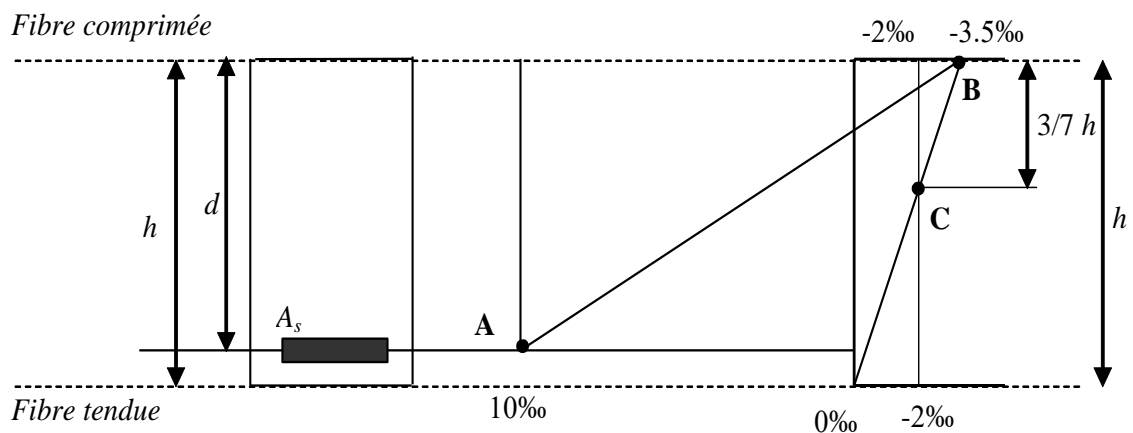


Figure I.1 Diagramme des déformations limites (ELU)

### d. Hypothèse de calcul à l'E L S :

1. Conservation des sections planes.
2. Les contraintes sont proportionnelles aux déformations.
3. La résistance à la traction du béton est négligée.
4. Le glissement relatif entre le béton et l'acier est négligé.

Par convention le coefficient d'équivalence entre le béton et l'acier est :  $\eta = \frac{E_s}{E_b} = 15$ .



### I.7.2 Principe d'application des règles BAEL :

Le principe consiste à vérifier pour une section donnée, l'inégalité d'état limite :  $S \leq S_{res}$

Avec :

- $S$  : Sollicitations de calcul.
- $S_{res}$  : Sollicitations résistantes de calcul, les justifications font intervenir :
  - Les résistances caractéristiques des matériaux, acier et béton ( $f_e, f_{c28}$ ).
  - Les valeurs respectives des actions.
  - Les combinaisons spécifiques aux états limitent considérés.
  - Les coefficients de sécurité ( $\gamma_s, \gamma_b$ )

#### I.7.2.1 Actions et sollicitations :

##### a. Définition des actions :

Les actions sont les forces et les couples dues aux charges appliquées à une structure et aux déformations imposées, elles proviennent donc :

- Des charges permanentes.
- Des charges d'exploitations.
- Des charges climatiques, etc...

On distingue :

##### b. Actions permanentes (G) :

Ce sont des actions dont l'intensité est constante ou peu variable dans le temps, par exemple le poids propre de la structure, le poids des équipements fixes, les forces de poussée des terres et des liquides ou les déformations imposées à la structure.

##### c. Actions variables (Q) :

Ce sont celles dont l'intensité varie fréquemment de façon importante dans le temps, elles correspondent aux charges d'exploitation, les charges appliquées durant l'exécution, les charges climatiques et les effets dus à la température.

**d. Actions accidentelles (FA) :**

Elles se produisent rarement et leurs durées sont très courtes, (Séismes, explosion, chocs,...etc.)

**e. Les sollicitations :**

On appelle sollicitations les moments de flexion ou de torsion, les efforts normaux et les efforts tranchants provoqués par les actions.

On note par :

**I.7.2.1 Les combinaisons d'action BAEL:****ELU :**

- $1.35G + 1.5Q$

**ELS :**

- $G + Q$

**I.7.2.2 Les combinaisons d'action : RPA99/2003 (Article V.5.2)**

Les combinaisons d'action à considérer sont :

**a. Situation accidentelles :**

- $G + Q \pm E$
- $0.8 * G \pm E$

**I.8 Les matériaux de construction :****I.8.1 Béton :****I.8.1.1 Définition :**

Le béton est un matériau hétérogène constitué d'un mélange de liant hydraulique (ciment), des matériaux inertes appelés granulats (sable, gravier...), de l'eau et d'adjuvants si c'est nécessaire.

Le béton utilisé dans la construction de l'ouvrage doit être conforme aux règles techniques d'étude et de conception des ouvrages en béton armé (**BAEL**),

Le béton doit présenter les avantages suivants :

- Une bonne résistance à la compression.
- Une souplesse d'utilisation.
- Une bonne résistance aux feux.

### 1.8.1.2 Caractéristiques du béton :

#### a. Résistance mécanique à la compression $f_{cj}$ :

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

On utilise le plus souvent la valeur à **28** jours de maturité :  $f_{c28}$  est prise égal **25MPa**.

Pour les éléments principaux le béton doit avoir une résistance  $f_{c28}$  au moins égale à **20 MPa** et au plus égale à **45 MPa**.

D'après l'article A.2.1.11 du **BAEL91**, pour Des calculs en phase de réalisation, on adoptera les valeurs à 'j' jours, définies à partir de  $f_{c28}$ , par des formules suivantes :

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

$$\bullet f_{cj} = \frac{j}{4.76+0.83*j} * f_{c28} \quad \text{si } j < 28.$$

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

$$\bullet f_{cj} = \frac{j}{1.4+0.95*j} * f_{c28} \quad \text{si } j < 28.$$

Pour l'évaluation de la déformation, pour de grandes valeurs de  $j$ , on a :  $f_{cj} = 1.1 * f_{c28}$ .

Pour l'étude de notre projet, on prendra  $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$ .

#### b. Résistance à la traction $f_{tj}$ :

D'après **CBA93** Art A.1.2.1.2 la résistance caractéristique du béton à la traction à l'âge de  $j$  jours notée  $f_{tj}$  est conventionnellement définie par :

$$\bullet f_{tj} = 0.6 + 0.06 * f_{cj} \quad \text{Avec : } f_{cj} \leq 60 \text{ Mpa}.$$

Pour notre cas :  $f_{tj} = 0.6 + 0.06 * f_{c28} = 2.1 \text{ Mpa}$ .

#### c. Contrainte limite ultime du béton à la compression :

D'après **BAEL91** Art A.4.3.4 on a:

$$\bullet f_{bu} = \frac{0.85 * f_{c28}}{\theta * \gamma_b}$$

Avec :

- $\gamma_b = 1.5$  : Pour les situations durables ou transitoires.
- $\gamma_b = 1.15$  : Pour les situations accidentelles.
- $\theta = 1$  : Lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'action **>24h**.
- $\theta = 0.9$  : Lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'action est comprise entre **1h et 24h**.
- $\theta = 0.85$  : Lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'action **<1h**.

Le coefficient réducteur **0,85** tient compte du risque d'altération du béton sur les parements comprimés et du fait que la valeur de  $f_{c28}$ , obtenue en appliquant aux éprouvettes des charges quasi instantanées, est plus forte que la valeur sous charges longtemps maintenues ( $q = 1$ ). En revanche, il n'a pas à être considéré en cas de charges de faible durée d'application ( $q = 0.85$ ).

#### d. Contrainte limite de service :

Il consiste à l'équilibre de sollicitations d'action réelles (non majorée) et les sollicitations résistantes calculées sans dépassement des contraintes limites, cette contrainte est donnée par la relation suivante :  $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 * f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$ . **CBA93** (Article A.4.5.2)

#### e. Diagramme des contraintes- déformations :

Ce diagramme peut être utilisé dans tous les cas. Il est constitué par un arc de parabole du second degré, prolongé en son sommet par un palier horizontal.

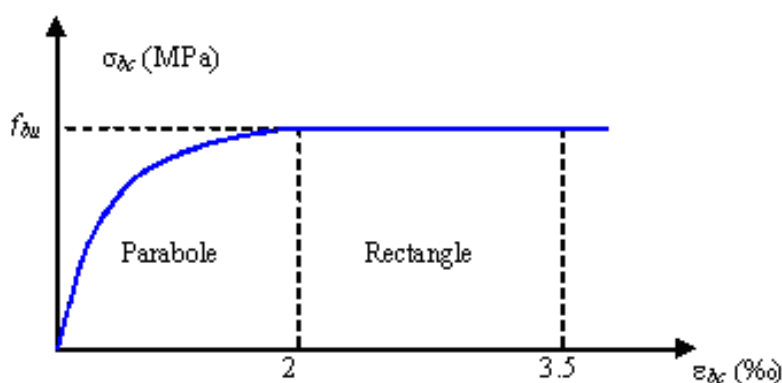


Figure I.II Diagramme contraintes-déformation.

Le diagramme (parabole rectangle) ci-dessus est utilisé dans le calcul relatif à l'état limite ultime de résistance, le raccourcissement relatif à la fibre la plus comprimée est limité à :

- **2‰** : en compression simple ou en flexion composée avec compression.
- **3.5‰** : en flexion simple ou composée.

$$\text{Pour : } \begin{cases} 0 \leq \varepsilon_{bc} \leq 2\text{‰} & \rightarrow f_{bc} = 0.25 * f_{bu} * 10^3 * \varepsilon_{bc} * (4 * 10^3 * \varepsilon_{bc}). \\ 0 \leq \varepsilon_{bc} \leq 3.5\text{‰} & \rightarrow f_{bc} = f_{bu} = \frac{0.85 * f_{c28}}{\theta * \gamma_b}. \end{cases}$$

#### f. Module de déformation longitudinale du béton :

D'après **CBA93** (Article A.2.1.2.1 et A.2.1.2.2), pour des charges d'une durée d'application inférieure à **24h**, nous définissons le module de déformation instantanée du béton :

$$E_{ij} = 11000 * \sqrt[3]{f_{cj}}.$$

Pour des charges de longue durée d'application, le module de déformation différée du béton à **j** jours est :

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

Pour les vérifications courantes : **j > 28** jours on a :  $E_{ij} = 11000 * \sqrt[3]{f_{cj}}$  ,  
 $E_{vj} = 3700 * \sqrt[3]{f_{cj}}$ .

Pour :  $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$ . On a :  $E_{i28} = 32164.20 \text{ Mpa}$ . et :  $E_{v28} = 10818.86 \text{ Mpa}$ .

#### g. Module de déformation transversale :

La valeur du module d'élasticité transversale  $G$  est donnée par :  $G = \frac{E}{2*(1+\nu)}$  et en simplifiant  $G = 0.417 * E$ .

#### h. Coefficient de Poisson :

Lorsqu'on soumet une éprouvette de béton de longueur  $l$  à des efforts de compression, il se produit non seulement un raccourcissement longitudinal  $\Delta l$ , mais également un allongement transversal. Si  $a$  est la dimension initiale du côté de l'éprouvette, cette dimension devient :  $a + \Delta a$ , et la variation unitaire est  $\frac{\Delta a}{a}$ .

D'après **CBA93** Article A.2.1.3, le coefficient de Poisson  $\nu$  prend les valeurs suivantes :

- $\nu = 0,2$  (ELS)
- $\nu = 0$  (ELU)

#### i. Contrainte ultime de cisaillement du béton :

Dans le cas où les armatures d'âme sont droites ou comportent à la fois des barres droites et des barres relevées, d'après l'article **A.5.2.11** de **BAEL91** on a :

- $\tau_{adm} = \min \left( 0.20 * \frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right) = 3.33 \text{ MPa}$ , cas normal (fissuration peu nuisible).
- $\tau_{adm} = \min \left( 0.15 * \frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right) = 2.5 \text{ MPa}$ , cas où la fissuration préjudiciable et très préjudiciable.

## I.8.2 L'Acier :

### I.8.2.1 Définition :

Les aciers utilisés pour le béton armé sont nécessaires généralement pour reprendre les efforts de traction et éventuellement de compression pour limiter les fissurations.

### I.8.2.2 Différents types d'aciers :

Les aciers utilisés pour constituer les pièces en béton armé sont :

#### a. Les ronds lisses (R.L) :

Les ronds lisses sont obtenus par laminage d'un acier doux. Comme leur nom l'indique, leur surface ne présente aucune aspérité en dehors des irrégularités de laminage qui sont négligeables, on utilise les nuances **FeE215** et **FeE235** et les diamètres normalisés **6, 8, 10, 12, 14, 16, 20, 25, 32 et 40 mm**

- $f_e = 215 \text{ Mpa}$  (Contrainte à la limite élastique).
- $f_u = 330 \text{ à } 490 \text{ Mpa}$  (Contrainte à la limite de rupture).
- $f_e = 235 \text{ Mpa}$ .
- $f_u = 410 \text{ à } 490 \text{ Mpa}$ .

#### b. Les aciers à haute adhérence (H.A) :

Dans le but d'augmenter l'adhérence béton-acier, on utilise des armatures présentant une forme spéciale. Généralement obtenue par des nervures en saillie sur le corps de l'armature. On a deux classes d'acier **FeE400** et **FeE500** les mêmes diamètres que les ronds lisses.

Les aciers utilisés dans notre bâtiment sont des **FeE400** de **type 1** caractérisés par :

- Limite élastique :  $f_e = 400 \text{ Mpa}$ .

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

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

Tab.I.1. La limite d'élasticité de l'acier.

- Contrainte admissible :  $\sigma_s = 348 \text{ Mpa}$ .
- Coefficient de fissuration :  $\eta = 1.6$ .
- Coefficient de sécurité :  $\gamma_s = 1.15$ .
- Module d'élasticité :  $E_s = 2 * 10^5 \text{ Mpa}$ .

### c. Treillis soudés :

Les treillis soudés sont constitués par des fils se croisant perpendiculairement et soudés électriquement à leurs points de croisement.

- $TL50(\varnothing > 6 \text{ mm}), f_e = 500 \text{ Mpa}$ .
- $TL50(\varnothing \leq 6 \text{ mm}), f_e = 520 \text{ Mpa}$ .

### 1.8.2.3 La contrainte limite de calcul :

#### a. Contrainte limite ultime :

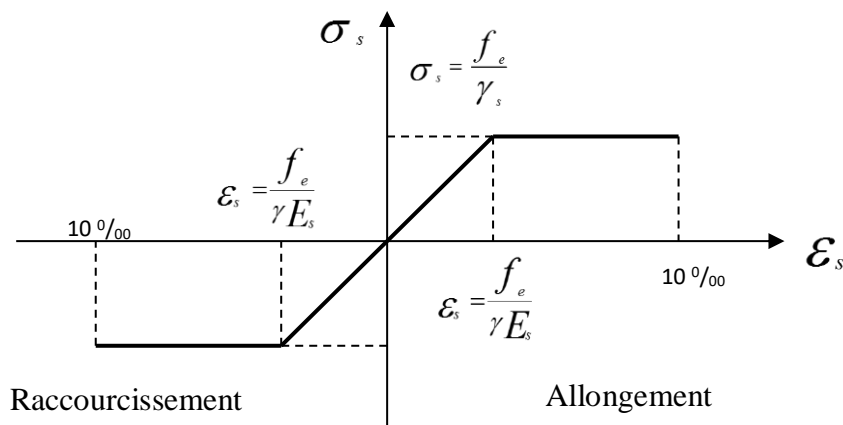


Figure I.III Diagramme de contrainte- déformation

Le diagramme de calcul permet de connaître la contrainte de l'acier  $\sigma_s$ , lorsque l'on connaît sa déformation relative  $\epsilon_s$ .

D'où :

- $\epsilon_s = \frac{\sigma_s}{E_s}$ .

Avec :

- $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$ .
- $f_e$  : Limite d'élasticité de l'acier.
- $\gamma_s$  : coefficient de sécurité ayant pour valeur :



$\gamma_s = 1$  Situation accidentelle (choc et séisme).

$\gamma_s = 1.15$  Situation durable ou transitoire.

### b. Contrainte limite de service :

D'après **BAEL91** (Article A.4.5.3.2), on trouve que :

Etat limite de service on distingue les cas suivants :

Cas où la fissuration est peu nuisible :  $\sigma_s = f_e$ .

Cas où la fissuration est préjudiciable :

$$\overline{\sigma_s} = \min \left[ \frac{2}{3} * f_e; 110 * \sqrt{\eta * f_{tj}} \right]. (Mpa)$$

Avec :

- $f_{tj}$ : Résistance à la traction du béton à l'âge de  $j$  jours.

Cas où fissuration très préjudiciable :

$$\overline{\sigma_s} = \min \left[ \frac{1}{2} * f_e; 90 * \sqrt{\eta * f_{tj}} \right]. (Mpa)$$

Avec :

$\eta$  : Coefficient de fissuration avec :

- $\eta = 1$ : Pour les ronds lisses, treilles soudés.
- $\eta = 1.6$ : Pour les hautes adhérences  $\emptyset \geq 6 \text{ mm}$ .
- $\eta = 1.3$ : Pour les hautes adhérences  $\emptyset < 6 \text{ mm}$ .

## **CHAPITRE II :**

### **Pré-Dimensionnement et Descente des charges**

## II. Pré-Dimensionnement et Descente des charges

### II.1 Introduction :

Le Pré-dimensionnement a pour but 'le pré-calcul' des sections des différents éléments résistants de la structure, il sera fait selon le **BAEL91** et **RPA99**/Version **2003**. Il a pour but de trouver le meilleur compromis entre coût et sécurité.

Après la détermination des différentes épaisseurs, et surfaces revenant à chaque élément porteur on pourra évaluer les charges (Poids Propres) et surcharges (application de la règle de dégression).

Dans ce paragraphe, on va faire un pré-dimensionnement pour chaque type des éléments suivants :

- Plancher.
- Poutres.
- Balcons.
- Voiles.
- Escaliers.
- Poteaux.

### II.2 Dimensionnement des planchers :

Les planchers sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport à leurs dimensions en plan.

#### II.2.1 Plancher à dalles pleines:

Les dalles sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions et qui peuvent reposer sur 2,3 ou 4 appuis. Ce type d'élément travail

essentiellement en flexion L'épaisseur des dalles dépend aussi bien des conditions d'utilisation que des vérifications de résistance.

Résistance au feu :

**e = 7 cm** pour une heure de coup de feu.

**e = 11 cm** pour deux heures de coup de feu.

**e = 17.5 cm** pour quatre heures de coup de feu.

**e<sub>1</sub>=17.5cm**

**Isolation phonique :**

Selon les règles techniques « **BAEL 91** » en vigueur en l'Algérie l'épaisseur du plancher doit être supérieur ou égale à **16 cm** pour obtenir une bonne isolation acoustique. .

**Résistance à la 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<sub>x</sub> :** 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<sub>x</sub> = 4.10 m.**

$$\frac{410}{50} < e < \frac{410}{40}$$

$$8.2 < e < 10.25$$

On adopte : **e<sub>2</sub>=10cm**

**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

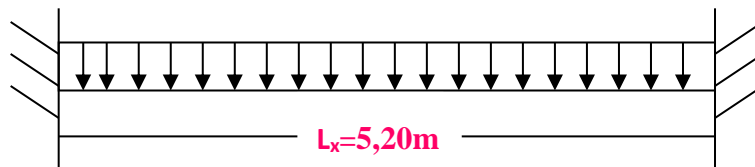
$$f_{\max} \leq \frac{l_{\max}}{500} \quad \text{Si } l_{\max} \leq 5\text{m}$$

$$f_{\max} \leq \frac{l_{\max}}{1000} + 0.5 \quad \text{Si } l_{\max} > 5\text{m}$$

Dans notre cas  **$l_{\max}=5.20\text{m}$**

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

Pour ce faire, on considère une bande de dalle de largeur  **$b=1\text{ m}$**  avec une épaisseur  **$e=16\text{cm}$**  (préalablement déterminé).



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

$G=6,4\text{ KN/m}^2$  → Charge permanente.

$Q=5\text{KN/m}^2$  → Charge d'exploitation(étage service).

$$q=1.35G+1.5Q$$

$$q=16,14\text{KN/m}^2$$

$$E=32.106\text{ KN/m}^2$$

$$e \geq 8,15\text{ cm}$$

Finalement on adopte l'épaisseur de la dalle pleine  $e_4=9\text{cm}$

$$e \geq \max (e_1 ; e_2 ; e_3 ; e_4)$$

$$(17.5 ; 16 ; 10 ; 9)$$

$$e=18\text{cm}$$

## II.2.2 Pré-dimensionnement des 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 transmises aux poteaux.

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

### II.2.2.1 Poutre longitudinale (RDC commercial+étages courants) :

D'après le **BAEL91** :

- $\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$ .
- $0.3 * h \leq b \leq 0.5 * h$ .

Avec :

- $L$  : Portée maximale de poutre.
- $h$  : Hauteur de la section.
- $b$  : Largeur de la section.

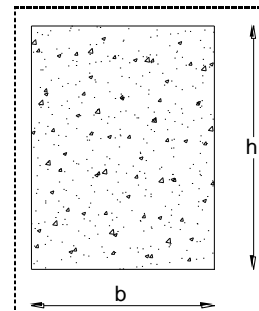


Fig.II.2. Dimension de poutre

Nous avons :  $L = 5.65\text{m}$

- $\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \rightarrow 37.66 \text{ cm} \leq h \leq 56.6 \text{ cm}$ .

On prend  $h = 50\text{cm}$ .

- $0.3 * h \leq b \leq 0.5 * h \rightarrow 15 \text{ cm} \leq b \leq 25\text{cm}$ .

On prend  $b = 30 \text{ cm}$ . Pour des raisons architectures.

Les dimensions des poutres doivent respecter l'article : **7.5.1** de **RPA 99/VERSION 2003 (zone II)** suivant :

- $b \geq 20 \text{ cm} \rightarrow b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm}$  CV.
- $h \geq 30 \text{ cm} \rightarrow h = 50 \text{ cm} > 30 \text{ cm}$  CV.
- $\frac{h}{b} \leq 4 \rightarrow \frac{h}{b} = 1,67 < 4$  CV.

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

### II.2.2.2 Poutres transversales (RDC commercial+ étages courants) :

D'après le **BAEL91** :

- $\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$ .
- $0.3 * h \leq b \leq 0.5 * h$ .

Avec :

- $L$  : Portée maximale de poutre.
- $h$  : Hauteur de la section.
- $b$  : Largeur de la section.

Nous avons :  $L = 4.5 \text{ m}$

- $\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \rightarrow 34 \text{ cm} \leq h \leq 51 \text{ cm}$ .

On prend  $h = 40 \text{ cm}$ .

- $0.3 * h \leq b \leq 0.5 * h \rightarrow 13.5 \text{ cm} \leq b \leq 22,5 \text{ cm}$ .

On prend  $b = 30 \text{ cm}$ . Pour des raisons architecturaux.

Les dimensions des poutres doivent respecter l'article : **7.5.1** de **RPA 99/VERSION 2003 (zone II)** suivant :

- $b \geq 20 \text{ cm} \rightarrow b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm}$  CV.
- $h \geq 30 \text{ cm} \rightarrow h = 40 \text{ cm} > 30 \text{ cm}$  CV.
- $\frac{h}{b} \leq 4 \rightarrow \frac{h}{b} = 1,33 < 4$  CV.

Soit :  $b * h = (30 * 45) \text{ cm}^2$ .

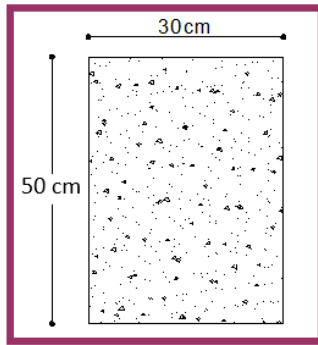


Fig.II.3. P.L

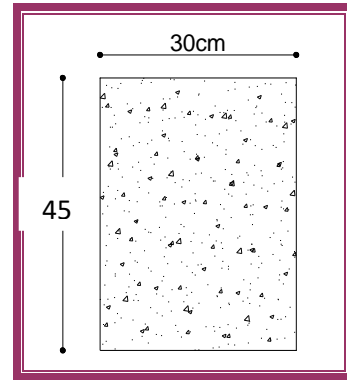


Fig.II.4. P.T

### II.2.3 Pré-dimensionnement des Balcons :

Les balcons sont des dalles pleines encastées dans les poutres, dans notre projet on a deux types, leurs épaisseurs sont déterminées par la formule suivante :

#### BALCON 1

##### a. La condition de la flèche :

- $\frac{L}{15} \leq e \leq \frac{L}{20} + 7.$

Avec :

- $L$  : la plus grande portée  $L = 0.7 m.$

On obtient :

- $\frac{0.7}{15} \leq e \leq \frac{0.7}{20} + 7 \rightarrow 4,6 cm \leq e \leq 10,5 cm.$

On prend :  $e = 12 cm.$

#### BALCON 2

##### b. La condition de la flèche :

- $\frac{L}{15} \leq e \leq \frac{L}{20} + 7.$

Avec :

- $L$  : La largeur de la plus grande portée  $L = 1.40 m.$

On obtient :



- $\frac{140}{15} \leq e \leq \frac{140}{20} + 7 \rightarrow 9.33 \text{ cm} \leq e \leq 14 \text{ cm}^2$

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

### BALCON 3

#### c. La condition de la flèche :

- $\frac{L}{15} \leq e \leq \frac{L}{20} + 7$ .

Avec :

- $L$  : la plus grande portée  $L = 2.18 \text{ m}$ .

On obtient :

- $\frac{218}{15} \leq e \leq \frac{218}{20} + 7 \rightarrow 14.8 \text{ cm} \leq e \leq 17.9 \text{ cm}^2$

On prend :  $e = 16 \text{ cm}$ .

## II.2.4 Prés-dimensionnement des 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.

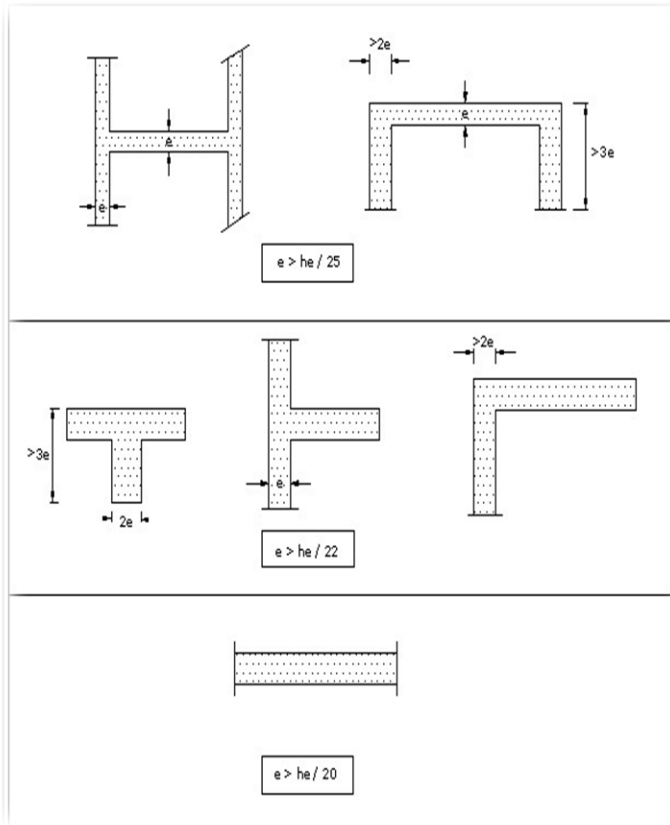
Seuls les efforts de translation seront pris en compte, ceux de la rotation ne sont pas connus dans le cadre de ce pré dimensionnement.

D'après le **RPA99 article 7.7.1** « les éléments satisfaisant la condition  $(L \geq 4 * a)$  sont considérés comme des voiles, contrairement aux éléments linéaires »

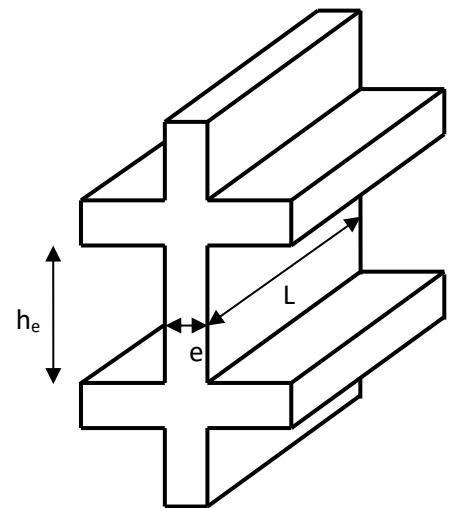
Avec :

- $L$  : portée du voile.
- $a$  : 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.



**Fig. II.6 : coupe de voile en plan.**



**Fig. II.7 : coupe de voile en élévation.**

**a. Type I :**

Prédimensionnement des voiles pour RDC  $h_e = .4.42m$

Donc :

- $a \geq \max \left[ \frac{h_e}{25}; 15 \text{ cm} \right].$
- $a \geq \max \left[ \frac{442}{25}; 15 \text{ cm} \right].$

On obtient :

- $a \geq \max[17.68 \text{ cm}; 15 \text{ cm}]. \rightarrow a \geq 17.68\text{cm}.$

Soit :  $a = 20\text{cm}.$

Prédimensionnement des voiles pour étages courants  $h_e = .3.06 \text{ m}$

Donc :

- $a \geq \max \left[ \frac{h_e}{25}; 15 \text{ cm} \right]$ .
- $a \geq \max \left[ \frac{306}{25}; 15 \text{ cm} \right]$ .

On obtient :

- $a \geq \max[12.24 \text{ cm}; 15 \text{ cm}] \rightarrow a \geq 15 \text{ cm}$ .

Soit :  $a = 20 \text{ cm}$ .

### Type II :

Prédimensionnement des voiles pour RDC  $h_e = 4.42 \text{ m}$ .

Donc :

- $a \geq \max \left[ \frac{h_e}{20}; 15 \text{ cm} \right]$ .
- $a \geq \max \left[ \frac{442}{20}; 15 \text{ cm} \right]$ .

On obtient :

- $a \geq \max[22.1 \text{ cm}; 15 \text{ cm}] \rightarrow a \geq 22.1 \text{ cm}$ .

S Prédimensionnement des voiles pour étages courants  $h_e = 3.06 \text{ m}$

Donc :

- $a \geq \max \left[ \frac{h_e}{20}; 15 \text{ cm} \right]$ .
- $a \geq \max \left[ \frac{306}{20}; 15 \text{ cm} \right]$ .

On obtient :

- $a \geq \max[15.30 \text{ cm}; 15 \text{ cm}] \rightarrow a \geq 15.30 \text{ cm}$ .

Soit :  $a = 20 \text{ cm}$ .

## II.2.5 Pré dimensionnement des escaliers :

### a. Escalier a quartier tournant :

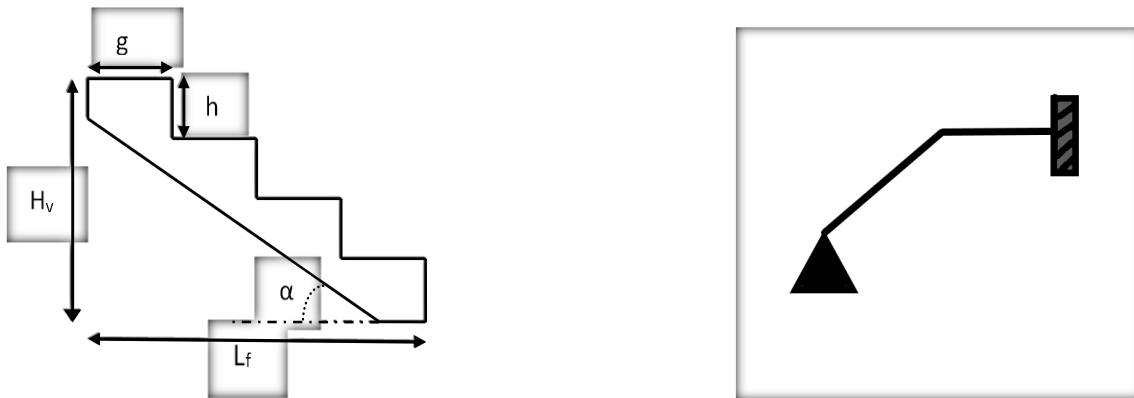
Bâtiment à usage d'habitation : l'embranchement de 1 à 1.5m.

Pour les dimensions des marches « g », et des contre marches « h » on utilise généralement la formule de « blondel » :  $60\text{cm} < m < 65\text{cm}$ .

Avec :

- $m = 2 * h + g$ .

Vérification de la formule de blondel :  $60\text{cm} < m < 65\text{cm}$ .



**Figure II.8.** Dimensions de l'escalier

On a :

- $m = g + 2h = 30 + (2 \times 17) = 64\text{cm}$ .

Donc :

- $60\text{cm} < 64\text{cm} < 65\text{cm} \dots \dots \dots CV$

Pour la hauteur de **étage courant** de  $3.06\text{m}$ , On a **03 volées**, La hauteur du **1<sup>er</sup>** est **1.02 m** et la **2<sup>ème</sup>** volée est de **1.02 m** et la **3<sup>ème</sup>** volée est **1,02 m**.

**La volée 01,,,,, et 03 :**

**Nombre des contre marches :**

Hauteur de volée :  $H_v = 1.02\text{m}$ .

- $N_{\text{cm}} = \frac{H_v}{h} = \frac{102}{17} = 6$ .

Pour :  $h = 17\text{cm}$  on aura **6** contre marches.

**Nombre des marches :**

- $N_m = N_{cm} - 1 = 5 \text{ marches.}$

La ligne de foulée :

- $L_f = g * N_m = 0.3 * 5 = 1.5m.$

L'inclinaison :

- $tg\alpha = \frac{1.02}{1.5} = 0.68 \rightarrow \alpha = 34.21^\circ.$

La longueur de la pailleuse :

- $L = \frac{1.02}{\sin\alpha} = 1.81m.$

Épaisseur de la pailleuse :

Selon la condition

$$L = L_{\text{pailleuse}} + L_{\text{palier}} = 1.81 + 1.55 = 3.36$$

- $\frac{1}{30} * L \leq e \leq \frac{1}{20} * L.$

Donc :

- $11.2cm \leq e \leq 16.8cm.$

Pour assurer la déformabilité des escaliers on prend :  $e = 17cm$

**b. Type2 (Escalier a quartier tournant bas) : RDC**

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** » :  $60cm < m < 65cm.$

Avec :

- $m = 2 * h + g.$
- $14cm \leq h \leq 20cm$  et  $22cm \leq g \leq 33cm.$

Vérification de la formule de blondel :  $60cm < m < 65cm.$

On a :

- $m = g + 2h = 30 + (2 * 17) = 64cm.$

Donc :

- $60\text{cm} < 64\text{cm} < 65\text{cm} \dots \dots \dots CV$

la hauteur de **RDC** est **4.42m**, On a **03 volées**, La hauteur du **1<sup>er</sup>** est **1.53 m** et la **2<sup>ème</sup>** volée est de **1.36 m** et la **3<sup>ème</sup>** volée est **1,53 m**.

des volées 01 et 03 :

Nombre des contre marches :

Hauteur de volée 1 :  $H_v = 1.53\text{m}$ .

- $N_{\text{cm}} = \frac{H_v}{h} = \frac{153}{17} = 9$ .

Pour :  $h = 17\text{cm}$  on aura **9** contre marches.

Nombre des marches :

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

La ligne de foulée :

- $L_f = g * N_m = 0.3 * 8 = 2.4\text{m}$ .

L'inclinaison :

- $\text{tg}\alpha = \frac{1.53}{2.4} = 0.6375 \rightarrow \alpha = 32.52^\circ$ .

La longueur de la pailasse :

- $L = \frac{1.53}{\sin\alpha} = 2.85\text{m}$ .

Épaisseur de la pailasse :

Selon la condition

- $\frac{1}{30} * L \leq e \leq \frac{1}{20} * L$ .

Donc :

- $14.3\text{m} \leq e \leq 21.5\text{cm}$ .

on prend :  $e = 17\text{cm}$ .

La deuxième volée :

Nombre des contre marches :

Hauteur de volée 2 :  $H_v = 1.36m$ .

- $N_{cm} = \frac{H_v}{h} = \frac{136}{17} = 8$ .

Pour :  $h = 17cm$  on aura 8 contre marches.

Nombre des marches :

- $N_m = N_{cm} - 1 = 7marches$ .

La ligne de foulée :

- $L_f = g * N_m = 0.3 * 7 = 2.1m$ .

L'inclinaison :

- $tg\alpha = \frac{1.36}{2.1} = 0.647 \rightarrow \alpha = 32.90^\circ$ .

La longueur de la paillasse :

- $L = \frac{1.36}{\sin\alpha} = 2.5m$ .

Épaisseur de la paillasse :

Selon la condition suivant :

- $\frac{1}{30} * L \leq e \leq \frac{1}{20} * L$ .

Donc :

- $8.3cm \leq e \leq 12.5cm$ .

Pour assurer la déformabilité des escaliers on prend :  $e = 17cm$ .

## II.2.6 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.

Le calcul de la section du béton sera fait en compression centrée, les règles **BAEL91** préconisent de prendre la section réduite .

- $$B_r \geq \alpha * \frac{N_u}{\frac{f_{bc}}{0.9} + 0.85 * \frac{f_e}{\gamma_s} * \frac{A}{B_r}}$$

Avec :

- $B_r = (a - 0.02)(b - 0.02)$  en  $m^2$ .
- $B_r$  : est la section réduite du poteau.
- $A$  : Section d'acier comprimé prise en compte dans le calcul.
- $f_{bc} = 0.85 * \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$
- $f_e$  : la limite d'élasticité de l'acier utilisé.
- $\gamma_b$  : 1.5.
- $\gamma_s$  : 1.15.
- $\beta$  : C'est la correction qui prend les valeurs :
- $\frac{0.85}{\alpha} = \beta = 1 + 0.2 * \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2 \dots \dots \dots \lambda \leq 50$ .
- $\frac{0.85}{\alpha} = \beta = 0.85 * \frac{\lambda^2}{1500} \dots \dots \dots 50 < \lambda \leq 70$ .

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

- $\frac{A_s}{B_r} = \frac{1}{100}$
- $N_u \leq \alpha * B_r * \left[ \left( \frac{f_{c28}}{0.9\gamma_b} \right) + \left( \frac{f_e}{100*\gamma_s} \right) \right] \rightarrow B_r \geq \frac{N_u}{\alpha * \left[ \left( \frac{f_{c28}}{0.9\gamma_b} \right) + \left( \frac{f_e}{100*\gamma_s} \right) \right]}$

Pour  $\lambda = 35 \rightarrow \alpha = 0.708 \rightarrow B_r = 0.064 * N_u$ .

Pour  $\lambda = 50 \rightarrow \alpha = 0.603 \rightarrow B_r = 0.075 * N_u$ .

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

Vis-à-vis du **RPA : L'article 7.4.1 de RPA99** exige pour la **zone IIa**:



- $Min (b, h) \geq 25$ .
- $Min (b, h) \geq \frac{h_e}{20}$ .
- $\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4$ .

On prend pré dimensionnement une section carrée de  $(50 * 50) \text{ cm}^2$ .

### II.3 Évaluation des charges et surcharges :

#### II.3.1 Introduction :

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.

#### II.3.2 Les planchers :

##### Plancher terrasse dalle pleine « inaccessible » :

##### Charge permanente :

Matériaux	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
1-Protection en gravillons roulés	0,05	17	0,85
2-Etanchéité multicouches	...	...	0,12
3-Béton forme de pente	0,08	22	1,76
4-Isolation thermique	0,05	03	0,15
5-Plancher a dalle pleine	0,18	25	4,5
6-Enduit de plâtre	0,02	10	0,20
Total (KN/m <sup>2</sup> )			7,58

*Tableau II-1 Charge permanente du plancher terrasse dalle pleine « inaccessible »*

**Charge d'exploitation :** planché terrasse :  $Q = 1 \frac{KN}{m^2}$ .

#### II.3.2.1 Plancher étage courant dalle pleine

##### Charge permanente :

Matériaux	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
-----------	---------------	--------------------------------------	----------------------------

1-cloison	/	/	1,20
2-carrelage	0,02	22	0,44
3-mortier de pose	0,02	20	0,40
4-couche de sable fin	0,02	18	0,36
5-Plancher a dalle pleine	0,18	25	4.5
6-Enduit de plâtre	0,02	10	0,20
Total (KN/m2)			6,85

*Tableau II-2 Charge permanente du plancher étage courant dalle pleine*

**Charge d'exploitation :** planché étage courant :  $Q = 1.5 \frac{KN}{m^2}$ .

### II.3.2.2 Plancher de services:

**Charge permanente :**

Couches	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m <sup>2</sup> )	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
Carrelage	0.02	22	0,44
Mortier de pose	0.02	20	0,40
Lit de sable	0.02	18	0,36
Dalle pleine	0.18	25	4.5
Enduit de plâtre	0.02	10	0,2
Cloison légère	-	-	1,20
			G=6.9

*Tableau II-I Charge permanente du plancher de services*

**Charge d'exploitation :** plancher services  $Q = 5 \frac{KN}{m^2}$ .

### II.3.3 Les balcons :

#### II.3.3.1 Balcon terrasse type 1 :

**Charge permanente :**

Le balcon est constitué d'une dalle pleine dont d'épaisseur **12 cm**.

Matériaux	Épaisseur (m)	Poids volumique ( $\frac{KN}{m^3}$ )	Poids ( $\frac{KN}{m^2}$ )
-----------	---------------	--------------------------------------	----------------------------

1-Protection en gravillons roulés	0.05	17	0.85
2-Etanchèitè multicouches	0.02	06	0.12
3-Béton forme de pente	0.08	22	1.76
4-Isolation thermique	0.05	3.0	0.15
5- dalle pleine	0.12	25	3.00
6-Enduit de ciment	0.02	20	0.40
Total			6.28

*Tableau II-4 Charge permanente due aux balcons terrasse type 1*

**Charge d'exploitation :** terrasse inaccessible sauf pour entretien  $Q = 1 \frac{KN}{m^2}$ .

### II.3.3.2 Balcon terrasse type 2 :

**Charge permanente :**

Le balcon est constitué d'une dalle pleine dont d'épaisseur **16 cm**.

Matériaux	Épaisseur (m)	Poids volumique ( $\frac{KN}{m^3}$ )	Poids ( $\frac{KN}{m^2}$ )
1-Protection en gravillons roulés	0.05	17	0.85
2-Etanchèitè multicouches	0.02	06	0.12
3-Béton forme de pente	0.08	22	1.76
4-Isolation thermique	0.05	3.0	0.15
5- dalle pleine	0.16	25	4.00
6-Enduit de ciment	0.02	20	0.40
Total			7.28

*Tableau II-5 Charge permanente due aux balcons terrasse type 2*

**Charge d'exploitation :** terrasse inaccessible sauf pour entretien  $Q = 1 \frac{KN}{m^2}$ .

### II.3.4 Balcon étage courant type 1 :

**a. Charge permanente :**

Le balcon est constitué d'une dalle pleine dont d'épaisseur **12 cm**.

Matériaux	Épaisseur (m)	Poids volumique ( $\frac{KN}{m^3}$ )	Poids ( $\frac{KN}{m^2}$ )
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	0.12	25	3.00
5-Enduit de ciment	0.02	20	0.40
Total			4.60

*Tableau II-6 Charge permanente due aux balcons étages courants type 1*

**Charge d'exploitation** : étage courant  $Q = 3.5 \frac{KN}{m^2}$ .

### II.3.5 Balcon étage courant type 2 :

**Charge permanente** :

Le balcon est constitué d'une dalle pleine dont d'épaisseur **16 cm**.

Matériaux	Épaisseur (m)	Poids volumique ( $\frac{KN}{m^3}$ )	Poids ( $\frac{KN}{m^2}$ )
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	4.00
5-Enduit de ciment	0.02	20	0.40
Total			5.60

*Tableau II-7 Charge permanente due aux balcons étages courants type 2*

**Charge d'exploitation** : étage courant  $Q = 3.5 \frac{KN}{m^2}$ .

### II.3.6 Les Murs :

#### II.3.6.1 Murs extérieurs :

**Charge permanente** :

Couche & épaisseur (cm)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	G (KN/m <sup>2</sup> )
1 Enduit de plâtre 1,5 cm	10	0,15
2 Brique creux 10cm	----	0,90
3 L'aime d'aire 5cm	----	----
4 Brique creux 15cm	----	1,30
5 Enduit de ciment 2cm	20	0,4
Charge permanente (KN/m <sup>2</sup> )		2,75

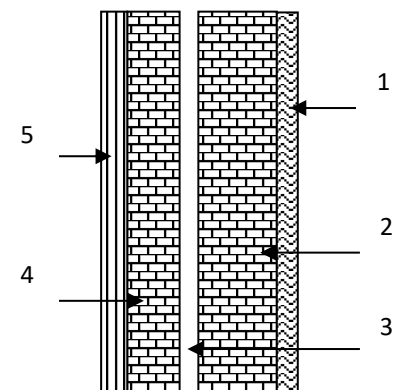


Tableau II-II Charge permanente due aux murs extérieurs

**II.3.6.2 Cloisons intérieures :**

**Charge permanente :**

Matériaux	Épaisseur (m)	Poids volumique ( $\frac{KN}{m^3}$ )	Poids ( $\frac{KN}{m^2}$ )
1-enduit extérieur	0.015	10	0.15
2-brique creuse	0.10	13	1.3
3- Enduit de plâtre	0.015	10	0.15
Total			1.6

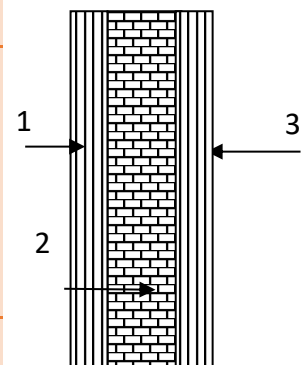
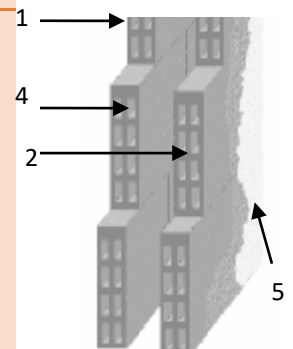


Tableau II-9 Charge permanente due aux cloisons intérieures

**II.3.6.3 Cloisons intérieures à double paroi :**

**Charge permanente :**

Matériaux	Épaisseur (m)	Poids volumique ( $\frac{KN}{m^3}$ )	Poids ( $\frac{KN}{m^2}$ )
1-enduit extérieur	0.015	10	0.15
2-brique creuse	0.10	13	1.3
3-brique creuse	0.15	13	1.95
4- Enduit de plâtre	0.015	10	0.15
Total			3.55



**Tableau II-10** Charge permanente due aux cloisons intérieures à double paroi**II.3.7 Les escaliers :****II.3.7.1 Le palier(RDC+étage) :****Charge permanente :**

Matériaux	Épaisseur (m)	Poids volumique ( $\frac{KN}{m^3}$ )	Poids ( $\frac{KN}{m^2}$ )
1-Carrelage	0.02	22	0.44
2-Mortie de pose	0.02	20	0.40
3- Couche de sable fin	0.02	18	0.36
4- Poids propre de palier	0.17	25	4.25
5- Enduit de ciment	0.02	20	0.40
Total			5.85

**Tableau II-11** Chagres permanente due aux paliers RDC+étage

**Charge d'exploitation :** étage courant  $Q = 2.5 \frac{KN}{m^2}$ .

**II.3.7.2 Le palier+3 marchés(RDC) :****Charge permanente :**

Matériaux	Épaisseur (m)	Poids volumique ( $\frac{KN}{m^3}$ )	Poids ( $\frac{KN}{m^2}$ )
1-Carrelage	0.02	22	0.44
2-Mortie de pose	0.02	20	0.40
3- Couche de sable fin	0.02	18	0.36
4-poids propre des marches	0.17/2	25	2.12
5- Poids propre de palier	0.17	25	4.25
6- Enduit de ciment	0.02	20	0.40
Total			7.975

**Tableau II-12** Chagres permanente due aux paliers 3 marchés(RDC) :

**Charge d'exploitation :** étage courant  $Q = 2.5 \frac{KN}{m^2}$ .

**La paillasse (1) (RDC) :****Charge permanente :**

Matériaux	Épaisseur (m)	Poids volumique ( $\frac{KN}{m^3}$ )	Poids ( $\frac{KN}{m^2}$ )
1-carrelage	0.02	22	0.44
2-Mortie de pose	0.02	20	0.40
3-couche de sable fin	0.02	18	0.36
4-poids propre des marches	0.17/2	25	2.125
5-poids propre de paillasse	0.17*25/Cos 32.52		5.04
6-enduit de ciment	0.02	20	0.40
Total			8.765

*Tableau II-13 Charges permanente due aux paillasses (RDC)*

**Charge d'exploitation :** étage courant  $Q = 2.5 \frac{KN}{m^2}$ .

**La paillasse (2) (RDC) :****Charge permanente :**

Matériaux	Épaisseur (m)	Poids volumique ( $\frac{KN}{m^3}$ )	Poids ( $\frac{KN}{m^2}$ )
1-carrelage	0.02	22	0.44
2-Mortie de pose	0.02	20	0.40
3-couche de sable fin	0.02	18	0.36
4-poids propre des marches	0.17/2	25	2.125
5-poids propre de paillasse	0.17*25/Cos 32.90		5.06
6-enduit de ciment	0.02	20	0.40
Total			8.785

*Tableau II-14 Charges permanente due aux paillasses 2 (RDC)*

**Charge d'exploitation :** étage courant  $Q = 2.5 \frac{KN}{m^2}$ .

**La paillasse (3) (étage) :**

**Charge permanente :**

Matériaux	Épaisseur (m)	Poids volumique ( $\frac{KN}{m^3}$ )	Poids ( $\frac{KN}{m^2}$ )
1-carrelage	0.02	22	0.44
2-Mortie de pose	0.02	20	0.40
3-couche de sable fin	0.02	18	0.36
4-poids propre des marches	0.17/2	25	2.125
5-poids propre de pailleasse	0.17*25/Cos 34.21		5.13
6-enduit de ciment	0.02	20	0.40
<b>Total</b>			<b>8.68</b>

*Tableau II-15 Charges permanente due aux pailleasses (étage)*

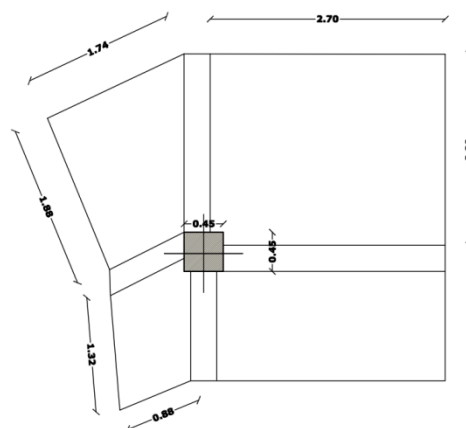
**Charge d'exploitation :** étage courant  $Q = 2.5 \frac{KN}{m^2}$ .

**II.4 Descente des charges :**

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

- poteau **de rive.**
- poteau **intermédiaire.**
- poteau **d'Angle.**

**II.4.1 Poteau intermédiaire (2.F):**



**Fig. II.11.** Dimension de la section revenant au poteau de intermédiaire:



## 1) Plancher terrasse :

**charge permanente**

**Poids du plancher terrasse:**  $P1 = 12.5 \times 7.58 = 94.75 \text{ KN}$

**Poids du poteau :**  $(0.40 \times 0.40) \times 3.06 \times 25 = 12.24 \text{ KN}$

**Poids des poutres transversales:**  $[0.3 \times 0.40 \times 3.333 \times 25] = 9.99 \text{ KN}$

**Poids des poutres longitudinales :**  $[0.3 \times 0.50 \times 3.537 \times 25] = 13.26 \text{ KN}$

**Surcharges d'exploitation :**

**Poids du plancher terrasse:**  $Q1 = 12.5 \times 1 = 12.5 \text{ KN}$

## 2) Plancher étage courant 3ème+.....9ème :

**charge permanente :**

**Poids du plancher étage :**  $P1 = 12.5 \times 7.1 = 88.75 \text{ KN}$

**Poids des poutres transversales :**  $[0.3 \times 0.40 \times 3.333 \times 25] = 9.99 \text{ KN}$

**Poids des poutres longitudinales :**  $[0.3 \times 0.50 \times 3.536 \times 25] = 13.26 \text{ KN}$

**Murs intérieur:**  $(3.333 \times 2.66 + 3.537 \times 2.56) \times 1.6 = 28.42 \text{ KN}$

**Surcharges d'exploitation :**

**Poids du planche étages:**  $Q = 12.5 \times 1.5 = 18.75 \text{ KN}$

## 3) Plancher étage courant 1+2:

**charge permanente :**

**Poids du plancher étages (dalle pleine):**  $P1 = 13 \times 7.1 = 92.3 \text{ KN}$

**Poids des poutres transversales:**  $[0.3 \times 0.40 \times 3.31 \times 25] = 9.93 \text{ KN}$

**Poids des poutres longitudinales :**  $[0.3 \times 0.50 \times 3.51 \times 25] = 13.16 \text{ KN}$

**Poids du poteau :**  $(0.45 \times 0.45) \times 3.06 \times 25 = 15.5 \text{ KN}$

**Murs intérieur:**  $(3.333 \times 2.66 + 3.537 \times 2.56) \times 1.6 = 28.42 \text{ KN}$

**Surcharges d'exploitation :**

**Poids du planche étages**  $Q_1 = 13 \times 1.5 = 19.5 \text{ KN}$

**4) Plancher étage courant service + rdc:**

**charge permanente :**

**Poids du plancher étages(dalle pleine):**  $P_1 = 4.725 \times 7.1 = 33.55 \text{ KN}$

**Poids des poutres transversales :**  $[0.3 \times 0.40 \times 1.257 \times 25] = 3.77 \text{ KN}$

**Poids des poutres longitudinales :**  $[0.3 \times 0.50 \times 3.425 \times 25] = 12.84 \text{ KN}$

**Poids du poteau :**  $(0.5 \times 0.5) \times 3.06 \times 25 = 19.125 \text{ KN}$

**Poids du poteau rdc:**  $(0.5 \times 0.5) \times 4.42 \times 25 = 27.625 \text{ KN}$

**Murs intérieur:**  $(4.02 \times 1.257 + 3.92 \times 3.425) \times 1.6 = 29.56 \text{ KN}$

**Surcharges d'exploitation :**

**Poids du planche étages**  $Q_1 = 4.725 \times 5 = 23.625 \text{ KN}$

**Charges et surcharges revenants au poteau :**

NO du niveau	Elément	Surcharge avant dégression	Coefficient de dégression	Chargement près dégression	
				G (KN)	Q (KN)
NO	Plancher terrasse			94.75	
	P. longitudinales			13.26	
	P. transversales			9.99	
	Charge	12.5	1		12.5

	<b>d'exploitation</b>				
	<b>Total</b>			<b>118</b>	<b>12.5</b>
<b>N1</b>	<b>Venant de N0</b>			<b>118</b>	
	<b>Poids Poteau</b>			<b>12.24</b>	
	<b>Poids murs</b>			<b>28.67</b>	
	<b>Total</b>			<b>158.91</b>	<b>12.5</b>
<b>N2</b>	<b>Venant de N1</b>			<b>158.91</b>	<b>12.5</b>
	<b>Plancher étage</b>			<b>88.75</b>	
	<b>P. longitudinales</b>			<b>13.26</b>	
	<b>P. transversales</b>			<b>9.99</b>	
	<b>Charge d'exploitation</b>	<b>18.75</b>	<b>1</b>		<b>18.75</b>
	<b>Total</b>			<b>270.91</b>	<b>31.25</b>
<b>N3</b>	<b>Venant de N2</b>			<b>270.91</b>	<b>31.25</b>
	<b>Poids Poteau</b>			<b>12.24</b>	
	<b>Poids murs</b>			<b>28.67</b>	
	<b>Total</b>			<b>311.82</b>	<b>31.25</b>
<b>N4</b>	<b>Venant de N<sup>n</sup></b>			<b>311.82</b>	<b>31.25</b>
	<b>Plancher étage</b>			<b>88.75</b>	
	<b>P. longitudinales</b>			<b>13.26</b>	
	<b>P. transversales</b>			<b>9.99</b>	
	<b>Charge d'exploitation</b>	<b>18.75</b>	<b>0,9</b>		<b>16.875</b>

	<b>Total</b>			<b>423.82</b>	<b>48.125</b>
<b>N5</b>	<b>Venant de N4</b>			<b>423.82</b>	<b>48.125</b>
	<b>Poids Poteau</b>			<b>12.24</b>	
	<b>Poids mur</b>			<b>28.67</b>	
	<b>Total</b>			<b>464.73</b>	<b>48.125</b>
<b>N6</b>	<b>Venant de N5</b>			<b>464.73</b>	<b>48.125</b>
	<b>Plancher étage</b>			<b>88.75</b>	
	<b>P. longitudinales</b>			<b>13.26</b>	
	<b>P. transversales</b>			<b>9.99</b>	
	<b>Charge d'exploitation</b>	<b>18.75</b>	<b>0,8</b>		<b>15</b>
	<b>Total</b>			<b>576.73</b>	<b>63.125</b>
<b>N7</b>	<b>Venant de N6</b>			<b>576.73</b>	
	<b>Poids Poteau</b>			<b>12.24</b>	
	<b>Poids mur</b>			<b>28.67</b>	
	<b>Total</b>			<b>617.64</b>	<b>63.125</b>
<b>N8</b>	<b>Venant de N7</b>			<b>617.64</b>	<b>63.125</b>
	<b>Plancher étage</b>			<b>88.75</b>	
	<b>P. longitudinales</b>			<b>13.26</b>	
	<b>P. Secondaire</b>			<b>9.99</b>	
	<b>Charge d'exploitation</b>	<b>18.75</b>	<b>0,7</b>		<b>13.125</b>
	<b>Total</b>			<b>729.64</b>	<b>76.25</b>

N9	Venant de N8			729.64	76.25
	Poids Poteau			12.24	
	Poids mur			28.67	
	Total			770.55	76.25
N10	Venant de N9			770.55	76.25
	Plancher étage			88.75	
	P. longitudinales			13.26	
	P. transversales			9.99	
	Charge d'exploitation	18.75	0,6		11.25
	Total			882.55	87.5
N11	Venant de N10			882.55	87.5
	Poids Poteau			12.24	
	Poids mur			28.67	
	Total			923.46	87.25
N12	Venant de N11			923.46	87.25
	Plancher étage			88.75	
	P. longitudinales			13.26	
	P. transversales			9.99	
	Charge d'exploitation	18.75	0,5		9.375
	Total			1035.46	96.875
N13	Venant de N12			1035.46	96.875

	<b>Poids Poteau</b>			<b>15.5</b>	
	<b>Poids mur</b>			<b>28.42</b>	
	<b>Total</b>			<b>1079.38</b>	<b>96.875</b>
<b>N14</b>	<b>Venant de N13</b>			<b>1079.38</b>	<b>96.875</b>
	<b>Plancher étage</b>			<b>92.3</b>	
	<b>P. longitudinales</b>			<b>13.16</b>	
	<b>P. transversales</b>			<b>9.93</b>	
	<b>Charge d'exploitation</b>	<b>19.5</b>	<b>0,5</b>		<b>9.75</b>
	<b>Total</b>			<b>1194.77</b>	<b>106.625</b>
<b>N15</b>	<b>Venant de N14</b>			<b>1194.77</b>	<b>106.625</b>
	<b>Poids Poteau</b>			<b>15.5</b>	
	<b>Poids mur</b>			<b>28.42</b>	
	<b>Total</b>			<b>1238.69</b>	<b>106.625</b>
<b>N16</b>	<b>Venant de N15</b>			<b>1238.69</b>	<b>106.625</b>
	<b>Plancher étage</b>			<b>92.3</b>	
	<b>P. longitudinales</b>			<b>13.16</b>	
	<b>P. transversales</b>			<b>9.93</b>	
	<b>Charge d'exploitation</b>	<b>19.5</b>	<b>0,5</b>		<b>9.75</b>
	<b>Total</b>			<b>1354.08</b>	<b>116.375</b>
<b>N17</b>	<b>Venant de N16</b>			<b>1354.08</b>	<b>116.375</b>
	<b>Poids Poteau</b>			<b>19.125</b>	

	Poids mur			28.42	
	Total			1401.625	116.375
N18	Venant de N17			1401.625	116.375
	Plancher étage			33.55	
	P. longitudinales			12.84	
	P. transversales			3.77	
	Charge d'exploitation	23.625	0,5		11.8125
	Total			1451.785	128.19
N19	Venant de N18			1451.785	128.19
	Poids Poteau			27.625	
	Poids mur			29.56	
	Total			1508.97	128.19
N20	Venant de N20			1508.97	128.19
	Poids Poteau sol			20	
	Total			1528.97	128.19

Tableau II.16 Descente des charges pour poteau central

**Dimensionnement de la section du Poteau:**

$$N_u = (1,35G + 1,5Q) = 1,35 \times 1528,97 + 1,5 \times 128,19 = 2256,4 \text{ KN.}$$

$$\Rightarrow N_u = 2256,4 \text{ KN.}$$

$$N_s = G + Q = 1528,97 + 128,19 = 1657,16 \text{ KN.}$$

$$\Rightarrow N_s = 1657,16 \text{ KN.}$$

Par majoration des efforts trouver de 15% :

**Nu=2594.86KN.**

**Ns= 1905.734 KN.**

$$Br \geq \frac{N_u}{\alpha} \left[ \frac{0,90\gamma_b}{f_{c28}} + \frac{100.\gamma_s}{f_e} \right].$$

Br ≥ 0,064.Nu ⇒ Br ≥ 0,064×2594,8 = 0,166 m².

On a Br= (a - 0,02)(a - 0,02).

Donc Br =(a - 0,02)² ≥0,166 m².

⇒ a≥ 0,427 m.

On prend **a= 0,50 m.**

Br = (0,50 - 0,02)(0,50- 0,02) = 0,2304 m² ≥0,166 m² ..... C.V.

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

D’après les règles **BAEL91** ; l’élancement géométrique **λ** est donné par la relation suivante :

**λ=lf/i**

Avec : **lf** : longueur de flambement (lf= 0,7l0 : poteau encastré à ses deux extrémités).

i : rayon de giration.

**i =√(I/B)**

Avec :

I : moment d’inertie.

B : section du béton.



$$I = hb^3/12 \Rightarrow i = B/\sqrt{12} \text{ d'où } : \lambda = l_f/i = 0,710 \times \sqrt{12}/b = 21.43$$

$$\lambda = 21.43 < 35 \dots\dots\dots \text{C.V.}$$

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

On doit vérifier les conditions suivantes :

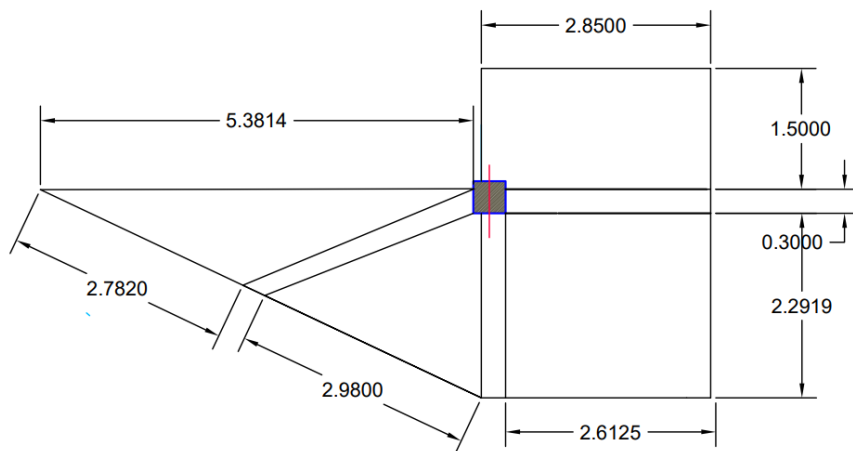
$$h > 25 \text{ cm} \Rightarrow h = 50 \text{ cm} > 25 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{C.V.}$$

$$b > h_e/20 \Rightarrow b = 50 \text{ cm} > 4.42/20 = 22.1 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{C.V.}$$

$$1/4 < b/h < 4 \Rightarrow 1/4 < 50/50 = 0.25 < 1 < 4 \dots\dots\dots \text{C.V.}$$

**II.4.2 Poteau de rive(F.1):**

-Poteau de rive :



**Fig. II.12.** Dimension de la section revenant au poteau de rive.

**1) Plancher terrasse :**

**charge permanente :**

**Poids du plancher terrasse:**

$$P1 = 3.695 \times 6.28 = 23.2 \text{ KN}$$

$$P2 = 11.635 \times 7.58 = 88.2 \text{ KN}$$

<b>Poids du poteau :</b>	$(0.40 \times 0.40) \times 3.06 \times 25 = 12.24 \text{ KN}$
<b>Poids des poutres transversales :</b>	$[0.3 \times 0.40 \times 2.85 \times 25] = 8.55 \text{ KN}$
<b>Poids des poutres longitudinales :</b>	$[0.3 \times 0.50 \times 5.41 \times 25] = 20.28 \text{ KN}$
<b>Poids de l'acrotère :</b>	$0.0685 \times 25 \times 5.4 = 9.25 \text{ KN}$

**Surcharges d'exploitation :**

<b>Poids du plancher terrasse:</b>	$Q1 = 3.695 \times 1 = 3.695 \text{ KN}$
	$Q2 = 11.635 \times 1 = 11.635 \text{ KN}$

**2) Plancher étage courant 3ème+.....9ème :****charge permanente :**

<b>Poids du plancher étages (dalle pleine):</b>	$P1 = 3.695 \times 4.6 = 17 \text{ KN}$
	$P2 = 11.635 \times 7.1 = 82.6 \text{ KN}$
<b>Poids des poutres transversales:</b>	$[0.3 \times 0.40 \times 2.85 \times 25] = 8.55 \text{ KN}$
<b>Poids des poutres longitudinales:</b>	$[0.3 \times 0.50 \times 5.41 \times 25] = 20.28 \text{ KN}$
<b>Murs extérieur :</b>	$5.41 \times 2.56 \times 2.75 = 38.1 \text{ KN}$
<b>Murs intérieur :</b>	$2.05 \times 2.66 \times 1.6 = 8.7 \text{ KN}$

**Surcharges d'exploitation :**

<b>Poids du planche étages</b>	$Q1 = 3.695 \times 3.5 = 13 \text{ KN}$
	$Q2 = 11.635 \times 1.5 = 17.45 \text{ KN}$

**3) Plancher étage courant 1+2:****charge permanente :**

<b>Poids du plancher étages (dalle pleine):</b>	$P1 = 3.375 \times 4.6 = 15.525 \text{ KN}$
---	---

$$P2 = 11.635 \times 7.1 = 82.6 \text{ KN}$$

**Poids des poutres transversales :**  $[0.3 \times 0.40 \times 2.8 \times 25] = 8.4 \text{ KN}$

**Poids des poutres longitudinales:**  $[0.3 \times 0.50 \times 5.23 \times 25] = 19.6 \text{ KN}$

**Poids du poteau :**  $(0.45 \times 0.45) \times 3.06 \times 25 = 15.5 \text{ KN}$

**Murs extérieur :**  $5.23 \times 2.56 \times 2.75 = 36.82 \text{ KN}$

**Murs intérieur :**  $2.05 \times 2.66 \times 1.6 = 8.72 \text{ KN}$

**Surcharges d'exploitation :**

**Poids du planche étages :**  $Q1 = 3.375 \times 3.5 = 11.8 \text{ KN}$

$$Q2 = 11.635 \times 1.5 = 17.45 \text{ KN}$$

**4) Plancher RDC +service**

**charge permanente :**

**Poids du poteau (service):**  $(0.5 \times 0.5) \times 3.06 \times 25 = 19.12 \text{ KN}$

**Poids du poteau (RDC):**  $(0.5 \times 0.5) \times 4.42 \times 25 = 27.625 \text{ KN}$

**Poids du poteau (sous-sol):**  $(0.5 \times 0.5) \times 3.2 \times 25 = 20 \text{ KN}$

Charges et surcharges revenants au poteau :

NO du niveau	Elément	Surcharge avant dégression	Coefficient de dégression	Chargement près dégression	
				G (KN)	Q (KN)
NO	Plancher terrasse			111.4	
	Acrotère			9.25	
	P. longitudinales			20.28	
	P. transversales			8.55	

	Charge d'exploitation	15.33	1		15.33
	Total			149.48	15.33
N1	Venant de N0			149.48	
	Poids Poteau			12.24	
	Poids murs ext			38.1	
	Poids murs int			8.7	
	Total			208.52	15.33
N2	Venant de N1			208.52	15.33
	Plancher étage			99.6	
	P. longitudinales			20.28	
	P. transversales			8.55	
	Charge d'exploitation	30.45	1		30.45
	Total			336.95	45.78
N3	Venant de N2			336.95	45.78
	Poids Poteau			12.24	
	Poids murs ext			38.1	
	Poids murs int			8.7	
	Total			395.99	45.78
N4	Venant de N <sup>n</sup>			395.99	45.78
	Plancher étage			99.6	
	P. longitudinales			20.28	
	P. transversales			8.55	

	Charge d'exploitation	30.45	0.9		27.405
	Total			524.42	73.185
N5	Venant de N4			524.42	73.185
	Poids Poteau			12.24	
	Poids murs ext			38.1	
	Poids murs int			8.7	
	Total			583.46	73.185
N6	Venant de N5			583.46	73.185
	Plancher étage			99.6	
	P. longitudinales			20.28	
	P. transversales			8.55	
	Charge d'exploitation	30.45	0,8		24.36
	Total			711.89	97.545
N7	Venant de N6			711.89	97.545
	Poids Poteau			12.24	
	Poids murs ext			38.1	
	Poids murs int			8.7	
	Total			770.93	97.545
N8	Venant de N7			770.93	97.545
	Plancher étage			99.6	
	P. Principale			20.28	
	P. transversales			8.55	

	Charge d'exploitation	30.45	0,7		21.315
	Total			899.36	118.86
N9	Venant de N8			899.36	118.68
	Poids Poteau			12.24	
	Poids murs ext			38.1	
	Poids murs int			8.7	
	Total			958.4	118.68
N10	Venant de N9			958.4	118.68
	Plancher étage			99.6	
	P. longitudinales			20.28	
	P. transversales			8.55	
	Charge d'exploitation	30.45	0,6		18.27
	Total			1086.83	136.95
N11	Venant de N10			1086.83	136.95
	Poids Poteau			12.24	
	Poids murs ext			38.1	
	Poids murs int			8.7	
	Total			1145.87	
N12	Venant de N11			1145.87	
	Plancher téage			99.6	
	P. longitudinales			20.28	
	P. transversales			8.55	

	Charge d'exploitation	30.45	0,5		15.225
	<b>Total</b>			1274.3	152.17
N13	Venant de N12			1274.3	152.17
	Poids Poteau			15.5	
	Poids murs ext			36.82	
	Poids murs int			8.72	
	<b>Total</b>			1335.34	152.17
N14	Venant de N13			1335.34	152.17
	Plancher étage			98.125	
	P. longitudinales			19.6	
	P. transversales			8.4	
	Charge d'exploitation	29.25	0,5		14.625
	<b>Total</b>			1461.465	166.8
N15	Venant de N14			1461.465	166.8
	Poids Poteau			15.5	
	Poids murs ext			36.82	
	Poids murs int			8.72	
	<b>Total</b>			1522.505	166.8
N16	Venant de N15			1522.505	166.8
	Plancher étage			98.125	
	P. longitudinales			19.6	
	P. transversales			8.4	

	Charge d'exploitation	29.25	0,5		14.625
	Total			1648.63	181.42
N17	Venant de N16			1648.63	181.42
	Poids Poteau			19.12	
	Total			1667.75	181.42
N18	Venant de N17			1667.75	
	Poids Poteau			27.625	
	Total			1695.375	181.42
N19	Venant de N18			1695.375	181.42
	Poids Poteau			20	
	Total			1715.375	181.42

**Tableau II.17** Descente des charges pour poteau de rive

### Dimensionnement de la section du Poteau:

$$N_u = (1,35G + 1,5Q) = 1,35 \times 1715,375 + 1,5 \times 181,425 = 2587,9 \text{ KN.}$$

$$\Rightarrow N_u = 2587,9 \text{ KN.}$$

$$N_s = G + Q = 1715,375 + 181,425 = 1896,8 \text{ KN.}$$

$$\Rightarrow N_s = 1896,8 \text{ KN.}$$

$$Br \geq \frac{N_u}{\alpha} \left[ \frac{0,90 \gamma_b}{f_{c28}} + \frac{100 \gamma_s}{f_e} \right].$$

$$Br \geq 0,064 \cdot N_u \Rightarrow Br \geq 0,064 \times 2587,9 = 0,165 \text{ m}^2.$$

$$\text{On a } Br = (a - 0,02)(a - 0,02).$$

Si on fixe  $a = 0,50 \text{ m}$  :



$$Br = (a - 0,02)(a - 0,02) = (a - 0,02)^2.$$

$$\text{Donc } Br = (a - 0,02)^2 \geq 0,165 \text{ m}^2.$$

$$\Rightarrow a \geq 0,386 \text{ m.}$$

On prend  $a = 0,50 \text{ m.}$

$$Br = (0,50 - 0,02)(0,50 - 0,02) = 0,23 \text{ m}^2 \geq 0,165 \text{ m}^2 \dots\dots\dots \text{C.V.}$$

Vérification vis-à-vis le flambement :

D'après les règles BAEL91 ; l'élançement géométrique  $\lambda$  est donné par la relation suivante :  $\lambda = l_f / i$

Avec :  $l_f$  : longueur de flambement ( $l_f = 0,7l_0$  : poteau encastré à ses deux extrémités).

$i$  : rayon de giration.

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

$B$  : section du béton.

$$I = hb^3/12 \Rightarrow i = b/\sqrt{12} \text{ où } : \lambda = l_f / i = 0,7l_0 \times \sqrt{12} / b = 21.43$$

$$\lambda = 21.43 < 35 \dots\dots\dots \text{C.V.}$$

Vérification vis-à-vis l'RPA99/V2003 :

On doit vérifier les conditions suivantes :

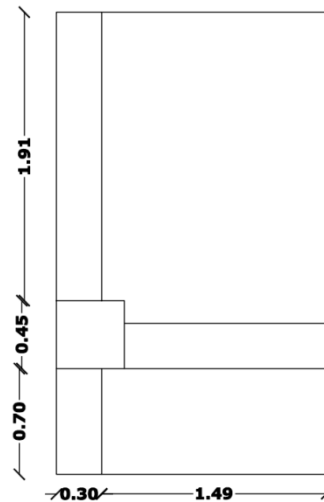
$$h > 25 \text{ cm} \Rightarrow h = 50 \text{ cm} > 25 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{C.V.}$$

$$b > h_e / 20 \Rightarrow b = 50 \text{ cm} > h_e / 20 = 22.1 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{C.V.}$$

$$1/4 < b/h < 4 \Rightarrow 1/4 < 45/45 = 0.25 < 1 < 4 \dots\dots\dots \text{C.V.}$$

Donc on adopte la section du poteau :  $(b \times h) = (50 \times 50).$

**Poteau d'Angle (A.4):**



**Fig. II.13.** Dimension de la section revenant au poteau d'Angle

### 1) Plancher terrasse :

#### charge permanente :

**Poids du plancher terrasse:**  $P1 = (1.475 \times 0.7) \times 6.28 = 6.48 \text{ KN}$

$$P2 = (2.05 \times 1.475 \times 7.58) - (0.1 \times 0.1 \times 7.58) = 22.84 \text{ KN}$$

**Poids du poteau :**  $(0.40 \times 0.40) \times 3.06 \times 25 = 12.24 \text{ KN}$

**Poids des poutres transversales :**  $[0.3 \times 0.40 \times 2.65 \times 25] = 7.95 \text{ KN}$

**Poids des poutres longitudinales :**  $[0.3 \times 0.50 \times 1.375 \times 25] = 5.15 \text{ KN}$

**Poids de l'acrotère :**  $0.0685 \times 25 \times [1.375 + 2.65] = 6.892 \text{ KN}$

#### Surcharges d'exploitation :

**Poids du plancher terrasse :**  $Q1 = (1.475 \times 0.7) \times 1 = 1.032 \text{ KN}$

$$Q2 = (2.05 \times 1.475 \times 1) - (0.1 \times 0.1 \times 1) = 3.013 \text{ KN}$$

### 2) Plancher étage courant 3<sup>ème</sup>+.....7<sup>ème</sup> :

#### charge permanente :

**Poids du plancher étages(dalle pleine):**  $P1 = (1.475 \times 0.7) \times 4.6 = 4.75 \text{KN}$

$$P2 = (2.05 \times 1.475 \times 7.1) - (0.1 \times 0.1 \times 7.1) = 21.4 \text{KN}$$

**Poids des poutres transversales:**  $[0.3 \times 0.40 \times 2.65 \times 25] = 7.95 \text{ KN}$

**Poids des poutres longitudinales :**  $[0.3 \times 0.50 \times 1.375 \times 25] = 5.15 \text{ KN}$

**Murs extérieur :**  $(1.375(2.56) + 2.65(2.66)) \times 2.75 = 29.06 \text{ KN}$

**Surcharges d'exploitation :**

**Poids du planche étages :**  $Q1 = (1.475 \times 0.7) \times 3.5 = 5.782 \text{KN}$

$$Q2 = (2.05 \times 1.475 \times 1.5) - (0.1 \times 0.1 \times 1.5) = 4.52 \text{KN}$$

**3) Plancher étage courant 1+2:**

**Poids du plancher étages(dalle pleine):**  $P1 = (1.49 \times 0.7) \times 4.6 = 4.8 \text{KN}$

$$P2 = (2.05 \times 1.49 \times 7.1) - (0.15 \times 0.15 \times 7.1) = 21.53 \text{KN}$$

**charge permanente :**

**Poids des poutres transversales:**  $[0.30 \times 0.40 \times 2.6 \times 25] = 7.8 \text{KN}$

**Poids des poutres longitudinales :**  $[0.30 \times 0.50 \times 1.34 \times 25] = 5.025 \text{ KN}$

**Poids du poteau :**  $(0.45 \times 0.45) \times 3.06 \times 25 = 15.5 \text{ KN}$

**Murs extérieur :**  $(1.34(2.56) + 2.6(2.66)) \times 2.75 = 28.45 \text{ KN}$

**Surcharges d'exploitation :**

**Poids du plancher étages:**  $Q1 = (1.49 \times 0.7) \times 3.5 = 3.65 \text{KN}$

$$Q2 = (2.05 \times 1.49 \times 1.5) - (0.15 \times 0.15 \times 1.5) = 4.55 \text{KN}$$

**3) Plancher RDC+étage services :**

**Poids du plancher étages(dalle pleine):**  $P = (2.075 \times 1.5 \times 7.1) - (0.2 \times 0.2 \times 7.1) = 21.8 \text{KN}$

**charge permanente :**

**Poids des poutres transversales :**  $[0.3 \times 0.40 \times 1.875 \times 25] = 5.625 \text{ KN}$

**Poids des poutres longitudinales :**  $[0.3 \times 0.50 \times 1.3 \times 25] = 4.875 \text{ KN}$

**Poids du poteau étage services:**  $(0.5 \times 0.5) \times 3.06 \times 25 = 19.125 \text{ KN}$

**Poids du poteau RDC:**  $(0.5 \times 0.5) \times 4.42 \times 25 = 27.625 \text{ KN}$

**Murs extérieur étage services:**  $(1.3(2.56) + 1.875(2.66)) \times 2.75 = 22.86 \text{ KN}$

**Murs extérieur RDC:**  $(1.3(3.92) + 1.875(4.02)) \times 2.75 = 34.74 \text{ KN}$

**Poids du poteau(sous sol):**  $(0.5 \times 0.5) \times 3.2 \times 25 = 20 \text{ KN}$

**Surcharges d'exploitation :**

**Poids du plancher étage services:**  $Q_1 = (2.075 \times 1.5 \times 5) - (0.2 \times 0.2 \times 5) = 15.36 \text{ KN}$

**Charges et surcharges revenants au poteau :**

N0 du niveau	Elément	Surcharge avant dégression	Coefficient de dégression	Chargement après dégression	
				G (KN)	Q (KN)
N0	Plancher terrasse			29.32	
	Acrotère			6.892	
	P. longitudinales			5.15	
	P. transversales			7.95	
	Charge d'exploitation	4,04	1		4,04
	<b>Total</b>				<b>49.312</b>
N1	Venant de N0			49.312	
	Poids Poteau			12.24	

	Poids murs			29.06	
	Total			90.612	4,04
N2	Venant de N1			90.612	4,04
	Plancher étage			26.15	
	P. longitudinales			5.15	
	P. transversales			7.95	
	Charge d'exploitation	10.30	1		10.30
	Total			129.862	14.34
N3	Venant de N2			1289.862	14.34
	Poids Poteau			12.24	
	Poids murs			29.06	
	Total			171.162	14.34
N4	Venant de N3			171.162	14.34
	Plancher étage			26.15	
	P. longitudinales			5.15	
	P. transversales			7.95	
	Charge d'exploitation	10.30	0,9		9.27
	Total			210.412	23.61
N5	Venant de N4			210.41	23.61
	Poids Poteau			12.24	
	Poids mur			29.06	
	Total			251.712	23.61

N6	Venant de N5			251.712	23.61
	Plancher étage			26.15	
	P. longitudinales			5.15	
	P. transversales			7.95	
	Charge d'exploitation	10.30	0,8		8.24
	<b>Total</b>			<b>290.962</b>	<b>31.85</b>
N7	Venant de N6			290.962	
	Poids Poteau			12.24	
	Poids mur			29.06	
	<b>Total</b>			<b>332.262</b>	<b>31.85</b>
N8	Venant de N7			332.262	31.85
	Plancher étage			26.15	
	P. longitudinales			5.15	
	P. transversales			7.95	
	Charge d'exploitation	10.30	0,7		7.21
	<b>Total</b>			<b>371.512</b>	<b>39.06</b>
N9	Venant de N8			371.512	39.06
	Poids Poteau			12.24	
	Poids mur			29.06	
	<b>Total</b>			<b>412.812</b>	<b>39.06</b>
N10	Venant de N9			412.81	39.06
	Plancher étage			26.15	

	P. longitudinales			5.15	
	P. transversales			7.95	
	Charge d'exploitation	10.30	0,6		6.18
	Total			452.062	45.24
N11	Venant de N10			452.062	45.24
	Poids Poteau			15.5	
	Poids mur			28.45	
	Total			496.012	
N12	Venant de N11			496.012	
	Plancher étage			26.33	
	P. longitudinales			5.025	
	P. transversales			7.8	
	Charge d'exploitation	8.2	0,5		4.1
	Total			535.167	49.34
N13	Venant de N12			535.167	49.34
	Poids Poteau			15.5	
	Poids mur			28.45	
	Total			579.117	49.34
N14	Venant de N13			579.117	49.34
	Plancher étage			26.33	
	P. longitudinales			5.025	
	P. transversales			7.8	

	Charge d'exploitation	8.2	0,5		4.1
	Total			618.272	53.44
N15	Venant de N14			618.272	53.44
	Poids Poteau			19.125	
	Poids mur			22.86	
	Total			660.257	
N16	Venant de N15			660.257	
	Plancher étage			21.8	
	P. longitudinales			4.875	
	P. transversales			5.625	
	Charge d'exploitation	15.36	0,5		7,68
	Total			692.557	61.12
N17	Venant de N16			692.557	61.12
	Poids Poteau			27.625	
	Poids mur			34.74	
	Total			754.922	61.12
N18	Venant de N20			754.922	61.12
	Poids Poteau			20	
	Total			774.922	61.12

**Tableau II.18** Descente des charges pour poteau d'Angle .

### Dimensionnement de la section du Poteau:

$$N_u = (1,35G + 1,5Q) = 1,35 \times 774.922 + 1,5 \times 61.12 = 1137.8 \text{KN.}$$



$$\Rightarrow \mathbf{Nu=1137.8 \text{ KN.}}$$

$$Ns = G + Q = 774.922 + 61.12 = 836.042 \text{ KN.}$$

$$\Rightarrow \mathbf{Ns = 836.042 \text{ KN.}}$$

$$Br \geq \frac{N_u}{\alpha} \left[ \frac{0,90\gamma_b}{f_{c28}} + \frac{100\gamma_s}{f_e} \right]$$

$$Br \geq 0,064.Nu \Rightarrow Br \geq 0,064 \times 1137,8 = 0,0728 \text{ m}^2.$$

$$\text{On a } Br = (a - 0,02)(a - 0,02).$$

Si on fixe  $b = 0,45 \text{ m}$  :

$$Br = (h - 0,02)(0,45 - 0,02) = 0,43(h - 0,02).$$

$$\text{Donc } Br = (a - 0,02)^2 \geq 0,0728 \text{ m}^2.$$

$$\Rightarrow a \geq 0,249 \text{ m.}$$

On prend  $\mathbf{a = 0,5 \text{ m.}}$

$$\mathbf{Br = (0,5 - 0,02)(0,5 - 0,02) = 0,23 \text{ m}^2 \geq 0,0728 \text{ m}^2 \dots\dots\dots \text{ C.V.}}$$

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

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

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

Avec :  $l_f$  : longueur de flambement ( $l_f = 0,7l_0$  : poteau encastré dans un massif de fondation).

$i$  : rayon de giration.

$$i = \sqrt{I/B}$$

Avec : I : moment d'inertie.

B : section du béton.

$$I = hb^3/12 \Rightarrow i = b/\sqrt{12}$$

$$\lambda = l_f/i = 0,710 \times \sqrt{12}/b = 21.43$$

$$\lambda = 21.43 < 35 \dots\dots\dots C.V.$$

**Vérification vis-à-vis l’RPA99/V2003 :**

On doit vérifier les conditions suivantes :

$$h > 25 \text{ cm} \Rightarrow h = 50 \text{ cm} > 25 \text{ cm} \dots\dots\dots C.V.$$

$$b > h_e/20 \Rightarrow b = 50 \text{ cm} > h_e/20 = 22.1 \text{ cm} \dots\dots\dots C.V.$$

$$1/4 < b/h < 4 \Rightarrow 1/4 < 50/50 = 0.25 < 1 < 4 \dots\dots\dots C.V.$$

**Calcul des sections des poteaux :**

Après la descente des charges on trouve que le poteau le plus sollicité est le poteau intermédiaire

**Poteau : le poteau le plus sollicité.**

	Nu	Nu majore	Br	A	B(cm) <sup>2</sup>
09	304.5	304.5	0.019	0.157	40×40
08	603.25	603.25	0.0386	0.216	40×40
07	897.45	897.45	0.0574	0.259	40×40
06	1187.1	1187.1	0.0759	0.295	40×40
05	1471.86	1471.86	0.0942	0.327	40×40

<b>04</b>	1752.35	1752.35	0.112	0.354	40×40
<b>03</b>	<b>2030.97</b>	<b>2030.97</b>	<b>0.1299</b>	<b>0.38</b>	<b>45×45</b>
<b>02</b>	2305.58	2305.58	0.1475	0.404	45×45
<b>01</b>	<b>2523.6</b>	<b>2523.6</b>	<b>0.1615</b>	<b>0.422</b>	<b>50×50</b>
<b>RDC</b>	2560.9	2560.9	0.164	0.425	50×50
<b>Sous sol</b>	<b>2587.9</b>	<b>2587.9</b>	<b>0.166</b>	<b>0.427</b>	<b>50×50</b>

**Tableau II.19** La variation de section de poteau

**CHAPITRE III :**  
**Etude des éléments secondaires**

### III. Etude des éléments secondaire

#### III.1. Introduction :

Les éléments secondaires sont des éléments qui ne contribuent pas directement au contreventement. Leur calcul se fait généralement sous l'action des charges permanentes et des surcharges d'exploitation. L'étude de ces éléments est indépendante de l'action sismique, mais ils sont considérés comme dépendant de la géométrie de structure.

Dans ce chapitre on calcule les éléments non structuraux suivant :

- L'acrotère.
- Plancher.
- Escalier.
- Balcon.

#### 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 encadrée à sa base soumise à son poids propre et à une surcharge horizontale et réalisée en béton armé. Le calcul se fera en flexion composée 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) :

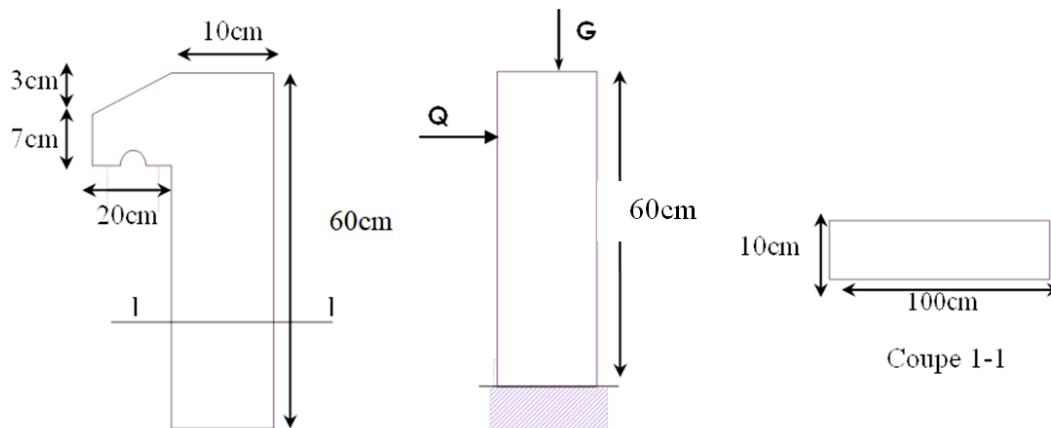


Figure .III.1. Coupe transversale et longitudinale de l'acrotère.

**III.2.3. Evaluation des charges :**

**a. Charge permanente :**

$$S = 0,6 \times 0,1 + 0,08 \times 0,1 + \frac{0,02 \times 0,1}{2} = 0,069 \text{ m}^2$$

$$G = S \times 25 = 0,069 \times 25 = 1,725 \text{ KN/ml}$$

**b. Charge d'exploitation :**

Due à la main courant de la personne

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

**c. Détermination de l'effort due au séisme :**

D'après le **RPA 99 V 2003** l'élément non structuraux doivent être calculés sous l'action des forces horizontales suivant la forme :

$$F_p = 4 A C_p W_p$$

$A = 0,2$ .....  $A$  : coefficient d'accélération de zone (zone II)

$C_p = 0,8$ ..... $C_p$  : facteur de force horizontale

$w_p = 2,2 \text{ KN/ml}$  ..... $W_p$  : poids de l'acrotère

$$F_p = 4 \times 1,725 \times 0,8 \times 0,2 = 0,828 \text{ KN/ml}$$

$$Q_1 = \max ( F_p , Q ) \text{ donc } Q_1 = 1 \text{ KN/ml}$$

## CHAPITRE III

ELU			ELS		
$N_u = 1,35 W_p$	$M_u = 1,5 \cdot Q \cdot h$	$T_u = 1,5 Q$	$N_{ser} = W_p$	$M_{ser} = Q \cdot h$	$T_{ser} = Q$
2,328 KN	0,9 KN.m	1,5 KN	1,725 KN	0,6 KN.m	1 KN

**Tableau III.1** évaluation des charges de l'acrotère

### III.2.4 Vérification de flambement :

$$L_f = 2 \cdot L_0 \quad L_f : \text{La longueur de flambement}$$

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

$$\lambda = \frac{L_f \cdot \sqrt{12}}{a} \quad a : \text{l'épaisseur de l'acrotère.}$$

$$\lambda = \frac{1,2 \times \sqrt{12}}{0,1} = 41,56 \quad \lambda : \text{l'élancement}$$

### L'excentricité :

$$e_0 = \frac{a}{6} = \frac{0,1}{6} = 0,0166 \text{ m} = 1,66 \text{ cm} \quad e_0 : \text{limite du noyau central}$$

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,9}{2,328} = 0,386 \text{ m} = 38,6 \text{ cm} \quad e_1 : \text{l'excentricité du premier ordre}$$

$e_1 > e_0$  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.2.5. Les sollicitations majorées :

#### Calcul de coefficient de majoration :

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

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

$$e_1/a = 0,386 / 0,1 = 3,86 > 0,75$$

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

$$\delta_f = \min ( 1 + 0,15 \left( \frac{41,57}{35} \right)^2 (0,1 / 0,386) ; 1,4 ) .$$

# CHAPITRE III

$$\delta_f = 1,054$$

ELU		ELS	
$N_u^* = \delta_f \times Nu$	$M_u^* = \delta_f \times Mu$	$N_{ser}^* = Nser$	$M_{ser}^* = Mser$
2,453 KN	0,94 KN. m	1,725 KN	0,6 KN.m

**Tableau III.2.** La sollicitation après majoration

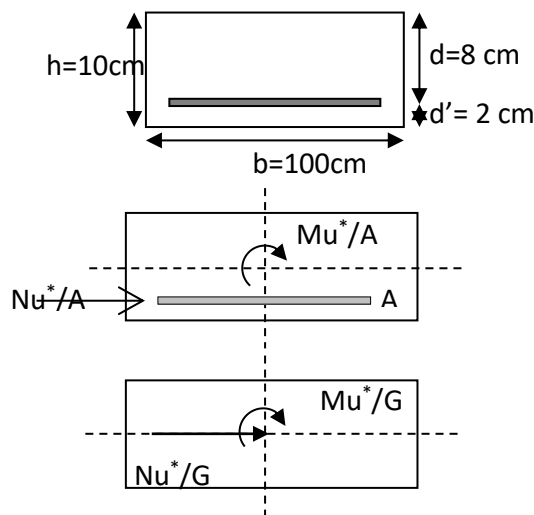
## III.2 .6. Le ferrailage de l'acrotère :

### III.2.6.1.Calcul à l'ELU :

Le calcul se fait sur une section rectangulaire avec :

$$b = 100 \text{ cm} ; \quad h = 10 \text{ cm} ; \quad d = 8 \text{ cm}$$

$$e_u = M_u^* / N_u^* = 0,9 / 2,453 = 0,38\text{m}$$



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

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

$M_f$	$\epsilon_{bc}$	$\epsilon_s$	$\mu_{bu}$	$\alpha$	$Z$	$A^*_{su}$	$A_{su}$
$M_u^* + N_u^* \times (d-h/2)$	$\frac{0,85 \cdot f_c \cdot 28}{\gamma^b}$	$\frac{f_e}{\gamma_s}$	$\frac{M_u^*}{b \cdot d^2 \cdot \epsilon_{bc}}$	$1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}})$	$d \cdot (1 - 0,4\alpha)$	$\frac{M_f}{Z \cdot \epsilon_s}$	$A^*_{su} \cdot \frac{N_u^*}{\epsilon_s}$
1,01 KN	14,2 Mpa	348 MPa	0,01	0,012	0,07	0,41cm	0,40cm

**Tableau III.3. :** calcul des ferrailages à ELU.

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \text{ (ft28/fe)} \dots\dots\dots \text{ (Condition de non fragilité)}$$



### CHAPITRE III

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06f_{c25} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$f_e = 400 \text{ MPaC}$$

$$A_{\min} = 0,23 \times 1 \times 0,08 \left( \frac{2,1}{400} \right) = 0,966 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0,966 \text{ cm}^2$$

#### III.2.6.2. Calcul à l'ELS :

Position de centre de pression :

$$e_{ser} = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = 0,347 \text{ m}$$

$e_{ser} < e_0$  Donc la section partiellement comprimé ; le calcul par assimilation à la flexion simple.

$M_{fser}$	$\sigma_{bc}$	$\sigma_s$	$\alpha_r$	$\mu_r$	$M_1$	$Z$	$A_s^*$	$A_s$
$\frac{M_{ser} + N_{ser} e^*}{x(d-h/2)}$	$\frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\gamma^b}$	$\frac{f_e}{\gamma_s}$	$\frac{15\sigma_{bc}}{15\sigma_{bc} + \sigma_s}$	$\frac{\alpha_r/2}{1 - \alpha_r/3}$	$\mu_r \cdot b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}$	$d \cdot 1 - \alpha_r/3$	$\frac{M_{fser}}{Z \cdot \sigma_s}$	$A_s^* \frac{N_{ser} e^*}{\sigma_s}$
0,65 KN.m	14,2 Mpa	48 Mpa	0,30	0,15	13,53 KN.m	0,03	0,63 cm	0,550 cm

**Tableau III.4. :** calcul des ferrailles à ELS.

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28} / f_e = 0,966 \text{ cm}^2$$

$$\text{Alors : } A_s = \text{Max}[A_u, A_{ser}, A_{\min}] = \text{Max}[0,40, 0,55, 0,966] \Rightarrow A_s = 0,966 \text{ cm}^2$$

Nous adoptons un ferrailage symétrique : **4T8 /ml ....  $A_s = 2,01 \text{ cm}^2$**

#### III.2.6.3. Vérification de la condition de non fragilité:

$$A_s = 2,01 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 0,966 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{C.V}$$

#### III .2.6.4. Vérification des contraintes :

On doit vérifier que :  $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$  ,  $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$

$$\sigma_s \leq \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\mu \cdot f_{t28}} \right\}$$

## CHAPITRE III

$$\sigma_b = K \cdot Y_{ser}$$

$$K = N_{ser} / I \cdot Y \dots\dots\dots \text{BAEL91.}$$

$$I = \frac{b}{3} Y^3 + 15 [A_s (d - Y)^2 + A'_s (Y - d')^2] , \text{ avec } A'_s = 0$$

Y : la position de l'axe neutre.

Y : est la solution de l'équation du deuxième degré suivante :

$$Y = by^2 / 2 + 15((A_s + A'_s) y - 15 (d A_s - d' A'_s)^2) = 0$$

$$Y = 1,92 \text{ cm et } I = 1351.57 \text{ cm}^4$$

$$K = 0.145 \text{ KN / cm}^3$$

### ❖ Vérification de la contrainte du béton comprimée :

$$\sigma_{bc} = K \times Y , K = \frac{M_s}{I}$$

$$\sigma_{bc} = 0.145 \times 19.2 = 2.78 \text{ MPa} \leq 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{cv}$$

### ❖ Vérification des contraintes des armatures tendues :

$$\mu = 1.6 \text{ Pour H.A}$$

$$\bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = n \cdot K (d - y); n = 15 \Rightarrow \sigma_s = 132.24 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{cv}$$

### III.2.6.5. Vérification au cisaillement :

On doit vérifier la condition suivante :  $\tau_u < \tau_u'$

$$\tau_u = \frac{Vu_{max}}{b_0 d}$$

$$Vu = 1,5 \text{ KN}$$

$$\tau_u = 0,00015 / (1 \times 0.08) = 0.038 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min ( 0.15 f_{c28} / \gamma_b , 3 \text{ MPa} )$$

$$= \min ( 2.5 \text{ Mpa} , 3 \text{ MPa} ) \Rightarrow \tau_u' = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow \text{pas de risque de cisaillement.}$$

## CHAPITRE III

Alors : les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

### III .2.6.6. Calcul des armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2,01}{4} = 0,5 \text{ cm}^2.$$

On adopte : **4T8** ..... $A_r = 2,01 \text{ cm}^2$ .

#### ❖ L'espacement maximal :

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

Soit :  $S_T = 20 \text{ cm}$ .

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

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

#### ➤ Schéma de ferrailage :

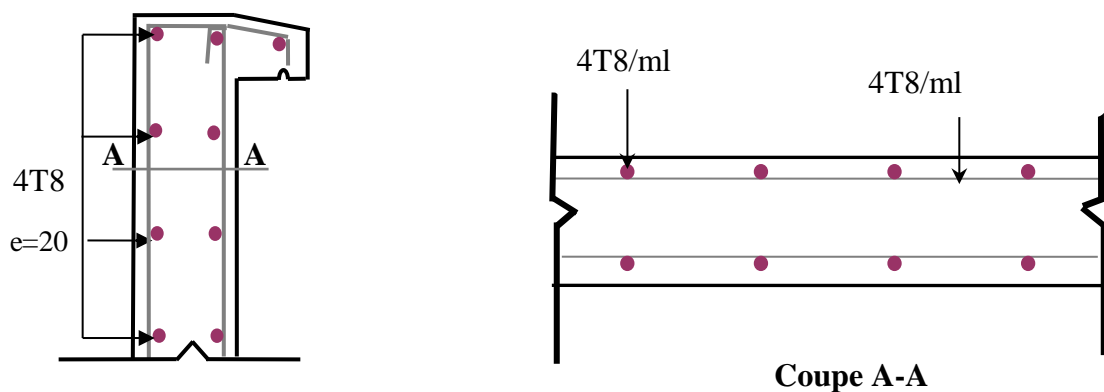


Figure.III.3. Ferrailage de l'acrotère.

### III.3. Les planchers :

#### III.3.1. La dalle pleine :

##### III.3.1.1. Introduction :

Les dalle pleine sont des plaques minces horizontale en béton armé permettent de construire la plupart des ouvrages avec les poteaux et les poutres. Elles peuvent porter dans une seul ou deux directions et reposent avec ou sans continuité sur 2 ,3 ou 4 appuis.

##### III.3.1.2. Dalle pleine étage courant :

##### Dimension de la dalle :

a : 4.3m.

b : 5.32m.

$e_p$  : 0.18m.

N	Type	Position
1	Encastrée	Ligne y = 0
2	Encastrée	Ligne y = 5.32
3	Encastrée	Ligne x = 0
4	Encastrée	Ligne x = 4.30

##### III.3.1.3. Les charges :

N	Type	Comp	Valeur	coef
1	Uniforme	-Z	7.1	1.35
2	Uniforme	-Z	1.5	1.5

Tableau.III.5. La position des liaisons et différentes charges.

$$\alpha = l_x/l_y = 4.3/5.32 = 0.808 > 0.4$$

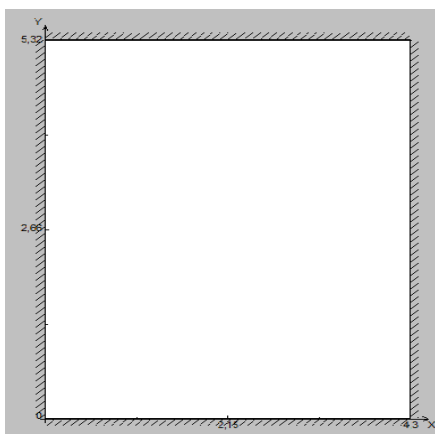


Figure.III.4. Schéma de la dalle pleine encadrée sur quatre côtés.

##### III.3.1.4. Sollicitation de calcul :

- L'E.L. U :

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 11.835 \text{KN/ml.}$$

## CHAPITRE III

Selon le **SOCTEC**, les résultats obtenus sont :

	X(m)	Y(m)	Mxx(KN.m)
En travée	1.97	2.66	6,35
Sur appui	0,00	2.66	-13,64
	X(m)	Y(m)	Myy(KN.m)
En travée	1.97	2.66	4.26
Sur appui	1.97	0.00	-11.10
	X(m)	Y(m)	Tzx(KN/m)
Min	0,00	2.66	-25.28
Max	4.30	2.66	25.28
	X(m)	Y(m)	Tzy(KN/m)
Min	1.97	0.00	-23.62
Max	1.97	5.32	23.62

**Tableau.III.6.** Les résultats des efforts à l'E.L.U.

- L'E.L. S :**

$$q_s = G + Q = 8.6 \text{ KN/ml}$$

Selon le **SOCTEC**, les résultats obtenus sont :

	X(m)	Y(m)	Mxx(KN.m)
En travée	1.97	2.66	4.62
Sur appui	0,00	2.66	-9.91
	X(m)	Y(m)	Myy(KN.m)
En travée	1.97	2.66	3.10
Sur appui	1.97	0.00	-8.06
	X(m)	Y(m)	Tzx(KN/m)
Min	0.00	2.66	-18.37
Max	4.30	2.66	18.37
	X(m)	Y(m)	Tzy(KN/m)
Min	1.97	0.00	-17.16
Max	1.97	5.32	17.16

**Tableau.III.7.** Les résultats des efforts à l'E.L.S.

### III.3.1.5. Ferrailage :

Pour le calcul on utilise les formules suivantes :

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} ; \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) ; Z = d \times (1 - 0,4\alpha) \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$$

## CHAPITRE III

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \times \sigma_s} ; A_{min} = 0.23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times b \times d$$

M(KN.m)	Sens X-X		Sens Y-Y	
Section	Sur Zppui	En travée	Sur appui	En travée
Mu(KN.m)	-13,64	6,35	-11.10	4.26
b(cm)	100	100	100	100
h(cm)	18	18	18	18
d(cm)	16.2	16.2	15.2	15.2
$\mu$	0.036	0.017	0.033	0.013
$\alpha$	0.046	0.021	0.043	0.016
Z(cm)	15.89	16.06	14.93	15.10
A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	2.46	1,136	2.13	0,81
A <sub>s</sub> (Min)	1.956	1.956	1.835	1.835
A <sub>s</sub> adopt (cm <sup>2</sup> )	4T10=3.14	4T8=2.01	4T10=3.14	4T8=2.01
S <sub>t</sub> (cm)	25cm	25cm	25cm	25cm

Tableau.III.8. Résultats de ferrailage dalle pleine étage courant

- **Espacement :**
- **Sens y-y**

$$S_t = 100/4 = 25cm$$

⇒ **Sens x-x**

$$S_t = 100/4 = 25cm$$

### III.3.1.6. Vérification de la contrainte tangentielle du béton :

**Fissuration préjudiciable :**

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

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

$$V_u = T_{xz} = 25.28 KN \dots\dots\dots \text{SOCOTEC}$$

$$V_u = T_{yz} = 23.62KN \dots\dots\dots \text{SOCOTEC}$$

$$\tau_{ux} = \frac{25.28 \times 10^3}{1000 \times 162} = 0.156 MPa \leq 2.5 MPa \dots\dots\dots CV$$

$$\tau_{uy} = \frac{23.62 \times 10^3}{1000 \times 152} = 0.15MPa \leq 2.5 MPa \dots\dots\dots CV$$

## CHAPITRE III

### III.3.1.7. 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 X-X		Sens Y-Y	
	Appui	Travée	Appui	Travée
M ser (KN.m)	-9.91	4.62	-8.06	3.10
b (cm)	100	100	100	100
h (cm)	18	18	18	18
d (cm)	16.2	16.2	15.2	15.2
As adopté(cm <sup>2</sup> ) ELU	3.14	2.01	3.14	2.01
Yser(cm)	3.46	2.84	3.34	2.74
I(cm <sup>4</sup> )	9025.4	6145	7867.05	5366.53
K(N/mm <sup>3</sup> )	0.109	0.075	0.102	0.057
(Mpa) $\bar{\sigma}_{st}$	201.64	201.64	201.64	201.64
(Mpa) $\bar{\sigma}_{bc}$	15	15	15	15

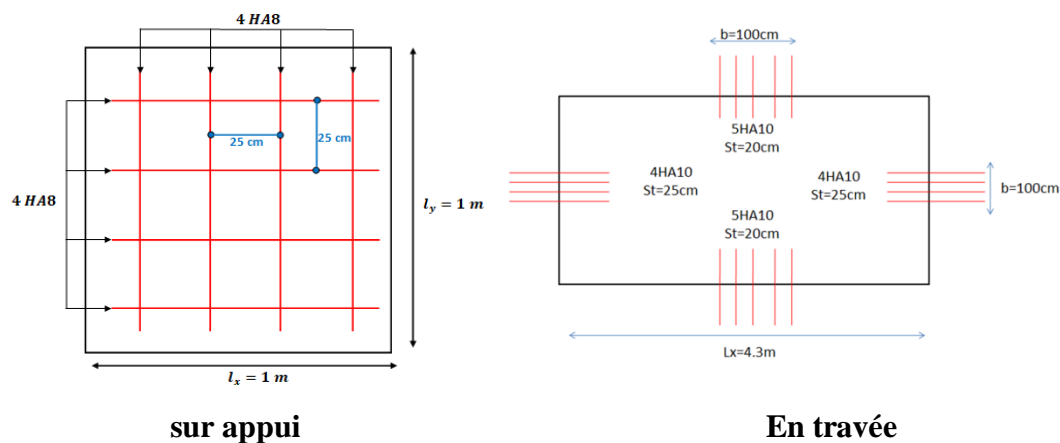
## CHAPITRE III

$(\text{Mpa})\sigma_{st}$	208.3	150,3	182.23	107.95
$(\text{Mpa})\sigma_{bc}$	3.8	2,13	3.42	1,58
$\sigma_{ST} \leq \overline{\sigma}_{ST}$	CNV	CV	CV	CV
$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$	CV	CV	CV	CV
<b>Calcul des armatures à ELS</b>				
$\mu_s$	0,003			
$\beta$	0,9104			
$A_s$	3.33			
<b>Choix des barres</b>	5HA10=3.93			

**Tableau.III.9.** Les résultats de vérification à l'E.L.S.

Donc toutes les contraintes sont vérifiées.

### III.3.1.8. Schéma de ferrailage :



**Figure III.5.** Ferrailage Dalle plein étage courant

### III.3.2. Dalle pleine étage service :

N	Type	Position
1	Encastrée	Ligne y = 0



## CHAPITRE III

### Dimension de la dalle :

Longueur a : 4.2m.

Largeur b : 3.8m.

Epaisseur  $e_p$  : 0.18m.

2	Encastrée	Ligne y = 3.8
3	Encastrée	Ligne x = 0
4	Encastrée	Ligne x = 4.2

### III.3.2.1. Les charges :

N	Type	Comp	Valeur	coef
1	Uniforme	-Z	6.9	1.35
2	Uniforme	-Z	5	1.5

Tableau.III.10. La position des liaisons et différentes charges.

### Vérifie la condition

$$\alpha = l_x/l_y = 3.8/4.2 = 0.904 > 0.4$$

la dalle pleine dans deux sens

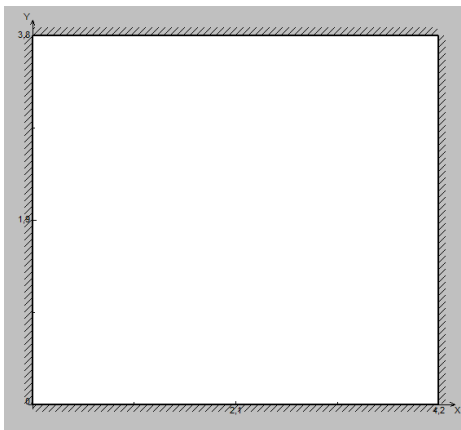


Figure.III.6. Schéma de la dalle pleine encadrée sur quatre côtés.

### III.3.2.2. Sollicitation de calcul :

- L'E.L. U :

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 16.815 \text{ KN/ml.}$$

Selon le SOCTEC, les résultats obtenus sont :

	X(m)	Y(m)	M <sub>xx</sub> (KN.m)
En travée	1.92	1.90	4.99
Sur appui	0.00	1.90	-11.86
	X(m)	Y(m)	M <sub>yy</sub> (KN.m)

## CHAPITRE III

En travée	1.92	1.90	6.02
Sur appui	1.93	0.00	-12.96
	X(m)	Y(m)	Tzx(KN/m)
Min	0,00	1.90	-29.17
Max	4.20	1.90	29.17
	X(m)	Y(m)	Tzy(KN/m)
Min	1.93	0.00	-30.26
Max	1.93	3.80	30.26

**Tableau.III.11.** Les résultats des efforts à l'E.L.U.

- **L'E.L. S :**

$$q_s = G + Q = 11.9 \text{ KN/ml}$$

Selon le **SOCTEC**, les résultats obtenus sont :

	X(m)	Y(m)	Mxx(KN.m)
En travée	1.92	1.90	3.53
Sur appui	0,00	1.90	-8.39
	X(m)	Y(m)	Myy(KN.m)
En travée	1.92	1.90	4.26
Sur appui	1.93	0.00	-9.17
	X(m)	Y(m)	Tzx(KN/m)
Min	0.00	1.90	-20.64
Max	4.20	1.90	20.64
	X(m)	Y(m)	Tzy(KN/m)
Min	1.93	0.00	-21.41
Max	1.93	3.80	21.41

**Tableau.III.12.** Les résultats des efforts à l'E.L.S.

### III.3.2.3. Ferrailage :

Pour le calcul on utilise les formules suivantes :

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} \quad ; \quad \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \quad ; \quad Z = d \times (1 - 0.4\alpha) \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \times \sigma_s} \quad ; \quad A_{min} = 0.23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times b \times d$$

M(KN.m)	Sens X-X	Sens Y-Y
---------	----------	----------

## CHAPITRE III

Section	Sur appui	En travée	Sur appui	En travée
Mu(KN.m)	-11,86	4,99	-12.96	6.02
b(cm)	100	100	100	100
h(cm)	18	18	18	18
d(cm)	16.2	16.2	15.2	15.2
$\mu$	0.031	0.013	0.040	0.018
$\alpha$	0.040	0.017	0.050	0.023
Z(cm)	15.93	16.09	14.89	15.06
A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	2.13	0.89	2.50	1.15
A <sub>s</sub> (Min)	1.956	1.956	1.835	1.835
A <sub>s</sub> adop(cm <sup>2</sup> )	4T10=3.14	4T8=2.01	4T10=3.14	4T8=2.01
S <sub>t</sub> (cm)	25cm	25cm	25cm	25cm

Tableau.III.13. Résultats de ferrailage dalle pleine étage service

- Espacement :
- Sens y-y

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

⇒ Sens x-x

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

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

Fissuration préjudiciable :

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

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

$$V_u = T_{xz} = 29.17\text{KN} \dots \dots \dots \text{SOCOTEC}$$

$$V_u = T_{yz} = 30.26\text{KN} \dots \dots \dots \text{SOCOTEC}$$

$$\tau_{ux} = \frac{29.17 \times 10^3}{1000 \times 162} = 0.18\text{MPa} \leq 2.5\text{MPa} \dots \dots \dots \text{CV}$$

$$\tau_{uy} = \frac{30.26 \times 10^3}{1000 \times 152} = 0.199\text{MPa} \leq 2.5\text{MPa} \dots \dots \dots \text{CV}$$

### III.3.2.5. Vérification à l'ELS :

- Position de l'axe neutre :

$$b y^2 + 30 \times A_s \times y - 30 \times d \times A_s = 0$$

## CHAPITRE III

- Calcul du moment d'inertie de la section homogène(I) :

$$I = \frac{by^3}{3} + nA_s(d - y)^2 \dots\dots\dots\text{BAEL 91}$$

- 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 X-X		Sens Y-Y	
	Appui	Travée	Appui	Travée
M ser (KN.m)	-8.39	3.53	-9.17	4.26
b (cm)	100	100	100	100
h (cm)	18	18	18	18
d (cm)	16.2	16.2	15.2	15.2
As adopté(cm²) ELU	3.14	2.01	3.14	2.01
Yser(cm)	3.46	2.83	3.34	2.74
I(cm <sup>4</sup> )	9025.4	6145	7867.05	5366.53
K(N/mm <sup>3</sup> )	0.092	0.057	0.116	0.079
(Mpa) $\bar{\sigma}_{st}$	201.64	201.64	201.64	201.64
(Mpa) $\bar{\sigma}_{bc}$	15	15	15	15
(Mpa) $\sigma_{st}$	177.59	115.13	207.326	148.351
(Mpa) $\sigma_{bc}$	3.22	1.63	2.17	3.895
$\sigma_{ST} \leq \bar{\sigma}_{ST}$	CV	CV	CNV	CV
$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$	CV	CV	CV	CV

Calcul des armatures à ELS

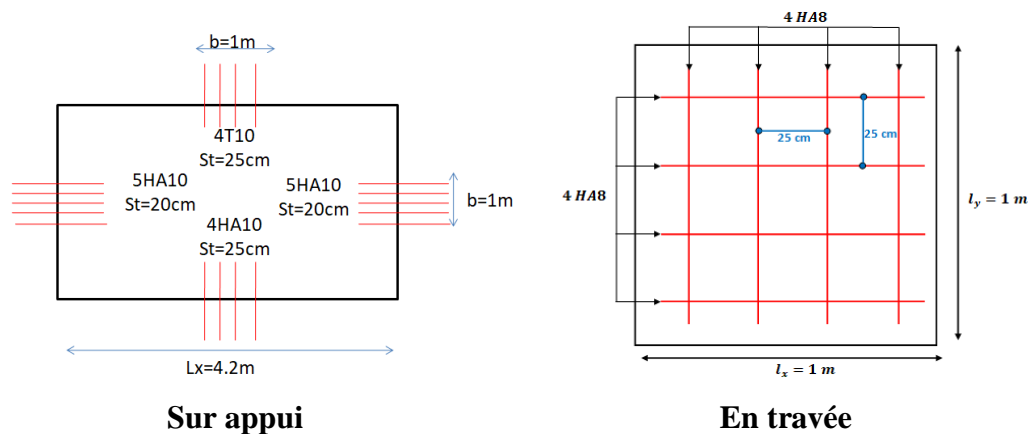
## CHAPITRE III

$\mu_s$			0,0019	
$\beta$			0,9325	
$(\text{cm}^2)A_s$			3.18	
Choix des barres			5HA10=3.93	

Tableau.III.14. Les résultats de vérification à l'E.L.S.

Donc toutes les contraintes sont vérifiées

### III.3.2.6. Schéma de ferrailage :



FigureIII.7. Ferrailage Dalle plein étage service

### III.3.3. Dalle pleine terrasse :

#### Dimension de la dalle :

Longueur a : 4.3m.

Largeur b : 5.32m.

Epaisseur ep : 0.18m.

N	Type	Position
1	Encastrée	Ligne y = 0
2	Encastrée	Ligne y = 5.32
3	Encastrée	Ligne x = 0
4	Encastrée	Ligne x = 4.3

#### III.3.3.1. Les charges :

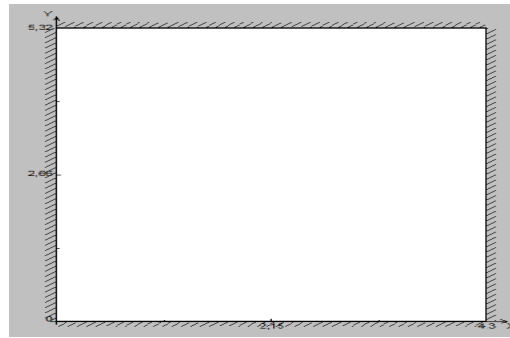
N	Type	Comp	Valeur	coef
1	Uniforme	-Z	7.58	1.35
2	Uniforme	-Z	1	1.5

Tableau.III.15. La position des liaisons et différentes charges.

$$\alpha = l_x/l_y = 3.8/4.2 = 0.904 > 0.4$$

la dalle pleine dans deux sens

## CHAPITRE III



**Figure.III.8.** Schéma de la dalle pleine encastrée sur quatre côtés.

### III.3.3.2. Sollicitation de calcul :

- **L'E.L. U :**

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 11.73 \text{KN/ml.}$$

Selon le **SOCTEC**, les résultats obtenus sont :

	X(m)	Y(m)	Mxx(KN.m)
<b>Sur appui</b>	0.00	2.66	<b>-13.52</b>
<b>En travée</b>	1.97	2.66	<b>6.30</b>
	X(m)	Y(m)	Myy(KN.m)
<b>Sur appui</b>	1.97	0.00	<b>-11.00</b>
<b>En travée</b>	1.97	2.66	<b>4.23</b>
	X(m)	Y(m)	Tzx(KN/m)
<b>Min</b>	0,00	2.66	<b>-25.06</b>
<b>Max</b>	4.3	2.66	<b>25.06</b>
	X(m)	Y(m)	Tzy(KN/m)
<b>Min</b>	1.97	0.00	<b>-23.42</b>
<b>Max</b>	1.97	5.32	<b>23.42</b>

**Tableau.III.16.** Les résultats des efforts à l'E.L.U.

- **L'E.L. S :**

$$q_s = G + Q = 8.58 \text{KN/ml}$$

Selon le **SOCTEC**, les résultats obtenus sont :

	X(m)	Y(m)	Mxx(KN.m)
<b>Sur appui</b>	0.00	2.66	<b>-9.89</b>
<b>En travée</b>	1.97	2.66	<b>4.61</b>
	X(m)	Y(m)	Myy(KN.m)

## CHAPITRE III

Sur appui	1.97	0.00	-8.05
En travée	1.97	2.66	3.09
	<b>X(m)</b>	<b>Y(m)</b>	<b>Tzx(KN/m)</b>
Min	0.00	2.66	-18.32
Max	4.30	2.66	18.32
	<b>X(m)</b>	<b>Y(m)</b>	<b>Tzy(KN/m)</b>
Min	1.97	0.00	-17.12
Max	1.97	5.32	17.12

**Tableau.III.17.** Les résultats des efforts à l'E.L.S.

### III.3.3.3. Ferrailage :

Pour le calcul on utilise les formules suivantes :

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} ; \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) ; Z = d \times (1 - 0.4\alpha) \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \times \sigma_s} ; A_{min} = 0.23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times b \times d$$

M(KN.m)	Sens X-X		Sens Y-Y	
	Sur appui	En travée	Sur appui	En travée
<b>Mu(KN.m)</b>	<b>-13.52</b>	<b>6.30</b>	<b>-11.00</b>	<b>4.23</b>
<b>b(cm)</b>	100	100	100	100
<b>h(cm)</b>	18	18	18	18
<b>d(cm)</b>	16.2	16.2	15.2	15.2
<b>μ</b>	0.036	0.017	0.033	0.012
<b>α</b>	0.046	0.021	0.042	0.016
<b>Z(cm)</b>	15.9	16.06	14.94	15.10
<b>A<sub>s</sub>(cm<sup>2</sup>)</b>	2.44	1.12	2.11	0.80
<b>A<sub>s</sub>(Min)</b>	1.956	1.956	1.835	1.835
<b>A<sub>s</sub>adop(cm<sup>2</sup>)</b>	<b>4T10=3.14</b>	<b>4T8=2.01</b>	<b>4T10=3.14</b>	<b>4T8=2.01</b>
<b>S<sub>t</sub>(cm)</b>	<b>25cm</b>	<b>25cm</b>	<b>25cm</b>	<b>25cm</b>

**Tableau.III.18.** Résultats de ferrailage dalle pleine terrasse.

- **Espacement :**

- **Sens y-y**

$$S_t = 100/4 = 25cm$$

## CHAPITRE III

- **Sens x-x**

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

### III.3.3.4. Vérification de la contrainte tangentielle du béton :

Fissuration préjudiciable :

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

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

$$V_u = T_{xz} = 25.06\text{KN} \dots\dots\dots \text{SOCOTEC}$$

$$V_u = T_{yz} = 23.42\text{KN} \dots\dots\dots \text{SOCOTEC}$$

$$\tau_{ux} = \frac{25.06 \times 10^3}{1000 \times 162} = 0.154\text{MPa} \leq 2.5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$\tau_{uy} = \frac{23.42 \times 10^3}{1000 \times 152} = 0.154 \text{ MPa} \leq 2.5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

### III.3.3.5. 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 :**

$$\bar{\sigma}_{st} = \min\left\{\frac{2}{3} f_e ; 110\sqrt{\eta f_{t28}}\right\} = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \eta \times K \times [d - y] \rightarrow \eta = 15$$

	Sens X-X		Sens Y-Y	
ELS	Appui	Travée	Appui	Travée

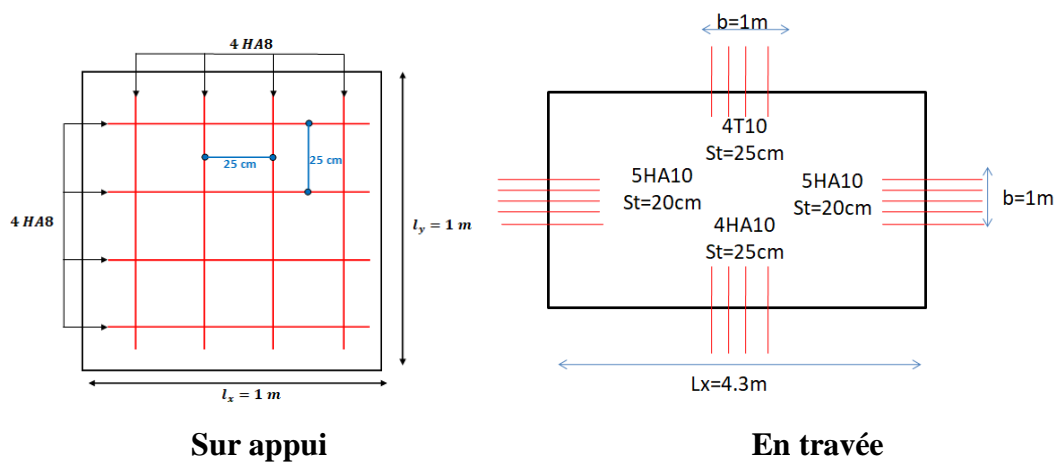


## CHAPITRE III

M ser (KN.m)	-9.89	4.61	-8.05	3.09
b (cm)	100	100	100	100
h (cm)	18	18	18	18
d (cm)	16.2	16.2	15.2	15.2
As adopté(cm <sup>2</sup> ) ELU	3.14	2.01	3.14	2.01
Yser(cm)	3.46	2.83	3.34	2.74
I(cm <sup>4</sup> )	9025.4	6145	7867.05	5366.53
K(N/mm <sup>3</sup> )	0.109	0.075	0.102	0.057
(Mpa) $\overline{\sigma}_{st}$	201.64	201.64	201.64	201.64
(Mpa) $\overline{\sigma}_{bc}$	15	15	15	15
(Mpa) $\sigma_{st}$	209.34	150.35	182.00	107.6
(Mpa) $\sigma_{bc}$	3.79	2.12	3.42	1.57
$\sigma_{ST} \leq \overline{\sigma}_{ST}$	CNV	CV	CV	CV
$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$	CV	CV	CV	CV
<b>Calcul des armatures à ELS</b>				
$\mu_s$	0,0018			
$\beta$	0,9287			
(cm <sup>2</sup> )A <sub>s</sub>	3.26			
Choix des barres	5HA10=3.93			

Tableau.III.19. Les résultats de vérification à l'E.L.S.

### III.3.3.6. Schéma de ferrailage :



FigureIII.9. Ferrailage Dalle pleine terrasse

### 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 seul type d'escalier :

Escalier à trois volées.

#### III.4.2. Calcul des escaliers :

##### III.4.2.1. Evaluation de la charge du premier et 3<sup>ème</sup> volées (étage):

##### III.4.2.2. Les charges de paillasse :

###### Charge permanente :

$$G = 8.68 \text{ KN/m}^2$$

###### Surcharge d'exploitation :

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

##### III.4.2.3. Les charges de palier :

###### Charge permanente :

$$G = 5.85 \text{ KN/m}^2$$

###### Surcharge d'exploitation :

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

Calcul de volée (1, 3) :

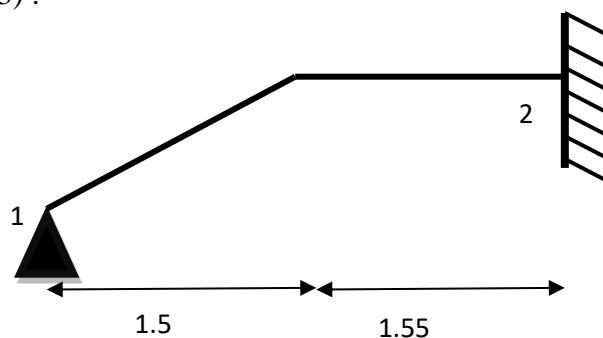


Figure.III. 10. Représentation du volée(1,3) étage.

## CHAPITRE III

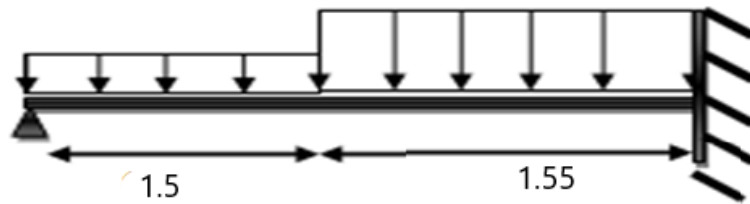


Figure III.11. Schéma statique du volée (1,3) étage.

### III.4.2.4. Calcul des sollicitations :

Paillasse:  $G = 8.68 \text{ KN/m}$  ;  $Q = 2,5 \text{ KN/m}$ .

Palier :  $G = 5,85 \text{ KN/m}$  ;  $Q = 2,5 \text{ KN/m}$

#### La charge équivalente :

$$G_{eq} = \frac{(8.68 \times 1.5) + (5.85 \times 1.55)}{1.5 + 1.55} = 7.24 \text{ KN/m}$$

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

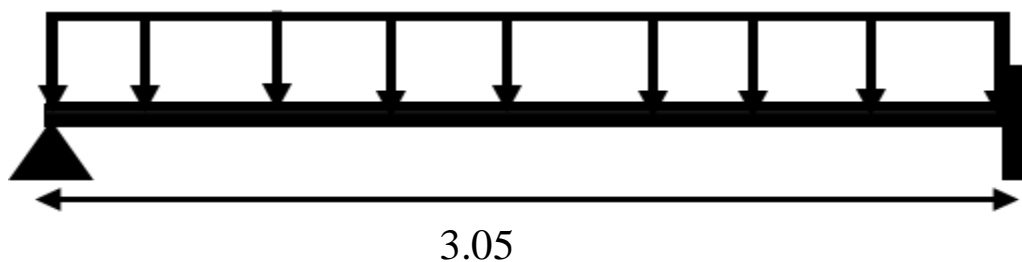


Figure III.12. La charge équivalente du volée (1,3) étage.

On considère notre travée comme suit pour le calcul des moments à :

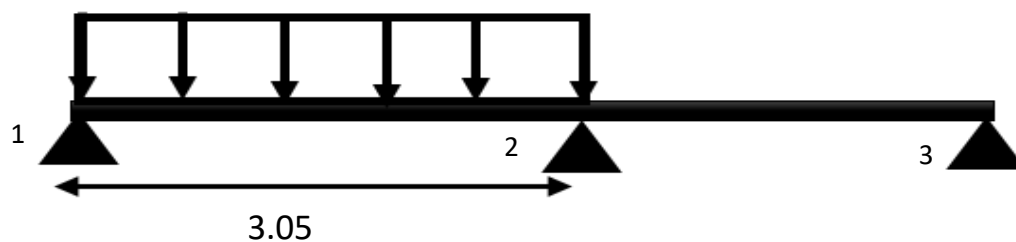


Figure III.13. Schéma statique du volée(1,3) étage.

#### ELU :

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = (1,35 \times 7,24) + (1,5 \times 2,5) = 13.524 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Moment isostatique : } M_0 = \frac{q_u \times l^2}{8} = 15.72 \text{ KN.m}$$

$$\text{Moment sur appui : } M_1 = 0,5M_0 = 0,5 \times 15,72 = 7.86 \text{ KN.m}$$

## CHAPITRE III

$$M_2 = \frac{q_u \times l^2}{8.5} = \frac{13,524 \times 3.05^2}{8.5} = 14.8 \text{ KN.m}$$

$$M_3 = 0$$

$$\text{Moment en travée : } M_t = 1.25M_0 - \frac{M_1+M_2}{2} = 9.11 \text{ KN.m}$$

**ELS :**

$$q_{\text{ser}} = G + Q = 7.24 + 2.5 = 9.74 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Moment isostatique : } M_0 = \frac{q_u \times l^2}{8} = 11.33 \text{ KN.m}$$

$$\text{Moment sur appui : } M_1 = 0.4M_0 = 0.4 \times 11.33 = 4.53 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = \frac{q_{\text{ser}} \times l^2}{8.5} = \frac{9.74 \times 3.05^2}{8.5} = 10.66 \text{ KN.m}$$

$$M_3 = 0$$

$$\text{Moment en travée : } M_t = 1.25M_0 - \frac{M_1+M_2}{2} = 6.570 \text{ KN.m}$$

### III.4.2.5. Calcul des armatures :

#### Ferrailage

Le calcul des armatures se fait essentiellement vis-à-vis de la flexion simple pour une bande 1ml, avec une section (b×h) =(100×17)cm<sup>2</sup>.

fc28(MPa)	θ	ft28(MPa)	γ <sub>b</sub>	γ <sub>s</sub>	d(mm)	fbu(MPa)	Fe(MPa)	σ <sub>s</sub> (MPa)
25	1	2,1	1,5	1,15	153	14,2	400	348

**Tableau.III.20.** Différent coefficients de calcul de ferrailage.

On utilise les formules suivantes :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{\text{ser}}}; \mu_{\text{bu}} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{\text{bu}}}; \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{\text{bu}}}); Z = d \times (1 - 0.4\alpha)$$

$$A_{\text{st}} = \frac{M_u}{Z \times \sigma_s}; A_{\text{min}} = 0.23 \times \frac{f_{\text{t28}}}{f_e} \times b \times d$$

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Section	b(mm)	d(mm)	Mu(KN.m)	μ	α	Z(mm)	Amin	As	Aadopt(cm <sup>2</sup> )
Appuis	1000	153	14.8	0.044	0,056	149.5	1,84	2.84	4HA10=3,14
Travée	1000	153	9.11	0.027	0.034	150.87	1,84	1.74	4HA8=2.01

**Tableau.III.21.** Résultats du calcul du ferrailage escalier

**Armatures de répartition :**

### CHAPITRE III

- En appuis :  $A_r = \frac{A_s}{4} = 0.79\text{cm}^2$  on adopte : **4T8 = 2,01cm<sup>2</sup>**

- Sur travée :  $A_r = \frac{A_s}{4} = 0.79\text{cm}^2$  on adopte : **4T8 = 2,01cm<sup>2</sup>**

#### III.4.2.6. Vérifications :

Condition de non fragilité :

$$A_{s_{\min}} = \frac{0.23b \times d \times f_{t28}}{f_e} = 1,84\text{cm}^2$$

- En appuis :  $A_{s_{\min}} = 1.84\text{cm}^2 < A_s = 3.14\text{cm}^2$  ..... **CV**

- Sur travée :  $A_{s_{\min}} = 1.84\text{cm}^2 < A_s = 3.14\text{cm}^2$  ..... **CV**

Espacement maximal :

$$S_t \leq \min(3h, 33\text{cm}) = \min(3 \times 17; 33) = 33\text{cm}.$$

En travée :  $S_t = 25\text{cm} < 33\text{cm}$  ..... **C.V.**

Sur appuis :  $S_t = 25\text{cm} < 33\text{cm}$  ..... **C.V.**

#### III.4.2.7. Vérification de la contrainte tangentielle à l'ELU :

Il faut que :  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

Fissuration non préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \min\left\{0.20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ Mpa}\right\} \rightarrow \min\{3.33; 5 \text{ Mpa}\} = 3.33\text{MPa}$$

Avec :

$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} \rightarrow T_u$ : l'effort tranchant maximal sur appui d'après la RDM.

$$T_u = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{13.524 \times 3.05}{2} = 20.62\text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{20.62 \times 10^3}{1000 \times 153} = 0.13\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

#### III.4.2.8. Vérification des contraintes de béton à l'ELS :

Il faut vérifier que :  $\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$  ;  $\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$

	$\alpha$	$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$	$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$	$\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$
<b>En travée</b>	0.034	1.386	0.443	<b>CV</b>
<b>Appui</b>	0.056	1.388	0.444	<b>CV</b>

**Tableau.III.22.** Vérifications des contraintes de béton à l'ELS.

## CHAPITRE III

### 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.4.2.9. Vérification de la flèche :

Il faut vérifier les trois conditions suivant:

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{0.17}{3.05} \geq \frac{1}{16} \rightarrow 0.055 \geq 0.062 \dots\dots\dots \text{CNV.}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} \rightarrow \frac{17}{305} \geq \frac{9.11}{10 \times 15.72} = 0.058 \rightarrow 0.055 \geq 0.058 \dots\dots\dots \text{CNV.}$$

$$\frac{A_s}{bd} \leq \frac{4.2}{\rho_e} \rightarrow \frac{3.14}{100 \times 15.3} \leq \frac{4.2}{400} \rightarrow 0.002 \leq 0.0105 \dots\dots\dots \text{CV.}$$

### III.4.2.10. 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  $(l/100)+0.5$

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  $y$  :

$$y = \frac{by^2}{2} + n(A + A')y - n(A'd' + Ad) = 0$$

Avec :  $A' = 0$  ;  $A = 2.01 \text{ cm}^2$

## CHAPITRE III

Moment d'inertie de la section homogène « I<sub>0</sub> » :

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + bh\left(\frac{h}{2} - V\right)^2 + 15A_s(d - V)^2$$

$$V = \frac{\frac{bh^2}{2} + 15A_s d}{bh + 15A_s}$$

$$\rho = \frac{A_s}{bd}, \lambda_p = \frac{2}{5} \lambda_i$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 f_{t28}}{5\rho}$$

E<sub>i</sub> = 11000\*(f<sub>c28</sub>)<sup>1/3</sup>      et      E<sub>v</sub> = E<sub>i</sub>/3

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

y	I	V	I0	ρ	λ <sub>i</sub>	λ <sub>V</sub>	E <sub>i</sub>	E <sub>V</sub>
Cm	cm <sup>4</sup>	Cm	cm <sup>4</sup>		MPa	MPa	MPa	MPa
2.75	5441.93	8.62	42311.51	0.00131	15.99	6.39	32164,2	10721.4

**Tab. III .23.** Différents coefficients pour le calcul de 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> = 5.85 kN/ml

paillasse : q<sub>2</sub> = 8.68 kN/ml

$$q_{eq} = \frac{8.68 \times 1.5 + 1.55 \times 5.85}{3.05} = 7.24 \text{ kN/ml}$$

**Calcul du moment et la contrainte :**

$$M_s = 0.85 \cdot M_0 = 0.85 \cdot \frac{q_{eq} \cdot L^2}{8} = 0.85 \cdot \frac{7.24 \times (3.05)^2}{8} = 7.16 \text{ kN.m}$$

$$\sigma_s = 15 M_s (d - y) / I = 15 \times 7.16 \cdot 10^3 (15.3 - 3.05) / 5441.93 = 247.53 \text{ MPa}$$

$$\mu = 1 - \left[ \frac{1.75 \cdot f_{t28}}{4\rho \cdot \sigma_s + f_{t28}} \right] = -0.08$$

D'après l'article (**BAEL/91**) : si la valeur de μ résultant de cette expression est positive et zéro dans le cas contraire.

Donc on a prend μ = 0

$$I_{fg} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu} = 46542.66$$

## CHAPITRE III

$$f_{gi} = \frac{M_s \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fg}} = \frac{7.16 \times 10^6 \times (3050)^2}{10 \times 32164.2 \times 46542.66 \times 10^8} = 0.44 \text{ mm}$$

Flèche diffère due à G : « fgv » :

$$I_{fv} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \cdot \mu} = 46542.66 \text{ cm}^4$$

$$f_{gv} = \frac{M_s \cdot L^2}{10 E_v \cdot I_{fv}} = 1.33 \text{ mm}$$

Flèche instantanée due à « j » :

j : charge permanente avant la mise en place le revêtement

palier :  $q_1 = q_3 = 4.25 \text{ KN/ml}$

palliasse :  $q_2 = 7.08 \text{ KN/ml}$

$$\text{Charge équivalente : } q_{eq} = \frac{4.25 \times 1.55 + 7.08 \times 1.5}{3.05} = 5.64 \text{ KN/ml}$$

### Calcul du moment et la contrainte :

$$M_s = 0.85 M_0 = 0.85 \cdot ((q_{eq} \cdot L^2) / 8) = 5.57 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_s = 15 M_s (d - y) / I = 192.82 \text{ MPa}$$

$$\mu = 1 - \left[ \frac{1.75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_s + f_{t28}} \right] = -0.18$$

D'après l'article (**BAEL/91**) : si la valeur de  $\mu$  résultant de cette expression est positive et zéro dans le cas contraire.

Donc on a prend  $\mu = 0$

$$I_{fj} = \frac{1.1 \cdot I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu} = 46542.66 \text{ cm}^4$$

$$f_{ji} = \frac{M_s \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fj}} = 0.35 \text{ mm}$$

flèche due à G+Q : « fpi » :

$$q_{eq} = 7.24 + 2.5 = 9.74$$

$$M_{pi} = 0.85 \cdot M_0 = 0.85 \cdot \frac{q_{eq} \cdot L^2}{8} = 0.85 \cdot \frac{9.74 \times (3.05)^2}{8} = 9.63 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{pi} = 15 M_{pi} (d - y) / I = 333 \text{ MPa}$$

$$\mu = 1 - \left[ \frac{1.75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_{pi} + f_{t28}} \right] = 0.05$$



### CHAPITRE III

$$I_{fp} = \frac{1.1 \cdot I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu} = 26964.56 \text{ cm}^4$$

$$f_{pi} = \frac{M_{pi} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fp}} = 1.03 \text{ mm}$$

Donc :

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

$$\Delta f_t = 1.33 - 0.35 + 1.03 - 0.44 = 1.57 \text{ mm}$$

$$\Delta f_t = 1.57 \text{ mm}$$

Et on a :

$$\left\{ \begin{array}{l} \bar{f} \leq \frac{L}{500} \dots\dots\dots \text{Si : } L \leq 5 \text{ m} \\ \bar{f} \leq 0.5 \text{ cm} + \frac{L}{1000} \dots\dots \text{Si : } L > 5 \text{ m} \end{array} \right.$$

$$L = 3.05 \text{ m} : \Rightarrow \bar{f} = \frac{3050}{500} = 6.1 \text{ mm}$$

$$\Rightarrow \Delta f_t = 1.57 \text{ mm} < \bar{f} = 6.1 \text{ mm} \dots\dots\dots \text{CV}$$

#### III.4.2.9. Schéma de ferrailage :

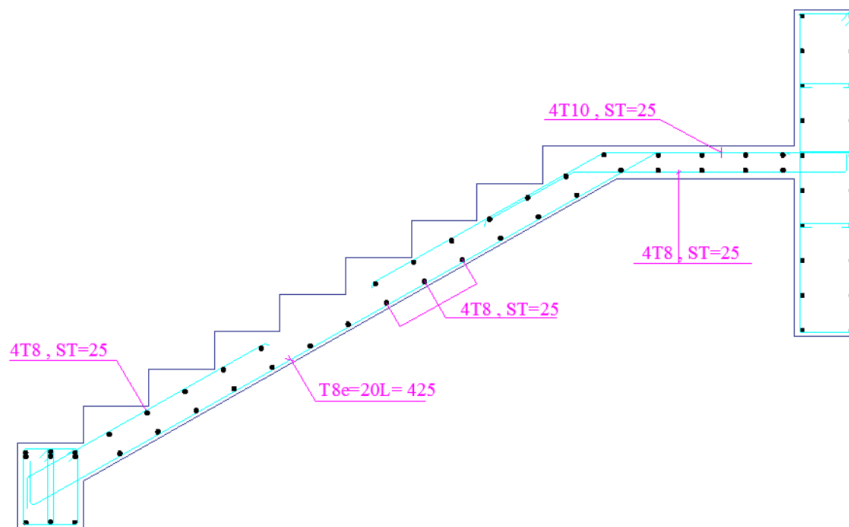


Figure III.14. Ferrailage des escaliers le 1<sup>er</sup> et le 3<sup>ème</sup> volées (étage)

## CHAPITRE III

### III.4.3.1. Calcul le 2<sup>ème</sup> volées (étage) pour un marchée :

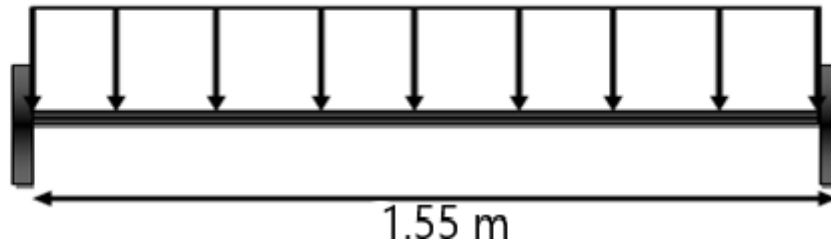


Figure III.15. Représentation de volée (2) étage.

### III.4.3.2. Calcul des sollicitations :

Paillasse:  $G = 8.68 \text{ KN/ml}$  ;  $Q = 2,5 \text{ KN/ml}$ .

#### ELU :

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = (1,35 \times 8.68) + (1,5 \times 2,5) = 15.468 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Moment isostatique : } M_0 = M_0 = \frac{q_u \times l^2}{24} = 1.55 \text{ KN.m}$$

$$\text{Moment sur appui : } M_1 = \frac{q_u \times l^2}{12} = 3.10 \text{ KN.m}$$

#### ELS :

$$q_{ser} = G + Q = 8.68 + 2.5 = 11.18 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Moment isostatique : } M_0 = M_0 = \frac{q_u \times l^2}{24} = 1.12 \text{ KN.m}$$

$$\text{Moment sur appui : } M_1 = \frac{q_u \times l^2}{12} = 2.24 \text{ KN.m}$$

### III.4.3.3. Calcul des armatures :

#### Ferraillage

Le calcul des armatures se fait essentiellement vis-à-vis de la flexion simple pour une bande 1ml, avec une section  $(b \times h) = (100 \times 17) \text{ cm}^2$ .

$f_{c28}(\text{MPa})$	$\theta$	$f_{t28}(\text{MPa})$	$\gamma_b$	$\gamma_s$	$d(\text{mm})$	$f_{bu}(\text{MPa})$	$F_e(\text{MPa})$	$\sigma_s(\text{MPa})$
25	1	2,1	1,5	1,15	153	14,2	400	348

Tableau.III.24. Différent coefficients de calcul de ferraillage.

On utilise les formules suivantes :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} ; \mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} ; \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) ; Z = d \times (1 - 0,4\alpha)$$

### CHAPITRE III

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \times \sigma_s} ; A_{min} = 0.23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times b \times d$$

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Section	b(mm)	d(mm)	Mu(KN.m)	$\mu$	$\alpha$	Z(mm)	Amin	As	Aadopt(cm <sup>2</sup> )
Appuis	1000	153	3.10	0.010	0.0117	152.28	0.55	0.58	4HA8=2.01
Travée	1000	153	1.55	0.004	0.0058	152.64	0.55	0.29	4HA8=2.01

**Tableau.III.25.** Résultats du calcul du ferrailage escalier

#### Armatures de répartition :

- sur appuis :  $A_r = \frac{A_s}{4} = 0.50\text{cm}^2$  on adopte : 4T8 = 2,01cm<sup>2</sup>

-En travée :  $A_r = \frac{A_s}{4} = 0.50\text{cm}^2$  on adopte : 4T8 = 2,01cm<sup>2</sup>

#### III.4.3.4. Vérifications :

Condition de non fragilité :

$$A_{s_{min}} = \frac{0.23b \times d \times f_{t28}}{f_e} = 0.55\text{cm}^2$$

- Sur appuis :  $A_{s_{min}} = 0.55\text{cm}^2 < A_s = 2.01\text{cm}^2$  ..... CV

-En travée :  $A_{s_{min}} = 0.55\text{cm}^2 < A_s = 2.01\text{cm}^2$  ..... CV

Espacement maximal :

$S_t \leq \min(3h, 33\text{cm}) = \min(3 \times 17; 33) = 33\text{cm}.$

En travée :  $S_t = 25\text{cm} < 33\text{cm}$  ..... C.V.

Sur appuis :  $S_t = 25\text{cm} < 33\text{cm}$  ..... C.V.

#### III.4.3.5. Vérification de la contrainte tangentielle à l'ELU :

Il faut que :  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

Fissuration non préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \min\left\{0.20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ Mpa}\right\} \rightarrow \min\{3.33 ; 5 \text{ Mpa}\} = 3.33\text{MPa}$$

Avec :

$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} \rightarrow T_u$  : l'effort tranchant maximal sur appui d'après la RDM.

$$T_u = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{15.468 \times 1.55}{2} = 11.98\text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{11.98 \times 10^3}{300 \times 153} = 0.261\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

#### III.4.3.6. Vérification des contraintes de béton à l'ELS :

## CHAPITRE III

Il faut vérifier que :  $\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$  ;  $\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$

	$\alpha$	$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$	$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$	$\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$
En travée	0.0058	1.384	0.442	CV
Appui	0.0117	1.384	0.442	CV

Tableau.III.26. Vérifications des contraintes de béton à l'ELS

### 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.4.3.7. Vérification de la flèche :

Il faut vérifier les trois conditions suivant :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{17}{155} \geq \frac{1}{16} \rightarrow 0.109 \geq 0.062 \dots \dots \dots \text{CV.}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} \rightarrow \frac{17}{175} \geq \frac{1.55}{10 \times 1.55} = 0.1 \rightarrow 0.109 \geq 0.1 \dots \dots \dots \text{CV.}$$

$$\frac{A_s}{bd} \leq \frac{4.2}{\rho_e} \rightarrow \frac{2.01}{30 \times 15.3} \leq \frac{4.2}{400} \rightarrow 0.0043 \leq 0.0105 \dots \dots \dots \text{CV}$$

### III.4.2.8. Schéma de ferrailage :

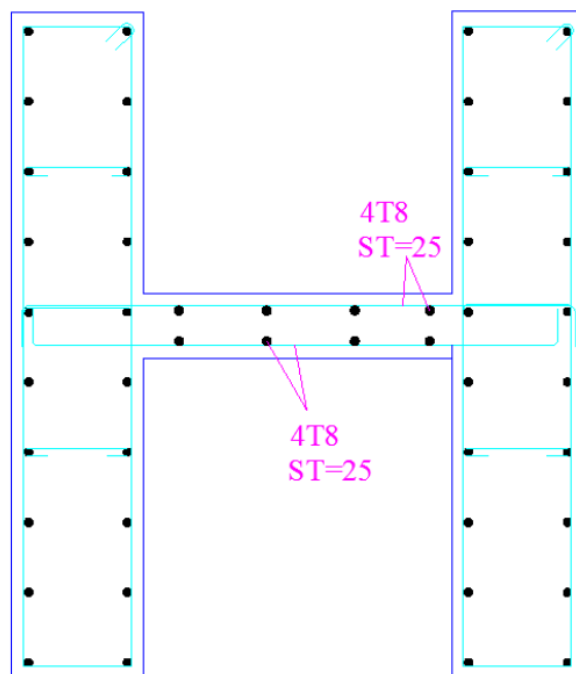


Figure III.16. Ferrailage des escaliers le 2<sup>ème</sup> volées (étage)

## CHAPITRE III

III.4.4.1. Evaluation de la charge du premier et 3<sup>ème</sup> volées (RDC) :

III.4.4.2. Les charges de paillasse :

Charge permanente :

$$G = 8.765 \text{ KN/m}^2$$

Surcharge d'exploitation :

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

III.4.4.3. Les charges de palier + 3 marches :

Charge permanente :

$$G = 7.975 \text{ KN/m}^2$$

Surcharge d'exploitation :

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

Calcul et 1er et 3<sup>ème</sup> Volée :

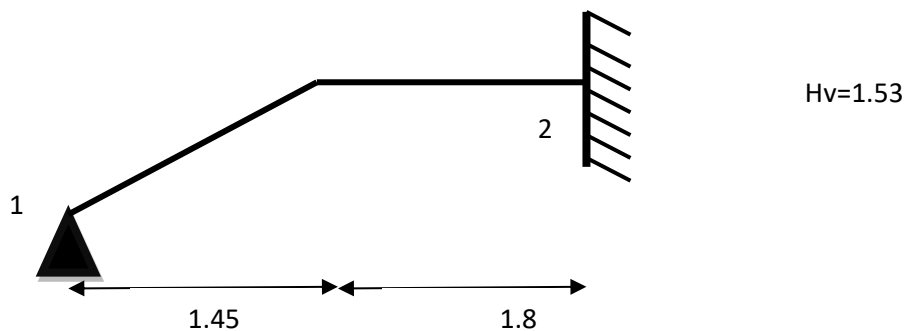


Figure III.17. Représentation du volées (1.3)

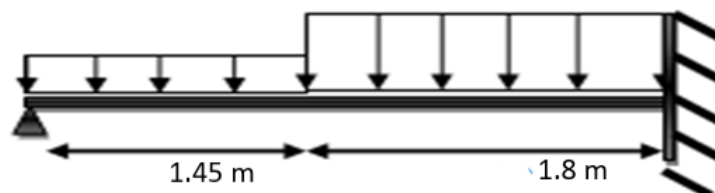


Figure III.18. Schéma statique (1.3) RDC.

III.4.4.4. Calcul des sollicitations :

Paillasse:  $G = 8.765 \text{ KN/m}$  ;  $Q = 2,5 \text{ KN/m}$ .

Palier :  $G = 7.975 \text{ KN/m}$  ;  $Q = 2,5 \text{ KN/m}$

## CHAPITRE III

### La charge équivalente :

$$G_{eq} = \frac{(8.765 \times 1.8) + (7.975 \times 1.45)}{1.8 + 1.45} = 8.41 \text{ KN/m}^2$$

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

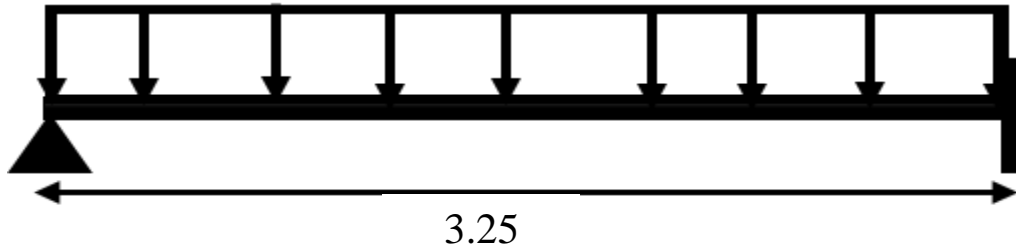


Figure III.19. La charge équivalente (1.3) RDC.

On considère notre travée comme suit pour le calcul des moments à :

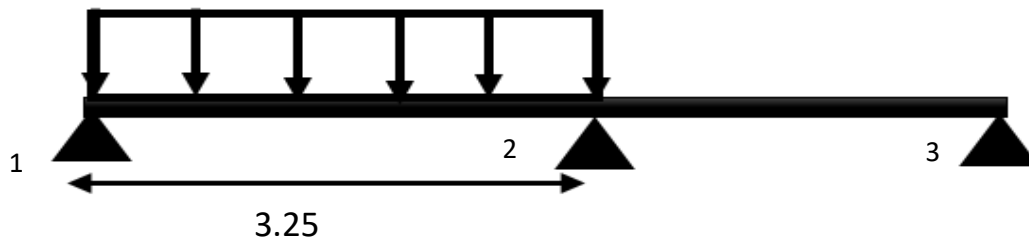


Figure III.20. Schéma statique (1.3) RDC.

### ELU :

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = (1,35 \times 8.41) + (1,5 \times 2,5) = 15.1 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Moment isostatique : } M_0 = \frac{q_u \times l^2}{8} = 19.93 \text{ KN.m}$$

$$\text{Moment sur appui : } M_1 = 0,5M_0 = 0.5 \times 19.93 = 9.965 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = \frac{q_u \times l^2}{8.5} = \frac{15.1 \times 3.25^2}{8.5} = 18.76 \text{ KN.m}$$

$$M_3 = 0$$

$$\text{Moment en travée : } M_t = 1.25M_0 - \frac{M_1 + M_2}{2} = 10.55 \text{ KN.m}$$

### ELS :

$$q_{ser} = G + Q = 8.41 + 2.5 = 10.91 \text{ N/ml}$$

$$\text{Moment isostatique : } M_0 = \frac{q_u \times l^2}{8} = 14.4 \text{ KN.m}$$

$$\text{Moment sur appui : } M_1 = 0,5M_0 = 0.5 \times 14.4 = 7.2 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = \frac{q_{ser} \times l^2}{8.5} = \frac{10.91 \times 3.25^2}{8.5} = 13.55 \text{ KN.m}$$

$$M_3 = 0$$

### CHAPITRE III

Moment en travée :  $M_t = 1.25M_0 - \frac{M_1+M_2}{2} = 7.625\text{KN.m}$

#### III.4.4.5. Calcul des armatures :

##### Ferrailage

Le calcul des armatures se fait essentiellement vis-à-vis de la flexion simple pour une bande 1ml, avec une section (b×h)=(100×17)cm<sup>2</sup>.

fc28(MPa)	θ	ft28(MPa)	γ <sub>b</sub>	γ <sub>s</sub>	d(mm)	fbu(MPa)	Fe(MPa)	σ <sub>s</sub> (MPa)
25	1	2,1	1,5	1,15	153	14,2	400	348

**Tableau.III.27.** Différent coefficients de calcul de ferrailage.

On utilise les formules suivantes :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}; \mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} \quad ; \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) ; Z = d \times (1 - 0,4\alpha)$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \times \sigma_s} \quad ; A_{min} = 0.23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times b \times d$$

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Section	b(mm)	d(mm)	Mu(KN.m)	μ	α	Z(mm)	Amin	As	Aadopt(cm <sup>2</sup> )
Appuis	1000	153	18.76	0.056	0,072	148.5	1,84	3.62	4HA12=4.52
Travée	1000	153	7.625	0.023	0,029	151.2	1,84	1.44	4HA8=2.01

**Tableau.III.28.** Résultats du calcul du ferrailage escalier

##### Armatures de répartition :

- En appuis :  $A_r = \frac{A_s}{4} = 1.13\text{cm}^2$  on adopte : 4T8 = 2,01cm<sup>2</sup>

- Sur travée :  $A_r = \frac{A_s}{4} = 0.50\text{cm}^2$  on adopte : 4T8 = 2,01cm<sup>2</sup>

#### III.4.4.6. Vérifications :

Condition de non fragilité :

$$A_{s_{min}} = \frac{0.23b \times d \times f_{t28}}{f_e} = 1,84\text{cm}^2$$

- En appuis :  $A_{s_{min}} = 1.84\text{cm}^2 < A_s = 4.52\text{cm}^2$  ..... CV

- Sur travée :  $A_{s_{min}} = 1.84\text{cm}^2 < A_s = 2.01\text{cm}^2$  ..... CV

Espacement maximal :

$$St \leq \min(3h, 33\text{cm}) = \min(3 \times 17; 33) = 33\text{cm.}$$

En travée :  $S_t = 25\text{cm} < 33\text{cm}$  ..... C.V.

### CHAPITRE III

Sur appuis :  $S_t = 25\text{cm} < 33\text{cm}$  ..... C.V.

#### III.4.4.7. Vérification de la contrainte tangentielle à l'ELU :

Il faut que :  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

Fissuration non préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ Mpa} \right\} \rightarrow \min \{ 3.33 ; 5 \text{ Mpa} \} = 3.33 \text{ Mpa}$$

Avec :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} \rightarrow T_u: \text{l'effort tranchant maximal sur appui d'après la RDM.}$$

$$T_u = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{15.1 \times 3.25}{2} = 24.54 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{24.54 \times 10^3}{1000 \times 153} = 0.16 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{CV}$$

#### III.4.4.8. Vérification des contraintes de béton à l'ELS :

Il faut vérifier que :  $\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$  ;  $\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$

	$\alpha$	$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$	$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$	$\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$
En travée	0.029	1.383	0.441	CV
Appui	0.072	1.384	0.442	CV

Tableau.III.29. Vérifications des contraintes de béton à l'ELS.

#### 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.4.4.9. Vérification de la flèche :

Il faut vérifier les trois conditions suivant:

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{0.17}{3.25} \geq \frac{1}{16} \rightarrow 0.052 \geq 0.062 \dots \dots \dots \text{CNV.}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} \rightarrow \frac{17}{325} \geq \frac{10.55}{10 \times 19.93} = 0.053 \rightarrow 0.052 \geq 0.053 \dots \dots \dots \text{CNV.}$$

$$\frac{A_s}{bd} \leq \frac{4.2}{\rho_e} \rightarrow \frac{4.52}{100 \times 15.3} \leq \frac{4.2}{400} \rightarrow 0.003 \leq 0.0105 \dots \dots \dots \text{CV.}$$

#### III.4.4.10. Calcul de la flèche :

La flèche totale est donnée selon le BAEL 91, comme suit :



## CHAPITRE III

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

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  $\frac{l}{100} + 0.5$

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  $y$  :

$$y = \frac{by^2}{2} + n(A + A')y - n(A'd' + Ad) = 0 \quad \text{Avec : } A' = 0 ; A = 2.01 \text{ cm}^2$$

Moment d'inertie de la section homogène «  $I_0$  » :

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + bh\left(\frac{h}{2} - V\right)^2 + 15A_s(d - V)^2$$

$$V = \frac{\frac{bh^2}{2} + 15A_s d}{bh + 15A_s}$$

$$\rho = \frac{A_s}{bd}, \lambda_p = \frac{2}{5} \lambda_i$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 f_{t28}}{5\rho}$$

$$E_i = 11000 * (f_{c28})^{1/3} \quad \text{et} \quad E_v = E_i / 3$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

## CHAPITRE III

y	I	V	I <sub>0</sub>	ρ	λ <sub>i</sub>	λ <sub>v</sub>	E <sub>i</sub>	E <sub>v</sub>
cm	cm <sup>4</sup>	Cm	cm <sup>4</sup>		MPa	MPa	MPa	MPa
2.75	5441.93	8.62	42311.51	0.00131	15.99	6.39	32164,2	10721.4

**Tableau. III .30.** Différents coefficients pour le calcul de 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>=7.975 KN/ml

paillasse : q<sub>2</sub>=8.765 KN/ml

$$q = \frac{(8.765 \times 1.8) + (7.975 \times 1.45)}{1.8 + 1.45} = 8.41 \text{ KN/m}$$

**Calcul du moment et la contrainte :**

$$M_s = 0.85 \cdot M_0 = 0.85 \cdot \frac{q_{eq} \cdot L^2}{8} = 0.85 \cdot \frac{8.41 \times (3.25)^2}{8} = 9.44 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_s = 15 M_s (d - y) / I = 15 \times 9.44 \cdot 10^3 (15.3 - 2.75) / 5441.93 = 326.47 \text{ MPA}$$

$$\mu = 1 - \left[ \frac{1.75 \cdot f_{t28}}{4 \rho \cdot \sigma_s + f_{t28}} \right] = 0.04$$

$$I_{fg} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu} = 29292.01 \text{ cm}^4$$

$$f_{gi} = \frac{M_s \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fg}} = \frac{9.44 \times 10^6 \times (3250)^2}{10 \times 32164.2 \times 29292.01 \times 10^8} = 1.06 \text{ mm}$$

flèche différée due à G : « f<sub>gv</sub> » :

$$I_{fv} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \cdot \mu} = 37669.04 \text{ cm}^4$$

$$f_{gv} = \frac{M_s \cdot L^2}{10 E_v \cdot I_{fv}} = 2.47 \text{ mm}$$

flèche instantanée due à « j » :

j : charge permanente avant la mise en place le revêtement

palier : q<sub>1</sub>=q<sub>3</sub>=6.375 KN/ml

paillasse : q<sub>2</sub>=7.165 KN/ml

$$\text{Charge équivalente : } q_{eq} = \frac{6.375 \times 1.45 + 7.165 \times 1.8}{3.25} = 6.81 \text{ KN/ml}$$

## CHAPITRE III

### Calcul du moment et la contrainte :

$$M_s = 0.85 M_0 = 0.85 \cdot \frac{q_{eq} \cdot L^2}{8} = 7.64 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_s = 15 M_s (d - y) / I = 264.36 \text{ MPa}$$

$$\mu = 1 - \left[ \frac{1.75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_s + f_{t28}} \right] = -0.05$$

$$I_{fj} = \frac{1.1 \cdot I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu} = 46542.66 \text{ cm}^4$$

$$f_{ji} = \frac{M_s \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fj}} = 0.54 \text{ mm}$$

flèche due à G+Q : « f<sub>pi</sub> » :

$$q_{eq} = 8.41 + 2.5 = 10.91$$

$$M_{pi} = 0.85 \cdot M_0 = 0.85 \cdot \frac{q_{eq} \cdot L^2}{8} = 0.85 \cdot \frac{10.91 \times (3.25)^2}{8} = 12.24 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{pi} = 15 M_{pi} (d - y) / I = 423.52 \text{ MPa}$$

$$\mu = 1 - \left[ \frac{1.75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_{pi} + f_{t28}} \right] = 0.15$$

$$I_{fp} = \frac{1.1 \cdot I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu} = 13672.46 \text{ cm}^4$$

$$f_{pi} = \frac{M_{pi} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fp}} = 2.94 \text{ mm}$$

Donc :

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

$$\Delta f_t = 2.47 - 0.54 + 2.94 - 1.06 = 3.81 \text{ mm}$$

$$\Delta f_t = 3.81 \text{ mm}$$

Et on a :

$$\left\{ \begin{array}{l} \bar{f} \leq \frac{L}{500} \dots\dots\dots \text{Si} : L \leq 5m \\ \bar{f} \leq 0.5cm + \frac{L}{1000} \dots\dots \text{Si} : L > 5m \end{array} \right.$$

$$L = 3.25 \text{ m} : \Rightarrow f = \frac{3250}{500} = 6.5 \text{ mm}$$

$$\Rightarrow \Delta f_t = 3.81 \text{ mm} < \bar{f} = 6.5 \text{ mm} \dots\dots\dots \text{CV}$$

## CHAPITRE III

### III.4.4.11. Schéma de ferrailage :

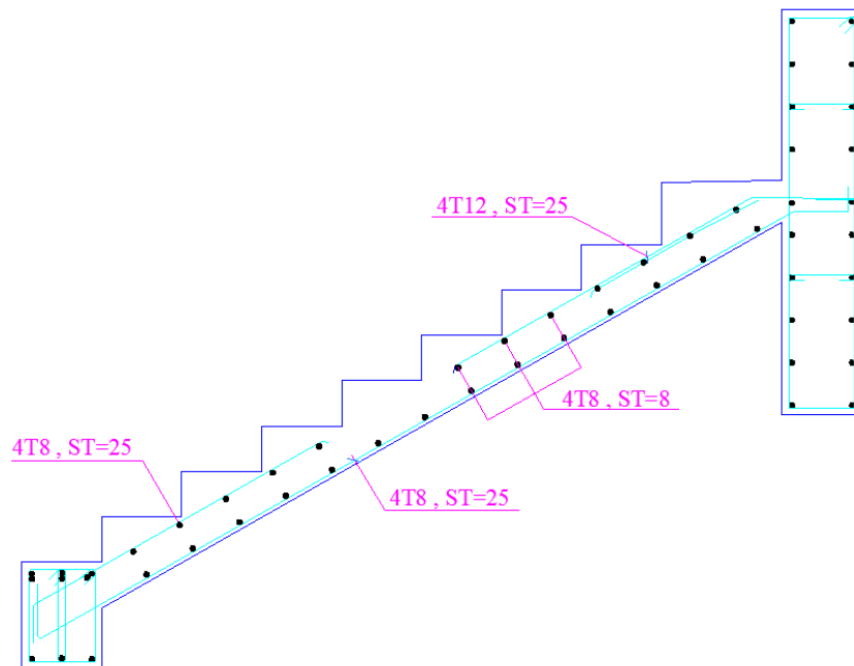


Figure III.21. Ferrailage des escaliers le 1<sup>er</sup> et le 3<sup>ème</sup> volées (RDC)

### III.4.5.1. Calcul de 2<sup>ème</sup> volée RDC pour un marché:

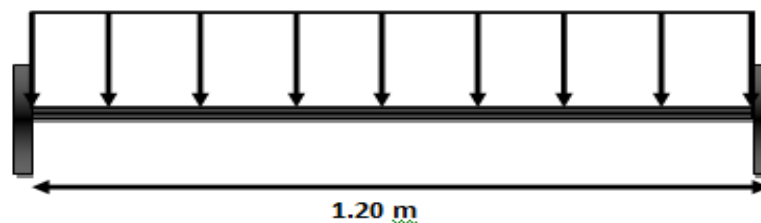


Figure III.22. Représentation de 2<sup>ème</sup> volée (RDC) .

### III.4.5.2. Calcul des sollicitations :

Paillasse:  $G = 8.68 \text{ KN/ml}$  ;  $Q = 2,5 \text{ KN/ml}$ .

**ELU :**

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = (1,35 \times 8.68) + (1,5 \times 2,5) = 15.468 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Moment isostatique : } M_0 = M_0 = \frac{q_u \times l^2}{24} = 1.55 \text{ KN.m}$$

$$\text{Moment sur appui : } M_1 = \frac{q_u \times l^2}{12} = 3.10 \text{ KN.m}$$

**ELS :**

$$q_{\text{ser}} = G + Q = 8.68 + 2.5 = 11.18 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Moment isostatique : } M_0 = M_0 = \frac{q_u \times l^2}{24} = 1.12 \text{ KN.m}$$

## CHAPITRE III

Moment sur appui :  $M_1 = \frac{q_u \times l^2}{12} = 2.24 \text{KN.m}$

### III.4.5.3. Calcul des armatures :

#### Ferraillage

Le calcul des armatures se fait essentiellement vis-à-vis de la flexion simple pour une bande 1ml, avec une section  $(b \times h) = (100 \times 17) \text{cm}^2$ .

fc28(MPa)	$\theta$	ft28(MPa)	$\gamma_b$	$\gamma_s$	d(mm)	fbu(MPa)	Fe(MPa)	$\sigma_s$ (MPa)
25	1	2,1	1,5	1,15	153	14,2	400	348

**Tableau.III.31.** Différent coefficients de calcul de ferraillage.

On utilise les formules suivantes :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} ; \mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} ; \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) ; Z = d \times (1 - 0,4\alpha)$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \times \sigma_s} ; A_{min} = 0.23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times b \times d$$

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Section	b(mm)	d(mm)	Mu(KN.m)	$\mu$	$\alpha$	Z(mm)	Amin	As	Aadopt(cm <sup>2</sup> )
Appuis	1000	153	3.10	0.010	0.0117	152.28	0.55	0.58	4HA8=2.01
Travée	1000	153	1.55	0.004	0.0058	152.64	0.55	0.29	4HA8=2.01

**Tableau.III.32.** Résultats du calcul du ferraillage escalier

#### Armatures de répartition :

- sur appuis :  $A_r = \frac{A_s}{4} = 0.50 \text{cm}^2$  on adopte : 4T8 = 2,01cm<sup>2</sup>

-En travée :  $A_r = \frac{A_s}{4} = 0.50 \text{cm}^2$  on adopte : 4T8 = 2,01cm<sup>2</sup>

### III.4.5.4. Vérifications :

#### Condition de non fragilité :

$$A_{s_{min}} = \frac{0.23b \times d \times f_{t28}}{f_e} = 0.55 \text{cm}^2$$

- Sur appuis :  $A_{s_{min}} = 0.55 \text{cm}^2 < A_s = 2.01 \text{cm}^2$  ..... CV

-En travée :  $A_{s_{min}} = 0.55 \text{cm}^2 < A_s = 2.01 \text{cm}^2$  ..... CV

Espacement maximal :

$St \leq \min(3h, 33\text{cm}) = \min(3 \times 17; 33) = 33\text{cm}$ .

En travée :  $S_t = 25\text{cm} < 33\text{cm}$  ..... C.V.

Sur appuis :  $S_t = 25\text{cm} < 33\text{cm}$  ..... C.V.

## CHAPITRE III

### III.4.5.5. Vérification de la contrainte tangentielle à l'ELU :

Il faut que :  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

Fissuration non préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ Mpa} \right\} \rightarrow \min \{ 3.33 ; 5 \text{ Mpa} \} = 3.33 \text{ MPa}$$

Avec :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} \rightarrow T_u : \text{l'effort tranchant maximal sur appui d'après la RDM.}$$

$$T_u = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{15.468 \times 1.55}{2} = 11.98 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{11.98 \times 10^3}{300 \times 153} = 0.261 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ CV}$$

### III.4.5.6. Vérification des contraintes de béton à l'ELS :

Il faut vérifier que :  $\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$  ;  $\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$

	$\alpha$	$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$	$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$	$\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$
<b>En travée</b>	0.0058	1.384	0.442	CV
<b>Appui</b>	0.0117	1.384	0.442	CV

**Tableau.III.33.** Vérifications des contraintes de béton à l'ELS

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.4.5.7. Vérification de la flèche :

Il faut vérifier les trois conditions suivant :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{17}{155} \geq \frac{1}{16} \rightarrow 0.109 \geq 0.062 \dots \dots \dots \text{ CV.}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} \rightarrow \frac{17}{175} \geq \frac{1.55}{10 \times 1.55} = 0.1 \rightarrow 0.109 \geq 0.1 \dots \dots \dots \text{ CV.}$$

$$\frac{A_s}{bd} \leq \frac{4.2}{\rho_e} \rightarrow \frac{2.01}{30 \times 15.3} \leq \frac{4.2}{400} \rightarrow 0.0043 \leq 0.0105 \dots \dots \dots \text{ CV.}$$

### III.4.5.8. Schéma de ferrailage :

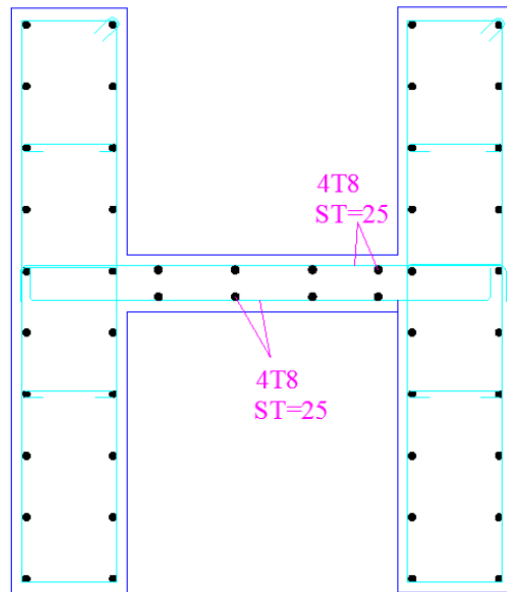


Fig.III.23. ferrailage des escaliers le 2éme volées (RDC).

## CHAPITRE III

### III.5. Les balcons

#### III.5.1. Introduction :

Les balcons sont des dalles pleines qui sont supposées des plaques horizontales minces en béton armé, dont l'épaisseur est relativement faible par rapport aux autres dimensions, qui est comprise entre 8 et 15 cm. Cette plaque repose sur deux ou plusieurs appuis, comme elle peut porter dans une ou deux directions.

Dans notre cas on a trois types des balcons :

#### III.5.2. Balcon encastré sur trois cotés.

##### III.5.2.1. Etude d'un balcon encastré sur trois côtés type 1 (étage):

Le balcon est modélisé comme une dalle encastrée sur trois cotes, pour le calcul on a fait un calcul automatique à l'aide de programme «SOCOTEC ».

$$\alpha = l_x / l_y = 1.4 / 5.3 = 0.26 < 0.4$$

la dalle dans un sens.

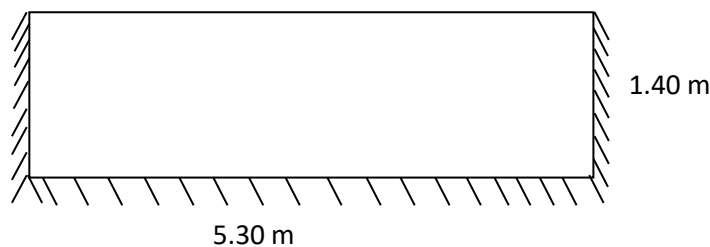


Figure.III.24. Dimensions du balcon type 1 (étage) .

#### Dimension de la dalle :

Longueur a : 5.30m.

Largeur b : 1.40m.

Epaisseur  $e_p$  : 0.12m.

n	Type	Position
1	encastrée	Ligne $y = 0$
2	encastrée	Ligne $x = 0$
3	encastrée	Ligne $x = 5.3$ , $y=0$

Tableau .III.34.laissons du balcon type1 (Étage)



## CHAPITRE III

### III.5.2.2. Evaluation des charges :

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

Q(KN/ml)	G(KN/ml)	Poids du mur extérieur P
3.5	4.6	$1.098 \times 0.6 = 0.66 \text{KN/m}$

Tableau III.35. Evaluation des charges

### III.5.2.3. Sollicitation de calcul:

Balcon types 1 par logiciel **SOCOTEC**.

- **ELU:**

$$q_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q = 11.46 \text{ KN/ml}$$

$$P_u = 1.35 \times 0.66 = 0.891 \text{KN/m}$$

Selon le **SOCOTEC**, les résultats obtenus sont résumée dans le tableau suivant :

ELU	X(m)	Y(m)	Mxx
Sur appui	0.00	1.40	-9.84
En travée	1.73	1.40	1.73
	X(m)	Y(m)	Tzx
Min	0.00	1.40	-38.21
Max	5.30	1.40	34.41

Tableau. III.36. les résultats des efforts a l'ELU.

- **ELS :**

$$q_{ser} = G + Q$$

Selon **SOCOTEC** les résultats obtenus sont résumée dans le tableau suivant :

ELS	X(m)	Y(m)	Mxx
Sur appui	0.00	1.40	-6.99
En travée	1.73	1.40	1.23

## CHAPITRE III

	X(m)	Y(m)	Tzx
Min	0.00	1.40	-27.19
Max	5.30	1.40	24.37

**Tableau.III.37.** .les résultats des efforts a l'ELS.

### III.5.2.4. Calcul du Ferrailage :

Pour le calcul on utilise les formules suivantes :

$$; \quad \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu}) \quad ; \quad Z = d(1 - 0,4 \cdot \alpha) \quad \mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \cdot \sigma_s} \quad ; \quad A_{min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e}$$

Les résultats du ferrailage sont obtenus dans le tableau suivant :

	Sens X-X	
Section	Sur appui	Entravée
Mu(KN.m)	9.84	1.73
B(m)	1	1
d(m)	0.108	0.108
$\mu$	0.06	0.0104
A	0.077	0.013
Z(cm)	10.467	10.74
As(cm <sup>2</sup> )	2.7	0.46
As(Min)	1.3	1.3
Asadop(cm <sup>2</sup> )	4T10=3.14	4T8=2.01
St(cm)	25cm	25cm

**Tableau. III.38.**Résultats du ferrailage du balcon type 1.

- **Armatures de répartition :**

- En appuis :  $A_r = \frac{A_s}{4} = 0.785 \text{ cm}^2$  on adopte : 4T8 = 2,01 cm<sup>2</sup>

## CHAPITRE III

-Sur travée :  $A_r = \frac{A_s}{4} = 0.5 \text{ cm}^2$  on adopte : 4T8 = 2,01 cm<sup>2</sup>

- **Espacement :**

➤ Sens x-x : le plus sollicité.

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

$$St = 100/4 = 25 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{CV}$$

### III.5.2.5. Vérification :

#### III.5.2.5.1. Vérification de la contrainte tangentielle du béton :

Fissuration préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0.15 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPA}\right) = 2,5 \text{ MPA}$$

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

$$V_u = \text{TYZ} = 17.31 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{SOCOTEC}_u$$

$$\tau = (17.31 \times 1000) / (1000 \times 108) = 0.16 \text{ MPa} \leq 2.5 \text{ MPa}$$

#### III.5.2.5.2. Vérification à l'ELS:

Position de l'axe neutre :

$$\text{On 'a : } \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$b y^2 + 30 \cdot A_s \cdot y - 30 \cdot d \cdot A_s = 0$$

Calcul du moment d'inertie de la section homogène(I)

$$\dots\dots\dots \text{BAEL 91} \quad I = \frac{b y^3}{3} + n A_s (d - y)^2$$

- **Contrainte du béton à la compression**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{\max}}{I} y$$

- **Contrainte d'acier à la traction**

$$\text{On doit vérifier que: } \begin{cases} \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \\ \sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} \end{cases}$$

### CHAPITRE III

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

$$= 201.63 \text{ MPa}$$

#### III.5.2.5.3. Vérification des contraintes des armatures tendues :

$$K = M_{ser} / I$$

$$\sigma_s = \eta \cdot K \cdot (d - y); \eta = 15$$

Résumé des résultats dans le tableau suivant :

	Sens X-X	
Section	Sur appui	En travée
Ms(KN.m)	6.99	1.23
E(m)	10.17	6.51
D(m)	0.471	0.301
b (cm)	100	100
h (cm)	12	12
d(cm)	10.8	10.8
y(cm)	2.75	2.27
I(cm <sup>4</sup> )	3745.43	2583.65
Ast(cm <sup>2</sup> )	3.14	2.01
k(MPa)	0.186	0.047
st(MPa) $\sigma$	224.6	60.14
bc(MPa) $\sigma$	<b>5.12</b>	<b>1.06</b>
$\begin{cases} \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \\ \sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} \end{cases}$	<b>CNV</b>	<b>CV</b>

Calcule les armatures à ELS

$\mu_s$	<b>0,0029</b>
$\beta$	<b>0,9121</b>

$A_s$	3.51
Choix des barres	5HA10=3.93

Tableau.III.39. Vérification des contraintes à l'ELS .

III.5.2.6. Schéma de ferrailage:

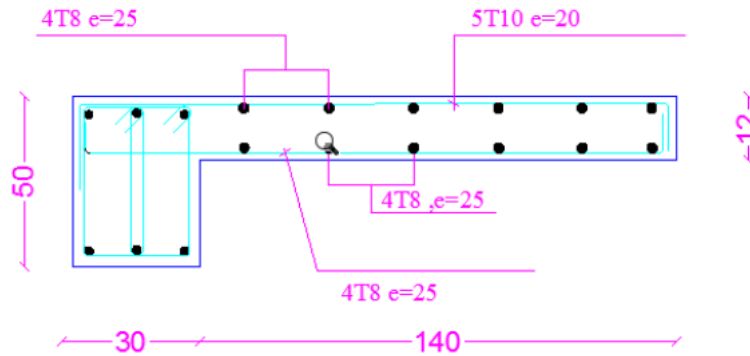


Fig.III.25. : ferrailage du balcon type1 (Étage).

III.5.3. Etude d'un balcon encastré sur trois côtés type 1 (terrasse) :

Le balcon est modélisé comme une dalle encastrée sur trois cotes, pour le calcul on a fait un calcul automatique à l'aide de programme «SOCOTEC ».

$$\alpha = l_x / l_y = 1.4 / 5.3 = 0.26 < 0.4$$

la dalle dans un sens

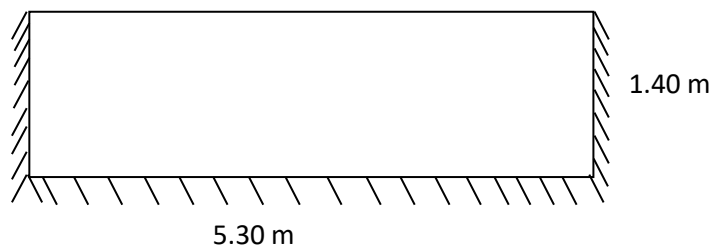


Figure.III.26. Dimensions du balcon type1 (terrasse).

## CHAPITRE III

### Dimension de la dalle :

Longueur a : 5.30m.

Largeur b : 1.40m.

Epaisseur  $e_p$  : 0.12m.

n	Type	Position
1	encastrée	Ligne y = 0
2	encastrée	Ligne x = 0
3	encastrée	Ligne x = 5.3 ,y=0

Tableau .III.40. Laissons du balcon type 1 (terrasse).

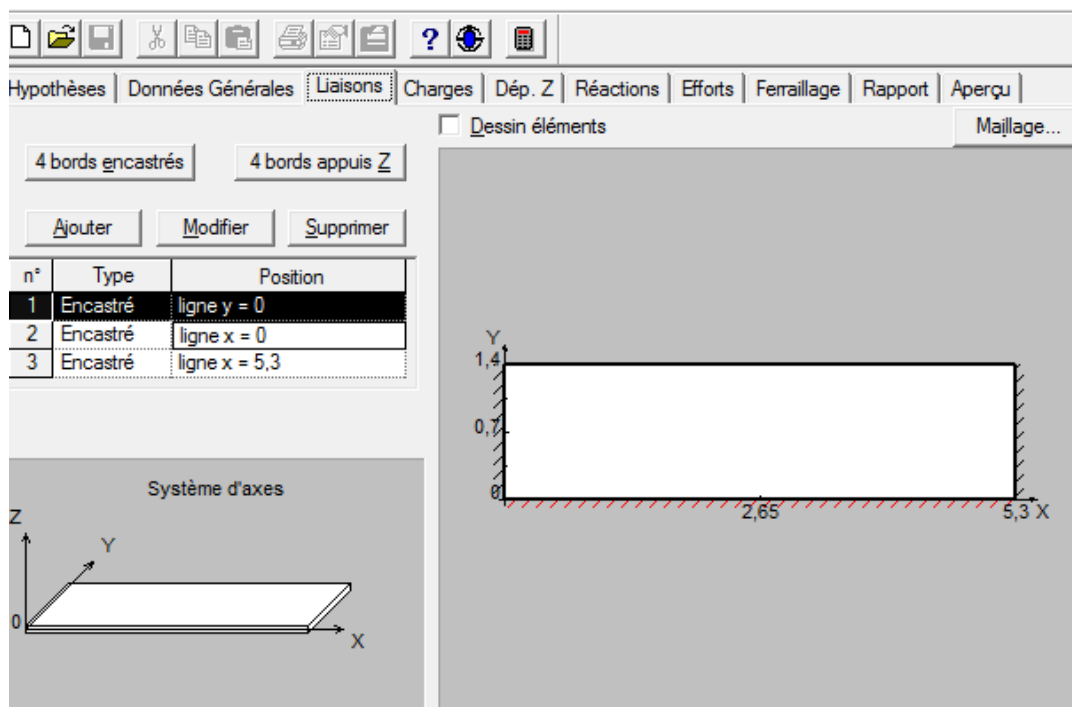


Fig.III.27.balcon type 1(terrasse).

### III.5.3.1. Evaluation des charges :

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

Q(KN/ml)	G(KN/ml)	Poids du mur extérieur P
1	6.28	$1.098 \times 0.6 = 0.66 \text{KN/m}$

Tableau III.41.Evaluation des charges

### III.5.3.2. Sollicitation de calcul:

## CHAPITRE III

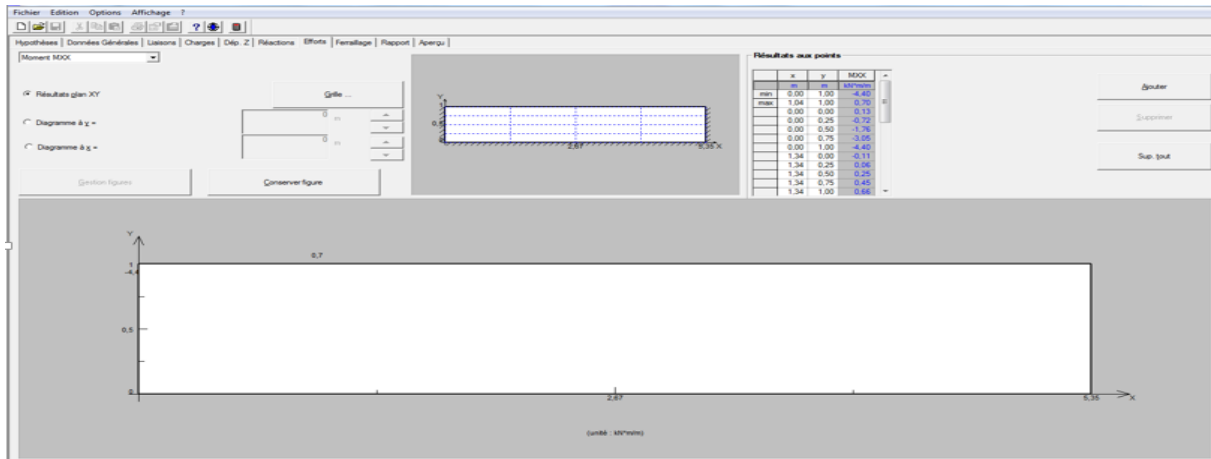


Fig.III.28. Balcon types 1 par logiciel SOCOTEC.

- **ELU:**

$$q_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q = 11.46 \text{ KN/ml}$$

$$P_u = 1.35 \times 0.66 = 0.891 \text{ KN/m}$$

Selon le SOCOTEC, les résultats obtenus sont résumée dans le tableau suivant :

ELU	X(m)	Y(m)	Mxx
Sur appui	0.00	1.40	-8.70
En travée	1.73	1.40	1.53
	X(m)	Y(m)	Tzx
Min	0.00	1.40	-33.95
Max	5.30	1.40	30.15

Tableau. III.42. les résultats des efforts a l'ELU.

- **ELS :**

$$q_{ser} = G + Q$$

Selon SOCOTEC les résultats obtenus sont résumée dans le tableau suivant :

ELS	X(m)	Y(m)	Mxx
Sur appui	0.00	1.40	-6.36
En travée	1.73	1.40	1.12
	X(m)	Y(m)	Tzx

## CHAPITRE III

Min	0.00	1.40	-24.83
Max	5.30	1.40	22.02

**Tableau.III.43.** .les résultats des efforts a l'ELS.

### III.5.3.3. Calcul du Ferrailage :

Pour le calcul on utilise les formules suivantes :

$$; \quad \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \quad ; \quad Z = d(1 - 0,4\alpha) \quad \mu = \frac{M_u}{b.d^2.f_{bc}}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \cdot \sigma_s} \quad ; \quad A_{min} = \frac{0,23.b.d.f_{t28}}{f_e}$$

Les résultats du ferrailage sont obtenus dans le tableau suivant :

	Sens X-X	
Section	Sur appui	Entravée
Mu(KN.m)	8.7	1.53
B(m)	1	1
d(m)	0.108	0.108
$\mu$	0.052	0.009
A	0.067	0.012
Z(cm)	10.5	10.75
As(cm <sup>2</sup> )	2.4	0.41
As(Min)	1.3	1.3
As adopte (cm <sup>2</sup> )	4T10=3.14	4T8=2.01
St(cm)	25cm	25cm

**Tableau. III.44.**Résultats du ferrailage du balcon type 1.

- **Armatures de répartition :**

- En appuis :  $A_r = \frac{A_s}{4} = 0.785 \text{ cm}^2$  on adopte : 4T8 = 2,01 cm<sup>2</sup>

- Sur travée :  $A_r = \frac{A_s}{4} = 0.5 \text{ cm}^2$  on adopte : 4T8 = 2,01 cm<sup>2</sup>



## CHAPITRE III

- **Espacement :**

Sens x-x : le plus sollicité.

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

$$St = 100/4 = 25 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{CV}$$

### III.5.3.4. Vérification :

#### III.5.3.4.1. Vérification de la contrainte tangentielle du béton :

##### Fissuration préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0.15 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa}\right) = 2,5\text{MPa}$$

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

$$V_u = \text{TYZ} = 33.95\text{KN} \dots\dots\dots \text{SOCOTEC}$$

$$\tau_u = (17.31 \times 1000) / (1000 \times 108) = 0.314 \text{ MPa} \leq 2.5 \text{ MPa}$$

#### III.5.3.4.2. Vérification à l'ELS:

Position de l'axe neutre :

$$\text{On 'a : } \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$b y^2 + 30 \cdot A_s \cdot y - 30 \cdot d \cdot A_s = 0$$

Calcul du moment d'inertie de la section homogène(I)

$$\dots\dots\dots \text{BAEL 91} \quad I = \frac{b y^3}{3} + n A_s (d - y)^2$$

- **Contrainte du béton à la compression**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{\max}}{I} y$$

- **Contrainte d'acier à la traction**

$$\text{On doit vérifier que: } \begin{cases} \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \\ \sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} \end{cases}$$

### CHAPITRE III

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

$$= 201.63 \text{MPa}$$

#### III.5.3.4.3. Vérification des contraintes des armatures tendues :

$$K = M_{ser} / I$$

$$\sigma_s = \eta \cdot K \cdot (d - y); \eta = 15$$

Résumé des résultats dans le tableau suivant :

	Sens X-X	
Section	Sur appui	En travée
Ms(KN.m)	6.36	1.12
E(m)	10.17	6.51
D(m)	0.471	0.301
b (cm)	100	100
h (cm)	12	12
d(cm)	10.8	10.8
y(cm)	2.75	2.27
I(cm <sup>4</sup> )	3745.43	2583.65
Ast(cm <sup>2</sup> )	3.14	2.01
k(MPa)	0.1698	0.043
st(MPa) $\sigma$	205.03	55.02
bc(MPa) $\sigma$	4.67	0.98
$\begin{cases} \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \\ \sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} \end{cases}$	CNV	CV

Calcule les armatures à ELS

$\mu_s$	0,0027
---------	--------

$\beta$	0,9159
$A_s$	3.18
Choix des barres	5HA10=3.93

Tableau.III.45. Vérification des contraintes à l'ELS.

III.5.3.5. Schéma de ferrailage:

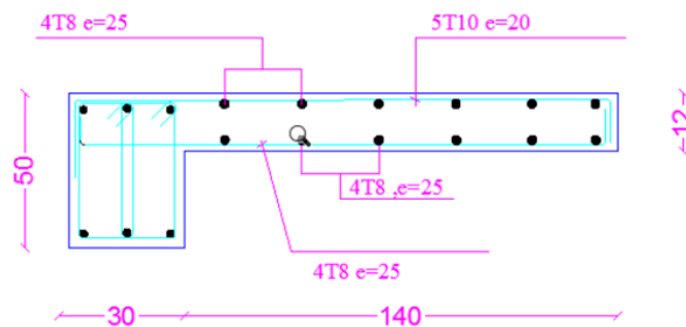


Fig.III.29. ferrailage du balcon type1 (terrasse).

III.5.4. Etude d'un balcon encastré sur trois Cotés type 2 (étage) :

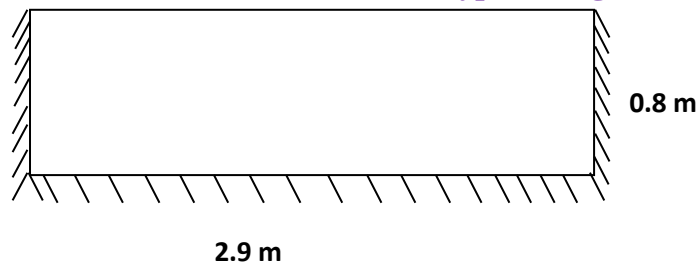


Figure.III.30. Dimensions du balcon type 2 (étage)

$\alpha=l_x/l_y=0.8/2.9=0.275<0.4$  La dalle dans un sens.

Dimension de la dalle :

Longueur a : 2.9m.

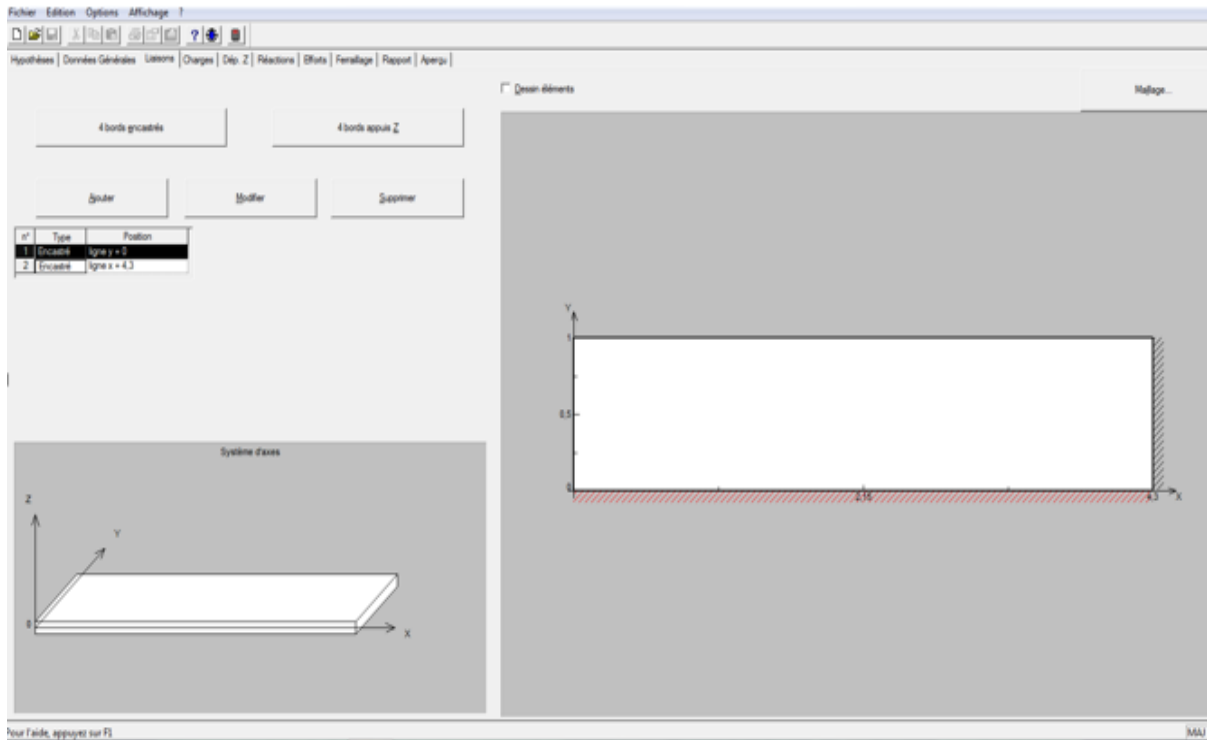
Largeur b : 0.8m.

Epaisseur  $e_p$  : 0.12m.

n	Type	Position
1	encastrée	Ligne $y = 0$
2	encastrée	Ligne $x = 0$
3	encastrée	Ligne $x = 2.9 , y=0$

Tableau. III.46.laissons du balcon type 2 (étage).

# CHAPITRE III



**Fig.III.31.**balcon type 2 (étage).

## III.5.4.1 Evaluation des charges :

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

Q(KN/ml)	G(KN/ml)	Poids du mur extérieur P
3.5	4.6	$1.098 \times 0.6 = 0.66 \text{KN/m}$

**Tableau III.47.**Evaluation des charges.

## III.5.4.2. Sollicitation de calcul :

## CHAPITRE III

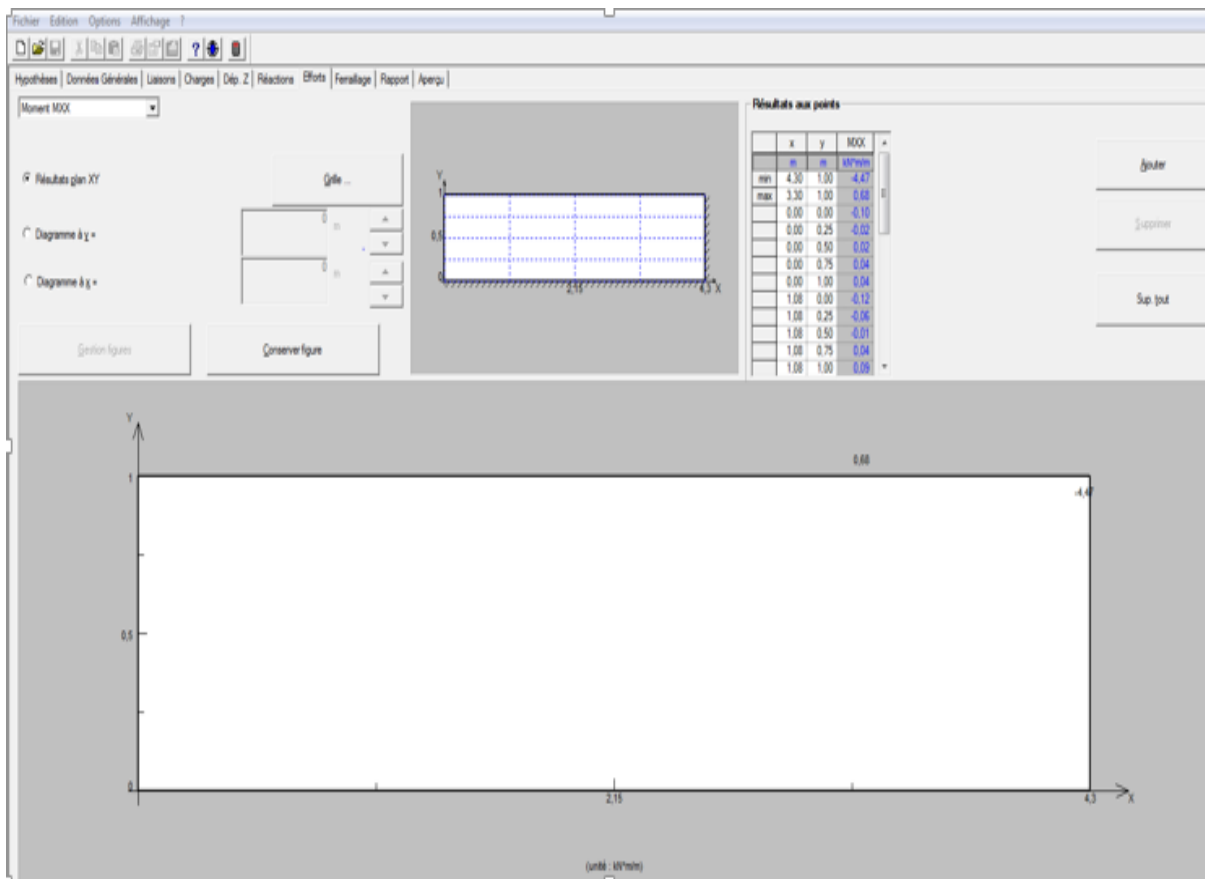


Fig.III.32. Balcon type 2 par logiciel SOCOFEC.

- **ELU:**

$$q_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q = 11.46 \text{ KN/ml}$$

$$P_u = 1.35 \times 0.66 = 0.891 \text{ KN/m}$$

Selon le SOCOFEC, les résultats obtenus sont

ELU	X(m)	Y(m)	Mxx
Sur appui	0.00	0.80	-3.05
En travée	1.00	0.80	0.65
	X(m)	Y(m)	Tzx
Min	0.00	0.80	-17.56
Max	2.90	0.80	15.25

Tableau.III.48.les résultats des efforts a l'ELU.

- **ELS :**

$$q_{ser} = G + Q$$

## CHAPITRE III

Selon SOCOTEC. les résultats obtenus sont :

ELS	X(m)	Y(m)	Mxx
Sur appui	0.00	0.80	-2.17
En travée	1.00	0.80	0.46
	X(m)	Y(m)	Tzx
Min	0.00	0.80	-12.52
Max	2.90	0.80	10.81

**Tableau.III.49.** les résultats des efforts a l'ELS.

### III.5.4.3. Calcul du Ferrailage :

Pour le calcul on utilise les formules suivantes :

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \quad ; \quad Z = d(1 - 0,4\alpha) \quad \mu = \frac{M_u}{b.d^2.f_{bc}}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \cdot \sigma_s} \quad ; \quad A_{min} = \frac{0,23.b.d.f_{t28}}{f_e}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

	Sens X-X	
Section	Sur appui	En travée
Mu(KN.m)	3.05	0.65
B(m)	100	100
d(m)	10.8	10.8
$\mu$	0.018	0.0039
A	0.023	0.0049
Z(cm)	10.7	10.77
As(cm <sup>2</sup> )	0.82	0.17
As(Min)	1.3	1.3
Asadop(cm <sup>2</sup> )	4T10=3.14	4T8=2.01
St(cm)	25cm	25cm

**Tableau.III.50** .Résultats de ferrailage de balcon type 2.

## CHAPITRE III

- **Espacement :**

Sens y-y : le moins sollicité.

$$St \leq \min(4.h ; 45\text{cm}) = 45\text{cm}$$

$$St = 100/4 = 25 \text{ cm} < 45\text{cm} \dots\dots\dots\text{CV}$$

Sens x-x : le plus sollicité.

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

$$St = 100/4 = 25 \text{ cm} < 33\text{cm} \dots\dots\dots\text{CV}$$

### III.5.4.4. Vérification :

#### III.5.4.4.1. Vérification de la contrainte tangentielle du béton :

##### Fissuration préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0.15 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa}\right) = 2,5\text{MPa}$$

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

$$V_u = \text{TYZ} = 10.59 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{SOCOTEC}$$

$$\tau_u = (10.59 \times 1000) / (1000 \times 108) = 0.098 \text{ MPa} \leq 2.5 \text{ MPa}$$

#### III.5.4.4.2. Vérification à l'ELS :

Position de l'axe neutre :

$$\text{On 'a : } \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$b y^2 + 30.A_s.y - 30. d. A_s = 0$$

Calcul du moment d'inertie de la section homogène(I)

$$\dots\dots\dots \text{BAEL 91} \quad I = \frac{b y^3}{3} + n A_s (d - y)^2$$

- **Contrainte du béton à la compression**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{\text{maxr}}}{I} y$$

- **Contrainte d'acier à la traction**

## CHAPITRE III

On doit vérifier que: 
$$\begin{cases} \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \\ \sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} \end{cases}$$

$$\sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

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

= 201.63MPa

### III.5.4.4.3. Vérification des contraintes des armatures tendues :

$$K = M_{ser} / I$$

$$\sigma_s = \eta \cdot K(d - y); \eta = 15$$

Résumé :

	Sens X-X	
Section	Sur appui	En travée
<b>Ms(KN.m)</b>	<b>2.17</b>	<b>0.48</b>
<b>E(m)</b>	<b>10.17</b>	<b>6.5</b>
<b>D(m)</b>	<b>0.471</b>	<b>0.301</b>
<b>b (cm)</b>	<b>100</b>	<b>100</b>
<b>h (cm)</b>	<b>12</b>	<b>12</b>
<b>d(cm)</b>	<b>10.8</b>	<b>10.8</b>
<b>y(cm)</b>	<b>2.75</b>	<b>2.27</b>
<b>I(cm4)</b>	<b>3745.43</b>	<b>2583.65</b>
<b>Ast(cm2)</b>	<b>3.14</b>	<b>2.01</b>
<b>k(MPa)</b>	<b>0.058</b>	<b>0.018</b>
<b>st(MPa)σ</b>	<b>70.03</b>	<b>23.03</b>
<b>bc(MPa)σ</b>	<b>1.595</b>	<b>0.41</b>

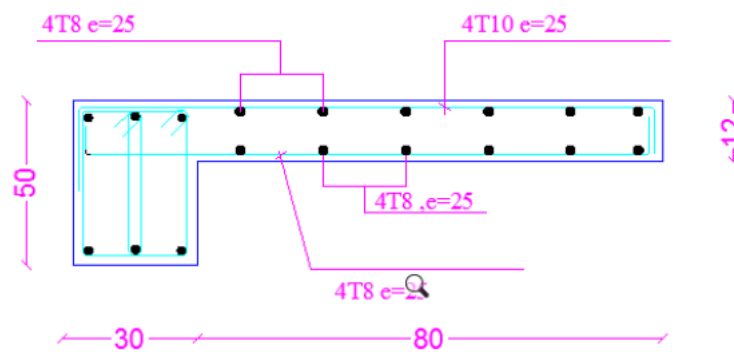


## CHAPITRE III

$\begin{cases} \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \\ \sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} \end{cases}$	CV	CV
--	----	----

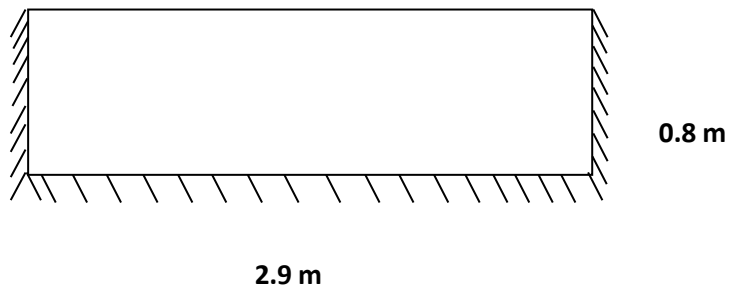
**Tableau.III.51.** Vérification des contraintes à l'ELS

### III.5.4.5. Schéma de ferrailage :



**Figure.III.33.** ferrailage du balcon type 2 (étage).

### III.5.5. Etude d'un balcon encastré sur trois Côtés type 2 (terrasse) :



**Figure.III.34.** Dimensions du balcon type 2 (terrasse)

$$\alpha = l_x / l_y = 0.8 / 2.9 = 0.275 < 0.4$$

La dalle dans un sens.

## CHAPITRE III

### Dimension de la dalle :

Longueur a : 2.9m.

Largeur b : 0.8m.

Epaisseur ep : 0.12m.

n	Type	Position
1	encastrée	Ligne y = 0
2	encastrée	Ligne x = 0
3	encastrée	Ligne x = 2.9 , y=0

Tableau. III.52.laissons du balcon type 2(terrasse).

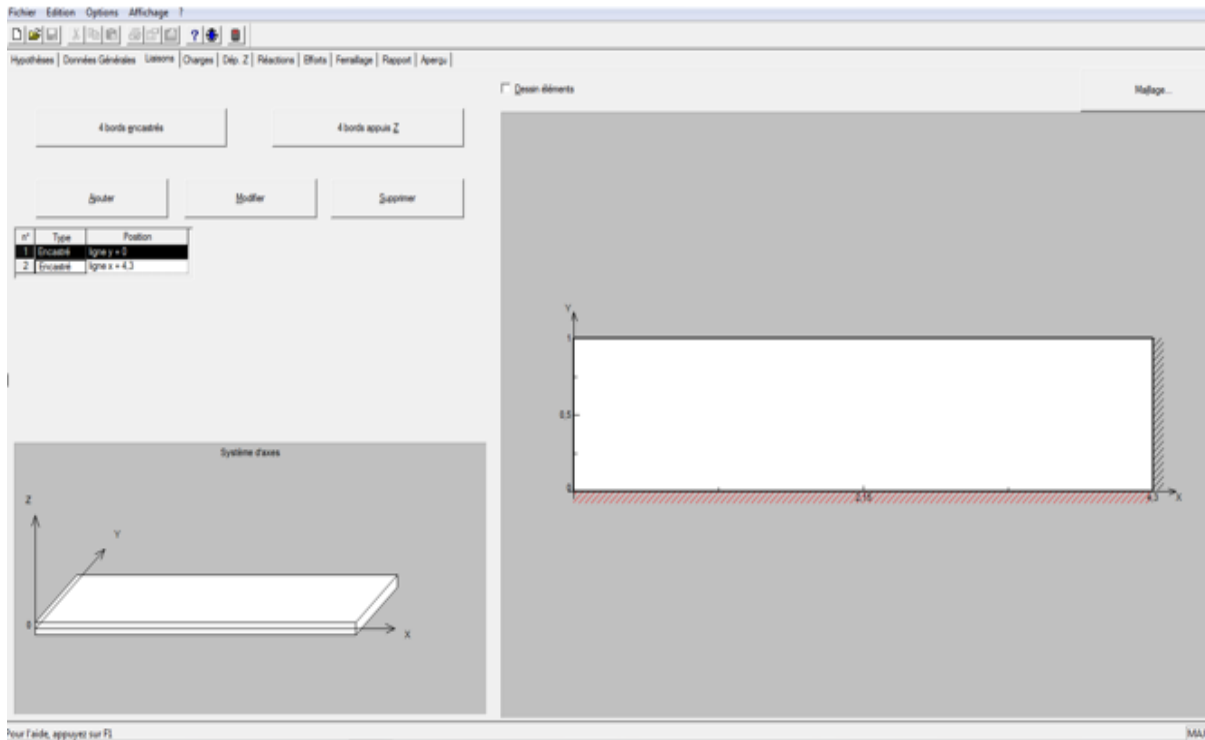


Fig.III.35.balcon type 2 (terrasse).

### III.5.5.1. Evaluation des charges :

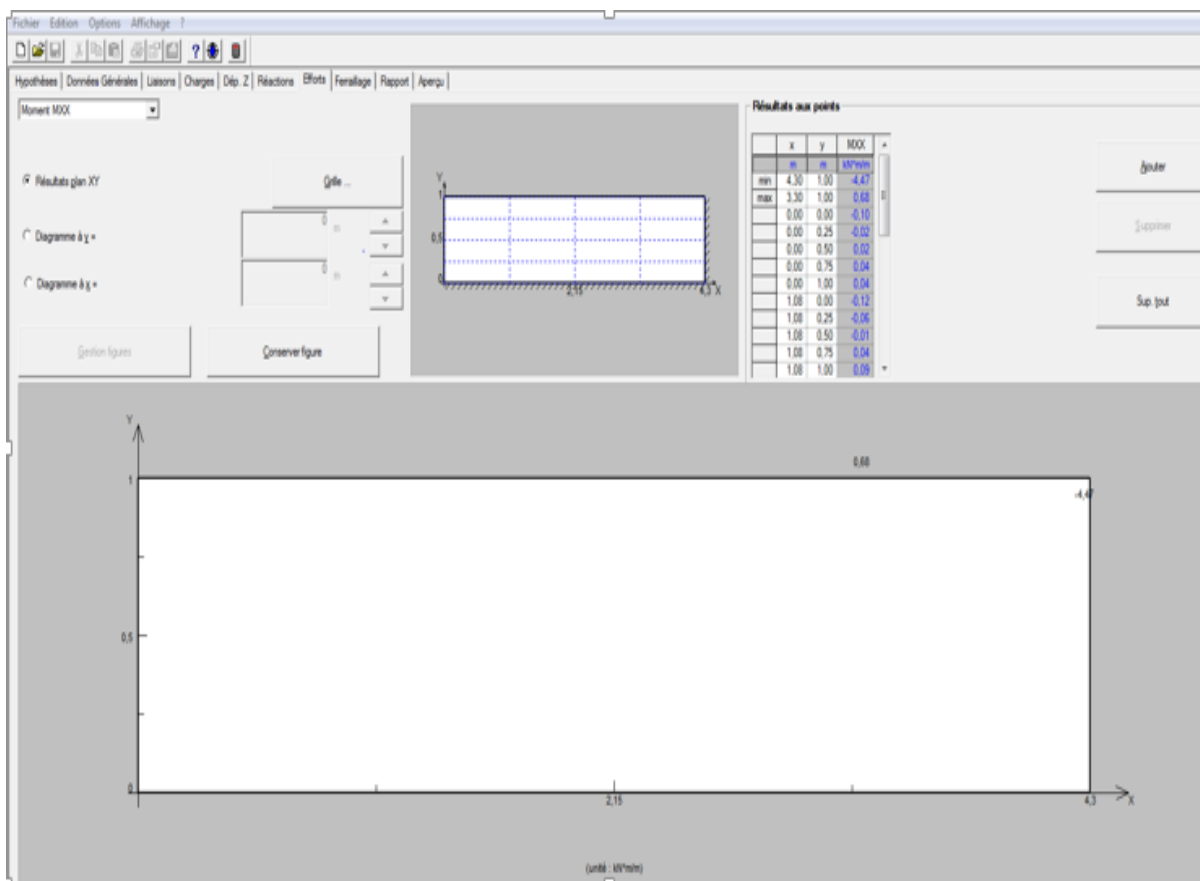
Le calcul se fait sur une bande de 1m de largeur

Q(KN/ml)	G(KN/ml)	Poids du mur extérieur P
1	6.28	$1.098 \times 0.6 = 0.66 \text{ KN/m}$

Tableau III.53.Evaluation des charges

### III.5.5.2 Sollicitation de calcul :

## CHAPITRE III



- **ELU:**

$$q_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q = 11.46 \text{ kN/m}$$

$$P_u = 1.35 \times 0.66 = 0.891 \text{ kN/m}$$

Selon le SOCOTEC, les résultats obtenus sont :

ELU	X(m)	Y(m)	Mxx
Sur appui	0.00	0.80	-2.72
En travée	1.00	0.80	0.58
	X(m)	Y(m)	Tzx
Min	0.00	0.80	-15.72
Max	2.90	0.80	13.41

Tableau.III.54. les résultats des efforts à l'ELU.

- **ELS :**

$$q_{ser} = G + Q$$

Selon SOCOTEC. Les résultats obtenus sont :

## CHAPITRE III

ELS	X(m)	Y(m)	Mxx
Sur appui	0.00	0.80	-1.99
En travée	1.00	0.80	0.42
	X(m)	Y(m)	Tzx
Min	0.00	0.80	-11.51
Max	2.90	0.80	9.79

**Tableau.III.55** .les résultats des efforts a l'ELS.

### III.5.5.3. Calcul du Ferrailage :

Pour le calcul on utilise les formules suivantes :

$$; \quad \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \quad ; \quad Z = d(1 - 0,4\alpha) \quad \mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \cdot \sigma_s} \quad ; \quad A_{min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Section	Sens X-X	
	Sur appui	En travée
Mu(KN.m)	2.72	0.65
B(m)	100	100
d(m)	10.8	10.8
$\mu$	0.018	0.0039
A	0.023	0.0049
Z(cm)	10.7	10.77
As(cm <sup>2</sup> )	0.82	0.17
As(Min)	1.3	1.3
Asadop(cm <sup>2</sup> )	4T10=3.14	4T8=2.01
St(cm)	25cm	25cm

**Tableau.III.56** .Résultats de ferrailage de balcon type 2.

- **Espacement :**

➤ Sens y-y : le moins sollicité.

$$St \leq \min(4 \cdot h ; 45\text{cm}) = 45\text{cm}$$

## CHAPITRE III

$$St = 100/4 = 25 \text{ cm} < 45 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{CV}$$

➤ Sens x-x : le plus sollicité.

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

$$St = 100/4 = 25 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{CV}$$

### III.5.5.4. Vérification :

#### III.5.5.4.1. Vérification de la contrainte tangentielle du béton :

##### Fissuration préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0.15 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right) = 2,5 \text{ MPa}$$

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

$$V_u = TYZ = 10.59 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{SOCOTEC}$$

$$\tau_u = (10.59 \times 1000) / (1000 \times 108) = 0.098 \text{ MPa} \leq 2.5 \text{ MPa}$$

#### III.5.5.4.2. Vérification à l'ELS :

Position de l'axe neutre :

$$\text{On 'a : } \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$b y^2 + 30 \cdot A_s \cdot y - 30 \cdot d \cdot A_s = 0$$

Calcul du moment d'inertie de la section homogène (I)

$$\dots\dots\dots \text{BAEL 91} \quad I = \frac{b y^3}{3} + n A_s (d - y)^2$$

- **Contrainte du béton à la compression**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{\text{max}}}{I} y$$

- **Contrainte d'acier à la traction**

$$\text{On doit vérifier que: } \begin{cases} \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \\ \sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} \end{cases}$$

$$\sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

## CHAPITRE III

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

= 201.63MPa

### III.5.5.4.3. Vérification des contraintes des armatures tendues :

$$K = M_{ser} / I$$

$$\sigma_s = \eta \cdot K(d - y); \eta = 15$$

Résumé :

	Sens X-X	
Section	Sur appui	En travée
<b>Ms(KN.m)</b>	<b>2.17</b>	<b>0.48</b>
<b>E(m)</b>	<b>10.17</b>	<b>6.5</b>
<b>D(m)</b>	<b>0.471</b>	<b>0.301</b>
<b>b (cm)</b>	<b>100</b>	<b>100</b>
<b>h (cm)</b>	<b>12</b>	<b>12</b>
<b>d(cm)</b>	<b>10.8</b>	<b>10.8</b>
<b>y(cm)</b>	<b>2.75</b>	<b>2.27</b>
<b>I(cm4)</b>	<b>3745.43</b>	<b>2583.65</b>
<b>Ast(cm2)</b>	<b>3.14</b>	<b>2.01</b>
<b>k(MPa)</b>	<b>0.058</b>	<b>0.018</b>
<b><math>\sigma_{st}</math>(MPa)</b>	<b>70.03</b>	<b>23.03</b>
<b><math>\sigma_{bc}</math>(MPa)</b>	<b>1.595</b>	<b>0.41</b>
$\begin{cases} \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \\ \sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} \end{cases}$	<b>CV</b>	<b>CV</b>

**Tableau.III.57.** Vérification des contraintes à l'ELS

## CHAPITRE III

### III.5.4.5. Schéma de ferrailage :

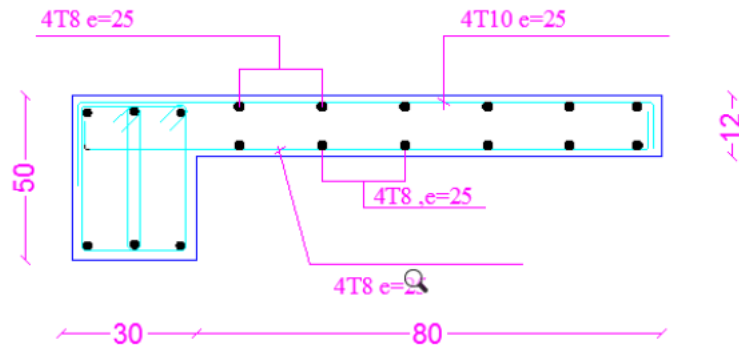


Figure.III.37. ferrailage du balcon type 2 (terrasse).

### III.5.6. Etude d'un balcon encastré sur trois côtés :

Le balcon est modélisé comme une dalle encastrée sur trois cotés, pour le calcul on a fait un calcul automatique à l'aide de programme «SOCOTEC ».

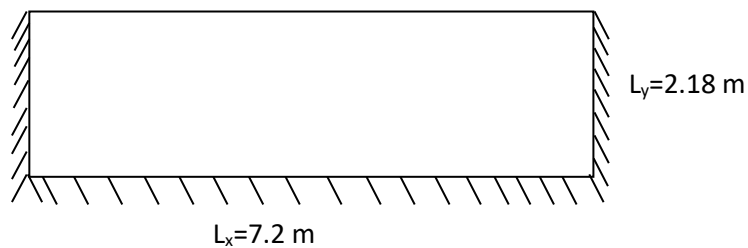


Figure.III.38. Dimensions du balcon type 3 (étage).

$$\alpha = l_x / l_y = 2.18 / 7.2 = 0.3 < 0.4$$

La dalle portante dans un sens

## CHAPITRE III

### Dimension de la dalle :

Longueur a : 7.2m.

Longueur b : 2.18m.

Epaisseur ep : 0.16m.

n	Type	Position
1	encastré	Ligne y = 0
2	encastré	Ligne x = 0
3	encastré	Ligne x = 0 , y=2.18

Tableau .III.58.laissons du balcon type 3 (étage).

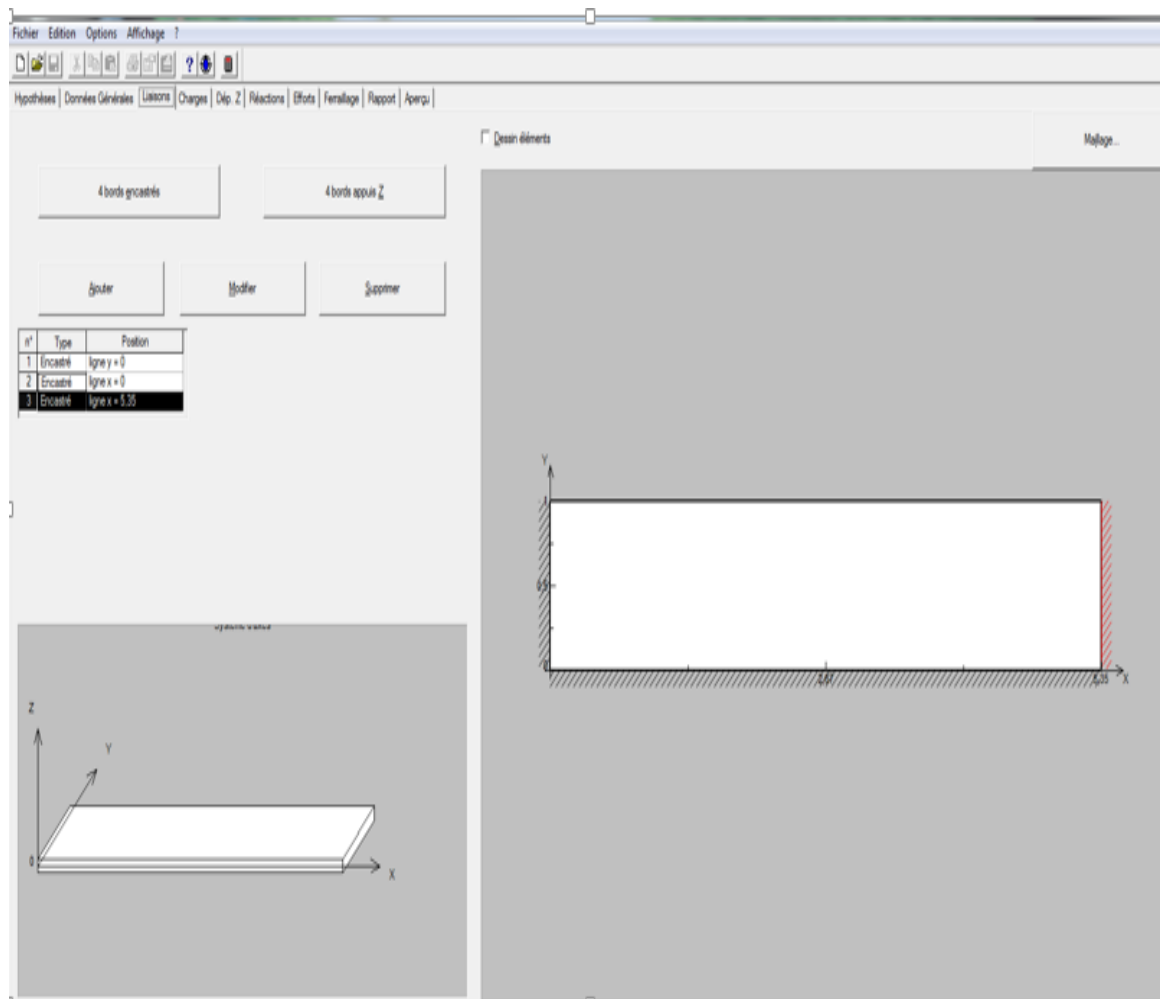


Fig.III.39.balcon type 3 (étage).

### III.5.6.1. Evaluation des charges :

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

Q(KN/ml)	G(KN/ml)	Poids du mur extérieur P
3.5	5.6	$1.098 \times 0.6 = 0.66 \text{KN/m}$



Tableau III.59. Evaluation des charges

III.5.6.2. Sollicitation de calcul:

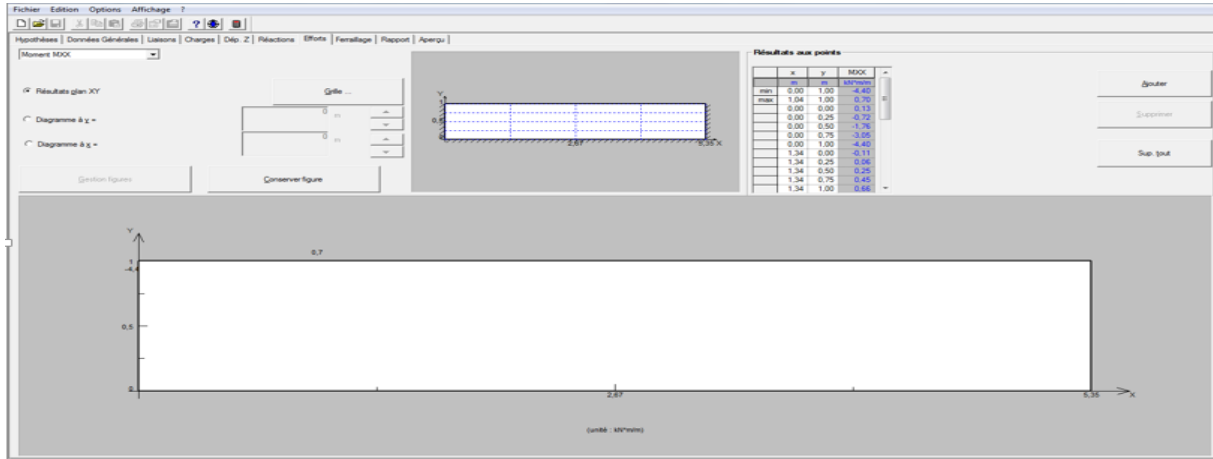


Fig.III.40. Balcon types 3 par logiciel SOCOFEC.

• ELU:

$$q_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q = 12.81 \text{ KN/ml}$$

$$P_u = 1.35 \times 0.66 = 0.891 \text{ KN/m}$$

Selon le SOCOFEC, les résultats obtenus sont résumée dans le tableau suivant :

ELU	X(m)	Y(m)	Mxx
Sur appui	0.00	2.18	-25.14
En travée	2.97	2.18	5.15
	X(m)	Y(m)	Tzx
Min	0.00	2.18	-63.77
Max	7.20	2.18	59.94

Tableau. III.60. les résultats des efforts à l'ELU.

• ELS :

$$q_{ser} = G + Q$$

Selon SOCOFEC les résultats obtenus sont résumée dans le tableau suivant :

ELS	X(m)	Y(m)	Mxx
-----	------	------	-----

## CHAPITRE III

Sur appui	0.00	2.18	-17.91
En travée	2.97	2.18	3.66
	X(m)	Y(m)	Tzx
Min	0.00	2.18	-45.47
Max	7.20	2.18	42.63

**Tableau.III.61.** les résultats des efforts à l'ELS.

### III.5.6.3. Calcul du Ferrailage :

Pour le calcul on utilise les formules suivantes :

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \quad ; \quad Z = d(1 - 0,4\alpha) \quad \mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \cdot \sigma_s} \quad ; \quad A_{min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e}$$

Les résultats du ferrailage sont obtenus dans le tableau suivant :

	Sens X-X	
Section	Sur appui	Entravée
Mu(KN.m)	25.14	5.15
B(m)	1	1
d(m)	1.44	1.44
$\mu$	0.085	0.017
A	0.111	0.022
Z(cm)	13.75	14.27
As(cm <sup>2</sup> )	5.25	1.035
As(Min)	1.73	1.73
Asadop(cm <sup>2</sup> )	5T12=5.65	4T8=2.01
St(cm)	20cm	25cm

**Tableau. III.62.** Résultats du ferrailage du balcon type 3.

## CHAPITRE III

- **Espacement :**

Sens y-y : le moins sollicité.

$$St \leq \min(4.h; 45\text{cm}) = 45 \text{ cm}$$

$$St = 100/4 = 25 \text{ cm} < 45\text{cm} \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$St = 100/5 = 20 \text{ cm} < 45\text{cm} \dots\dots\dots \text{CV}$$

➤ Sens x-x : le plus sollicité.

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

$$St = 100/4 = 25 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$St = 100/5 = 20 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{CV}$$

### III.5.6.4. Vérification :

#### III.5.6.4.1. Vérification de la contrainte tangentielle du béton :

##### Fissuration préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0.15 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa}\right) = 2,5\text{MPa}$$

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

$$V_u = \text{TYZ} = 29.75 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{SOCOTEC}$$

$$\tau_u = (29.75 \times 1000) / (1000 \times 144) = 0.206 \text{ MPa} \leq 2.5 \text{ MPa}$$

#### III.5.6.4.2. Vérification à l'ELS:

Position de l'axe neutre :

$$\text{On 'a : } \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$b y^2 + 30.A_s.y - 30. d. A_s = 0$$

Calcul du moment d'inertie de la section homogène(I)

$$\dots\dots\dots \text{BAEL 91} \quad I = \frac{by^3}{3} + nA_s(d-y)^2$$

- **Contrainte du béton à la compression**

## CHAPITRE III

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{\max}}{I} y$$

- **Contrainte d'acier à la traction**

On doit vérifier que: 
$$\begin{cases} \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \\ \sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} \end{cases}$$

$$\sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

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

$$= 201.63 \text{ MPa}$$

### III.5.6.4.3. Vérification des contraintes des armatures tendues :

$$K = M_{ser} / I$$

$$\sigma_s = \eta \cdot K(d - y); \eta = 15$$

Résumé des résultats dans le tableau suivant :

	Sens X-X	
Section	Sur appui	En travée
Ms(KN.m)	17.91	3.66
E(m)	24.4	8.67
D(m)	0.847	0.301
b (cm)	100	100
h (cm)	16	16
d(cm)	14.4	14.4
y(cm)	4.16	2.66
I(cm <sup>4</sup> )	11286.4	3788.83
Ast(cm <sup>2</sup> )	5.65	2.01
k(MPa)	0.158	0.096
$\bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	242.68	169

$\bar{\sigma}_{bc}(\text{MPa})$	6.57	2.55
$\begin{cases} \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \\ \sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} \end{cases}$	CNV	CV

Calcule les armatures à ELS

$\mu_s$	0,0042
$\beta$	0,8963
$A_s$	6.88

Choix du barres  
5HA14  
=7.7

Tableau.III.63. Vérification des contraintes à l'ELS .

III.5.6.5. Schéma de ferrailage:

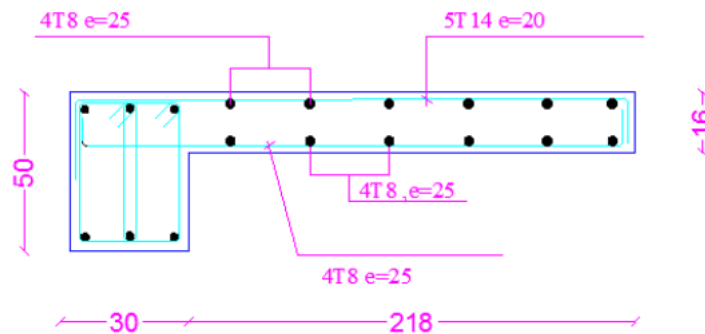


Figure.III.41. ferrailage du balcon type 3 (Étage).

**CHAPITRE IV :**  
**Etude du vent**

## IV Etude du vent

### IV.1 Introduction :

Le vent est

.

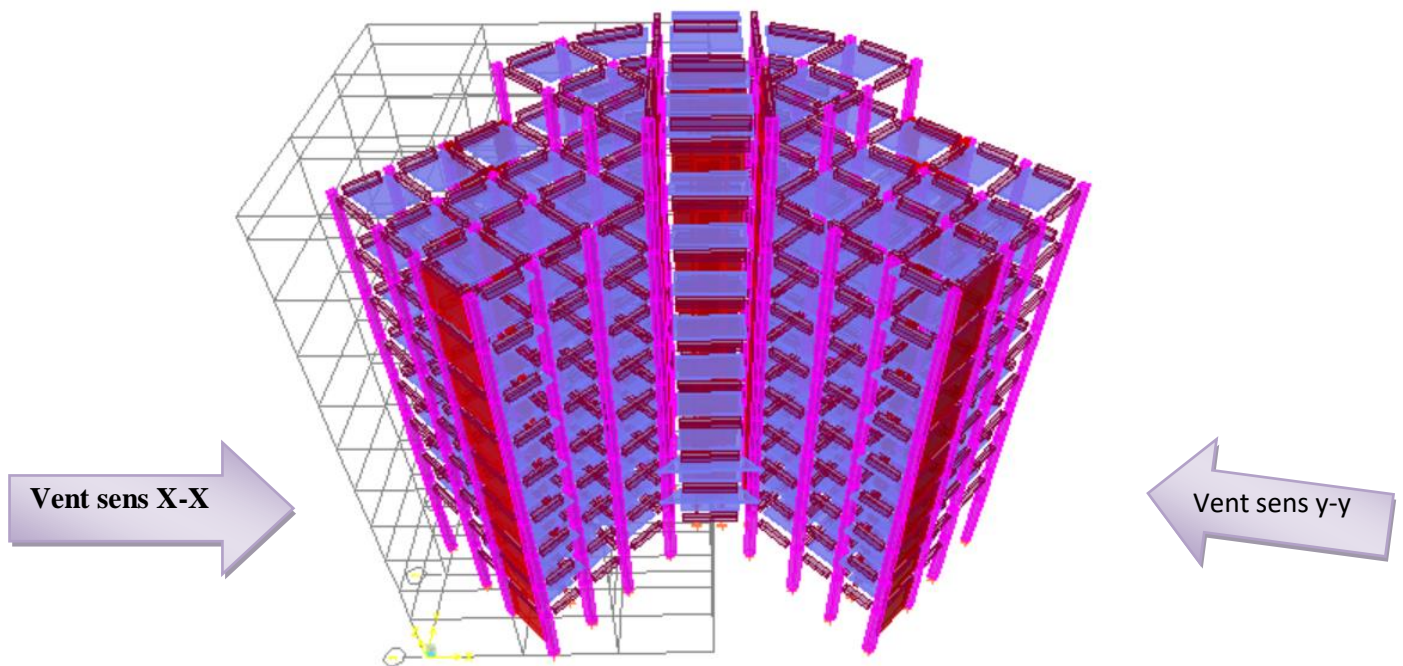


Figure IV.1 Action du vent

#### IV.1.1 Application de RNV 99 :

#### IV.1.2 La vérification d la stabilité d'ensemble :

Le RNV99 imposent un calcul dans les deux directions du vent lorsque le bâtiment présente une géométrie rectangulaire.

Notre construction est de catégorie I d'après **RNV99 (art 1.1.3 page 38)**

L'application de RNV99 exige les étapes suivantes :

##### IV.1.2.1. Détermination de coefficient dynamique $C_d$ :

Le coefficient dynamique  $C_d$  tient compte des effets de réduction dus à l'imparfaite corrélation des pressions exercées sur les parois ainsi que des effets d'amplification dus à la partie de structure ayant une fréquence proche de la fréquence fondamentale d'oscillation de la structure.

➤ **Valeur de  $C_d$  :**

Notre bâtiment est en béton armée, donc on utilise l'abaque **(3.1page 51)**, pour :

**a. Sens x :**

- $h = 31.96 \text{ m}$  → Après l'interpolation :  $C_d = 0.92 < 1.2$
- $b = 36.84 \text{ m}$

**b. Sens y :**

- $h = 31.96 \text{ m}$  → Après l'interpolation :  $C_d = 0.94 < 1.2$
- $b = 22.91 \text{ m}$

$C_d$  Dans les deux directions est inférieur à **1.2**, Donc notre structure est peu sensible aux excitations dynamiques dues au vent.

**IV.1.2.2. Détermination de la pression dynamique de vent  $q_{dyn}$  :**

Pour la vérification à la stabilité d'ensemble, et pour le dimensionnement des éléments de structure, La pression dynamique doit être calculée en subdivisant le maître-couple en éléments de surface  $j$  horizontaux selon la procédure donnée à **article.3.1.1 des RNV99**.

Les constructions avec planchers intermédiaires dont la hauteur est supérieure à 10 m doivent être considérées comme étant constituées des éléments de surface, de hauteur égale à la hauteur d'étage, avec  $n$  étant le nombre de niveaux de la construction.



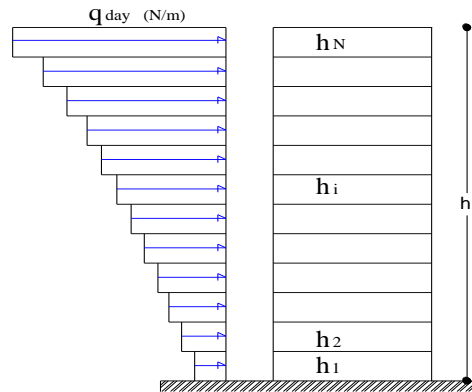


Figure IV.2 Répartition de la pression dynamique

La pression dynamique  $q_{dyn}(Z_j)$  qui s'exerce sur un élément de surface  $j$  est donnée Par la RNV99 (formule 2.12 page 45)  $\rightarrow Q_{dyn} = q_{réf} \times C_e(z_j)$

Avec :

- $Z_j$  : la distance verticale mesurée à partir du niveau du sol au centre de l'élément  $j$ .

Zone	$q_{réf}$ (N/m <sup>2</sup> )	$q_{temp}$ (N/m <sup>2</sup> )
I	375	270
II	470	340
III	575	415

Tableau IV.1.: valeur de la pression dynamique de référence

- $q_{ref}$  : est la pression dynamique de référence pour les constructions permanentes donnée par le RNV99 (tab 2.3 page 46) en fonction de la zone de vent

Donc  $q_{ref}=375$  N/m<sup>2</sup>

**IV.1.2.3. Détermination de coefficient d'exposition  $C_e$  :**

Le coefficient d'exposition au vent  $C_e(z)$  tient compte des effets de la rugosité du terrain, de la topographie du site et de la hauteur au-dessus du sol dans le cas où la structure est peu sensible aux excitations dynamiques ;  $C_e(z)$  est donnée Par la RNV99 (for 2.13 page 46).

$$C_e(z) = C_t(z)^2 \times C_r(z)^2 \times \left[ 1 + \frac{7 \times K_T}{C_r(z) \times C_t(z)} \right]$$

Avec :

- $C_T$  : coefficient de la topographie, qui prend en compte l'accroissement de la vitesse du vent, sa valeur est donnée par RNV99 (tab 2.5 page 48).

site plat  $\rightarrow C_T(Z_{eq}) = 1$

- $K_T$  : Facteur de terrain sa valeur est donnée par RNV99 (tableau 2.4 page 47).
- $C_r$  : Coefficient de rugosité, traduit l'influence de la rugosité et sur la vitesse moyenne du vent, sa valeur est définie par la loi logarithmique.

$$C_r(z) = K_T \times \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \dots \dots \dots \text{pour } z_{min} < z < 200 \text{ m}$$

$$C_r(z) = K_T \times \ln\left(\frac{z_{min}}{z_0}\right) \dots \dots \dots \text{pour } z \leq z_{min}$$

Avec :

- $Z_0$  : paramètre de rugosité.
- $Z_{min}$  : hauteur minimale.

Sa valeur ( $Z_0, Z_{min}$ ) est donnée par RNV99 (tab 2.4 page 47).

Catégories de terrain	$K_T$	$z_0$ (m)	$z_{min}$ (m)	$\epsilon$
<b>I</b> En bord de mer, au bord d'un plan d'eau offrant au moins 5 km de longueur au vent, régions lisses et sans obstacles.	0,17	0,01	2	0,11

**Tableau .IV.2.** Définition des catégories de terrain

**Détermination de Coefficient de topographie :**

Site	$C_t(z)$
site plat ( $\Phi < 0,05$ , voir § 4.3.4)	1
site aux alentours des vallées et oueds sans effet d'entonnoir	1
site aux alentours des vallées et oueds avec effet d'entonnoir	1,3
site aux alentours des plateaux	1,15
site aux alentours des collines	1,15
site montagneux	1,5

**Tableau .IV.3.** Coefficient de topographie

Donc :  $C_t = 1$

#### IV.1.2.4. Détermination des coefficients de pression extérieure $C_{pe}$ :

	Z(j)	$C_r$	$C_t$	$C_e$	$Q_{réf}$	$Q_{dyn}$
<b>RDC</b>	4,42	1,03552268	1	2,30457921	375	864,217204
<b>SERVICE</b>	7,48	1,12495851	1	2,60423226	375	976,587099
<b>1</b>	10,54	1,18325911	1	2,80818048	375	1053,06768
<b>2</b>	13,6	1,2265908	1	2,96416803	375	1111,56301
<b>3</b>	16,66	1,26109074	1	3,09104783	375	1159,14294
<b>4</b>	19,72	1,2897566	1	3,19828244	375	1199,35592
<b>5</b>	22,78	1,31427903	1	3,29132143	375	1234,24554
<b>6</b>	25,84	1,33570596	1	3,37360049	375	1265,10018
<b>7</b>	28,9	1,354732	1	3,44742988	375	1292,78621
<b>8</b>	31,96	1,3718414	1	3,5144401	375	1317,91504

**Tableau IV.4.** Valeurs de  $C_r$  et  $C_e$  et de  $Q_{dyn}$  Selon la hauteur Z

Les coefficients de pression externe  $C_{pe}$  des constructions à base rectangulaire dépendent de la dimension de la surface chargée est donnée par RNV99 (for 5.1 page 64).

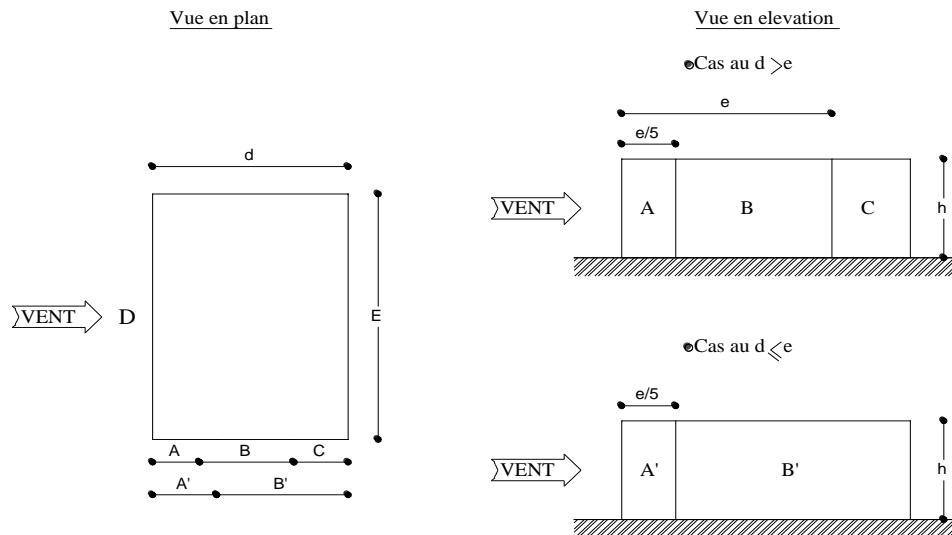
- $C_{pe} = C_{pe1}$  Si  $S \leq 1 \text{ m}^2$ .
- $C_{pe} = C_{pe1} + (C_{pe10} - C_{pe1}) * \log_{10}(S)$ . Si  $1 \text{ m}^2 < S < 10 \text{ m}^2$ .
- $C_{pe} = C_{pe10}$  Si  $S \geq 10 \text{ m}^2$ .

Avec :

- $S (m^2)$ : désigne la surface chargée de la paroi considérée.

➤ **Parois verticales :**

D'après **RNV99 (fig5.1 page 64)** il faut diviser les parois comme l'indique la figure suivante :



**FigureIV.3** légendes pour les parois verticales

**a. Sens transversal (Y-Y) :**

- $e = \text{Min}[b, 2h]$ .
- $h = 31.96 \text{ m}$      $d = 36.84 \text{ m}$      $b = 22.91 \text{ m}$

Donc : →  $e = b = 22.91 \text{ m}$ .

Avec :

- $b$  : La dimension horizontale perpendiculaire à la direction du vent prise à la base de la construction.
- $h$  : La hauteur totale de la construction.
- $d$  : est la dimension parallèle à la direction du vent.

On a  $d \leq e$  donc :

La surface de la paroi considérée est:

$S = b \times h = 22.91 \times 31.96 = 732.20\text{m}^2 > 10\text{m}^2$

- Donc :  $C_{pe} = C_{pe10}$

A	B	C	D	E
$C_{pe}$	$C_{pe}$	$C_{pe}$	$C_{pe}$	$C_{pe}$
-1.00	-0.80	-0.50	+0.8	-0.3

Tableau IV.5. Coefficients de pression extérieure des parois verticales(Y-Y)

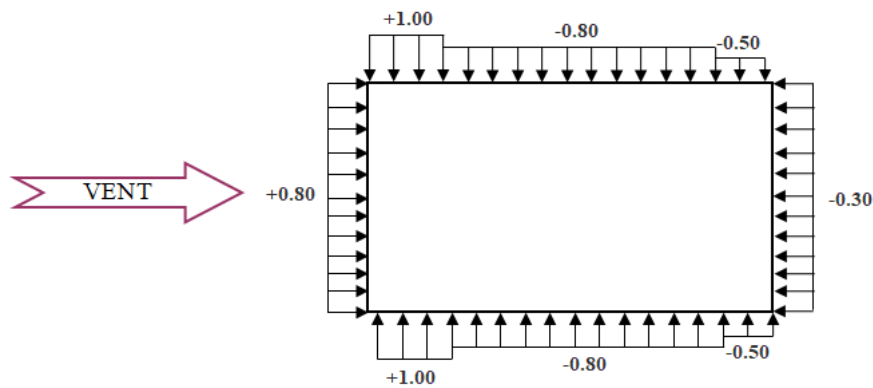


Figure IV.4 La répartition du vent sur les parois verticales Sens Y-Y

b. Sens longitudinal(X-X) :

- $e = \text{Min}[b, 2h].$
- $h = 31.96 \text{ m} \quad d = 22.91 \text{ m} \quad b = 36.84 \text{ m}$

Donc :  $\rightarrow e = b = 36.84\text{m}.$

On a :  $d \leq e \rightarrow$  donc :

La surface de la paroi considérée est :

$S = b \times h = 36.84 \times 31.96 = 1177.4 \text{ m}^2 > 10\text{m}^2$

- Donc :  $C_{pe} = C_{pe10}$

A'	B'	D	E
$C_{pe}$	$C_{pe}$	$C_{pe}$	$C_{pe}$

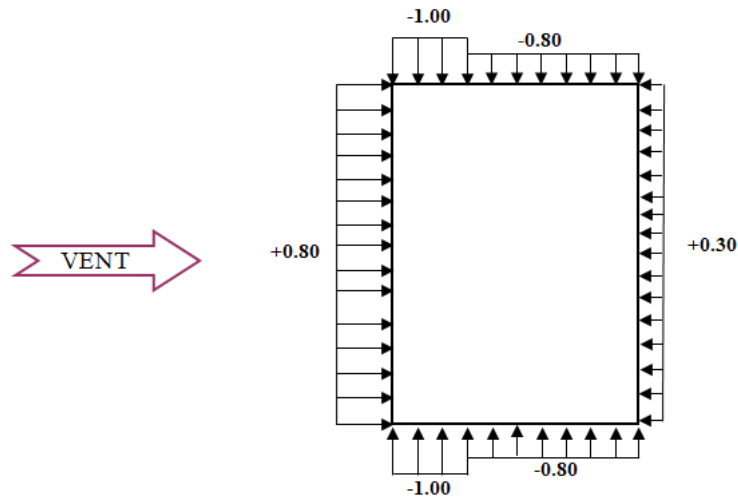
-1.00

-0.80

+0.8

-0.3

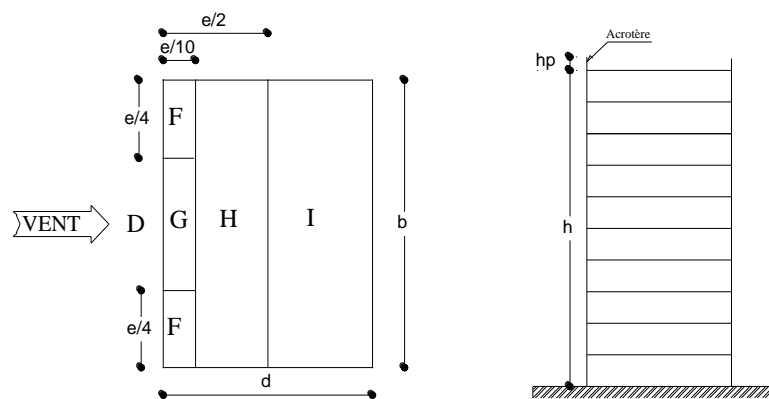
**Tableau IV.6.** Coefficients de pression extérieure des parois verticales(X-X)



**Figure IV.5.** La répartition du vent sur les parois verticales Sens X-X

➤ **Toitures plates :**

Les toitures plates sont celles dont la pente est inférieure ou égale à 4°. Il convient de diviser la toiture comme l'indique la figure c'est après (RNV99 page65).



**Figure IV.6.** Légende pour les toitures plates.

Donc d'après **RNV99 (tableau 5.2 page 66)**, les valeurs de coefficient de pression extérieur sont représentées dans le tableau suivant :

	F		G		H		I	
	$C_{pe10}$	$C_{pe1}$	$C_{pe10}$	$C_{pe1}$	$C_{pe10}$	$C_{pe1}$	$C_{pe10}$	$C_{pe1}$
$h_p/h = 0.025$	-1.6	-2.2	-1.1	-1.8	-0.7	-1.2	$\pm 0.2$	
$h_p/h = 0.05$	-1.4	-2.0	-0.9	-1.6	-0.7	-1.2	$\pm 0.2$	
$h_p/h = 0.10$	-1.2	-1.8	-0.8	-1.4	-0.7	-1.2	$\pm 0.2$	

Tableau IV.7. Coefficients de pression extérieur de la terrasse

Dans notre cas :  $\frac{h_p}{h} = \frac{0.6}{31.96} = 0.018$

- $h_p$  : la hauteur de l'acrotère.

a. : Sens (X-X) :

- $e = \min[b; 2h] \rightarrow e = 36.84m$

Avec :

- $b$  : dimension du côté perpendiculaire au vent.
- $h$  : la hauteur totale.

Les zones de pression et les valeurs respectives des coefficients correspondant à ces zones sont montrées sur la figure suivante :

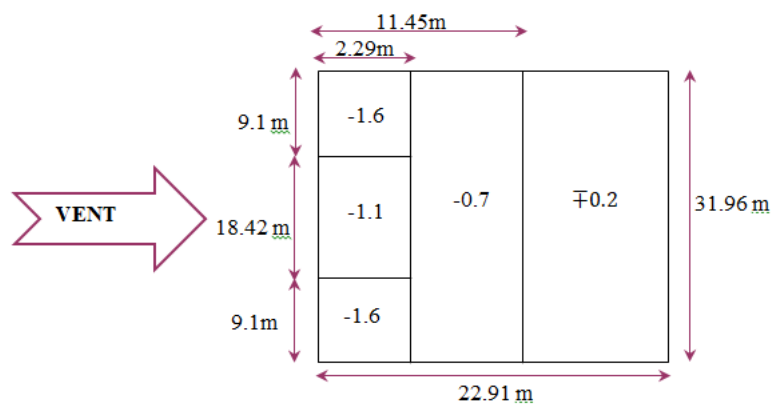


Figure IV.7. La distribution de Cpe sur la toiture sens X-X

b. Sens (Y-Y) :

- $e = \min[b; 2h] \rightarrow e = 22.91m$

Avec :

- **b** : dimension du côté perpendiculaire au vent.
- **h** : la hauteur totale.

Les zones de pression et les valeurs respectives des coefficients correspondant à ces zones sont montrées sur la figure suivante :

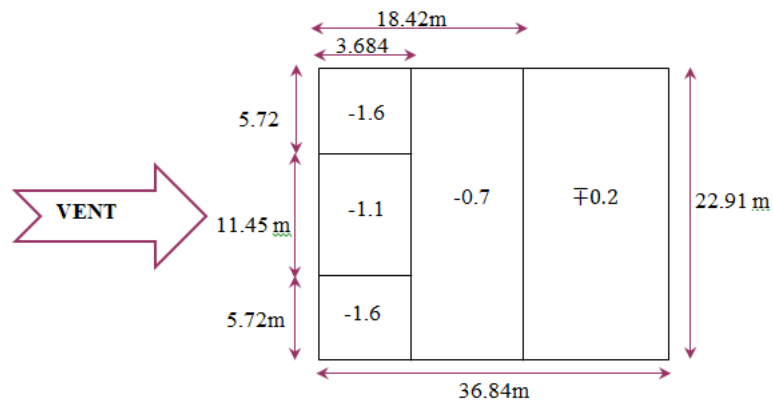


Figure IV.8. La distribution de  $C_{pe}$  sur la toiture sens Y-Y

**IV.1.2.5. Détermination du coefficient de pression nette  $C_p$  :**

Le coefficient de pression  $C_p$  est calculé à l'aide de la formule suivante :

- $C_p = C_{pe} - C_{pi}$

**IV.1.2.5.1. Détermination des coefficients de pression intérieure  $C_{pi}$  :**

D'après **RNV99 (art 2.2.2 page 79)** Le coefficient de pression intérieure  $C_{pi}$  des bâtiments avec cloisons intérieures et :  $C_{pi} = 0.8$  et  $C_{pi} = -0.5$ .

Sens X-X :

**1. Pour :  $C_{pi} = 0.8$ .**

ZONE	$C_{pi}$	$C_{pe} = C_{pe10}$	$C_p$
A	0.8	-1.0	-1.8
B	0.8	-0.8	-1.6
C	0.8	-0.5	-1.3
D	0.8	+0.8	0



E	0.8	-0.3	-1.1
---	-----	------	------

**Tableau IV.8.** Coefficient de pression de vent pour  $C_{pi} = 0.8$  Sens X-X

**2. Pour :  $C_{pi} = -0.5$**

ZONE	$C_{pi}$	$C_{pe} = C_{pe10}$	$C_p$
A	-0.5	-1.0	-0.5
B	-0.5	-0.8	-0.3
C	-0.5	-0.5	0
D	-0.5	+0.8	+1.3
E	-0.5	-0.3	+0.2

**Tableau IV.9.** Coefficient de pression de vent pour  $C_{pi} = -0.5$  Sens X-X

Sens Y-Y :

**1. Pour :  $C_{pi} = 0.8$ .**

ZONE	$C_{pi}$	$C_{pe} = C_{pe10}$	$C_p$
A'	0.8	-1.0	-1.8
B'	0.8	-0.8	-1.6
D	0.8	+0.8	0
E	0.8	-0.3	-1.1

**Tableau IV.10.** Coefficient de pression de vent pour  $C_{pi} = 0.8$  Sens Y-Y

**2. Pour :  $C_{pi} = -0.5$**

ZONE	$C_{pi}$	$C_{pe} = C_{pe10}$	$C_p$
A'	-0.5	-1.0	-0.5
B'	-0.5	-0.8	-0.3
D	-0.5	+0.8	+1.3
E	-0.5	-0.3	+0.2

**Tableau IV.11.** Coefficient de pression de vent pour  $C_{pi} = -0.5$  Sens Y-Y

**IV.2.7. Calcul de la pression due au vent :**

Pour les constructions de catégorie I, le calcul est fondé sur la détermination de la pression du vent sur les parois, lesquelles sont considérées rigides, La valeur du coefficient de pression de vent  $q_j$  et donnée par **RNV99 (for 2,1 page 40)**:

$$q_j = C_d \times w(z_j),$$

$C_d$  : Coefficient dynamique de la construction

**W (N/m<sup>2</sup>)** : La pression nette exercée sur l'élément de surface  $j$ , calculée à la hauteur

**Z<sub>j</sub>** : relative à l'élément de surface  $j$ ,

**W<sub>j</sub>**: est obtenu à l'aide de la formule suivante :

$$W_j = q_{dyn}(z_j) \times [C_{pe} - C_{pi}]$$

On prend par exemple :  $Z_j = 31.96 \text{ m} \Rightarrow q_{dyn} = 864,217 \text{ N/m}^2$

➤ **Pour  $C_{pi} = 0,8$  :**

- **Sens transversal (X-X) :**

ZONE	$C_{pi}$	$C_{pe}$	$W_j[\text{N/m}^2]$	$q_j [\text{N/m}^2]$
A	0,8	-1,0	-1555,591	-1431,143
B	0,8	-0,8	-1382,747	-1272,127
C	0,8	+0,5	-259,265	-238,524
D	0,8	+0,8	0,000	0,000
E	0,8	-0,3	-950,639	-874,588

**Tableau. IV.12.** : Calcul de pression due au vent pour  $C_{pi}=0.8$  suivant sens (X-X)

**Sens longitudinal (Y-Y) :**

ZONE	$C_{pi}$	$C_{pe}$	$W_j[\text{N/m}^2]$	$q_j [\text{N/m}^2]$
A'	0,8	-1,0	-1555,591	-1462,255
B'	0,8	-0,8	-1382,747	-1299,782
D	0,8	+0,8	0,000	0,000

E	0,8	-0,3	-950,639	-893,600
---	-----	------	----------	----------

**Tableau IV.13** : Calcul de pression due au vent pour Cpi=0.8 suivant sens (Y-Y)

- Pour Cpi = -0,5  
- Sens transversal (X-X) :

ZONE	C <sub>pi</sub>	C <sub>pe</sub>	W <sub>j</sub> [N/m <sup>2</sup> ]	q <sub>j</sub> [N/m <sup>2</sup> ]
A'	-0,5	-1,0	-432,109	-397,540
B'	-0,5	-0,8	-259,265	-238,524
C	-0,5	+0,5	864,217	795,080
D	-0,5	+0,8	1123,482	1033,604
E	-0,5	-0,3	172,843	159,016

**Tableau .IV.14** : Calcul de pression due au vent pour Cpi=-0.5 suivant sens (X-X)

- Sens longitudinal (Y-Y) :

ZONE	C <sub>pi</sub>	C <sub>pe</sub>	W <sub>j</sub> [N/m <sup>2</sup> ]	q <sub>j</sub> [N/m <sup>2</sup> ]
A'	-0,5	-1,0	-432,109	-406,182
B'	-0,5	-0,8	-259,265	-243,709
D	-0,5	+0,8	1123,482	1056,073
E	-0,5	-0,3	172,843	162,473

**Tableau IV.15** : Calcul de pression due au vent pour Cpi=-0.5 suivant sens (Y-Y)

#### IV.2.8. Calcul des forces de frottement $f_{fr}$ :

Une force complémentaire doit être introduite pour les constructions allongées de catégorie I,

Pour tenir compte du frottement qui s'exerce sur les parois parallèles à la direction du vent,

La force de frottement  $f_{fr}$  est donnée par **RNV99 (formule 2,8 pages 43)** :

$$f_{fr} = \sum (q_{dyn}(z_j) \times C_{fr,j} \times S_{fr,j})$$

**j** : indique un élément de surface parallèle à la direction du vent,

**Z<sub>j</sub>**: La hauteur du centre de l'élément j,

**S<sub>fr, j</sub>** : aire de l'élément de surface j,

**C<sub>fr, j</sub>** : coefficient de frottement pour l'élément de surface j,

D'après **RNV99 (l'artc1, 4,2 page 41)**, Les forces de frottement qui doivent être calculées sont celles pour lesquelles le rapport :  $\frac{d}{b} \geq 3 \frac{d}{h} \geq 3$  soit vérifie

Avec b : la dimension de la construction perpendiculaire au direction du vent

**h** : la hauteur de la construction,

**d** : la dimension de la construction parallèle au direction du vent,

➤ **Sens transversal (X-X) :**

b = 36.84 m; d = 22.91 m; h = 31.96m,

$$\frac{d}{b} = \frac{22.91}{36.84} = 0.62 > 3 \dots \dots \dots \text{CNV}$$

$$\frac{d}{h} = \frac{22.91}{31.96} = 0.72 > 3 \dots \dots \dots \text{CNV}$$

➤ **Sens longitudinal (Y-Y) :**

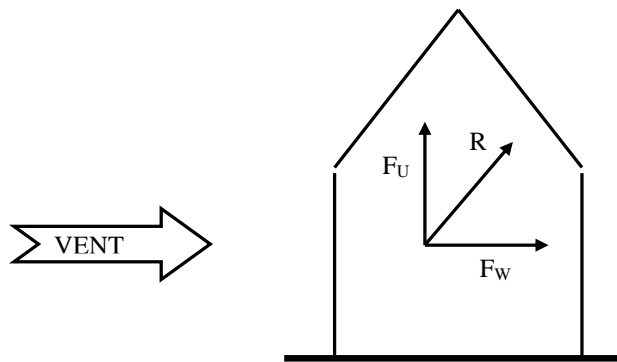
b = 22.91m; d = 36.84 m; h = 31.96m,

$$\frac{d}{b} = \frac{36.84}{22.91} = 1.6 > 3 \dots \dots \dots \text{CNV}$$

$$\frac{d}{h} = \frac{36.84}{31.96} = 1.15 > 3 \dots \dots \dots \text{CNV}$$

**IV.2.9. Détermination de la force résultante :**

La force résultante R se décompose en deux forces ; horizontale et verticale (voir la figure ci-après) :



**Figure IV.9 : Force résultante R**

**FW :** correspond à la résultante des forces horizontales agissant sur les parois verticales de la

Construction et de la composante horizontale des forces appliquées à la toiture,

**FU :** Composante verticale des forces appliquées à la toiture,

La force résultante R est donnée par la formule :

$$R = \sum (q_i \times S_i) + \sum f_{rj}$$

**$\Sigma$ :** la Somme vectorielle (pour tenir compte du sens des forces)

**qj :** Pression du vent exercé sur l'élément de surface j,

**Si :** Aire de l'élément de surface j,

**frj:** Forces de frottement,

L'ensemble des résultats est porté dans le tableau suivant :

Z j	Zone	Sx	Sy	qdyn	qjx	qjy	Rx	Ry
[m]		[m <sup>2</sup> ]	[m <sup>2</sup> ]	[N/m <sup>2</sup> ]	[N/m <sup>2</sup> ]	[N/m <sup>2</sup> ]	[N]	[N]
4,42	-1,1	162,83	101,26	864,2172	-874,58	-893,60	-142409	-90486
7,48	-1,1	112,73	70,1	976,5871	-988,30	-1009,7	-111412	-70786,4
10,54	-1,1	112,73	70,1	1053,068	-1065,7	-1088,8	-120137	-76329,9
13,6	-1,1	112,73	70,1	1111,563	-1124,9	-1149,3	-126810	-80569,9

16,66	-1,1	112,73	70,1	1159,143	-1173,1	-1198,5	-132238	-84018,6
19,72	-1,1	112,73	70,1	1199,356	-1213,7	-1240,1	-136826	-86933,4
22,78	-1,1	112,73	70,1	1234,246	-1249,1	-1276,2	-140806	-89462,3
25,84	-1,1	112,73	70,1	1265,1	-1280,3	-1308,1	-144326	-91698,8
28,9	-1,1	112,73	70,1	1292,786	-1308,3	-1336,7	-147485	-93705,5
31,96	-2,4	112,73	70,1	1317,915	-2909,9	-2973,2	-328039	-208422
31,96	-1,9	112,73	70,1	1317,915	-2303,7	-2353,8	-259698	-165001
31,96	-1,5	112,73	70,1	1317,915	-1818,72	-1858,26	-205025	-130264
<b>TOTAL</b>							-1995211	-1267678

**Tableau.IV.16** :La force résultante R

$$R_x = -2337758.40$$

$$R_y = -1623489.60$$

- **Conclusion :**

Par une comparaison des actions du vent à celle du séisme, on remarque que celles-ci sont plus importantes. Et la probabilité d'avoir les deux actions simultanément est faible, et pour cela on peut négliger l'effet du vent.

**CHAPITRE V :**  
**Etude sismique**

## V. Etude sismique

### V.1. Introduction :

Un séisme peut prendre naissance en profondeur, lorsque les forces de tension accumulées dépassent un certain seuil, qui est fonction de la nature du sol en place, et en particulier de leur limite d'élasticité. Il est caractérisé par un point de rupture, appelé hypocentre, situé à une profondeur variable ; on parle de séisme superficiel pour une profondeur de foyer inférieure à 100km, et de séisme Profond pour une profondeur de foyer supérieure à 300km. En surface, les séismes se manifestent par des effets destructeurs variés, qui sont principalement fonction de leur intensité. Le Nord de l'Algérie est une région où de violents séismes peuvent se produire. Ainsi il est utile de souligner que lors de la dernière décennie pas moins de 03 séismes de magnitude supérieure ou égale à 5.5 sur l'échelle de Richter ont eu lieu. Ces séismes qui ont touché aussi bien les régions du centre que les régions ouest du pays, ont provoqué d'importants dégâts matériels, et occasionné la perte de nombreuses vies humaines, à moins que les constructions ne soient conçues et construites de manière adéquates pour résister aux secousses sismiques. On comprend par « manière adéquate » la conformité de la construction vis à vis des normes parasismiques en vigueur (RPA99/version 2003).

### V.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.**



### V.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

#### V.3.1. Méthode statique équivalente :

##### V.3.1.1. Principe de la méthode :

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents au mouvement du sol dans une direction quelconque dans le plan horizontal.

Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies à priori par le projeteur.

##### V.3.1.2. Modélisation :

Le modèle du bâtiment à utiliser dans chacune des deux directions de calcul est plan avec les masses concentrées au centre de gravité des planchers et un seul degré de liberté en translation horizontale par niveau sous réserve que les systèmes de contreventement dans les deux (2) directions puissent être découplés.

- La rigidité latérale des éléments porteurs du système de contreventement est calculée à partir des sections non fissurées pour les structures en béton armé ou en maçonnerie.
- Seul le mode fondamental de vibration de la structure est à considérer dans le calcul de la force sismique totale.

##### V.3.1.3. Domaine d'application :

Les conditions d'application de la méthode statique équivalente sont citées dans l'article 4.1.2 du RPA 99. Ces conditions sont restées inchangées dans l'ADDENDA 2003.

### V.3.2. Méthode d'analyse modale spectrale :

#### V.3.2.1. Principe de la méthode :

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

Les modes propres dépendent de la masse de la structure, de l'amortissement et des forces d'inerties.

#### V.3.2.2. Modélisation :

Le modèle de bâtiment à utiliser doit représenter au mieux les distributions des rigidités et des masses de façon à prendre en compte tous les modes de déformations significatifs dans le calcul des forces d'inerties sismiques.

**a)** Pour les structures régulières en plan comportant des planchers rigides, l'analyse est faite séparément dans chacune des deux directions principales du bâtiment. Celui-ci est alors représenté dans chacune des deux directions de calcul par un modèle plan, encastré à la base et où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec un seul DDL en translation horizontale.

**b)** Pour les structures irrégulières en plan, sujettes à la torsion et comportant des planchers rigides, elles sont représentées par un modèle tridimensionnel, encastré à la base et où les masses sont

concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec trois (03) DDL (2 translations horizontales et une rotation d'axe vertical).

**c)** Pour les structures régulières ou non comportant des planchers flexibles, elles sont représentées par des modèles tridimensionnels encastrés à la base et à plusieurs DDL par plancher.

**d)** La déformabilité du sol de fondation doit être prise en compte dans le modèle toutes les fois où la réponse de la structure en dépend de façon significative.

**e)** Le modèle de bâtiment à utiliser doit représenter au mieux les distributions des rigidités et des masses de façon à prendre en compte tous les modes de déformation significatifs dans le calcul des forces d'inertie sismiques (ex : contribution des zones nodales et des éléments non structuraux à la rigidité du bâtiment).

**f)** Dans le cas des bâtiments en béton armé ou en maçonnerie la rigidité des éléments porteurs doit être calculée en considérant les sections non fissurées. Si les déplacements sont critiques particulièrement dans le cas de structures associées à des valeurs élevées du coefficient de comportement, une estimation plus précise de la rigidité devient nécessaire par la prise en compte de sections fissurées.

Alors la modélisation se base essentiellement sur quatre critères propres à la structure et au site d'implantation :

- **La régularité en plan.**
- **La rigidité des planchers.**
- **Le nombre de degrés de liberté des masses concentrées.**
- **La déformabilité du sol de fondation.**

#### **V.3.2.3. Domaine d'application :**

La méthode dynamique est une méthode générale et plus particulièrement quand la méthode statique équivalente ne s'applique pas.

**Spectre de réponse :** Courbes permettant d'évaluer la réponse d'un bâtiment à un séisme passé ou futur

#### **V.3.3. Méthode d'analyse dynamique par accélélogramme :**

Le même principe 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 accélélogramme 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.

**accélélogramme :** en mécanique, enregistrement d'accéléromètre, appareil de mesure de l'accélération d'un objet

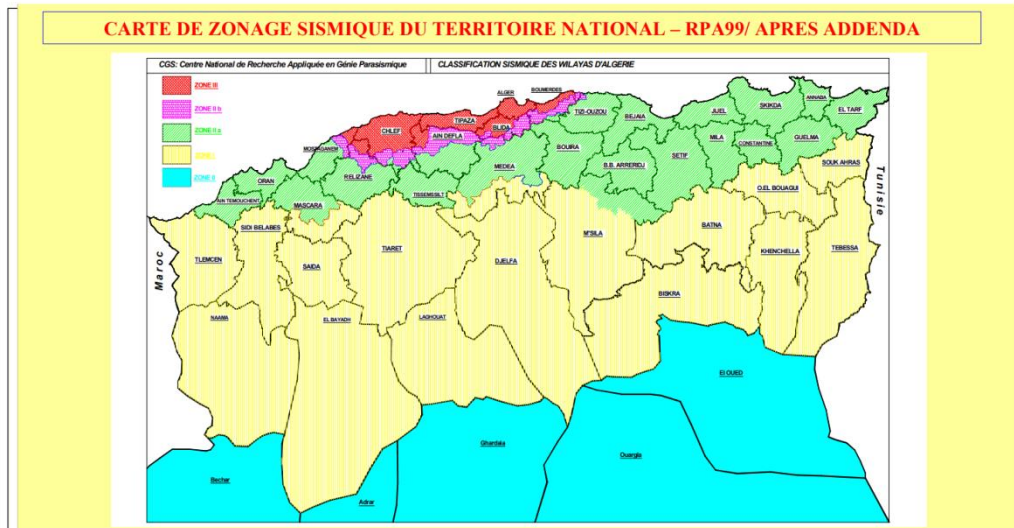
#### **V.4. Classification de l'ouvrage selon le RPA 99 version 2003 :**

##### **V.4.1. Classification des zones sismiques :**

Le territoire national est divisé en quatre (04) zones de sismicité croissante, définies sur la carte des zones de sismicité et le tableau associé qui précise cette répartition par wilaya et par commune, soit :

- **ZONE 0 :** sismicité négligeable.

- **ZONE I :** sismicité faible.
- **ZONE IIa et IIb :** sismicité moyenne.
- **ZONE III :** sismicité élevée.



**Figure.V.1** carte de zonage sismique du territoire national

Dans notre cas, **ANNABA** située dans une zone de sismicité élevée ‘**ZONE IIa**’

**V.4.2. Classification de l’ouvrage :**

La classification des ouvrages se fait sur le critère de l’importance de l’ouvrage relativement au niveau sécuritaire, économique et social.

- **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.

Notre ouvrage est un bâtiment à usage d’habitation classé comme ouvrage de moyenne importance, donc c’est le « **groupe d’usage 2** ».

**Groupe 2 : Ouvrages courants ou d’importance moyenne**

- Ouvrages non classés dans les autres groupes 1A, 1B ou 3 tels que :

- Bâtiments d’habitation collective ou à usage de bureaux dont la hauteur ne dépasse pas 48m.

- Autres bâtiments pouvant accueillir au plus 300 personnes simultanément tels que, bâtiments à usage de bureaux, bâtiments industriels,...
- Parkings de stationnement publics,...

Groupe	Zone			
	I	II <sub>a</sub>	II <sub>b</sub>	III
1A	0.15	0.25	0.30	0.40
1B	0.12	0.20	0.25	0.30
2	0.1	0.15	0.20	0.25
3	0.07	0.10	0.14	0.18

Tableau.V.1.Coefficient d'accélération de zone A.

Donc le Coefficient d'accélération de zone est : **A = 0.15**

**V.4.3 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

Le site est un « **Site Meuble** ».

**Catégorie S3 (site meuble)** : Dépôts épais de sables et graviers moyennement denses ou d'argile moyennement raide avec  $VS \geq 200$  m/s à partir de 10 m de profondeur.

**0.15 s T2 = 0.50 s**

Tableau 4.7 : Valeurs de T<sub>1</sub> et T<sub>2</sub>

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

Tableau.V.2.valeurs de T1 et T2

V.4.4 La classification du système de contreventement :

Cat	Description du système de contreventement (voir chapitre III § 3.4)	Valeur de R
<b>A</b>	<b>Béton armé</b>	
1a	Portiques autostables sans remplissages en maçonnerie rigide	5
1b	Portiques autostables avec remplissages en maçonnerie rigide	3,5
2	Voiles porteurs	3,5
3	Noyau	3,5
4a	Mixte portiques/voiles avec interaction	5
4b	Portiques contreventés par des voiles	4
5	Console verticale à masses réparties	2
6	Pendule inverse	2

Tableau .V. 3. Classification de la structure selon le système de contreventement.

Selon la structure le système de contreventement soit dans le cat 4a ou 4b

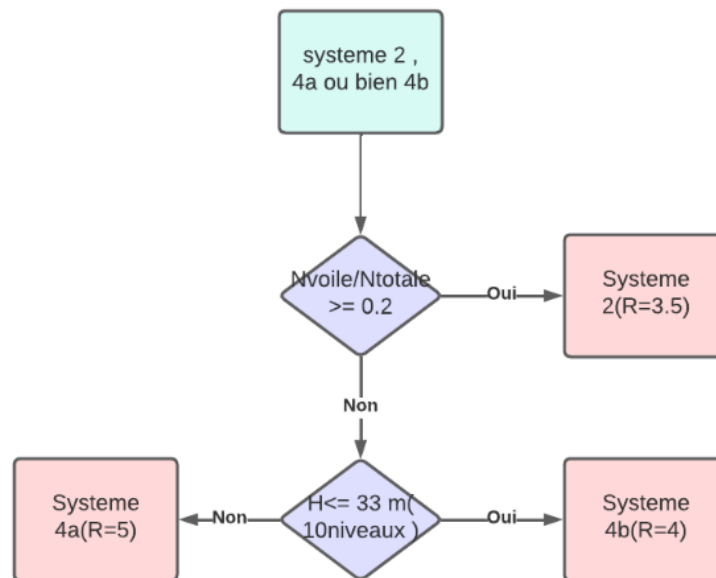
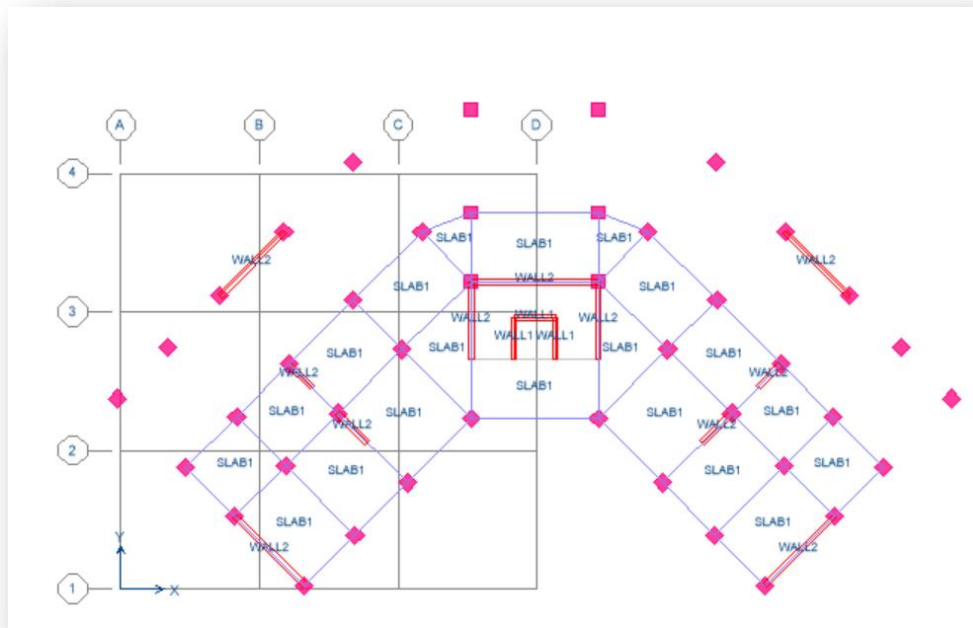


Figure.V.2 L’organigramme du choix du système de contreventement

On propose la disposition des voiles suivantes pour déterminer le coefficient de comportement du bloc :



$N_{voile}/N_{total} \geq 0.2$

$N_{voile} = 426515,68$

$N_{totale} = 827190,58$

$426515,68 / 827190,58 = 0.51$

Le système de contreventement de notre ouvrage est des voiles porteurs, donc le coefficient de comportement  $R = 3.5$

V.4.5 valeurs du coefficient CT :

Tableau 4.6 : valeurs du coefficient CT

Cas n°	Système de contreventement	CT
1	Portiques autostables en béton armé sans remplissage en maçonnerie	0,075
2	Portiques autostables en acier sans remplissage en maçonnerie	0,085
3	Portiques autostables en béton armé ou en acier avec remplissage en maçonnerie	0,050
4	Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé, des palées triangulées et des murs en maçonnerie	0,050

Tableau.V.4. valeur du coefficient CT

La valeur du coefficient  $\alpha = 0,050$

V.4.6 Classification des ouvrages selon leur configuration :

Régularité en plan :

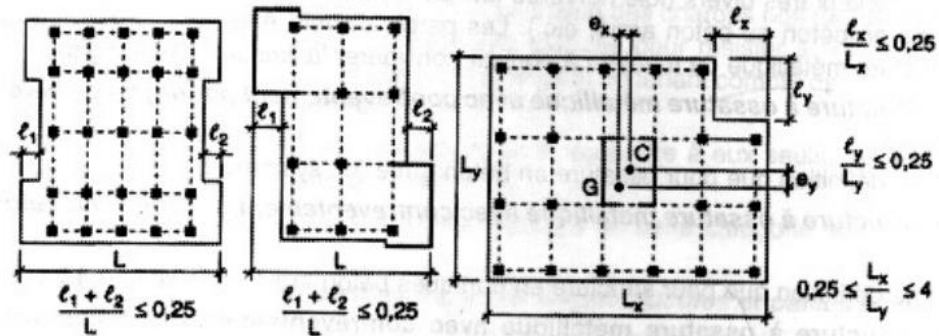


Figure.V.3 : limites des décrochements en plan

$l_x/L_x = 19.55/31.8 = 0.61 < 0.25$ .....C.N.V

$l_y/L_y = 14.05/31.8 = 0.44 < 0.25$ .....C.N.V

Donc notre structure est classée comme une structure irrégulière.

Régularité en élévation :

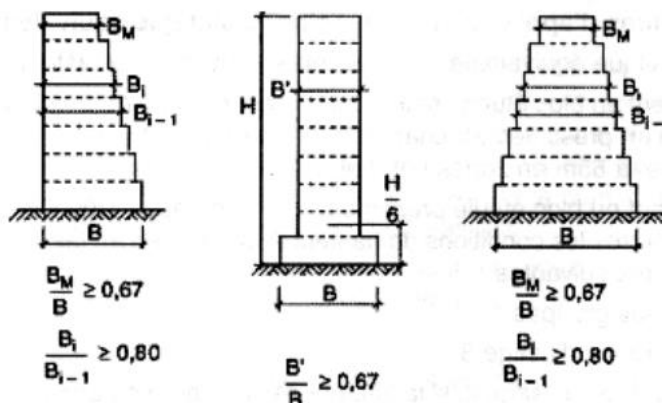


Figure.V.4 limites des décrochements en élévation

$(B')/B \geq 0.67$ ..... C.N.V

La structure est irrégulière en élévation



Classification des zone ssismique	Bâtiment implanté en zone III	Colonne1
Classification des ouvrages selon leur importance	Groupe 2	A=0.15
Classification des sites	Site meuble S3	T1 = 0.15 s T2 = 0.50 s
Classification des systèmes de contreventements	Voiles porteurs	R = 3,5
Coefficient, fonction du système de contreventement	cas 4	CT = 0.05
Classification de l'ouvrageselon sa configuration	irrégulier en élévationet irrégulier en plan	Bâtiment régulier
La hauteur de la structure	H= 31,96m	

Tableau .V. 5. Classification de l'ouvrage selon RPA version 2003

Le chargement sismique 'E' sera généré automatiquement, en introduisant le spectre du RPA99v2003, qui dépend des coefficients suivants :

#### V.4.7 Facteur de qualité Q :

Pq		
Critère q	Observé	N/observé
1- conditions minimales sur les files de contreventement	0	-
2- Redondance en plan	0	-
3- Régularité en plan	-	0,05
4- Régularité en élévation	-	0,05
5- contrôle de la qualité des matériaux	0	-
6- contrôle de la qualité de l'exécution	-	0.1

**Tableau .V.6.** valeurs des pénalités  $P_q$ Facteur de qualité  $Q=1+\sum P_q$  D'où  $Q= 1,20$ **V.4.8** facteur de correction d'amortissement  $\eta$  :Donnée par **RPA99v2003 (for 4.3 pages 46)** :  $\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0.7$ **V.4.9** Pourcentage d'amortissement critique  $\xi$  :Donnée par **RPA99v2003 (tab 4.2 page 26)**,  $\xi = 10\%$  pour voile en béton armé**V.5. La modélisation de la structure :**

Dans l'analyse de la structure, la modélisation est une phase importante. Les résultats obtenus de l'étude d'un modèle choisi ne peuvent être assimilés à ceux de la structure réelle que si le comportement du modèle choisi reflète d'une manière appréciable le comportement réel de la structure, c'est dans cette option que nous devons choisir le modèle le plus approprié.

L'analyse se fera automatiquement par un logiciel de calcul "**ETABS 9.7.0**" après discrétisation de la structure en élément fini ; ce logiciel offre la possibilité de faire un calcul plus exacte et plus simple avec la possibilité d'une étude statique et dynamique toutes en même temps-

➤ **Présentation du logiciel ETABS 9.7.0 :**

**L'ETABS 9.7.0** est un logiciel de calcul et de modélisation des structures d'ingénierie, relevant du domaine des bâtiments, travaux publics et constructions hydrauliques.

**ETABS** offre des nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception et de vérification des structures en béton armé, ainsi il facilite considérablement l'interprétation et l'exploitation des résultats et la mise en forme des notes de calcul et des rapports explicatifs.

Il est basé sur la méthode des éléments finis et sur la théorie de l'élasticité linéaire pour la version qu'on utilise.

➤ **Concept de base de la M.E.F :**

La méthode des éléments finis est une généralisation de la méthode de déformation pour les cas des structures ayant des éléments plans ou volumineux. La méthode considère le

milieu continu (solide, liquide ou gazeux) constituant la structure comme un assemblage discret d'éléments interconnectés.

La structure étant ainsi subdivisée en un maillage approprié peut être analysée d'une manière similaire à celle utilisée dans la théorie des poutres. Pour chaque type d'éléments une fonction de déformation (fonction de forme) de forme polynomiale est choisie pour représenter aussi fidèlement que possible la déformée de l'élément. La relation liant la force nodale  $[F]$  au déplacement  $[\delta]$  peut-être dérivée sur la base de principe de l'énergie minimale, cette relation est connue sous le nom de matrice de rigidité  $[K]$  de l'élément. Un système d'équations algébriques linéaires peut être établi en assemblant les éléments et en imposant l'équilibre de chaque nœud. La solution du système nous donne les déformations et par suite les forces et les contraintes peuvent être déduites.

➤ **Pourquoi l'ETABS :**

Nous avons fait appeler au logiciel (ETABS) pour déterminer :

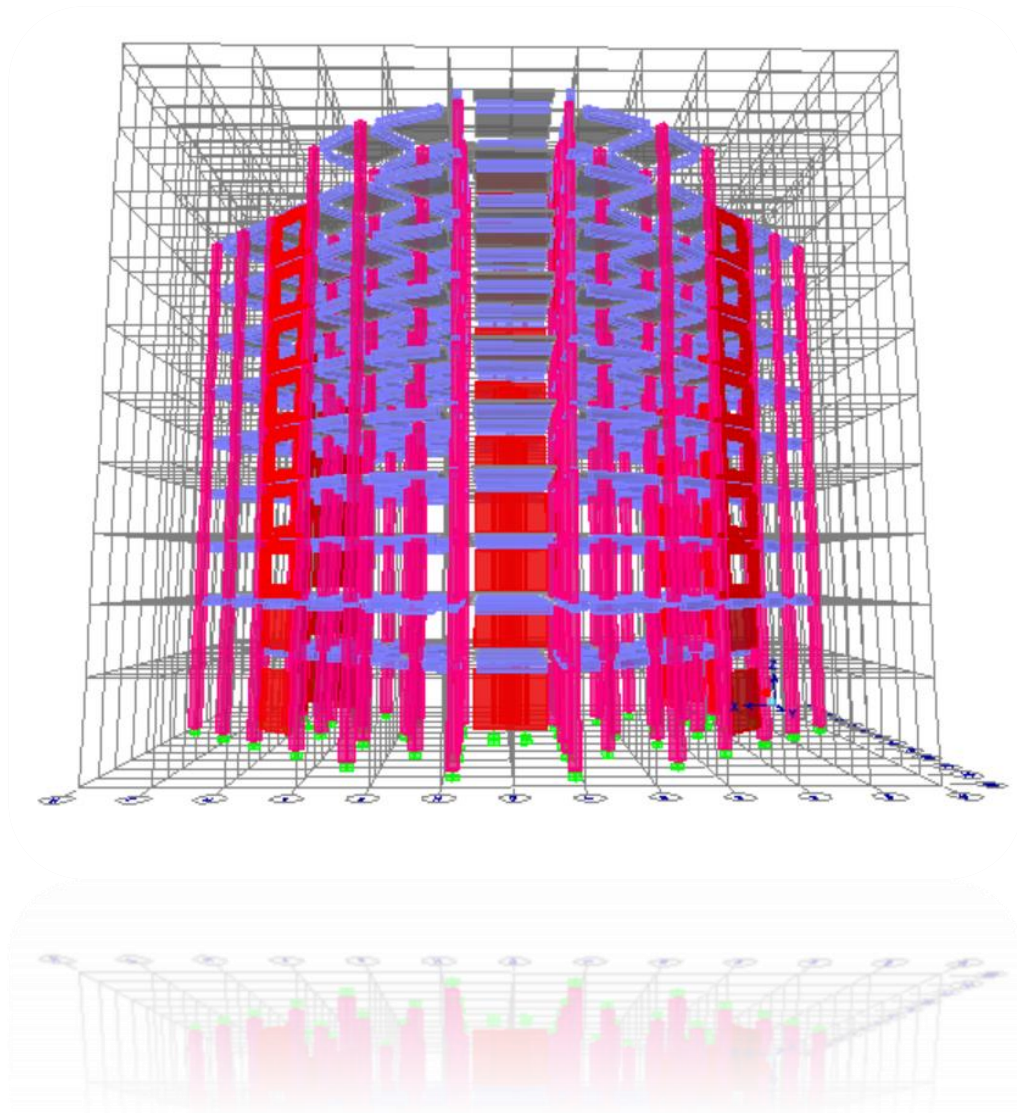
- Les périodes propres.
- Les coefficients de participation modale  $\alpha_i$ .
- Les déplacements des planchers.
- Les forces sismiques.

➤ **Démarches de modélisation de notre structure :**

Lors de modélisation de notre structure en ETABS dans une fenêtre d'utilisation complètement graphique, on a suivi les étapes suivantes :

1. Définition de la grille
2. La définition du matériau (béton)
3. La définition des sections
4. Dessine de la structure
5. La définition des charges verticales
6. Le chargement de la structure par les charges verticales
7. La définition de spectre de reponse
8. La définition des charges horizontales

9. La définition des combinaisons
10. La définition de la masse source
11. Le maillage
12. L'encastrement
13. L'enregistrement du fichier
14. L'analyse



**Figure.V.5** la vue en 3D de la structure

#### **L'analyse :**

Après la modélisation de la structure et la distribution des masses et des chargements ainsi que la définition des combinaisons de charges, on passe à l'analyse.

L'ETABS offre les possibilités d'analyses suivantes :

- Analyse statique linéaire.
- Analyse P-Delta.
- Analyse statique non linéaire.
- Analyse dynamique.

**Analyse dynamique :**

L'analyse dynamique disponible dans l'ETABS comporte l'analyse modale et l'analyse spectrale.

**Analyse modale :**

L'analyse modale permet de déterminer les modes et fréquences propres de la structure en l'absence des forces extérieures. Les modes et fréquences propres dépendent uniquement des matrices **[K]** et **[M]** de la structure, c'est à dire de la rigidité et de la masse.

Pour l'analyse dynamique, le nombre des modes à considérer doit être tel que la somme des masses modales effective pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure, ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

➤ **Spectre de réponse de calcul :**

Le RPA99/version 2003 impose un spectre de réponse de calcul défini par la fonction suivante :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25 * A * \left[ 1 + \frac{T}{T_1} * \left[ 2,5\eta * \frac{Q}{R} - 1 \right] \right] & \text{Si } 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta * [1,25 * A] * \frac{Q}{R} & \text{Si } T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta [1,25 * A] * \frac{Q}{R} * \left[ \frac{T_2}{T} \right]^{\frac{2}{3}} & \text{Si } T_2 \leq T \leq 0,3 \text{ s} \\ 2,5 * [1,25 * A] * \frac{Q}{R} * \left[ \frac{T_2}{3} \right]^{\frac{2}{3}} * \left[ \frac{3}{T} \right]^{\frac{5}{3}} & \text{Si } T > 0,3 \text{ s} \end{cases}$$

➤ **COMBINAISONS D'ACTION :**

- **ELU** :  $1,35 * G + 1,5 * Q$ . **CBA93, A.3.3.2**
- **ELS** :  $G + Q$ . **CBA93, A.3.3.2**
- $G + Q \pm E_x$ . **RPA 2003,5.2**
- $G + Q \pm E_y$ . **RPA 2003,5.2**
- $0,8 * G \pm E_x$ . **RPA 2003,5.2**
- $0,8 * G \pm E_y$ . **RPA 2003,5.2**

➤ **Nombre de mode à considérer :**

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 :

1. La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure.
2. 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.
3. Le minimum de modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.

Donc le nombre des modes minimum  $K$  est égal à  $K = 3 * \sqrt{N}$ , notre cas

$$K = 12 \text{ mode}$$

### **V.6. La proposition de 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.

#### **Cas 1 : la première déposition des voiles :**

**Wall 1** : l'épaisseur de voile 0,20 m

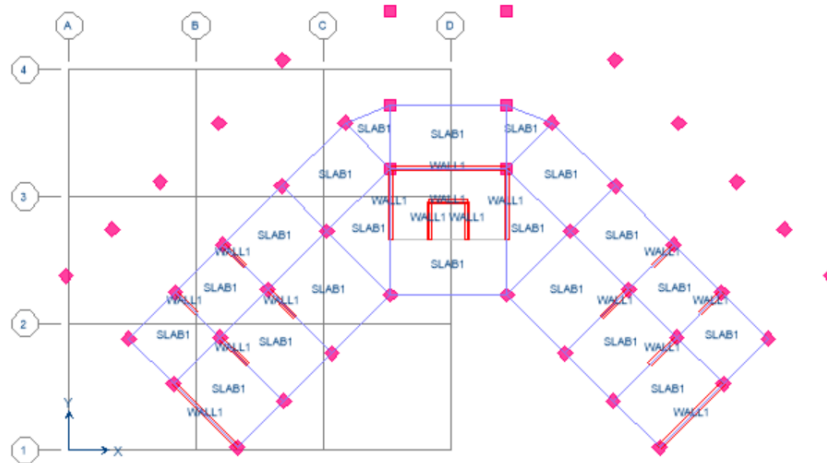


Figure .V.6. La première déposition des voiles

Mode	Période	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ	SumRZ
1	1,376504	61,955	0,011	61,955	0,011	19,4087	19,4087
2	1,317692	3,136	69,0094	65,091	69,0204	7,8258	27,2345
3	1,265168	16,3042	12,1823	81,3952	81,2026	51,9698	79,2043
4	0,462242	8,6057	0,0006	90,0008	81,2033	2,2982	81,5025
5	0,444586	0,3909	9,5146	90,3918	90,7179	1,5287	83,0312
6	0,430052	2,0278	1,5807	92,4195	92,2986	7,5845	90,6157
7	0,266815	3,1727	0,0085	95,5922	92,3071	0,3438	90,9595
8	0,258301	0,0649	2,9503	95,6571	95,2575	1,1764	92,1359
9	0,253519	0,4091	0,7026	96,0663	95,9601	2,8064	94,9423
10	0,184988	1,5459	0,0346	97,6121	95,9947	0,0005	94,9428
11	0,179259	0,0141	1,5319	97,6263	97,5266	0,2814	95,2241
12	0,177768	0,0169	0,0595	97,6431	97,5861	1,8729	97,097

Tableau.V.7. Les valeurs des périodes et facteur de participation des masses variante1.

Conclusion : la période n'est pas vérifié la condition d RPA

Les résultats :

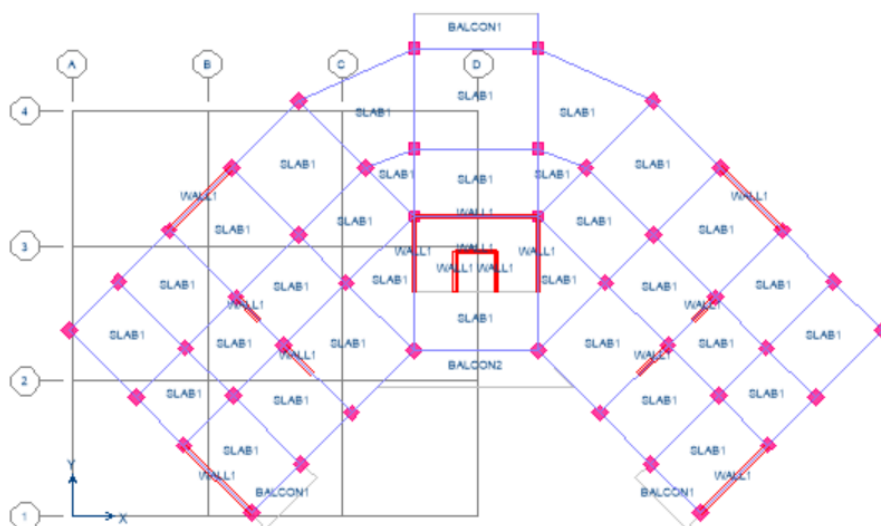
• 1<sup>er</sup> mode :

1. Mode 1 :  $T=1,37s > T_{emp}=0,631s$ . ☒
2. Mode 1 : Translation + Torsion. ☒

**2<sup>eme</sup> cas : après plusieurs essais la meilleure disposition des voiles:**

En commençant par le Wall 1

**Wall 1 :** l'épaisseur de voile 0,20 m



**Figure .V.7** la meilleure disposition des voiles

Mode	Période	UX	UY	Sum UX	Sum UY	RZ	Sum RZ
1	0,652387	0	75,3379	0	75,3379	0,0009	0,0009
2	0,583797	73,8912	0,0001	73,8912	75,338	1,916	1,9169
3	0,531467	1,4576	0,0007	75,3488	75,3387	73,3693	75,2862
4	0,178688	0	15,924	75,3488	91,2628	0,0002	75,2865
5	0,158345	16,575	0	91,9237	91,2628	0,2038	75,4903
6	0,138008	0,2583	0,0002	92,1821	91,263	16,1178	91,6081
7	0,115804	0	0,0493	92,1821	91,3123	0	91,6081
8	0,115306	0,1159	0	92,2979	91,3123	0,342	91,9501
9	0,082627	0	4,776	92,2979	96,0883	0	91,9501
10	0,074993	4,2896	0	96,5875	96,0883	0	91,9501
11	0,063617	0,0015	0,0001	96,589	96,0883	4,1552	96,1053
12	0,051223	1,0193	0,0006	97,6083	96,0889	0,5804	96,6857

**Tableau.V.8.** Les valeurs des périodes et facteur de participation des masses variante2.



**Les résultats :**

- **1<sup>er</sup> mode :**

1. Mode 1 :  $T=0,652s > T_{emp}=0,631s$ . ☒

On a augmenté l'épaisseur du voile

**Wall 2 :** l'épaisseur de voile 0,25 m

Mode	Période	UX	UY	Sum UX	Sum UY	RZ	Sum RZ
1	0,642215	0	74,7672	0	74,7672	0,0008	0,0008
2	0,567073	73,9773	0	73,9773	74,7672	1,0809	1,0817
3	0,522904	0,7511	0,0007	74,7284	74,7679	73,7277	74,8094
4	0,171739	0	16,2058	74,7284	90,9736	0,0002	74,8097
5	0,149965	17,1656	0	91,894	90,9736	0,0738	74,8835
6	0,132433	0,1059	0,0002	91,9999	90,9739	16,6789	91,5623
7	0,093838	0	0,0993	91,9999	91,0732	0	91,5623
8	0,093651	0,1051	0	92,105	91,0732	0,1529	91,7153
9	0,077921	0	4,8717	92,105	95,9449	0	91,7153
10	0,070059	4,3957	0	96,5007	95,9449	0,0036	91,7189
11	0,059894	0,0001	0,0001	96,5008	95,945	4,3106	96,0295
12	0,047561	1,0235	0,0014	97,5243	95,9464	0,5508	96,5803

**Tableau.V.9.** Les valeurs des périodes et facteur de participation des masses variante3.

**Les résultats :**

- **1<sup>er</sup> mode :**

1. Mode 1 :  $T=0,642s > T_{emp}=0,631s$ . ☒

**Wall 3 :** l'épaisseur de voile 0,30 m

Mode	Période	UX	UY	Sum UX	Sum UY	RZ	Sum RZ
1	0,635728	0	74,311	0	74,311	0,0007	0,0007
2	0,553392	74,0574	0	74,0574	74,311	0,3694	0,3701
3	0,515604	0,1919	0,0006	74,2493	74,3116	74,0765	74,4466
4	0,166126	0	16,4367	74,2493	90,7483	0,0002	74,4468

5	0,1434	17,5798	0	91,8291	90,7483	0,0038	74,4506
6	0,127992	0,0097	0,0002	91,8388	90,7485	16,9568	91,4074
7	0,079434	0,0001	0,6435	91,8389	91,392	0,0001	91,4075
8	0,079214	0,2042	0,0002	92,0431	91,3922	0,1646	91,5721
9	0,07387	0	4,444	92,0432	95,8361	0	91,5721
10	0,06615	4,3894	0	96,4325	95,8361	0,0066	91,5787
11	0,05695	0,0026	0,0001	96,4352	95,8362	4,3963	95,975
12	0,044749	1,028	0,0039	97,4632	95,8401	0,5261	96,501

Tableau.V.10. Les valeurs des périodes et facteur de participation des masses variante 4.

Les résultats :

- 1<sup>er</sup> mode :

1. Mode 1 :  $T=0,635s > T_{emp}=0,631s$ . ☒

Wall 3 +Wall 4 +Wall 1

Wall 1 = bleu

Wall 3 = vert

Wall 4 = rouge

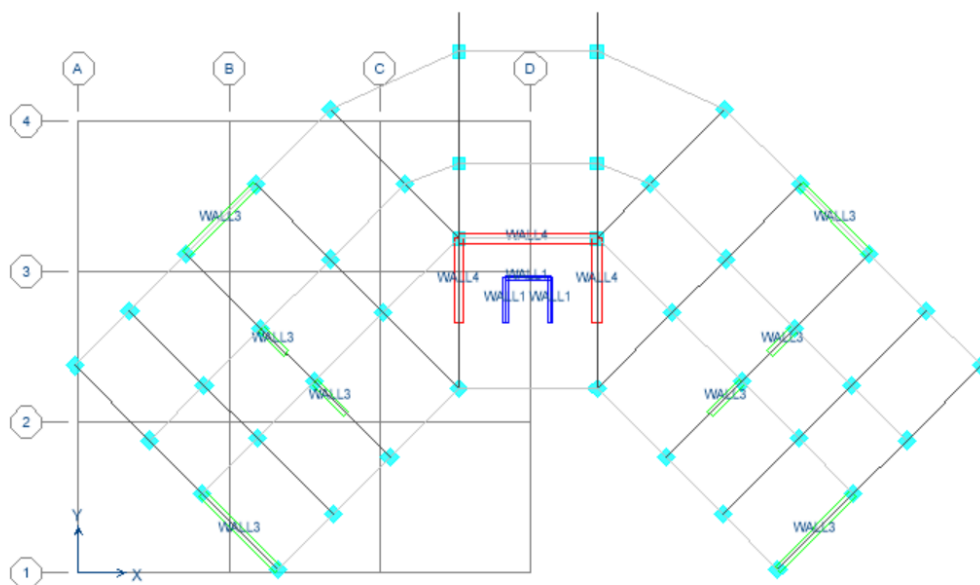


Figure .V.8. La dernière disposition des voiles

Wall 4: l'épaisseur de voile 0,40m

Mode	Période	UX	UY	Sum UX	Sum UY	RZ	Sum RZ
1	0,631193	0	73,3595	0	73,3595	0,0005	0,0005
2	0,538096	72,5313	0	72,5313	73,3596	0,8813	0,8818
3	0,493798	0,6565	0,0004	73,1878	73,3599	72,7913	73,6732
4	0,165722	0	16,5631	73,1878	89,923	0,0002	73,6734
5	0,138221	17,2269	0	90,4148	89,9231	0,8642	74,5376
6	0,127529	0,9734	0,0002	91,3881	89,9233	15,2856	89,8232
7	0,081577	0,1434	0,0003	91,5315	89,9236	1,7893	91,6125
8	0,075913	0,0001	5,3454	91,5316	95,269	0	91,6126
9	0,066126	4,1454	0,0001	95,677	95,269	0,4629	92,0755
10	0,052504	0,6651	0	96,3421	95,269	4,1085	96,1841
11	0,046162	0,0001	2,2113	96,3422	97,4803	0	96,1841
12	0,043283	1,4135	0,0001	97,7557	97,4804	0,2613	96,4454

Tableau.V.11. Les valeurs des périodes et facteur de participation des masses variante5.

➤ Les modes propres :

⇒ 1<sup>ere</sup> mode :(Translation suivantYY)

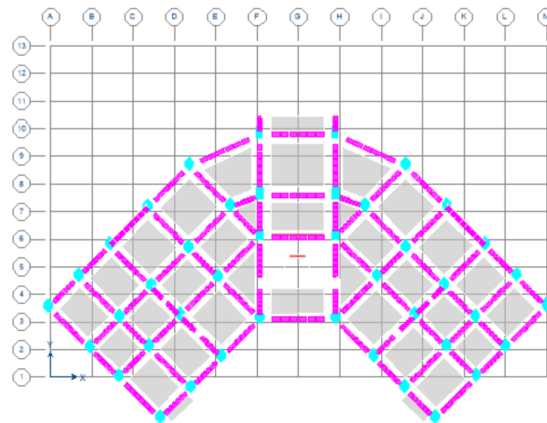


Figure V.9 Mode 1 ; T= 0,631 sec.

⇒ 2<sup>eme</sup> mode :(Translation suivant XX)

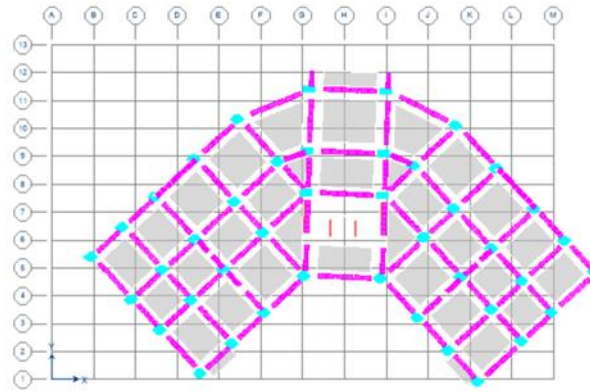


Figure V.10 Mode 2 ; T= 0,538 sec.

⇒ 3<sup>eme</sup> mode :Torsion

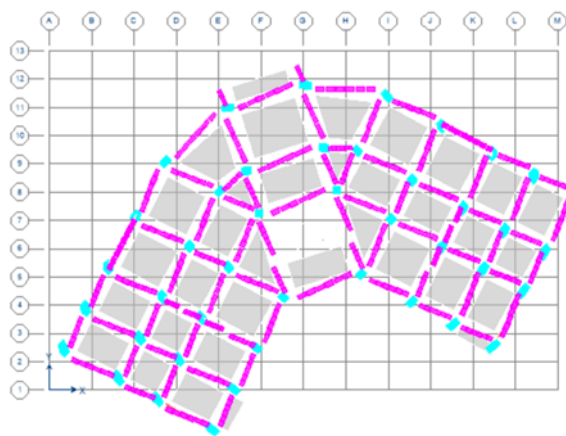


Figure V.11 Mode 3 ; T= 0,493 sec.

### V.7. 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<sub>N</sub>** : Hauteur en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

**C<sub>T</sub>** : 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)	$C_T h_N^{3/4}$	$\frac{0.09 h_N}{\sqrt{D}}$	1,3T (sec)
Sens X	0.05	33,02	36,84	0.688	0.489	0.635
Sens Y	0.05	33,02	22,91	0.688	0.62	0.806

Tableau.V.12. Période fondamentale de la structure.

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

- Une période fondamentale :  $T_{\text{dynm}} = 0.489\text{ssec}$
- Une période empirique :  $T_{\text{emp}} = 0,631\text{sec}$ .

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 appropriées de plus de 30 %.

$$1.3 \times T_{\text{emp}} = 0.635 \geq T_{\text{dynm}} = 0,631\text{ec} \dots\dots\dots \text{CV}$$

La 1ere mode et 2ememode est des modes de translation .....CV

La 3ème mode est mode de torsion.....CV

Il faudra aussi que la somme modèle effective atteigne 90% de la masse totale de la structure (8ememode)

- ❖ Le nombre des voiles qui est disposé dans la structure doit assurer une bonne rigidité et à la fois rester dans un domaine économique.

**V.8. Poids total de la structure :**

Le poids de la structure W est égal à la somme des poids  $W_i$  de chaque niveau (i).

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{avec} \quad W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

$W_{Gi}$ : 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]. DeRPA99/Version 2003.

Dans notre cas et pour un bâtiment d’habitation et commerciale :  $\beta = 0,20$

Story	Poids
STORY11	408,35
STORY10	2615,07
STORY9	5993,06
STORY8	6139,23
STORY7	6096,26
STORY6	6096,26
STORY5	6096,25
STORY4	6232,82
STORY3	6291,88
STORY2	6489,29
STORY1	5366,53
Total	57825

Tableau.V.13. Poids de chaque étage

## V.9. Vérifications réglementaires :

### V.9.1. Caractéristiques géométriques et massique de la structure :

#### V.9.1.1 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.)

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

#### V.9.1.2 Centre de rigidité (centre de torsion) :

Le centre de torsion est le barycentre des rigidités des éléments de contreventement du Bâtiment.

$$X_{CR} = \frac{\sum R_{yi} X_i}{\sum R_{yi}} \quad Y_{CR} = \frac{\sum R_{xi} Y_i}{\sum R_{xi}}$$

### V.9.2. 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 :

$$e_x^{the} = X_{CM} - X_{CT} \quad e_y^{the} = Y_{CM} - Y_{CT}$$

#### V.9.2.1. 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 :

$$e_x^{acc} = \pm 0.05 L_x, L_x = 36,84m \Rightarrow e_x^{acc} = 1.84m$$

$$e_y^{acc} = \pm 0.05 L_y, L_y = 22.91m \Rightarrow e_y^{acc} = 1.14m$$

Story	Centre des Masses (ETABS)		Centre de rigidité (ETABS)		Excentricité Théorique		Excentricité accidentelle			
	XCCM	YCCM	XCR	YCR	e <sub>x</sub> <sup>the</sup>	e <sub>y</sub> <sup>the</sup>	e <sub>x</sub> <sup>acc</sup>		e <sub>y</sub> <sup>acc</sup>	
STORY11	17,91	10,147	17,91	12,386	0	2,239	1,84	cv	1,14	cnv
STORY10	17,91	14,594	17,91	12,001	0	2,593	1,84	cv	1,14	cnv
STORY9	17,909	10,926	17,91	11,026	0,001	0,1	1,84	cv	1,14	cv
STORY8	17,904	10,466	17,91	10,948	0,006	0,482	1,84	cv	1,14	cv
STORY7	17,866	10,4	17,91	10,868	0,044	0,468	1,84	cv	1,14	cv
STORY6	17,866	10,4	17,91	10,784	0,044	0,384	1,84	cv	1,14	cv
STORY5	17,866	10,4	17,91	10,683	0,044	0,283	1,84	cv	1,14	cv
STORY4	17,867	10,394	17,91	10,555	0,043	0,161	1,84	cv	1,14	cv
STORY3	17,868	10,351	17,91	10,361	0,042	0,01	1,84	cv	1,14	cv
STORY2	17,868	10,359	17,91	10,134	0,042	0,225	1,84	cv	1,14	cv
STORY1	17,91	8,8	17,91	9,247	0	0,447	1,84	cv	1,14	cv

Tableau.V.14 : valeur de centre (masse+ rigidité) et l'excentricité (théorique+ accidentelle)

### V.10. Calcul de la force sismique totale V :

La force sismique totale « V » appliquée à la base de la structure doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

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

Avec :

- **A** : coefficient d'accélération de zone, donné par le tableau (4.1) de RPA 99/version 2003 en Fonction de la zone sismique et du groupe d'usage du bâtiment.  
→ Donc : Zone IIa, Groupe d'usage 2, (RPA99/version 2003 art 3.2). → **A = 0,15**
- **R** : coefficient de comportement global de la structure : **R = 3,5**
- **D** : est un facteur d'amplification dynamique moyen qui est fonction de la catégorie de site du facteur de d'amortissement ( $\eta$ ) et de la période fondamentale de la structure (**T**).

#### Coefficient dynamique (Site : S3) :

La valeur de D est donnée par le tableau qui suit :

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

→ Art 4.2.3 du RPA99/ version 2003, (site meuble (S3)) :

$$T_1 = 0.15 \text{ sec}$$

$$T_2 = 0.50 \text{ sec}$$

Avec :

- $T_2$  : Période caractéristique associée à la catégorie du site (tableau 4.7).
- $\eta$  : Facteur de correction d'amortissement donnée par la formule :  $\eta = \left[\frac{7}{2+\xi}\right]^{\frac{1}{2}} \geq 0,7$ .

Ou :

- $\xi(\%)$ : Est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages. **tableau 4.2** du RPA99 Art 4.2.3. voiles porteurs  $\xi = 10\%$ .

Alors : →  $\eta = 0,7638 > 0,7$

- ♦  $0 \leq T \leq T_2 \Rightarrow D_x = 1,909$
- ♦  $T_2 \leq T \leq 3s \Rightarrow D_y = 1,65$

$$D_x = 1,909$$

$$D_y = 1,650$$

$$V_x^s = \frac{0.15 \times 1,909 \times 1.2}{3.5} \times 57825 = 5677.09 \text{ KN.}$$

$$V_y^s = \frac{0.15 \times 1,65 \times 1.2}{3.5} \times 57825 = 4906.86 \text{ KN.}$$

### V.11. Vérification de l'effort sismique :

$$0,8V_x^s = 4541.67 \text{ KN}$$

$$0,8V_y^s = 3925.488 \text{ KN}$$

Effort calculé par la méthode dynamique :

$$V_{tx} = 5035.7 > 0,8V_x^s = 4541.67 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{ CV.}$$



$V_{ty} = 4545.1 > 0,8V_y^s = 3925.488KN. \dots \dots CV.$

**V.12. 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<sub>K</sub>**: 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<sub>K</sub>**: Effort tranchant d'étage au niveau "k"

**Δ<sub>K</sub>**: Déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau k-1.

**h<sub>K</sub>**: Hauteur de l'étage k.

⇒ Si : **0.1 < Θ<sub>K</sub> < 0.2** : les effets P-Δ 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- Θk).

⇒ Si : **Θ<sub>K</sub> > 0.2** : la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

➤ **Sens X-X:**

Etages	Wi (KN)	Pi (KN)	Δi (m)	Vi (KN)	Hi (m)	Θ
Cabine	408,35	408,35	0,0014	72,25	1,06	0,007465
8 étages	2615,07	3023,42	0,0049	574,44	3,06	0,008428
7 étages	5993,06	9016,48	0,00525	1515,97	3,06	0,010204
6 étages	6139,23	15155,71	0,0049	2351	3,06	0,010323
5 étages	6096,26	21251,97	0,00525	3032,69	3,06	0,012023
4 étages	6096,26	27348,23	0,0056	3596,04	3,06	0,013918
3 étages	6096,25	33444,48	0,0049	4060,45	3,06	0,013189
2 étages	6232,82	39677,3	0,0049	4437,85	3,06	0,014317
1 étage	6291,88	45969,18	0,0042	4734,36	3,06	0,013327
SERVICE	6489,29	52425,91	0,0035	4947,5	3,06	0,01212
RDC	5366,53	57792,44	0,00245	5035,71	4,42	0,006361

**Tableau V.15.** Justification vis à vis de l'effet P-Δ sens X.X

➤ **Sens Y-Y :**

Étages	Wi (KN)	Pi (KN)	Δi (m)	Vi (KN)	Hi (m)	Θ
Cabine	408,35	408,35	0,0021	69,52	1,06	0,011637
8 étages	2615,07	3023,42	0,00595	549,4	3,06	0,010701
7 étages	5993,06	9016,48	0,00665	1381,91	3,06	0,014179
6 étages	6139,23	15155,71	0,00665	2118,07	3,06	0,01555
5 étages	6096,26	21251,97	0,00735	2729,8	3,06	0,0187
4 étages	6096,26	27348,23	0,007	3239,71	3,06	0,019311
3 étages	6096,25	33444,48	0,00735	3662,22	3,06	0,021935
2 étages	6232,82	39677,3	0,0063	4004,72	3,06	0,020398
1 étage	6291,88	45969,18	0,00595	4271,5	3,06	0,020926
SERVICE	6489,29	52425,91	0,0042	4465,19	3,06	0,016115
RDC	5366,53	57792,44	0,00315	4545,1	4,42	0,009062

**Tableau.V.16.** Justification vis à vis de l'effet P-Δ sens Y.Y

➤ **Remarque :**

On remarque que tous les coefficients  $\theta_k$  sont inférieurs à 0.10. Donc l'effet P-Δ est négligé.

V.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 :

$$\frac{\text{Moment stabilisant.}}{\text{Moment de renversement}} \geq 1.5 \rightarrow \begin{cases} M_s = W \times \frac{L_{x,y}}{2} \\ M_r = \sum F_i \cdot h_i \end{cases}$$

Avec :

$M_s$  : Moment stabilisant.

$M_r$  : Moment renversant dû à 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	62205,7	989070.63	119186,661	8.29 > 1,5	C.V
Suivant y		989070.63	128894,776	7.67 > 1,5	C.V

**Tableau V.17.** Vérification de la stabilité au renversement

La tour est stable suivant X et Y selon les exigences du RPA/2003, donc il y'a pas de risque de renversement.

### V.13. Vérification de L'effort normal réduit:

Vérification de L'effort normal réduit : (RPAv2003, 7.1.3.3):

On doit vérifier que

$$:v \leq 0.3 \rightarrow v = \frac{N_d}{B_r \times f_{c28}} \leq 0.30$$

➤ Type 1

Poteaux	50 × 50	45 × 45	40 × 40
$N_d$ (KN)	2141,73	1862,99	1367,5
$v$	0.342	0.368	0.341
$v \leq 0.30$	C.N.V	C.N.V	C.N.V

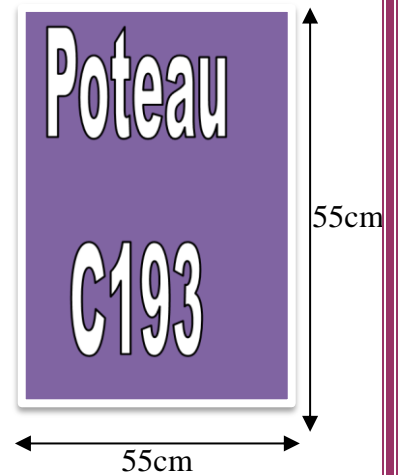
Tableau.V.18. Vérification de L'effort normal réduit

➤ Redimensionner les poteaux :

$$v = \frac{N_d}{B_r \times f_{c28}} \leq 0.30 \rightarrow \frac{2141.73 \times 10^3}{B_r \times 25} \leq 0.30$$

$$B_r = \frac{1683.04 \times 10^3}{25 \times 0.30} = 285564 \text{mm}^2 \rightarrow a^2 > 224405.3333 \text{mm}^2$$

Fixe a = 550 mm



➤ Type 2 :

Poteaux	55X55	50X50	45X45
$N_d$ (KN)	2141.73	1862.99	1367.5
$v$	0.283	0.298	0.27
$v \leq 0.30$	C.V	C.V	C.V

Tableau V.19. Vérification de L'effort normal réduit

V.14. La dernière étude sismique :

On a augmenté la section des poteaux à 55 x55 (cm<sup>2</sup>) et diminué l'épaisseur du voile à 25 cm.

Mode	Période	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ	SumRZ
1	0,610165	0	74,6193	0	74,6193	0,0009	0,0009
2	0,540693	73,8732	0	73,8732	74,6193	0,9319	0,9328
3	0,496039	0,7117	0,0007	74,5849	74,62	73,2128	74,1456
4	0,16871	0	15,7139	74,5849	90,3339	0,0003	74,1458
5	0,14838	15,5854	0,0001	90,1703	90,334	1,009	75,1548
6	0,130631	1,3141	0,0002	91,4844	90,3342	14,6997	89,8546
7	0,085542	0,0821	0,0004	91,5665	90,3346	1,8388	91,6934
8	0,080653	0,0001	5,0609	91,5666	95,3955	0,0001	91,6935
9	0,07325	4,1079	0,0001	95,6745	95,3956	0,4502	92,1436
10	0,055282	0,6553	0	96,3298	95,3956	4,0566	96,2003
11	0,050663	0,0003	2,0895	96,3302	97,4851	0	96,2003
12	0,048688	1,397	0,0003	97,7271	97,4854	0,3224	96,5227

**Tableau -20** Les valeurs des périodes et facteurs de participation massique variante1

Les modes propres :

- 1<sup>er</sup> mode :

mode 1  $T=0,61s$

- 2<sup>ème</sup> mode :

mode 2  $T=0,54s$

- 3<sup>ème</sup> mode :

mode 3  $T=0, 0,49 s$

➤ Vérification de régularité :

La période fondamentale doit être inférieure la période empirique ( $T_{emp}$ ) :

$$T_{emp} = \min \left[ C_t * h_N^{\frac{3}{4}}, 0,09 * \frac{h_N}{\sqrt{L}} \right]$$

- $h_N$ : Hauteur en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

- **C<sub>T</sub>** : 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.

	<b>C<sub>T</sub></b>	<b>h<sub>N</sub> (m)</b>	<b>D (m)</b>	<b>C<sub>T</sub>h<sub>N</sub><sup>3/4</sup></b>	<b><math>\frac{0.09h_N}{\sqrt{D}}</math></b>	<b>1,3T (sec)</b>
<b>Sens X</b>	0.05	33,02	36,84	0.688	0.489	0.635
<b>Sens Y</b>	0.05	33,02	22,91	0.688	0.62	0.806

**Tableau.V.21.** Période fondamentale de la structure.

- **Variante 1** :  $T_{dyn} = 0,61s < 1,3T_{emp} = 0.635s \dots \dots \dots (CV)$

La somme modale effective supérieur **90%** de la masse totale de la structure dans les deux sens :

- **Variante 2** : attein 90% dans le mode 7 jusqu'à 12<sup>ème</sup> mode dans les deux sens X et Y.

À cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que :

- $K \geq 3 * \sqrt{N} , T_K \leq 0.20 s.$  **RPA 99 V 2003 art4.3.4.b**

Où :

- **N** : est le nombre de niveaux au-dessus du sol et **T<sub>k</sub>** la période du mode **K**.

→  $K \geq 10$  et  $T_{12} = 0,055 < 0,20 \dots \dots \dots (CV)$

➤ **Détermination de centre des masses par étages :**

La détermination du centre de masse est basée sur le calcul des centres de masse de chaque élément de la structure, Les coordonnées du centre de masse sont donnés par :

$$X_G = \frac{\sum M_i * X_i}{\sum M_i} \quad Y_G = \frac{\sum M_i * Y_i}{\sum M_i}$$

Avec :

- **M<sub>i</sub>** : la masse de l'élément **i**.
- **X<sub>i</sub>, Y<sub>i</sub>** : coordonnées du **CDG** de l'élément **i** par rapport au repère global.

➤ **Détermination de centre de rigidité par étages :**

Les coordonnées de centre de torsion sont définies comme suit :

$$X_{cr} = \frac{\sum I_{xi} * X_i}{\sum I_{xi}} \quad Y_{cr} = \frac{\sum I_{yi} * Y_i}{\sum I_{yi}}$$

Avec :

- $I_{xi}$  : Inertie d'un poteau suivant X.
- $I_{yi}$  : Inertie d'un poteau suivant Y.
- $X_i$  : distance algébrique d'un poteau suivant X.
- $Y_i$  : distance algébrique d'un poteau suivant Y.

➤ **Calcul de l'excentricité :**

L'excentricité est la distance entre le centre de masse et le centre de torsion, elle est calculée dans les deux directions par la formule suivante :

$$e_x = |X_{cr} - X_m| \quad e_y = |Y_{cr} - Y_m|$$

➤ **L'excentricité accidentelle :**

Selon **RPA version 2003**, pour tous les structures composantes les planchers ou des diaphragmes horizontales rigides dans leur plan, on suppose qu'à chaque niveau et dans chaque direction, la résultante des forces horizontales a une excentricité par rapport au centre de torsion égale à la plus grande des deux valeurs suivantes :

- 5% De plus grand dimension de bâtiment à ce niveau.
- Excentricité théorique résultante du plan.

- **Sens X :  $e_{xa} = 0.05 * L_x = 0.05 * 36,84 = 1,84 m.$**
- **Sens Y :  $e_{ya} = 0.05 * L_y = 0.05 * 22,91 = 1,14m.$**

Etages	XCCM	YCCM	XCR	YCR	$e_x$ thé	$e_y$ thé	$e_{xa}$		$e_{ya}$	
cabine	17,91	9,867	17,91	12,458	0	2,591	1,84	CV	1,14	CNV

8 étages	17,91	14,155	17,91	12,086	0	-2,069	1,84	CV	1,14	CV
7 étages	17,909	10,952	17,91	11,029	0,001	0,077	1,84	CV	1,14	CV
6 étages	17,904	10,535	17,91	10,919	0,006	0,384	1,84	CV	1,14	CV
5 étages	17,865	10,467	17,91	10,805	0,045	0,338	1,84	CV	1,14	CV
4 étages	17,865	10,46	17,91	10,689	0,045	0,229	1,84	CV	1,14	CV
3 étages	17,866	10,452	17,91	10,538	0,044	0,086	1,84	CV	1,14	CV
2 étages	17,866	10,452	17,91	10,378	0,044	-0,074	1,84	CV	1,14	CV
1 étage	17,867	10,389	17,91	10,252	0,043	-0,137	1,84	CV	1,14	CV
SERVICE	17,868	10,41	17,91	10,172	0,042	-0,238	1,84	CV	1,14	CV
RDC	17,91	8,901	17,91	9,694	0	0,793	1,84	CV	1,14	CNV

**Tableau-22** Centre de masse et de rigidité de chaque étage

➤ **Vérification de l'étude sismique aux conditions de l'RAP :**

L'évaluation des actions sismiques peut se faire suivant la méthode **statique équivalente**.

➤ **Calcul de la force sismique totale V :**

La force sismique totale « V » appliquée à la base de la structure doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

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

Avec :

- **A** : coefficient d'accélération de zone, donné par le **tableau (4.1) de RPA 99/version 2003** en Fonction de la zone sismique et du groupe d'usage du bâtiment.

→ Donc : Zone IIa, Groupe d'usage 2, (RPA99/version 2003 art 3.2).→

$$A = 0,15$$

- **R** : coefficient de comportement global de la structure :

Le système de contreventement de notre ouvrage est des voiles porteurs

$$R = 3,5$$

- **D** : est un facteur d'amplification dynamique moyen qui est fonction de la catégorie de site du facteur de d'amortissement ( $\eta$ ) et de la période fondamentale de la structure (**T**).

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

→ Art 4.2.3 du RPA99/ version 2003, (site meuble (S3)) :

- $T_1 = 0.15 \text{ sec}$
- $T_2 = 0.50 \text{ sec}$

Avec :

- **T<sub>2</sub>** : Période caractéristique associée à la catégorie du site (tableau 4.7).
- **η** : Facteur de correction d'amortissement donnée par la formule :  $\eta = \left[\frac{7}{2+\xi}\right]^{\frac{1}{2}} \geq 0,7$ .

Ou :

- **ξ(%)**: Est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages. **tableau 4.2** du RPA99 **Art 4.2.3**. voiles ou murs (béton armé/maçonnerie)

$$\xi = 10\%.$$

Alors : →  $\eta = 0,7638 > 0,7$

D'après [RPA99/version 2003], il faut utiliser la plus petite valeur des périodes obtenues dans chaque direction.

- $0 \leq T_x \leq T_2 \rightarrow D_x = 2,5\eta = 1,909$
- $T_2 \leq T_y \leq 3 \text{ s} \rightarrow D_y = 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T_y}\right)^{\frac{2}{3}} = 1,65$



$$D_x = 1,909. \quad D_x = 1,65$$

Avec :

- $Q$  : est le facteur de qualité et est fonction de :
  - La redondance et de la géométrie des éléments de construction.
  - La régularité en plan et en élévation.
  - La qualité de contrôle de la construction

Sa valeur est déterminée par la formule :  $Q = 1 + \sum P_q$ .

A partir du **tableau 4.4** de RPA 99 version 2003.

→ Dans notre cas on obtient :

$$Q = 1.25$$

- $W$  : Poids total du bâtiment.
- $W$  : est égale à la somme des poids
- $W_i$ , de chaque niveau( $i$ ). →  $W = \sum W_i$

Avec :

$$W_i = W_{Gi} + \beta * W_{Qi}$$

D'après le **RPA 99** (Tableau **4.5**) on prend  $\beta = 0.2$

- $W_{Gi}$  : Poids du aux charges permanents et à celles des équipements fixes solidaires de la structure.
- $W_{Qi}$  : charge d'exploitation.

Pour notre bâtiment le poids total est :

$$W = 57825KN.$$

- $V_{x\ sta} = \frac{0,15 * 1,909 * 1,20 * 57825}{3,5} = 5677.09 KN.$
- $V_{y\ sta} = \frac{0,15 * 1,65 * 1,20 * 57825}{3,5} = 4906.86KN.$

- **Vérification de la résultante des forces sismique par la méthode statique équivalente :**

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

➤ **Les réactions à la base :**

	$\Sigma F_x$ (KN)	$\Sigma F_y$ (KN)
$E_x$	4907,04	3,67
$E_y$	3,67	4572,08

**Tableau .V.23.** Valeur de  $F_x$  et  $F_y$

- $V_{x\ dyn} = \sqrt{|F_x^2| + |F_y^2|} = 4907,04\ KN$
- $V_{y\ dyn} = \sqrt{|F_x^2| + |F_y^2|} = 4572,08\ KN$

	$V_{dyn}$ (KN)	$0,8 * V_{sta}$ (KN)	$0,8 * V_{sta} < V_{dyn}$
$E_x$	4907,04	4541.67	Condition Vérifiée
$E_y$	4572,08	3925.48	Condition Vérifiée

**Tableau.V.24.** Vérification des résultats

➤ **Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur :**

La résultante des forces sismiques à la base est distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules suivantes (art **4.2.5 RPA 99/version2003**)

$$V = F_t + \Sigma F_i$$

- $F_t = 0.07 * T.V$  Si  $T > 0.7\ s$
- $F_t = 0$  Si  $T < 0.7\ s$

Notre cas :

**Sens-X :**

- $T = 0,489\ s < 0,7\ s \rightarrow F_{tx} = 0.$

**Sens-Y :**

- $T = 0,62 \text{ s} < 0,7 \text{ s} \rightarrow F_{ty} = 0.$

La force sismique équivalente qui se développe au niveau  $i$  est donnée par L'expression (art 4.11 RPA99/version2003).

$$F_i = \frac{(V-F_t) * W_i * H_i}{\sum W_j * H_i}.$$

Avec :

- $F_i$  : force horizontale au niveau  $i$ .
- $H_i$  : niveau du plancher.
- $F_t$  : force concentrée au sommet de la structure.

L'effort tranchant au niveau de l'étage  $k$  est donné par la formule :

$$V_k = F_t + \sum F_i.$$

➤ **Distribution des forces suivant X :**

story	Wi (KN)	Hi (m)	Wi×hi (KN.m)	Σwi×hi (KN.m)	Vx-Ftx	Fxi
<b>cabine</b>	408,35	33,02	13483,717	1012896	5677,09	75,5737
<b>8 étages</b>	2615,07	31,96	83577,6372	1012896	5677,09	468,437
<b>7 étages</b>	5993,06	28,9	173199,434	1012896	5677,09	970,75
<b>6 étages</b>	6139,23	25,84	158637,7032	1012896	5677,09	889,134
<b>5 étages</b>	6096,26	22,78	138872,8028	1012896	5677,09	778,356
<b>4 étages</b>	6096,26	19,72 <sup>2</sup>	120218,2472	1012896	5677,09	673,801
<b>3 étages</b>	6096,25	16,66	101563,525	1012896	5677,09	569,244
<b>2 étages</b>	6232,82	13,6	84766,352	1012896	5677,09	475,099
<b>1 étage</b>	6291,88	10,54	66316,4152	1012896	5677,09	371,691
<b>service</b>	6489,29	7,48	48539,8892	1012896	5677,09	272,057
<b>RDC</b>	5366,53	4,42	23720,0626	1012896	5677,09	132,946

**Tableau.V.25.** *Distribution des forces suivant X*

## ➤ Distribution des forces suivant Y :

story	Wi (KN)	hi (m)	Wi×hi (KN.m)	Σwi×hi (KN.m)	Vy-Fty	Fi
cabine	408,35	33,02	13483,717	1012896	4906,86	65,3204
8 étages	2615,07	31,96	83577,6372	1012896	4906,86	404,882
7 étages	5993,06	28,9	173199,434	1012896	4906,86	839,045
6 étages	6139,23	25,84	158637,7032	1012896	4906,86	768,503
5 étages	6096,26	22,78	138872,8028	1012896	4906,86	672,754
4 étages	6096,26	19,72	120218,2472	1012896	4906,86	582,384
3 étages	6096,25	16,66	101563,525	1012896	4906,86	492,013
2 étages	6232,82	13,6	84766,352	1012896	4906,86	410,641
1 étage	6291,88	10,54	66316,4152	1012896	4906,86	321,262
service	6489,29	7,48	48539,8892	1012896	4906,86	235,146
RDC	5366,53	4,42	23720,0626	1012896	4906,86	114,909

Tableau.V.26. Distribution des forces suivant Y

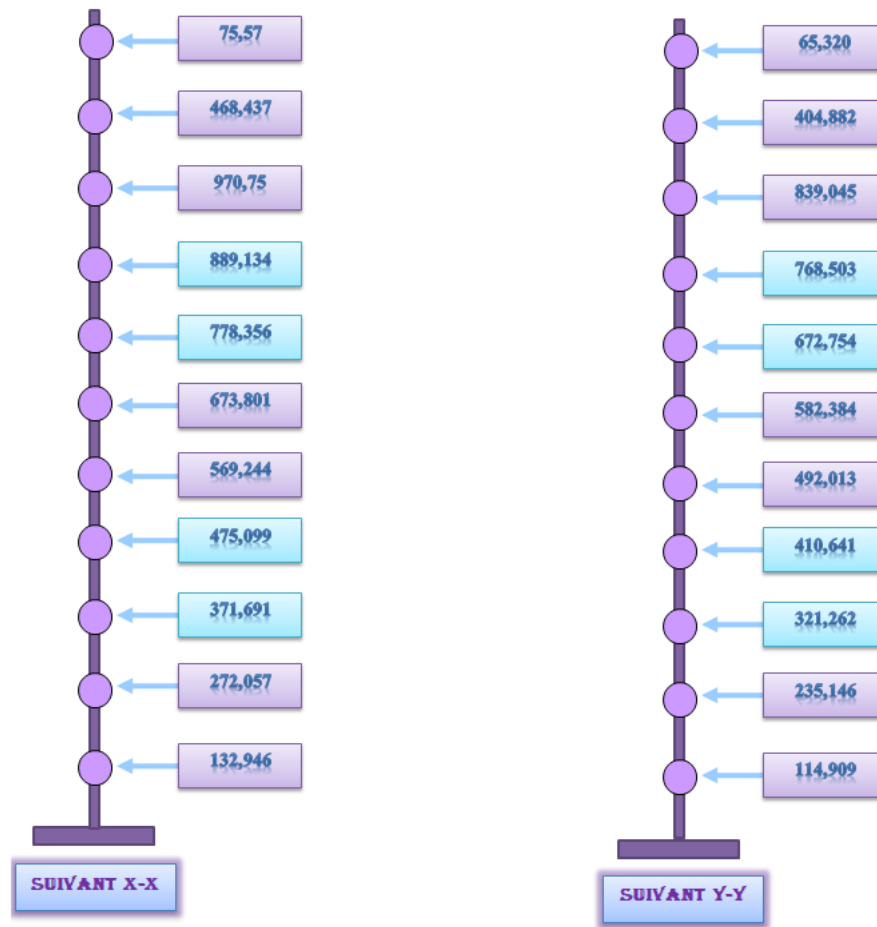


Figure.V.12. Distribution des forces sismiques selon la hauteur

**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	hi	Ft	Fxi	Vi
cabine	408,35	33,02	0	75,5736928	75,5737
8 étages	2615,07	31,96	0	468,436907	544,011
7 étages	5993,06	28,9	0	970,750189	1514,76
6 étages	6139,23	25,84	0	889,134432	2403,9

5 étages	6096,26	22,78	0	778,35589	3182,25
4 étages	6096,26	19,72	0	673,800621	3856,05
3 étages	6096,25	16,66	0	569,244418	4425,3
2 étages	6232,82	13,6	0	475,099429	4900,4
1 étage	6291,88	10,54	0	371,69101	5272,09
service	6489,29	7,48	0	272,056932	5544,14
RDC	5366,53	4,42	0	132,946481	5677,09

**Tableau .V.27.** *Distribution de l'effort tranchant suivant X*

➤ **Distribution de l'effort tranchant suivant Y :**

story	Wi	hi	Ft	Fyi	Vi
cabine	408,35	33,02	0	65,3203543	65,3204
8 étage	2615,07	31,96	0	404,882487	470,203
7 étage	5993,06	28,9	0	839,045228	1309,25
6 étage	6139,23	25,84	0	768,502556	2077,75
5 étage	6096,26	22,78	0	672,753714	2750,5
4 étage	6096,26	19,72	0	582,383812	3332,89
3 étage	6096,25	16,66	0	492,013103	3824,9
2 étage	6232,82	13,6	0	410,641083	4235,54
1 étage	6291,88	10,54	0	321,262434	4556,8
service	6489,29	7,48	0	235,146048	4791,95
RDC	5366,53	4,42	0	114,909182	4906,86

**Tableau .V.28.** *Distribution de l'effort tranchant suivant Y*

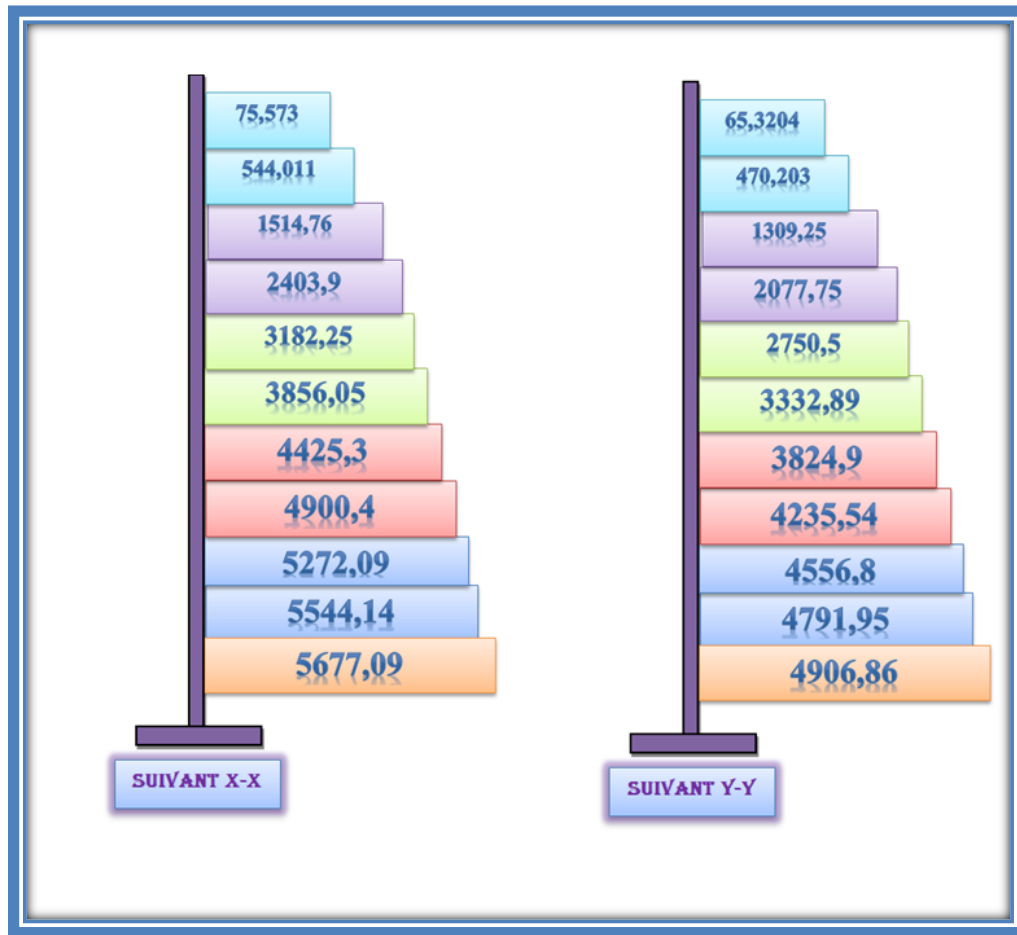


Figure.V.13 Distribution de l'effort tranchant selon la hauteur

### Vérification des déplacements latéraux inters étage :

#### ➤ Justification Vis-à-vis des déformations :

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.

- $\delta_x^k \leq \delta_{adm}$
- $\delta_y^k \leq \delta_{adm}$

Donc :

$$\delta_{adm} = \frac{h}{100}$$

$\delta_{adm}$ : Le déplacement relatif admissible.

➤ **Calcul des déplacements :**

D'après RPA99 v2003 (Art 4.4.3), le déplacement horizontal à chaque niveau "*k*" de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_k = R * \delta_{ek}$$

Avec :

- $\delta_{ek}$  : déplacement dû aux forces sismiques  $F_i$  (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 v9.7.0 on peut avoir le déplacement dans chaque niveau dans la combinaison **G +**

$$Q \pm E.$$

Planchers	$\delta_{ex}$ (m)	$\delta_{ey}$ (m)	$\delta_x$ (m)	$\delta_y$ (m)	$\Delta_x$ (m)	$\Delta_y$ (m)	$\Delta_{adm}$ (m)	OB
<b>cabine</b>	0,0132	0,0165	0,0462	0,0577	0,0014	0,0031	0,0106	C.V
<b>8ème étage</b>	0,0128	0,0156	0,0448	0,0546	0,0045	0,0038	0,0306	C.V
<b>7ème étage</b>	0,0115	0,0145	0,0402	0,0507	0,0045	0,0056	0,0306	C.V
<b>6ème étage</b>	0,0102	0,0129	0,0357	0,0451	0,0049	0,0059	0,0306	C.V
<b>5ème étage</b>	0,0088	0,0112	0,0308	0,0392	0,0049	0,0066	0,0306	C.V
<b>4ème étage</b>	0,0074	0,0093	0,0259	0,0325	0,0052	0,0066	0,0306	C.V
<b>3ème étage</b>	0,0059	0,0074	0,0206	0,0259	0,0049	0,0063	0,0306	C.V
<b>2ème étage</b>	0,0045	0,0056	0,0157	0,0196	0,0049	0,0063	0,0306	C.V
<b>1er étage</b>	0,0031	0,0038	0,0108	0,0133	0,0045	0,0056	0,0306	C.V



SERVICE	0,0018	0,0022	0,0063	0,0077	0,0035	0,0045	0.0306	C.V
RDC	0,0008	0,0009	0,0028	0,0031	0,0028	0,0031	0.0442	C.V

Tableau .V.29. Vérification des déplacements

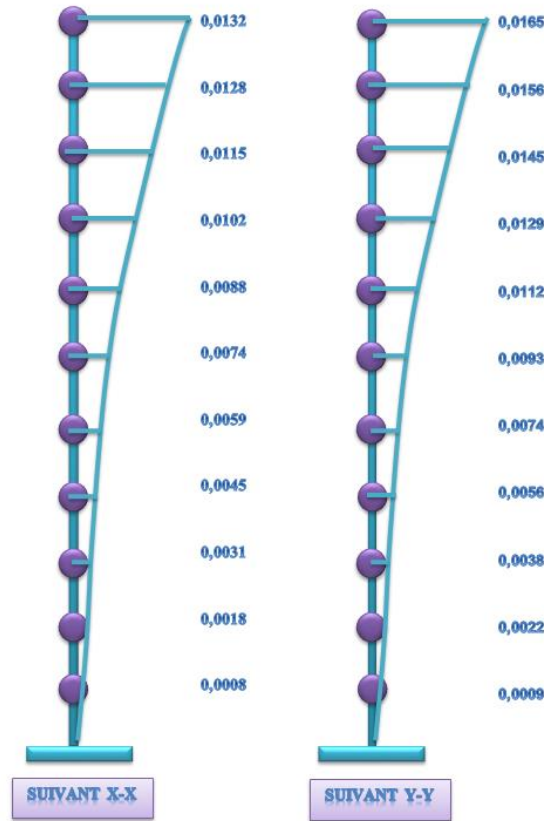


Figure.V.14 Déplacements horizontaux selon les deux directions

➤ Justification vis à vis de l'effet  $P - \Delta$  :

Les effets du 2° ordre (ou effet  $P - \Delta$ ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k * \Delta_k}{V_k * h_k} \leq 0,10.$$

Avec :

- $P_k$  : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau «  $k$  »,  $P_k = \sum(W_{Gi} + \beta * W_{Qi})$ . (voir paragraphe 4.2.3 calcul de  $W$ ).
- $V_k$  : effort tranchant d'étage au niveau "k" :  $V_k = \sum F_i$ .

- $\Delta_k$  : déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k - 1 » (voir paragraphe 4.2.10).
- $h_k$  : hauteur de l'étage « k ».

Si  $0,10 < \theta_k \leq 0,20$ , 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 1<sup>o</sup> ordre par le facteur  $\frac{1}{1-\theta_k}$ .

Si  $\theta_k > 0,20$ , la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

➤ Sens X-X :

Planchers	$W_i$ (KN)	$P_i$ (KN)	$\Delta_{xi}$ (m)	$V_{xi}$ (KN)	$h_i$ (m)	$\theta$
cabine	328,44	328,442	0,0014	58,68	1,06	0,007392445
8 <sup>ème</sup> étages	2522,29	2850,73	0,00455	526,08	3,06	0,008057388
7 <sup>ème</sup> étages	5871,81	8722,54	0,00455	1417,96	3,06	0,009146795
6 <sup>ème</sup> étages	6010,92	14733,46	0,0049	2227,35	3,06	0,010592316
5 <sup>ème</sup> étages	5967,95	20701,41	0,0049	2899,43	3,06	0,011433046
4 <sup>ème</sup> étages	6120,57	26821,98	0,00525	3465,72	3,06	0,013278079
3 <sup>ème</sup> étages	6120,57	32942,55	0,0049	3940,48	3,06	0,013386984
2 <sup>ème</sup> étages	6120,57	39063,12	0,0049	4319,97	3,06	0,014479743
1 <sup>er</sup> étage	6374,22	45437,34	0,00455	4613,67	3,06	0,014643886
SERVICE	6428	51865,34	0,0035	4822,39	3,06	0,012301598
RDC	5311,98	57177,32	0,0028	4907,04	4,42	0,007381421

Tableau .V.30. Justification vis à vis de l'effet P-Δ sens X

➤ Sens Y-Y :

Planchers	$W_i$ (KN)	$P_i$ (KN)	$\Delta_{yi}$ (m)	$V_{yi}$ (KN)	$h_i$ (m)	$\theta$
-----------	---------------	---------------	----------------------	------------------	--------------	----------

<b>cabine</b>	328,44	328,442	0,00315	57,64	1,06	0,007392445
<b>8<sup>ème</sup> étages</b>	2522,29	2850,73	0,00385	516,46	3,06	0,006944783
<b>7<sup>ème</sup> étages</b>	5871,81	8722,54	0,0056	1336,36	3,06	0,011944999
<b>6<sup>ème</sup> étages</b>	6010,92	14733,46	0,00595	2076,64	3,06	0,013795552
<b>5<sup>ème</sup> étages</b>	5967,95	20701,41	0,00665	2696,16	3,06	0,016686086
<b>4<sup>ème</sup> étages</b>	6120,57	26821,98	0,00665	3220,56	3,06	0,018099212
<b>3<sup>ème</sup> étages</b>	6120,57	32942,55	0,0063	3662,76	3,06	0,018516883
<b>2<sup>ème</sup> étages</b>	6120,57	39063,12	0,0063	4017,79	3,06	0,020016992
<b>1<sup>er</sup> étages</b>	6374,22	45437,34	0,0056	4293,57	3,06	0,019366938
<b>SERVICE</b>	6428	51865,34	0,00455	4491,88	3,06	0,017168765
<b>RDC</b>	5311,98	57177,32	0,00315	4572,09	4,42	0,008912454

**Tableau.V.31.** Justification vis à vis de l'effet P-Δ sens Y

On remarque que tous les coefficients  $\theta_k$  sont inférieure à 0,10. Donc l'effet  $P - \Delta$  est négligé.

➤ **Justification de la stabilité au renversement :**

Pour que la tour soit stable au renversement il doit vérifier la relation suivante :

- $\frac{M_s}{M_r} \geq 1,5.$

Avec :

- $M_s$ : Moment stabilisant,  $M_s = \frac{W \cdot l}{2}.$
- $M_r$ : Moment renversant,  $M_r = \sum F_i \cdot h_i.$
- $W$ : Poids du bâtiment.
- $F_i$ : Force sismique au niveau i.

	$L$	$M_r$	$M_s$	$M_s/M_r$
	(m)	(KN.m)	(KN.m)	
<b>Sens-X</b>	57177,32	1053206.23	120096,7059	8.77 > 1,5

Sens-Y	654966.2	103802,8338	3.31 > 1,5
--------	----------	-------------	------------

**Tableau.V.32.** Vérification de la stabilité au renversement

La tour est stable suivant **X et Y** selon les exigences du **RPA/2003**, donc il y'a pas de risque de renversement.

➤ **Vérification de L'effort normal réduit : (RPAv2003, 7.1.3.3)**

- $$\nu = \frac{N_d}{B_c * f_{c28}}$$

On doit vérifier que :  $\nu \leq 0,30$ .

Poteaux	55 * 55	50 * 50	45 * 45
$N_d(KN)$	2164,01	1626,34	887,43
$\nu$	0.286	0.26	0.175
$\nu \leq 0,30$	CV	CV	CV

**Tableau.V.33.** Vérification de L'effort normal réduit

**Conclusion :**

On peut dire que suivant les règles parasismiques algériennes RPA99 / version 2003 notre structure est stable dans le cas de présence d'action sismique.

## **CHAPITRE VI :**

# **Ferraillage des éléments structuraux**

## VI. Ferrailage des éléments porteurs

### VI.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 9.7.0.**

- Une 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.

### VI.2. Ferrailage des poutres :

Les poutres sont soumises aux moments fléchissant 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 :**

$$\gamma_s = 1.15, \quad \sigma_s = 348 \text{ MPa}, \quad \gamma_b = 1.5, \quad f_{bu} = 14.2 \text{ MPa}$$

➤ **Situation accidentelle :**

$$\gamma_s = 1, \quad \sigma_s = 400 \text{ MPa}, \quad \gamma_b = 1.15, \quad f_{bu} = 18.48 \text{ MPa}$$

### VI.2.1. Combinaisons des charges :

#### a. État 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 :

- $1,35 * G + 1,5 * Q$  BAEL91

#### b. État 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 :

- $G + Q$  BAEL91

#### c. État 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 :

- $G + Q \pm E$  RPA99/v2003
- $0,8G \pm E$  RPA99/v2003

### VI.2.2. Calcul de ferrailage :

- Ferrailage en travée : **ELU**.
- Ferrailage sur appui (nappe supérieure) :  $G + Q \pm E$ .
- Ferrailage sur appui (nappe inférieure) :  $0,8G \pm E$ .

Le calcul des armatures en flexion simple se fait par les formules données par **B.A.E.L 91** :

- $\mu_{bu} = \frac{M_u}{b * d^2 * f_{bu}}$ .
- $\alpha = 1,25 * (1 - \sqrt{1 - 2 * \mu_{bu}})$ .
- $z = d * (1 - 0,4 * \alpha)$ .
- $A_s = \frac{M_u}{z * \sigma_s}$ .
- $A_{min} = \frac{0,23 * b * d * f_{t28}}{f_e}$

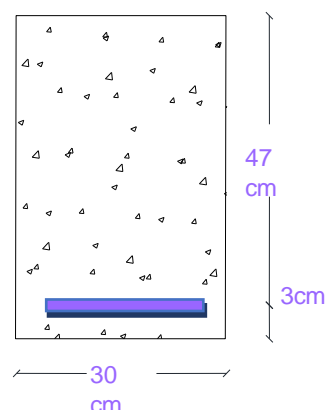


Figure VI.1. schéma de la poutre

### VI.2.3. Ferrailage des poutres longitudinales :

D'après les résultats de l'ETABS 9.7.0 :

Poutre (B521)

- $M_{\max}$  En Travée= 36.83 KN. m.
- $M_{\max}$  Sur Appuis:  
Nappe sup = 101.35KN. m.  
Nappe inf= 88.66KN. m.

Position	$M_{\max}$ (KN. m)	d (cm)	b(cm)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{\min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{RPA}$ (min)(cm <sup>2</sup> )	$A_{\text{sadop}}$ (cm <sup>2</sup> )
Travée	36.83	47	30	2.30	1.70	7.5	3T14 + 3T12 = 8.01
App sup	101.35	47	30	5.64	1.70	7.5	3T14 + 3T12 = 8.01
App inf	88.66	47	30	4.91	1.70	7.5	3T14 + 3T12 = 8.01

Tableau .VI.1. Calcul du ferrailage des poutres longitudinales

### VI.2.4. La vérification du ferrailage :

➤ **Section minimale (RPA) :**

$$b = 30 \text{ cm} ; h = 50 \text{ cm}$$

- $A_{\min} = 0,5\% \cdot b \cdot h = 0,5\% \cdot 30 \cdot 50 = 7.5 \text{ cm}^2$ .

➤ **Section maximale (RPA) :**

- $A_{\max} = 4\% \cdot b \cdot h = 4\% \cdot 30 \cdot 50 = 60 \text{ cm}^2 \rightarrow$  Zone courante.
- $A_{\max} = 6\% \cdot b \cdot h = 6\% \cdot 30 \cdot 50 = 90 \text{ cm}^2 \rightarrow$  ZoneDerecouvrement

La section d'armature sur appuis :

- $A_s = 3T14 + 3T12 = 8.01 \text{ cm}^2$
- $A_s = 3T14 + 3T12 = 8.01 \text{ cm}^2$



Donc :  $8.01 + 8.01 = 16.02 \text{ cm}^2 \rightarrow 16.02 \text{ cm}^2 < 60 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{ (CV)}$

La Condition de non fragilité :

- $A_{\min} = 0,23 * \frac{(f_{t28} * b * d)}{f_e} = 1,70 \text{ cm}^2 \rightarrow A_s > A_{s \min} \dots \dots \dots \text{ (CV)}$

#### VI.2.4.1. La vérification à l'état limite ultime (E.L.U) :

La vérification de la contrainte de cisaillement :

##### Fissuration préjudiciable :

- $\bar{\tau}_u = \min \left[ 0,15 * \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ Mpa} \right] = 2,5 \text{ Mpa.}$

Soit l'effort tranchant maximum est :  $T_{\max} = 57.65 \text{ KN.}$

- $\tau_u = \frac{T_{\max}}{b * d} = 0.408 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{ (CV)}$

#### VI.2.4.2. Calcul de la section des armatures transversales :

##### ➤ Choix du diamètre :

- $\phi_t \leq \min \left[ \frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi \right]$
- $\phi_t \leq \min \left[ \frac{500}{35}; \frac{300}{10}; 12 \right] = 12 \text{ mm} \rightarrow \text{On prend T10 (HA. Fe. E400).}$

##### ➤ Espacement entre les cadres :

- $S_t \leq \min(0.9 * d ; 40 \text{ cm}) = 40 \text{ cm}$
- $\frac{A_t * f_e}{b * S_t} \geq \max \left( \frac{\tau_u}{2}; 0.4 \text{ MPa} \right) \rightarrow A_t \geq \frac{0,4 * 300 * 400}{400} \rightarrow A_t = 1.2 \text{ cm}^2$

Soit :  $A_t = 4\text{T}8 = 2.01 \text{ cm}^2$

##### Espacement d'après B.A.E.L :

- $S_{t1} \leq \min(0.9 * d ; 40 \text{ cm}) = 40 \text{ cm.}$
- $S_{t2} \leq \frac{A_t * f_e}{0,4 * b} = \frac{2.01 * 400 * 10^2}{0,4 * 300} = 67 \text{ cm.}$

Donc :  $S_t \leq \min[S_{t1}, S_{t2}] = 40 \text{ cm}$

➤ **Espacement exigé par RPA :**

- En zone **nodale** :  $S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi\right) = 12.5 \text{ cm}$
- En zone **courante** :  $S_t \leq \frac{h}{2} = 25 \text{ cm}$

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 RPA99 :**

- $A_{tmin} = 0.003 * S_t * b = 1.35 \text{ cm}^2$
- $A_{tmin} = 1,35 \text{ cm}^2 \leq 2,01 \text{ cm}^2$ .

**N.B :** Les premières armatures transversales doivent être disposées à **5cm** au plus du nu de l'appui de l'encastrement.

➤ **Recouvrement des armatures longitudinales :**

D'après l'**RPA99V2003** la longueur minimale de recouvrement dans la zone II est de **40∅** poutre longitudinale : **40∅ = 56 cm** Avec : **∅ = 14 mm**.

**VI.2.4.3. La vérification à l'état limite de service (E.L.S) :**

➤ **La contrainte de compression du béton :**

Sur nappe inferieur :  $A_t = 8,01 \text{ cm}^2$ .

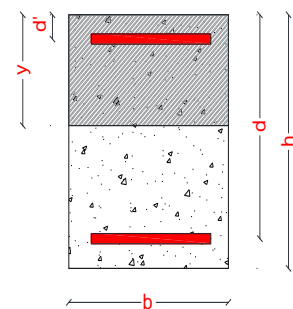
➤ **Calcul de  $\sigma_{bc}$  :**

- $\frac{b*y^2}{2} + n * A_s * y - n * d * A_s = 0 \rightarrow 15 * y^2 + 120.15 * y - 5647.05 = 0$

La solution de l'équation nous donne : **y = 15.8 cm**.

$I = \frac{b*y^3}{3} + n * A_s * (d - y)^2 = 156401,9 \text{ cm}^4$ .

- Soit la poutre la plus sollicitée :  **$M_{ser} = 45.31 \text{ KN.m}$**
- $\sigma_{bc} = \frac{M_s}{I} * y = 4.58 \text{ Mpa} < \sigma_{bc adm} = 15 \text{ Mpa} \dots \text{(CV)}$



- $\sigma_{st} = 15 \times \frac{M_s}{I} \times (d - y_{ser})$
- $\sigma_{st} = 135.55 \text{ Mpa} < \sigma_{st adm} = 201.63 \text{ Mpa} \dots \text{(CV)}$

**VI.2.4.4. La vérification de la flèche :**

- $M_0 = \frac{(G+Q)l^2}{8}$

Avec :

- $G = \rho * b * h + \left(\frac{l_1}{2} + \frac{l_2}{2}\right) * G_p = 29,66 \frac{\text{KN}}{\text{ml}}$
- $Q = \left(\frac{l_1}{2} + \frac{l_2}{2} + b\right) * Q = 5,925 \frac{\text{KN}}{\text{ml}}$
- $l = 4.2 \text{ m.}$

$$M_0 = \frac{(29,66 + 5,925) * 4.2^2}{8} = 78,46 \text{KN.m}$$

En travée :  $A_s = 3T14 + 3T12 = 8,01 \text{ cm}^2$ .

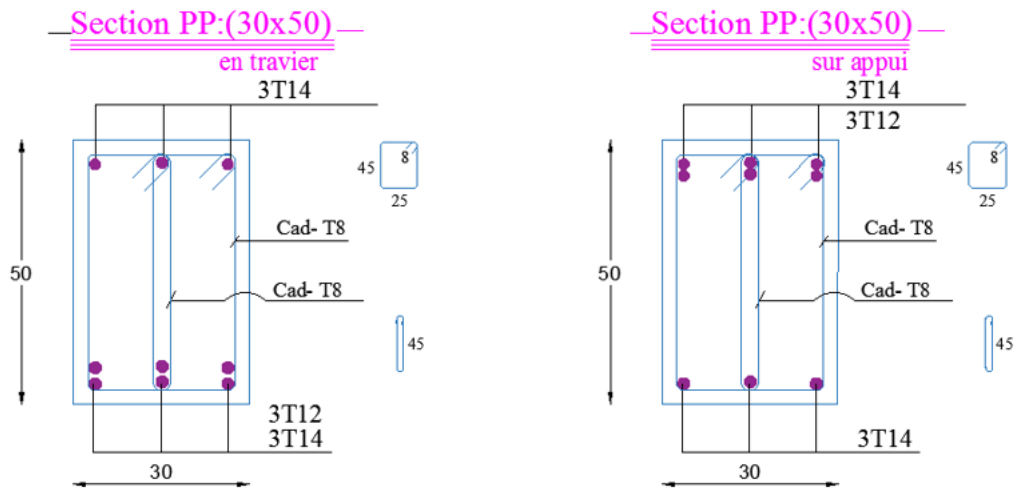
- $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \rightarrow 0,119 \geq 0.062 \dots \dots \dots \text{(CV)}$
- $\frac{h}{l} \geq \frac{M_{ser}}{10M_0} \rightarrow 0,119 \geq 0.036 \dots \dots \dots \text{(CV)}$
- $\frac{A_s}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \rightarrow 0.0056 \leq 0.0105 \dots \dots \dots \text{(CV)}$

Donc le calcul de la flèche est inutile.

**N.B :** les chapeaux sur les appuis doivent avoir une longueur tel que le débord par rapport au nu de l'appui est supérieur à :

- $\frac{L_{max}}{5}$ : Si l'appui n'appartient pas à une travée de rive soit : 0.84 m.
- $\frac{L_{max}}{4}$ : Si l'appui appartient à une travée de rive soit : 1,05 m.

**VI.2.5. Schéma de ferrailage :**



**Figure VI.2** Ferrailage des poutres longitudinales

### VI.2.6. Ferrailage des poutres transversales:

D'après les résultats de l'ETABS 9.7.0 :

Poutre B516 :

- $M_{\max}$  En Travée = 36.36 KN. m.
- $M_{\max}$  Sur Appuis:  
Nappe sup = 99.3 KN. m.  
Nappe inf = 89.63 KN. m.

Position	$M_{\max}$ (KN. m)	d (cm)	b (cm)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{\min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{RPA}$ (min)(cm <sup>2</sup> )	$A_{sadop}$ (cm <sup>2</sup> )
Travée	36.36	37	30	2,92	1.34	6.00	3T14 + 2T12 = 6.88
App sup	99.3	37	30	7.22	1.34	6.00	5T14 = 7.7
App inf	89.63	37	30	6.46	1.34	6.00	3T14 + 2T12 = 6.88

Tableau VI-2. Calcul du ferrailage des poutres transversales

### VI.2.7. La vérification du ferrailage :

#### ➤ Section minimale (RPA)

- $b = 30 \text{ cm}$  ;  $h = 40 \text{ cm}$
- $A_{\min} = 0,5\% \cdot b \cdot h = 0,5\% \cdot 30 \cdot 40 = 6.00 \text{ cm}^2$ .

#### ➤ Section maximale (RPA) :

- $A_{\max} = 4\% \cdot b \cdot h = 4\% \cdot 30 \cdot 40 = 48 \text{ cm}^2 \rightarrow$  Zone courante.
- $A_{\max} = 6\% \cdot b \cdot h = 6\% \cdot 30 \cdot 40 = 72 \text{ cm}^2 \rightarrow$  Zone de recouvrement.

#### La section d'armature sur appuis :

- $A_s = 5T14 = 7.7 \text{ cm}^2$
- $A_s = 3T14 + 2T12 = 6.88 \text{ cm}^2$

Donc :  $7.7 + 6.88 = 14.58m^2 \rightarrow 13.76cm^2 < 48 cm^2 \dots \dots \dots (CV)$

La Condition de non fragilité :

- $A_{min} = 0,23 * \frac{(f_{t28} * b * d)}{f_e} = 1,34cm^2 \rightarrow A_s > A_{s min} \dots \dots \dots (CV)$

### VI.2.7.1. La vérification à l'état limite ultime (E.L.U) :

La vérification de la contrainte de cisaillement :

#### Fissuration préjudiciable :

- $\bar{\tau}_u = \min \left[ 0,15 * \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ Mpa} \right] = 2,5 \text{ Mpa.}$

Soit l'effort tranchant maximum est :  $T_{max} = 43,84 \text{ KN.}$

- $\tau_u = \frac{T_{max}}{b * d} = 0.395 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ Mpa} \dots \dots \dots (CV)$

### VI.2.7.2. Calcul de la section des armatures transversales :

#### ➤ Choix du diamètre :

- $\phi_t \leq \min \left[ \frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi \right]$
- $\phi_t \leq \min \left[ \frac{450}{35}; \frac{300}{10}; 12 \right] = 12 \text{ mm} \rightarrow \text{On prend : T10 (HA. Fe. E400).}$

#### ➤ Espacement entre les cadres :

- $S_t \leq \min(0.9 * d ; 40cm) = 33.3 \text{ cm}$
- $\frac{A_t * f_e}{b * S_t} \geq \max \left( \frac{\tau_u}{2}; 0.4 \text{ MPa} \right) \rightarrow A_t \geq \frac{0,4 * 300 * 378}{400} \rightarrow A_t = 0.99 \text{ cm}^2$

Soit :  $A_t = 4T8 = 2.01 \text{ cm}^2$

#### ➤ Espacement d'après B.A.E.L :

- $S_{t1} \leq \min(0.9 * d ; 40cm) = 33.3cm.$
- $S_{t2} \leq \frac{A_t * f_e}{0,4 * b} = \frac{2.01 * 400 * 10^2}{0,4 * 300} = 67 \text{ cm.}$

Donc :  $S_t \leq \min[S_{t1}, S_{t2}] = 37.8 \text{ cm.} \rightarrow \text{on prend : } S_t = 30 \text{ cm.}$

#### ➤ Espacement exigé par RPA :

En zone **nodale** :  $S_t \leq \min \left( \frac{h}{4}; 12\phi \right) = 10 \text{ cm}$

En zone courante :  $S_t \leq \frac{h}{2} = 20 \text{ cm}$

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 RPA99 :

- $A_{tmin} = 0.003 * S_t * b = 1.35 \text{ cm}^2$
- $A_{tmin} = 1,35\text{cm}^2 \leq 2,01 \text{ cm}^2$ .

**N.B** : Les premières armatures transversales doivent être disposées à **5cm** au plus du nu de l'appui de l'encastrement.

➤ Recouvrement des armatures longitudinales :

D'après l'**RPA99V2003** la longueur minimale de recouvrement dans la zone II est de **40∅** poutre longitudinale : **40∅ = 56 cm** Avec : **∅ = 14 mm**.

**VI.2.7.3. La vérification à l'état limite de service (E.L.S) :**

➤ La contrainte de compression du béton :

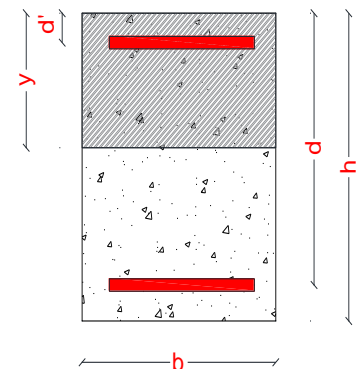
Sur nappe inferieur :  $A_t = 6.88 \text{ cm}^2$ .

➤ Calcul de  $\sigma_{bc}$  :

- $\frac{b \cdot y^2}{2} + n * A_s * y - n * d * A_s = 0 \rightarrow 15 * y^2 + 103.2 * y - 4334.4 = 0$

La solution de l'équation nous donne :  $y = 12.88 \text{ cm}$ .

- $I = \frac{b \cdot y^3}{3} + n * A_s * (d - y)^2 = 81406.32 \text{ cm}^4$ .
- Soit la poutre la plus sollicitée B516 :
- $M_{ser} = 29.95 \text{ KN.m}$
- $\sigma_{bc} = \frac{M_s}{I} * y = 4.74 \text{ Mpa} < \sigma_{bc adm} = 15 \text{ Mpa} \dots (CV)$
- $\sigma_{st} = 15 * \frac{M_s}{I} * (d - y_{ser})$
- $\sigma_{st} = 133.1 \text{ Mpa} < \sigma_{st adm} = 201.63 \text{ Mpa} \dots (CV)$



**VI.2.7.4. La vérification de la flèche :**

- $M_0 = \frac{(G+Q)l^2}{8}$

Avec :

- $G = \rho * b * h + \left(\frac{l_1}{2} + \frac{l_2}{2}\right) * G_p = 37,435 \frac{KN}{ml}$

- $Q = \left(\frac{l_1}{2} + \frac{l_2}{2} + b\right) * Q = 7,25 \frac{KN}{ml}$

- $l = 5,95 \text{ m.}$

$$M_0 = \frac{(37,435 + 7,25) * 5,95^2}{8} = 197.74 \text{ KN.m}$$

En travée :  $A_s = 3T14 + 2T12 = 6.88 \text{ cm}^2$ .

- $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \rightarrow 0,1 \geq 0.062 \dots \dots \dots \text{ (CV)}$

- $\frac{h}{l} \geq \frac{M_{ser}}{10M_0} \rightarrow 0,1 \geq 0.015 \dots \dots \dots \text{ (CV)}$

- $\frac{A_s}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \rightarrow 0.0061 \leq 0.0105 \dots \dots \dots \text{ (CV)}$

Donc le calcul de la flèche est inutile.

**N.B :** les chapeaux sur les appuis doivent avoir une longueur tel que le débord par rapport au nu de l'appui est supérieur à :

- $\frac{L_{max}}{5}$ : Si l'appui n'appartient pas à une travée de rive soit : 1.19 m.

- $\frac{L_{max}}{4}$ : Si l'appui appartient une travée de rive soit : 1,48m.

### VI.2.8. Schéma de ferrailage :



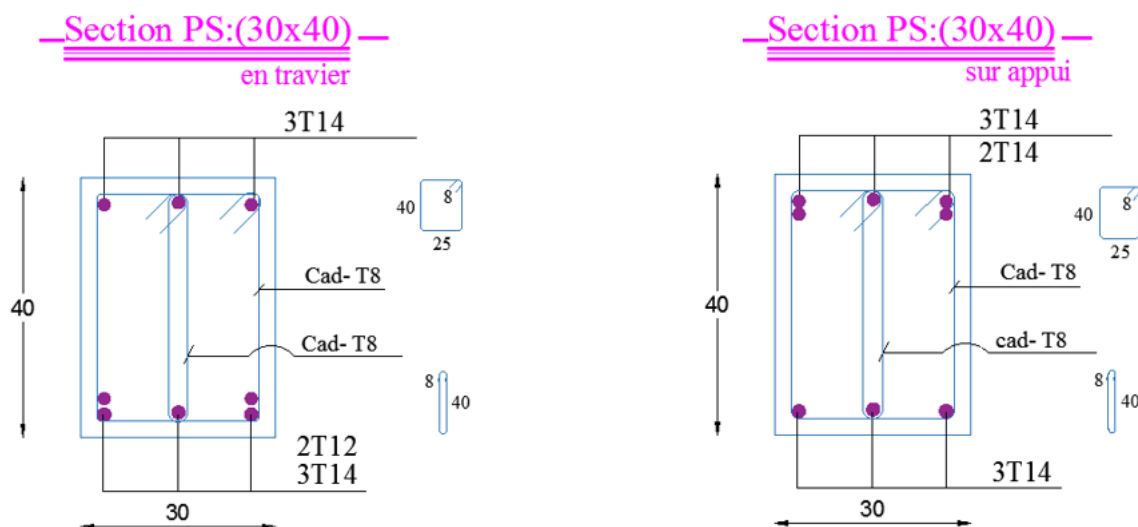


Figure VI.3 Ferrailage des poutres transversales

### VI.3. Ferrailage des poteaux :

#### VI.3.1. Introduction :

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts des poutres 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. Donc les poteaux sont sollicités en flexion composée.

#### VI.3.2. Recommandation du RPA 99/version 2003 :

##### ➤ Armatures longitudinales :

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sans crochets
- Le pourcentage minimum est de **0.8%**(zone IIa).
- Le pourcentage maximum est de **4% en zone courante** et de **6% en zone de recouvrement**.
- La longueur minimale de recouvrement est de  $40 \Phi$  (zone IIa).
- La distance entre les barres verticales sur une face du poteau ne doit pas dépasser **25 cm (zone IIa)**.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).

- $h' = \text{Max}\left(\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60 \text{ cm}\right).$

➤ **Armatures transversales :**

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a * V_u}{h_1 * f_e}$$

Avec :

- $v_u$  : Effort tranchant de calcul
- $h_1$  : Hauteur totale de la section brute.
- $f_e$  : Contrainte limite élastique de l'acier des armatures transversales.  $f_e = 400 \text{ Mpa}$ .
- $\rho_a$  : Coefficient correcteur (tient compte de la rupture).  $\rho_a = 2.5$  Si l'élançement géométrique  $\geq 5$ .  $\rho_a = 3.75$  Si l'élançement géométrique  $< 5$ .
- $t$  : Espacement des armatures transversales :

**Dans la zone nodale :**

- $t \leq \min(10\phi, 15\text{cm})$ . **En zone IIa**

**Dans la zone courante :**

- $t' \leq 15\phi$ . **En zone IIa**

**Où :**

- $\phi$  : Est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

La quantité d'armatures minimale  $\left(\frac{A_t}{b_1 * t} * \%\right)$  est donnée par :

- 0.3% si  $\lambda_g \geq 5$
- 0.8 % si  $\lambda_g \leq 3$

Par interpolation si  $3 < \lambda_g < 5$

Avec :

- $\lambda_g = \frac{l_f}{a}$  ou  $\frac{l_f}{b}$ .

Avec :

- **a et b** : les dimensions de la section du poteau.

### VI.3.3. Calcul de Ferrailage :

Les poteaux sont calculés en flexion composée. Chaque poteau est soumis à un effort (N) et à deux moments fléchissant ( $M_{x-x}$ ,  $M_{y-y}$ ).

Les poteaux seront ferrailés à partir des résultats obtenus de l'analyse dynamique qui a été effectuée par le logiciel « **ETABS** » :

➤ **Combinaison de calcul :**

Les poteaux sont soumis aux efforts revenant de la combinaison (**G + Q ± E**) suivants :

- **Effort Normal.**
- **Effort Tranchant.**
- **Moment Fléchissant.**

#### VI.3.3.1. Ferrailage des Poteaux :

Le résumées 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	55 * 55	50 * 50	45 * 45
<b>Combinaison</b>	<b>G + Q ± E</b>	<b>G + Q ± E</b>	<b>G + Q ± E</b>
<b>M<sub>max</sub> (KN. m)</b>	103.02	107,93	93.94
<b>N<sub>cor</sub> (KN)</b>	1371.68	786.52	140.54
<b>Combinaison</b>	<b>0,8G ± E</b>	<b>0,8G ± E</b>	<b>0,8G ± E</b>
<b>M<sub>cor</sub>(KN. m)</b>	35.81	43.75	38.79
<b>N<sub>max</sub>(KN)</b>	1632.32	1195.74	651.87
<b>Combinaison</b>	<b>ELU</b>	<b>ELU</b>	<b>ELU</b>
<b>M<sub>cor</sub>(KN. m)</b>	2.48	16,70	21.37
<b>N<sub>max</sub>(KN)</b>	2566.28	1925.38	1067.19

**Tableau VI-3** Les sollicitations dans les différents poteaux

- $A_{s \min RPA} = 0,8 * b * a$ .RPA (Art 7.4.2.1 P61)
- $A_{s \min BAEL} = \min \left[ 4 \frac{cm^2}{m} * U, 0,2 * \frac{B}{100} \right]$ .BAEL91 P94

Avec :

- **U**: Périmètre du poteau.

Le ferrailage des poteaux se fait l'aide de logiciel « SOCOTEC » :

Poteaux	M(KN.m)	N(KN)	$A_{scal}(cm^2)$	$A_{s \min BAEL}(cm^2)$	$A_{s \min RPA}(cm^2)$	$A_{s \text{adop}}(cm^2)$
55 * 55	103.02	1371.68	0	6,05	24,2	4T20 + 8T14 = 24.87
50 * 50	107.93	786.52	0	5	20	4T16 + 8T14 = 20,53
45 * 45	93.94	140.54	4.05	4,05	16,20	4T16 + 8T12 = 17,02

Tableau VI-4 Résultats de ferrailage des poteaux

### VI.3.4. Vérification de ferrailage des poteaux :

➤ **Section d'armature selon l'RPA99V2003 :**

- $A_{s \min} = 0,8\% * b * a$ .
- $A_{s \max} = 4\%b * a$  → En zone courante.
- $A_{s \max} = 6\%b * a$  → En zone de recouvrement.

➤ **Section d'armature selon BAEL91 :**

- $A_{s \min} = 0,2 * \frac{B}{100}$ .
- $A_{s \max} = 5 * \frac{B}{100}$ .

Poteau	$A_{s \min BAEL}$	$A_{s \min RPA}$	$A_{s \max BAEL}$	$A_{s \max RPA}$	$A_{s \text{adop}}$	OB
55 * 55	6.05	24.2	151.25	121	24.87	CV
50 * 50	5	20	125	100	20,53	CV
45 * 45	4.05	16.20	101.25	81	17,08	CV

Tableau V-5 Résultats de vérification de ferrailage des poteaux

VI.3.4.1. Vérification à l'E.L. U :

• **Vérification vis-à-vis à l'effort tranchant :**

➤ **D'après le BAEL :**

➤ **Exemple de calcul :**

➤ **Poteau (55\*55) cm<sup>2</sup>**

Fissuration préjudiciable :

•  $\tau_u = \min \left[ 0,2 * \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ Mpa} \right] = 2,5 \text{ Mpa}.$

Soit l'effort tranchant maximum est :  $T_{\max} = 64.55\text{KN}.$

•  $\tau_u = \frac{T_{\max}}{b*d} = 0,225 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{(CV)}$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

<b>b * a</b>	<b>T<sub>max</sub></b>	<b>τ<sub>u</sub></b>	<b>τ<sub>u</sub></b>	<b>OB</b>
<b>55 * 55</b>	<b>64.55</b>	<b>0,225</b>	<b>2,5</b>	<b>CV</b>
<b>50 * 50</b>	<b>58.27</b>	<b>0,248</b>	<b>2,5</b>	<b>CV</b>
<b>45 * 45</b>	<b>89.04</b>	<b>0,471</b>	<b>2,5</b>	<b>CV</b>

**Tableau VI-6** Vérification selon BAEL.

➤ **D'après l'RPA :**

$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$  Avec :  $\bar{\tau}_u = \rho_d * f_{c28}$

•  $\rho_d = 0,075 \dots \dots \dots$  si :  $\lambda_g \geq 5$

•  $\rho_d = 0,04 \dots \dots \dots$  si :  $\lambda_g < 5$

Où :  $\lambda_g$  : L'élancement géométrique.  $\lambda_g = \frac{l_f}{a}$ .

$a = 55 \text{ cm}, l_f = 0,7 * l_0 = 0,7 * 4,42 = 3,094 \text{ m}.$

**Donc :**  $\rightarrow \lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{3,094}{0,55} = 5,62 > 5 \rightarrow \rho_d = 0,075$

$\bar{\tau}_u = 0,075 * 25 = 1,875 \text{ Mpa} \rightarrow \tau_u = 0,225 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 1 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{(CV)}$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

$b * a \text{ (cm}^2\text{)}$	$l_f \text{ (m)}$	$\lambda_g$	$\rho_d$
55 * 55	3,094	5,62	0,075
50 * 50	2,142	4,28	0,04
45 * 45	2,142	4,76	0,04

Tableau VI-7 Vérification selon RPA

- **Calcul des armatures transversales :**

- **Choix du diamètre :**

- $\phi_t \geq \left[\frac{1}{3}\right] * \phi_l$ .
- $\phi_t \geq \left[\frac{1}{3}\right] * 16 = 6.66 \text{ mm}$ .

On adopte un cadre : **T8**

- **Espacement entre les cadres :**

- $S_t \leq \min[15\phi_{1\min}; 40 \text{ cm}; a + 10]$ .
- $S_t \leq \min[21 \text{ cm}; 40 \text{ cm}; 65 \text{ cm}]$ .

Donc :  $S_t = 15 \text{ cm}$ .

- **Espacement des cadres d'après le RPA :**

Dans la zone nodale :

- $S_t \leq \min[10\phi_1; 15 \text{ cm}]$ . En Zone **I** et **IIa**.

Donc :  $S_t = 10 \text{ cm}$ .

Dans la zone courante :

- $S_t \leq 15\phi_1$ . En Zone **I** et **IIa**.

Donc :  $S_t = 15 \text{ cm}$ .

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a * V_u}{h_1 * f_e}$$

Avec :

- $V_u$  : est l'effort tranchant de calcul ( $T_{\max}$ ).
- $h_1$  : hauteur totale de la section brute.

- $f_e$  : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.
- $S_t$  : est l'espacement des armatures transversales.
- $\rho_a$  : est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant, il est pris égal à :

$$\rho_a = 2,5 \quad \text{Si } \lambda_g \geq 5.$$

$$\rho_a = 3,75 \quad \text{Si } \lambda_g < 5$$

➤ **Exemple de calcul : (55\*55) cm<sup>2</sup> :**

Donc :  $\rho_a = 3,75 \rightarrow A_t = 1,33^2$

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

$b * a$	$T_{\max}$ (KN)	$\lambda_g$	$\rho_a$	$A_t$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{t \text{ adop}}$ (cm <sup>2</sup> )
55 * 55	64.55	5,62	2,5	0,73	3T8 = 1.51
50 * 50	58.27	4,28	3,75	1.09	3T8 = 1,51
45 * 45	89.04	4,76	3,75	1.85	3T10 = 2.36

Tableau VI-8 Les armatures transversales des poteaux

➤ **Détermination de la zone de recouvrement :**

Selon RPA (Art 7.4.2.1) La longueur minimale de recouvrement est :

- $40\emptyset \rightarrow$  En zone Iia

$b * a$	55 * 55	50 * 50	45 * 45
$\emptyset_{\max}$ (mm)	20	16	16
40 $\emptyset$ (cm)	80	64	64

Tableau VI-9 Longueur de recouvrement

**VI.3.4.2. Vérification de la contrainte à l'E.L.S :**

La vérification est faite à l'aide de logiciel SOCOTEC.

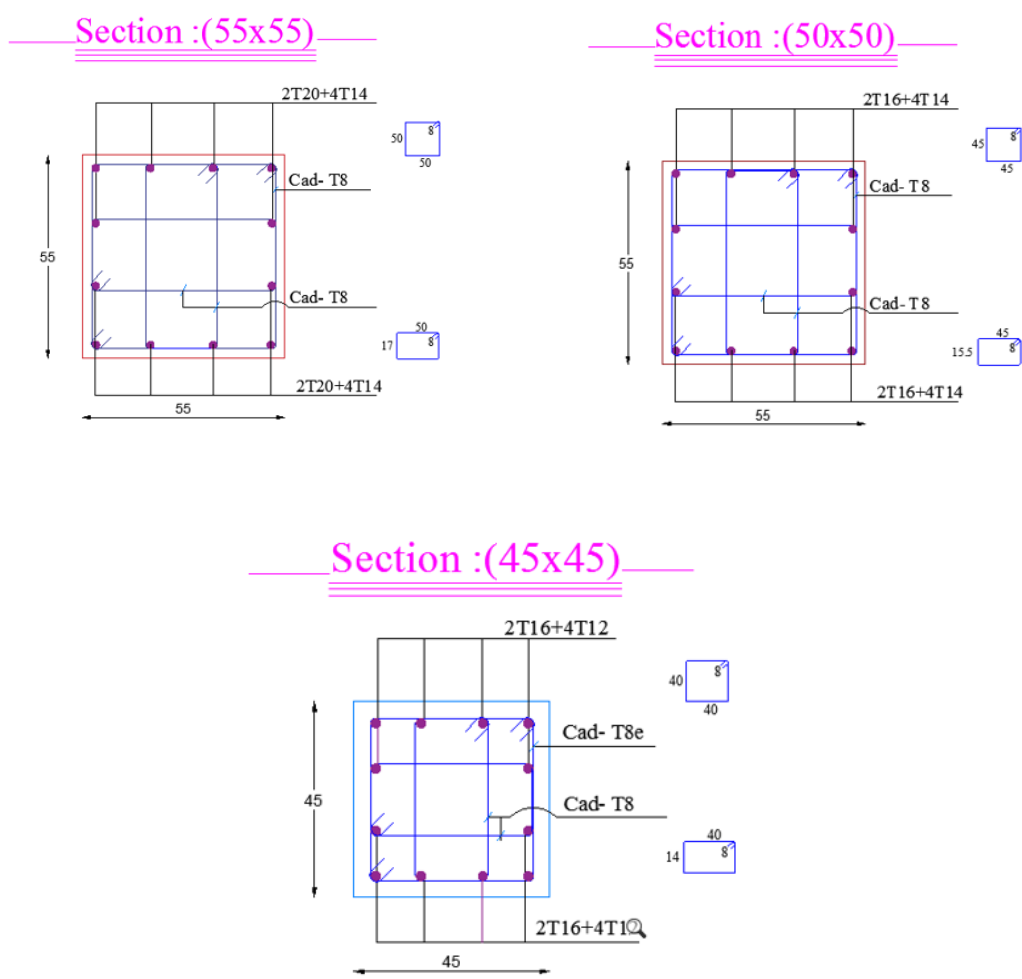
- Contrainte admissible de béton comprimé :  $\sigma_{bc \text{ adm}} = 0,6 * f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$ .
- Contrainte admissible d'acier tendu :  $\sigma_{st \text{ adm}} = 201.63 \text{ Mpa}$

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

$b * a$	$N_{ser}$	$M_{ser}$	$A_s$	$\sigma_{bc}$	$\sigma_{bc adm}$	$\sigma_{st}$	$\sigma_{st adm}$	OB
55 * 55	1082.46	18,35	24.87	4,68	15	31,6	201,63	CV
50 * 50	644,39	31,70	20,53	4.28	15	13,2	201,63	CV
45 * 45	125.77	43.96	17,08	3,77	15	44	201,63	CV

Tableau V-10 Vérification des contraintes à l'ELS

VI.3.5.Schéma de ferrailage :



VI.4 Voiles pleins :

Figure VI -4 Ferrailage des poteaux

Le ferrailage des voiles comprendra essentiellement :

- Des aciers verticaux.
- Des aciers horizontaux.



➤ **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/version2003** :

- ✓ 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  $(\frac{1}{10})$  de la longueur du voile, cet espacement doit être au plus égal à 15 cm.

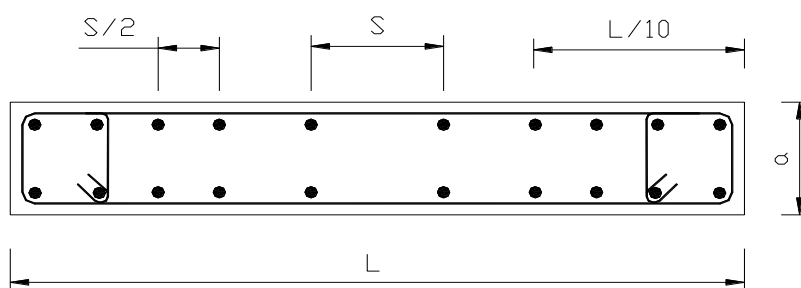


Figure VI.5 Section transversale de voile

➤ **Aciers horizontaux :**

Les aciers horizontaux seront disposés perpendiculairement aux faces du voile. Elles doivent être munies de crochets à  $(90^\circ)$  ayant une longueur de  $10\emptyset$ .

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.

➤ **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 :

$$S \leq (1,5 * e ; 30 \text{ cm})$$

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  $\phi_t$  des épingles est :

- $\phi_t = 6 \text{ mm} \rightarrow$  Lorsque  $\phi_v \leq 20 \text{ mm}$ .
- $\phi_t = 8 \text{ mm} \rightarrow$  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  $\frac{1}{10}$  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.

#### VI.4.1 Calcul du ferrailage vertical :

Le calcul se fera pour des bandes verticales de largeur  $d$  tel que :

$$d \leq \min \left[ \frac{h_e}{2} ; \frac{2 * l'}{3} \right].$$

Avec :

- $l'$  : étant la largeur de la zone comprimée.
- $h_e$  : étant la hauteur entre nœuds de planchers du trumeau (voile) considéré.

Dans le calcul du ferrailage, on utilise la méthode des contraintes pour déterminer les armatures verticales.

## VI.4.2 Etude des sections :

Pour une section soumise à la flexion composée, on a trois cas possibles :

- 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 ».  $\sigma_{A,B} = \frac{N}{A} \pm \frac{M}{I} * Y$

Avec :

- **A** : Surface.
- **I** : Moment d'inertie.
- **M** : Moment de flexion.

➤ **Section partiellement comprimée SPC :**

$$\sigma_{A,B} = \frac{N}{A} \pm \frac{M}{I} * y$$

Si :

- $M > 0 \rightarrow \sigma_A > 0$  et  $\sigma_B < 0$ .

Pour connaître la zone tendue de la zone comprimée, il faut calculer 'L<sub>t</sub>' en utilisant les triangles semblables :

$$\text{tg } \alpha = \frac{\sigma_B}{L_t} = \frac{\sigma_A}{L - L_t}$$

$$\text{Où : } L_t = \frac{L * \sigma_B}{\sigma_A + \sigma_B}$$

L'effort tranchant dans la zone tendue est donné par :  $T = 0.50 * \sigma_B * L_t * b$ .

La section d'armature nécessaire est donnée par :  $A_{\text{cal}} = T * \frac{y_s}{f_e}$ .

Si :  $M < 0 \rightarrow \sigma_A < 0$  et  $\sigma_B > 0$  :

$$\text{tg } \alpha = \frac{\sigma_A}{L_t} = \frac{\sigma_B}{L - L_t}$$

$$\text{Où : } L_t = \frac{L * \sigma_A}{\sigma_A + \sigma_B}$$

L'effort tranchant dans la zone tendue est donné par :  $T = 0.50 * \sigma_A * L_t * b$ .

La section d'armature nécessaire est donnée par :  $A_{\text{cal}} = T * \frac{y_s}{f_e}$ .

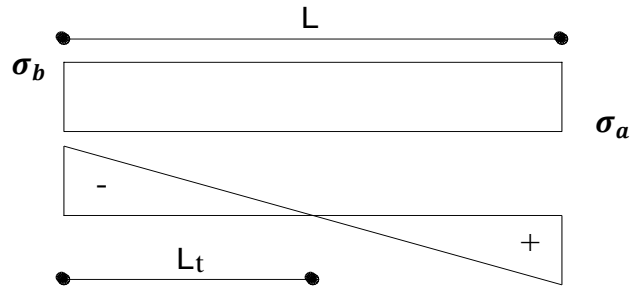


Figure .VI.6 S P C

➤ **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 exigée par le RPA 99/ V2003 (comme section minimale).

$$A = 0,0015 * L * b$$

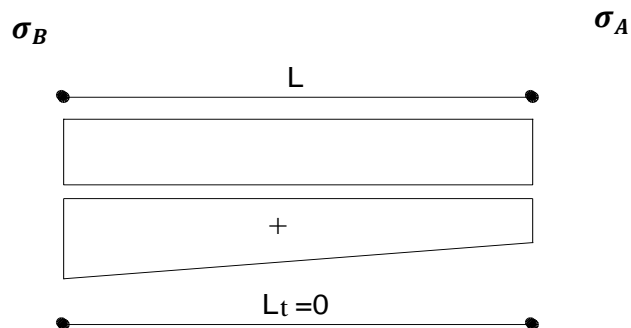


Figure .VI.7 S E C

➤ **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 donné par :  $T = (3 * \sigma_A + \sigma_B) * \frac{L*b}{2}$ .
- La section d'armatures nécessaire est donnée par :  $A_{sc} = \frac{T}{\frac{f_e}{\gamma_s}}$

$\sigma_B$

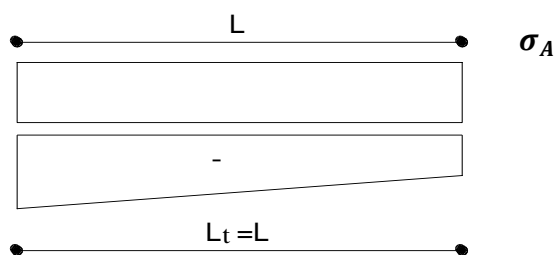


Figure .VI.8 S E T

### VI.4.3 Ferrailage des voiles :

Les combinaisons à considérer sont :

- $G + Q \pm E$ .
- $0.8G \pm E$ .

#### VI.4.3.1 Calcul de ferrailage vertical :

Le calcul se fera en deux zones (courantes et d'about) pour toute la longueur du voile :

- $A_{\min} = 0.15\% b * L \rightarrow$  Globalement dans la section du voile.
- $A_{\min} = 0.10\% b * L \rightarrow$  Dans la zone courante.

#### VI.4.3.2 Espacement des armatures verticales :

A chaque extrémité des voiles l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur  $\frac{1}{10}$  de la longueur du voile, cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm

Le schéma suivant représente les voiles qui existent :

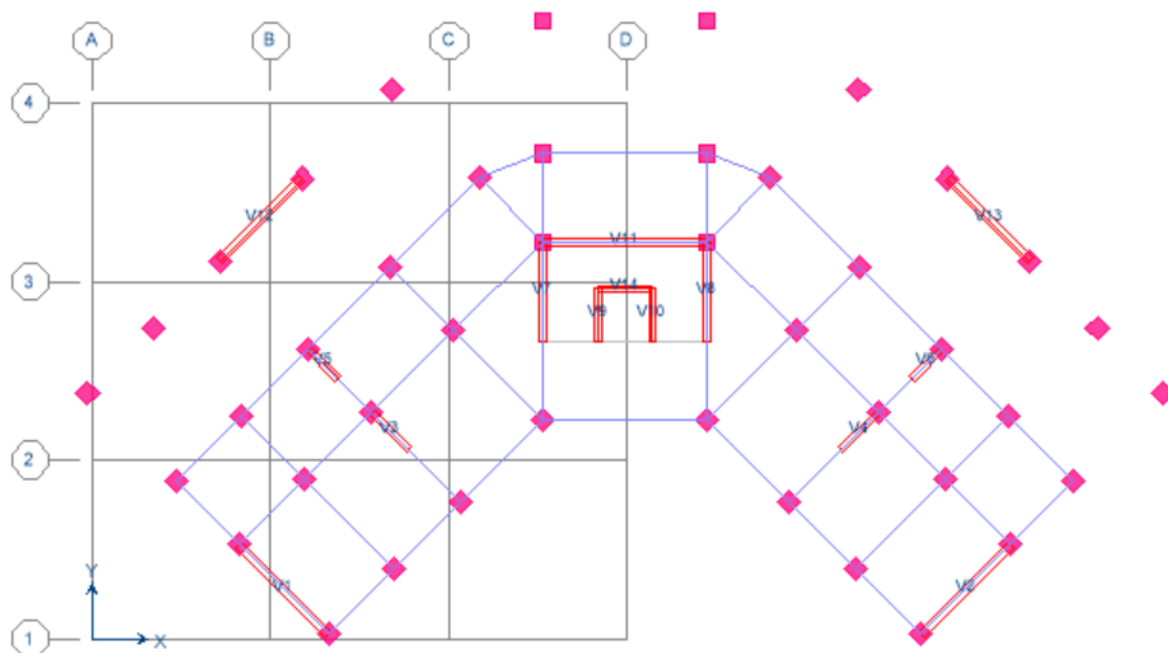


Figure .VI.9 Vue en plan des voiles existants

Sens X-X :

➤ Exemple de calcul (Voile V11) :

Les données utilisées sont les suivantes :

**Dimension :**

- $L = 4,95\text{m}$ .
- $b = 0,25\text{ m}$ .

**Caractéristique géométrique :**

- $I = 2,526\text{m}^4$ .
- $B = 1,237\text{m}^2$ .

**Les sollicitations sont :**

- $M = 8686,046\text{ KN.m}$ .
- $N = 2508,4\text{KN}$ .

**Les constraints:**

- $\sigma_A = 10534,901 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$ .
- $\sigma_B = -6480,921 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$ .

Les deux contraintes de signe opposés, alors **SPC**.

- $L_t = \frac{L \cdot \sigma_B}{\sigma_A + \sigma_B} = 1.88 \text{ m.}$
- $T = 0,5 * \sigma_B * L_t * b = 1527,340 \text{ KN.}$
- $A_{s \text{ cal}} = \frac{T * \gamma_s}{f_e} = 38,18 \text{ cm}^2. \rightarrow \text{Zone tendue.}$

➤ **Armatures minimales exigées par le RPA 99/version2003 :**

D'après le **RPA 99/version2003 (Art 7.7.4.1) :  $A_{rpa} = 0,20\% b * L_t.$**

- **b:** Epaisseur du voile.
- **$L_t$  :** Longueur de la section tendue.

Alors :

- $A_{RPA} = 0,20\% b * L_t = 9,4 \text{ cm}^2.$
- $A_{min} = 0,0015 * b * L = 18,5 \text{ m}^2.$
- $A_{s \text{ adopté}} = \text{Max} [A_{cal}; A_{RPA}] = 38,18 \text{ cm}^2$

➤ **Ferraillage (armatures adoptés) :**

• **Pour la zone tendue :**

- $A_s \text{ adop} = 5T16 = 10.05 \text{ cm}^2 \rightarrow st = 10 \text{ cm} \rightarrow \text{zone d'about}$   
 $7T14 = 10.78 \text{ cm}^2 \rightarrow st = 20 \text{ cm}$

• **Pour la zone comprimée**

$$6T10 = 4.71 \text{ cm}^2$$

Pour la longueur du voile nous allons adopter :  $A_s = 25.54 * 2 \text{ cm}^2.$

➤ **Calcul de l'espacement : d'après RPA :**

➤ **En zone courante :**

- $S_t \leq \min (1,5e, 30 \text{ cm}) = 30 \text{ cm} \rightarrow \text{On choisit : } S_t = 20 \text{ cm.}$

➤ **En zone d'about :**

- $S_{ta} = \frac{S_t}{2} = 10 \text{ cm.}$

Les résultats de calcul des voiles sont résumés dans les tableaux suivants :

Voile	V1	V2	V3	V4	V5
<b>M (KN. m)</b>	3783,187	3925,832	699,641	627,611	421,751
<b>N(KN)</b>	697,82	1196,3	666	295,01	719,19
<b>L (m)</b>	3,71	3,71	1,525	1,525	1,125
<b>e (m)</b>	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25

<b>I (m<sup>4</sup>)</b>	1,06385023	1,06385023	0,07388704	0,07388704	0,02966309
<b>B (m<sup>2</sup>)</b>	0,9275	0,9275	0,38125	0,38125	0,28125
<b>Y (m)</b>	1,855	1,855	0,7625	0,7625	0,5625
<b><math>\sigma_A</math>(KN/m<sup>2</sup>)</b>	7348,98299	8135,15304	8967,04499	7250,6208	10554,7686
<b><math>\sigma_B</math>(KN/m<sup>2</sup>)</b>	-5844,2498	-5555,5304	-5473,2745	-5703,0274	-5440,5286
<b>Nature de section</b>	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC
<b>L<sub>t</sub>(m)</b>	1,64343093	1,50547764	0,57801655	0,67140288	0,38264964
<b>T(KN)</b>	1200,57762	1045,46585	395,455403	478,628626	260,227037
<b>A<sub>s cal</sub>(cm<sup>2</sup>)</b>	30,0144405	26,1366462	9,88638508	11,9657157	6,50567591
<b>A<sub>s RPA</sub>(cm<sup>2</sup>)</b>	8,21	7,52	2,89	3,35	1,98
<b>A<sub>s minRPA</sub>(cm<sup>2</sup>)</b>	13,91	13,91	5,72	5,72	4,20
<b>S<sub>t courant</sub> (cm)</b>	20	20	10	10	10
<b>S<sub>t about</sub> (cm)</b>	10	10	5	5	5
<b>Zone courante</b>	10T10	4T10	4T10	2T10	4T10
<b>Zone tendue</b>	5T16+5T12	4T16+6T12	8T10	9T10	6T10
<b>As adopté(cm<sup>2</sup>)</b>	5T16	4T16	3T10	3T10	3T10
<b>Voile</b>	<b>V6</b>	<b>V7</b>	<b>V8</b>	<b>V9</b>	<b>V10</b>
<b>M (KN. m)</b>	388,667	3287,286	3280,592	635,817	635,355
<b>N(KN)</b>	422,66	488,87	492,62	29,47	29,41
<b>L (m)</b>	1,125	3,088	3,088	1,8	1,8
<b>e (m)</b>	0,25	0,25	0,25	0,20	0,20
<b>I (m<sup>4</sup>)</b>	0,02966309	0,6134662	0,6134662	0,0972	0,0972
<b>B (m<sup>2</sup>)</b>	0,28125	0,772	0,772	0,36	0,36
<b>Y (m)</b>	0,5625	1,544	1,544	0,9	0,9
<b><math>\sigma_A</math>(KN/m<sup>2</sup>)</b>	8873,06904	8906,84421	8894,85396	4775,24444	4771,68889
<b><math>\sigma_B</math>(KN/m<sup>2</sup>)</b>	-5867,4868	-7640,3416	-7618,6363	-4644,2667	-4640,9778



Nature de section	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC
<b>L<sub>t</sub>(m)</b>	0,4478069	1,42582401	1,42467453	0,88748555	0,88750195
<b>T(KN)</b>	328,437637	1361,72282	1356,75964	515,214945	514,859602
<b>A<sub>s cal</sub>(cm<sup>2</sup>)</b>	8,21094094	34,0430705	33,9189911	12,8803736	12,8714901
<b>A<sub>s RPA</sub>(cm<sup>2</sup>)</b>	2,23	7,12	7,12	4,44	4,44
<b>A<sub>s minRPA</sub>(cm<sup>2</sup>)</b>	4,22	11,58	11,58	6,75	6,75
<b>S<sub>t courant</sub> (cm)</b>	10	20	20	20	20
<b>S<sub>t about</sub> (cm)</b>	5	10	10	10	10
Zone courante	3T10	2T10	2T10	//	//
Zone tendue	7T10	4T16+6T14	4T16+6T14	2T16+4T10	2T16+4T10
As adopté(cm <sup>2</sup> )	3T10	4T16	4T16	2T16	2T16

Voile	V11	V12	V13	V14
<b>M (KN. m)</b>	8686,046	720,209	3694,442	3928,476
<b>N(KN)</b>	2508,4	386,06	1142,25	1694,98
<b>L (m)</b>	4,95	1,8	3,35	3,35
<b>e (m)</b>	0,25	0,20	0,3	0,3
<b>I (m<sup>4</sup>)</b>	2,52682031	0,0972	0,93988438	0,93988438
<b>B (m<sup>2</sup>)</b>	1,2375	0,36	1,005	1,005
<b>Y (m)</b>	2,475	0,9	1,675	1,675
<b>σ<sub>A</sub>(KN/m<sup>2</sup>)</b>	10534,9015	6192,79259	7720,55825	8687,61833
<b>σ<sub>B</sub>(KN/m<sup>2</sup>)</b>	-6480,9217	-4476,9704	-5447,4239	-5314,5238
Nature de section	SPC	SPC	SPC	SPC
<b>L<sub>t</sub>(m)</b>	1,88533708	0,75526951	1,38585167	1,27149507
<b>T(KN)</b>	1527,34025	422,664903	1132,39824	1013,60862
<b>A<sub>s cal</sub>(cm<sup>2</sup>)</b>	38,1835062	10,5666226	28,3099559	25,3402156
<b>A<sub>s RPA</sub>(cm<sup>2</sup>)</b>	9,42	3,77	6,93	6,35
<b>A<sub>s minRPA</sub>(cm<sup>2</sup>)</b>	18,56	6,75	12,56	12,56

$S_{t \text{ courant}} \text{ (cm)}$	20	20	20	20
$S_{t \text{ about}} \text{ (cm)}$	10	10	10	10
Zone courante	6T10	2T10	3T10	5T10
Zone tendue	5T16+7T14	2T14+3T10	4T16+6T12	4T16+5T12

**Tableau VI-11.** Résumé des résultats de ferrailage vertical de voile

### VI.4.3.3 Vérification de la résistance au cisaillement :

La vérification de la résistance au cisaillement se fait avec majoration de 40% de la contrainte de cisaillement.

- Selon RPA (art 7.7.2) :

La contrainte de cisaillement est limitée comme suit :

$$\tau = \frac{1,4 \times V}{b_0 \times 0,9 \times L} \leq 0,2 \times f_{c28} = 5 \text{ Mpa.}$$

Avec :

- **V**: Effort tranchant.
- **b<sub>0</sub>**: Épaisseur du voile.
- **L**: Longueur du voile.

Il faut vérifier que :  $\tau_u \leq \tau_{adm}$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Voiles	V (kN)	b (m)	L (m)	$\tau$ (Mpa)	$\tau_{adm}$ (Mpa)	$\tau_u \leq \tau_{adm}$
V1	687	3,71	0,25	1,152201258	3,25	CV
V2	679,01	3,71	0,25	1,138801	3,25	CV
V3	230,24	1,525	0,25	0,93941275	3,25	CV
V4	191,61	1,525	0,25	0,781796721	3,25	CV
V5	149,2	1,125	0,25	0,825204938	3,25	CV
V6	131,92	1,125	0,25	0,729631605	3,25	CV
V7	684,46	3,088	0,25	1,379165	3,25	CV
V8	682,97	3,088	0,25	1,376163	3,25	CV
V9	174,97	1,8	0,2	0,75604321	3,25	CV

V10	174,83	1,8	0,2	0,755438272	3,25	CV
V11	1817,26	4,95	0,25	2,284322	3,25	CV
V12	238,56	1,8	0,2	1,030814815	3,25	CV
V13	721,87	3,35	0,3	1,117322	3,25	CV
V14	743,5	3,35	0,3	1,150802	3,25	CV

**Tableau VI-12.** Vérification de la contrainte de cisaillement sens Y-Y

**VI.4.3.4 Calcul de ferrailage horizontal :**

Ces armatures sont parallèles aux forces du refend et sont destinées à prendre l’effort tranchant, elles sont disposées en deux nappes à l’extérieur des armatures verticales et empêchant le flambement de celle-ci.

La section des armateurs est donnée par la relation :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\tau_u - \tau_0}{0,9 * \left[ \frac{f_e}{\gamma_s} \right] * (\sin\alpha + \cos\alpha)} \dots \dots \dots \text{BAEL}$$

Où :

- $K = 0 \rightarrow$  Cas de reprise de bétonnage.
- $\alpha \leq 90^\circ$ .
- $S_t \leq \min[1,5 * b ; 30 \text{ cm}] = 30 \text{ cm}$ .

$\rightarrow$  Donc on adopte :  $S_t = 20 \text{ cm}$ .

• **Selon le RPA :**

D’après le RPA, le pourcentage minimal exigé pour les parties courantes qui doivent être d’un treillis d’armatures en double nappes et donnés par :

- $\tau_u \leq 0,025 * f_{c28} = 0,625 \text{ MPa} \rightarrow A_t = 0,0015 * b * L$ .
- $\tau_u > 0,025 * f_{c28} = 0,625 \text{ MPa} \rightarrow A_t = 0,0025 * b * L$ .

La section adoptée est :  $A_t = \max[A_{t \text{ RPA}} ; A_{t \text{ BAEL}}]$ .

• **Exemple de calcul :**

Voile V<sub>1</sub> :

- $V = 687 \text{ KN}$

- $\tau = 1,15\text{MPa} \leq 5 \text{ MPa}$ .  $A_t = \frac{\tau_u \cdot S_t \cdot b}{0,9 \cdot \left[ \frac{f_e}{\gamma_s} \right]} = \frac{1,15 \cdot 20 \cdot 25}{0,9 \cdot 400}$

→  $A_t = 1,60 \text{ cm}^2$ .

➤ **Ferraillage minimal de RPA :**

- $A_t = 0,0015 \cdot b \cdot L$
- $A_{t \text{ min RPA}} = 0,25\% \cdot 25 \cdot 371$
- $A_{t \text{ min RPA}} = 23,18 \text{ cm}^2$

Alors :

- $A_t = \max[1,6 \text{ cm}^2; 23,18 \text{ cm}^2] = 23,18 \text{ cm}^2$ .
- $A_t \left( \frac{\text{ml}}{\text{face}} \right) = \frac{23,18}{2 \cdot (4,42 - 0,45)} = 2,92 \frac{\text{cm}^2}{\text{ml / face}}$

Soit :  **$A_{\text{adopté}} \text{ (ml/face)} = 6 \text{ T8} = 3,02 \text{ cm}^2$** .

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

**Sens X-X :**

Voile s	$\tau$ (Mpa)	$S_t$ (m)	L(m)	b (m)	$A_{\text{BAEL}}(\text{cm}^2)$	$A_{\text{RPA}}(\text{cm}^2)$	$A_{\text{max}}\left(\frac{\text{cm}^2}{\text{ml / face}}\right)$	$A_{\text{adop}} (\text{cm}^2)$
V1	1,152	20	3,71	0,25	1,600	23,1875	2,920	<b>6T8</b> = 3,02
V2	1,139	20	3,710	0,250	1,582	23,188	2,920	<b>6T8</b> = 3,02
V3	0,939	20	1,525	0,250	1,305	9,531	1,200	<b>4T8</b> = 2,01
V4	0,782	20	1,525	0,250	1,086	9,531	1,200	<b>4T8</b> = 2,01
V5	0,825	20	1,125	0,250	1,146	7,031	0,886	<b>4T8</b> = 2,01
V6	0,730	20	1,125	0,250	1,013	7,031	0,886	<b>4T8</b> = 2,01
V7	1,379	20	3,088	0,250	1,916	19,300	2,431	<b>6T8</b> = 3,02
V8	1,376	20	3,088	0,250	1,911	19,300	2,431	<b>6T8</b> = 3,02
V9	0,756	20	1,800	0,250	1,050	11,250	1,417	<b>4T8</b> = 2,01
V10	0,755	20	1,800	0,250	1,049	11,250	1,417	<b>4T8</b> = 2,01
V11	2,284	20	4,950	0,250	3,173	30,938	3,946	<b>8T8</b> = 4,026
V12	1,031	20	1,800	0,250	1,432	11,250	1,435	<b>4T8</b> = 2,01

V13	1,117	20	3,350	0,300	1,862	25,125	3,205	7T8 = 3,52
V14	1,151	20	3,350	0,300	1,918	25,125	3,205	7T8 = 3,52

Tableau VI-13. Ferrailage horizontal des voiles

VI.4.3.5. Schéma de ferrailage :

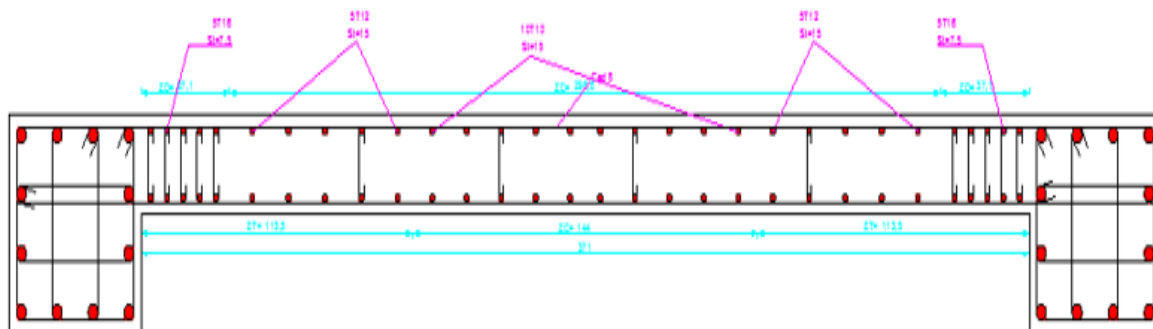


Figure VI -10 Ferrailage de VOILE 1

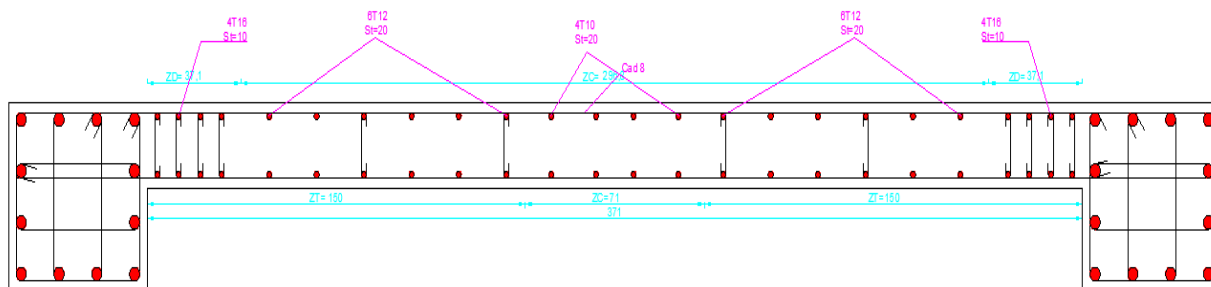


Figure VI -11 Ferrailage de VOILE 2

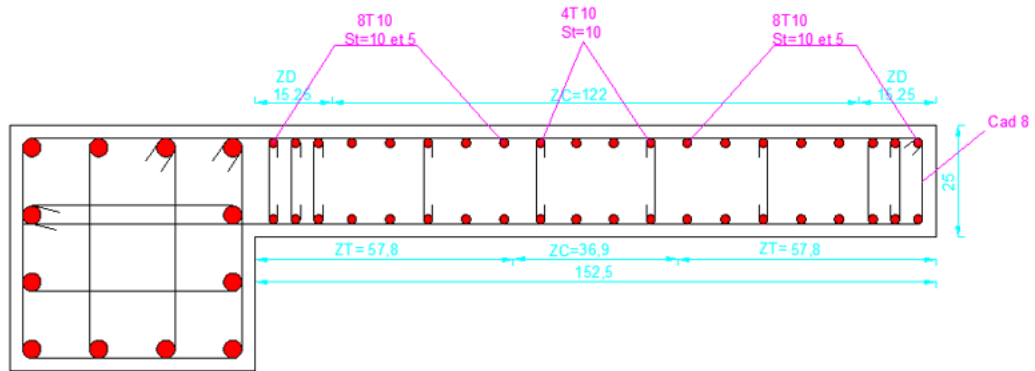


Figure VI -12 Ferrailage de VOILE 3

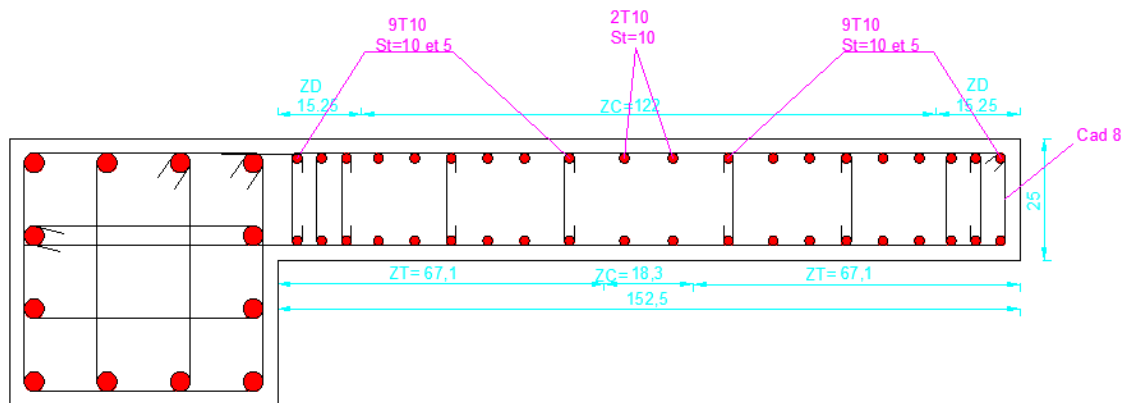


Figure VI -13 Ferrailage de VOILE 4

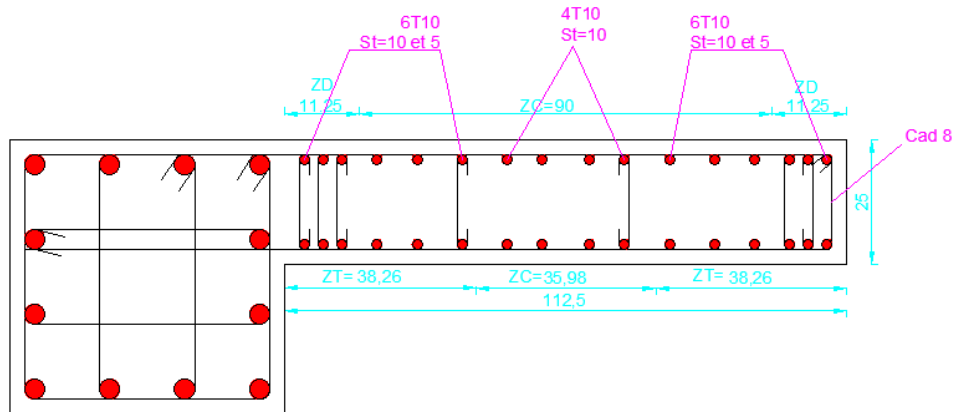


Figure VI -14 Ferrailage de VOILE 5

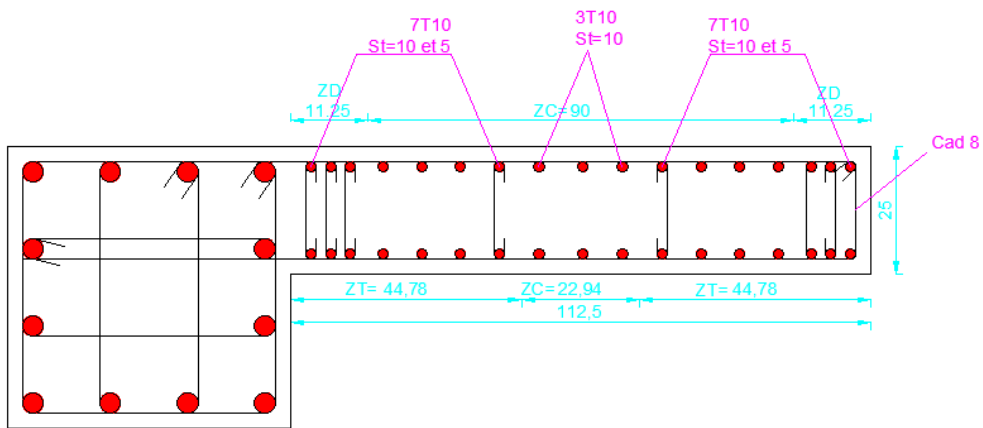


Figure VI -14 Ferrailage de VOILE 6

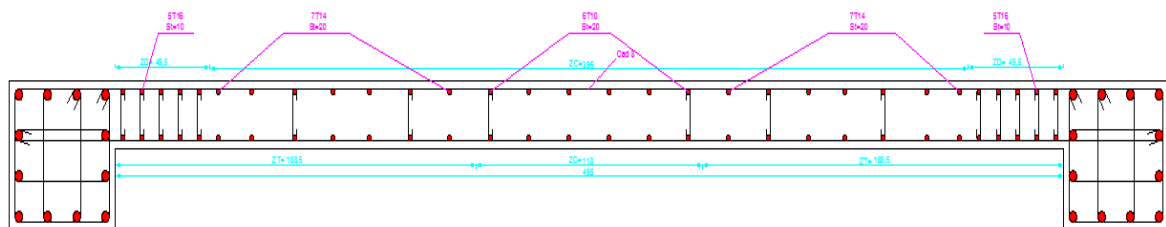


Figure VI -16 Ferrailage des VOILE 7 et 8

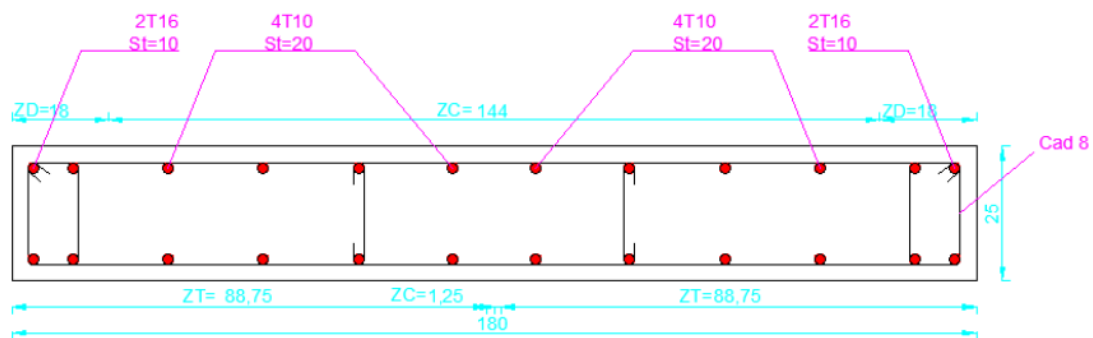


Figure VI -17 Ferrailage des VOILE 9 et 10

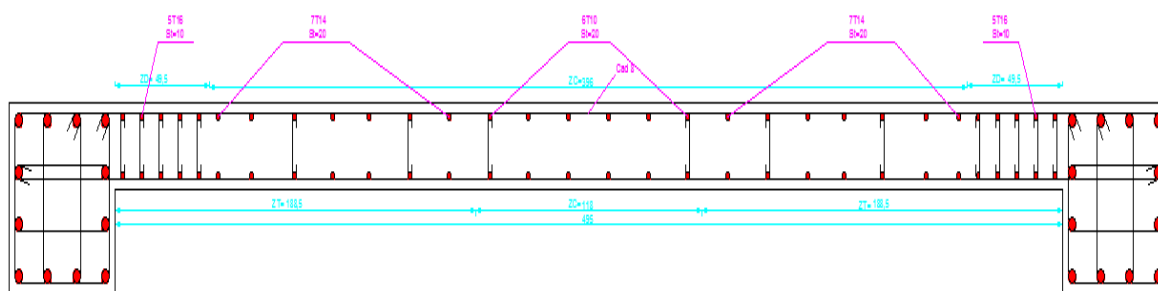


Figure VI -18 Ferrailage de VOILE 11

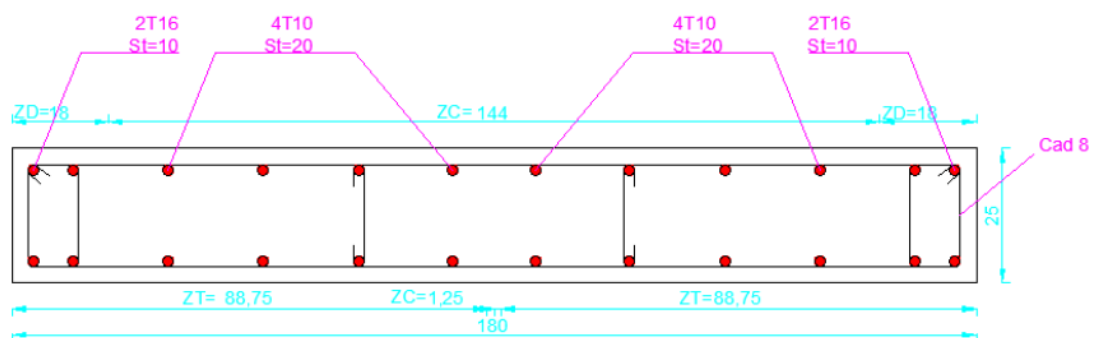


Figure VI -19 Ferrailage de VOILE 12



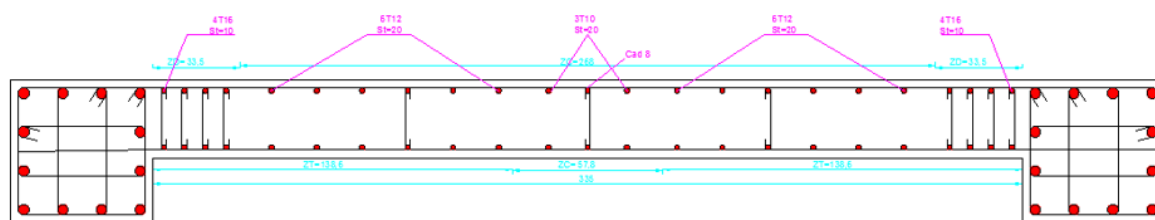


Figure VI -20 Ferrailage de VOILE 13

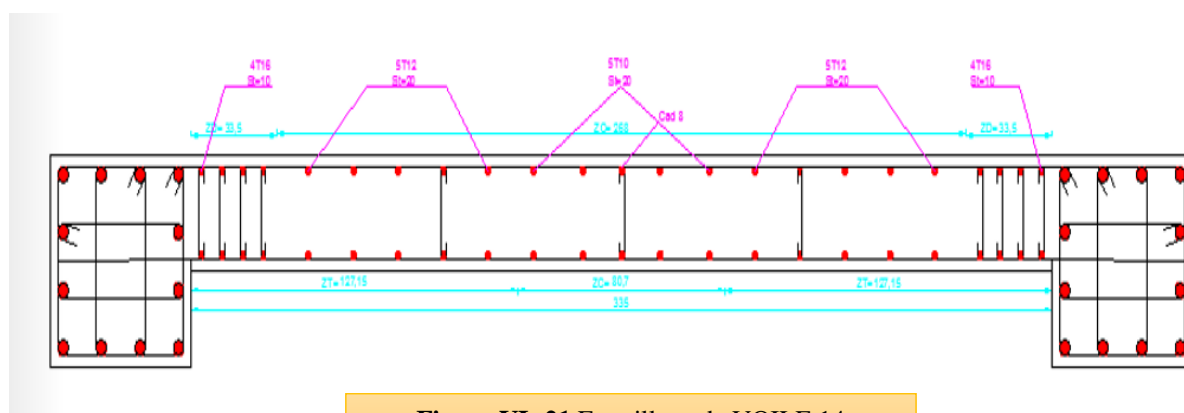


Figure VI -21 Ferrailage de VOILE 14

A

#### VI.4.3.6. Calcul des linteaux :

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.

##### VI.4.3.6.1 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 portée du linteau présente des difficultés dans le calcul (la majoration de (T) de 40% peut être justifiée à la limite).

Le calcul de ferrailage du linteau se 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 %.

## VI.4.3.6.2 Exemple de calcul :

❖ **Linteau L1 :**

-Les caractéristiques géométriques de linteau :

$$h = 64 \text{ cm}, b = 25 \text{ cm}, L = 1,95 \text{ m}$$

-Déterminations des sollicitations:

D'après le fichier des résultants du logiciel « **ETABS** » On a :

Soit :  $V_U = 161,73 \text{ KN}$ .

- $\bar{V} = 1,4 V_U$ .
- $\bar{V} = 1,4 \times 161,73 = 226,42 \text{ KN}$ .

a) **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

D'après RPA/99, on a :

- $\tau_b = \frac{V}{b \cdot d}$  ;  $d = 0,9 h = 0,9 \times 0,64 = 0,576 \text{ m}$ .
- $\tau_b = \frac{226,42 \times 10^3}{250 \times 576} = 1,57 \text{ MPa}$ .
- $\bar{\tau}_b = 0,2 f_c = 5 \text{ MPa}$ .
- $\tau_b = 1,57 \text{ MPa} < \bar{\tau}_b = 5 \text{ MPa}$ .

La condition est vérifiée ; donc pas de risque de cisaillement.

b) **calcul du ferrailage :**

- $\bar{\tau} = 0,06 \times 20 = 1,2 \text{ MPa}$ .
- $\tau_b = 1,57 \text{ MPa} > 1,2 \text{ MPa}$  ; 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 ( $A_t$ ) :**

$$\tau_b = 1,57 \text{ MPa} > 1,2 \text{ MPa}$$

Section minimale exigée par le **RPA99** :

- $(A_L, A_L') \geq 0,0015.b.h$
- $(A_l, A_l') \geq 0.0015 \times 25 \times 64 = 2.4\text{cm}^2$ .
- $A_l = A_l' = 4\text{HA}10 = 3,14 \text{ cm}^2$ .

→ **Calcul de (At):**

Condition minimale du **RPA 99(art4.3.2.2.B)** :

- $\tau_b \leq 0,025 f_{c28} \dots\dots\dots At \geq 0,0015.b.St$
- $\tau_b > 0,025 f_{c28} \dots\dots\dots At > 0,0025.b.St$

**St** : espacement des armatures transversales.

- $\tau_b = 1,57 > 0,025 f_{c28} = 0.625 \text{ MPa}$ .
- $A_t \geq 0,0025 \times 25 \times 20 = 1,25\text{cm}^2$ .
- On prend: **3HA8=1.51cm<sup>2</sup>**

→ **Calcul de (Ac):**

- $A_c \geq 0.002.b.h$
- $A_c \geq 0.002 \times 25 \times 64 = 3.2\text{cm}^2$

On prend :

$A_c = 2(3T10) = 2(2.36) = 4,72\text{cm}^2$ .

→ **Calcul de (Ad) :**

- $A_d = V / (2f_e \cdot \sin \alpha)$
- $\tau_b = 1,57 > 1,5 \text{ MPa}$ .
- $\text{tg} \alpha = \frac{h-2d'}{l} = \frac{0,64-2 \times 0,064}{1,95} = 0,26 \dots\dots\dots \alpha = 16,19^\circ$
- $A_d = (226,42 \times 10^3 / 2 \cdot 400 \cdot \text{Sin } 16,19) = 11.25\text{cm}^2$
- $\tau_b = 1,57 > 0.06 f_{c28} = 1,5 \text{ MPa}$

Section minimale du **RPA / 99** :

- $A_d > 0,0015.b.h = 0,0015 \times 25 \times 64 = 2.4\text{cm}^2$

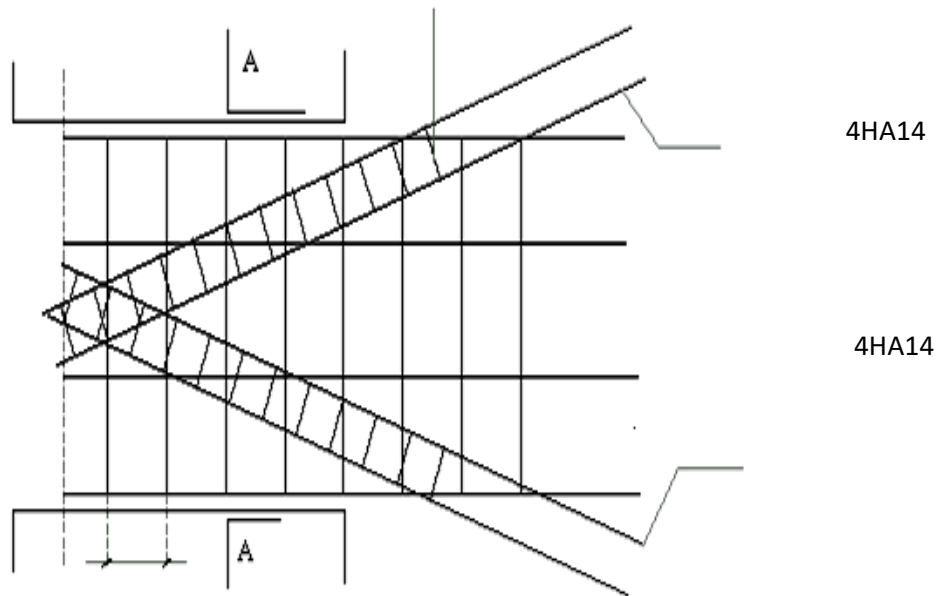
**Donc:**

- $A_d = \max (A_{d\text{calculée}}, A_d \text{ RPA}) = \max (11.25; 2.4)$
- **$A_d = 11.25\text{cm}^2$**

**c) Choix des Barres d'aciers:**

Le ferrailage final du linteau se résume comme suite :

- $A_l = A_l' = 2.4 \text{ cm}^2$ ; soit:  $A_s(4 \Phi 10) = 3.14 \text{ cm}^2$ .
- $A_t = 1.25 \text{ cm}^2$ ; soit:  $A_s(3 \Phi 8) = 1.51 \text{ cm}^2$ .
- $A_c = 3.2 \text{ cm}^2$ ; soit :  $A_s(6 \Phi 10) = 4.72 \text{ cm}^2$ .
- $A_d = 11.25 \text{ cm}^2$ ; soit :  $A_s(8 \Phi 14) = 12.31 \text{ cm}^2$



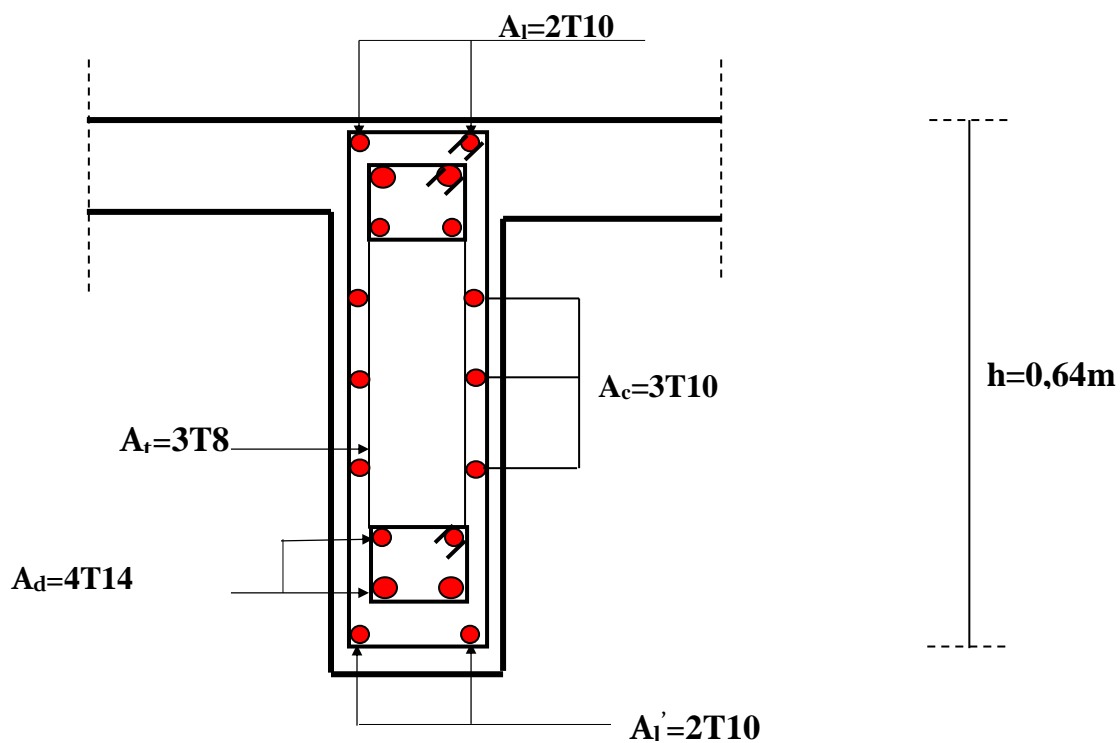


Figure.VI.22 Schéma d'armature de linteaux

Coupe A-A

VI.4.6.3. Ferrailages de trumeau T (V13+V14)

Voile	trumeau 1
M	378,998
N	825,33
L	3,9
e	0,25
I	1,23
B	0,975
Y	1,95
$\delta_a$	1444,51
$\delta_b$	248,46
Nature de section	S E C
Lt	/
T	/
Ascal	/
As RPA	/
Amin	14.6

<b>A adopté</b>	14.6
<b>ST Courante</b>	<b>20</b>
<b>ST d'about</b>	10
<b>Zone courante</b>	<b>12T10</b>
<b>Zone tendue</b>	/

**TableauVI-14** Résumé des résultats de ferrailage horizontale trumeaux T

**a. Vérification de la résistance au cisaillement :**

voiles	V	B	L	tu	Tu	tu<TU
<b>Trumeau1</b>	261,58	0.25	3.9	0,417	3.25	cv

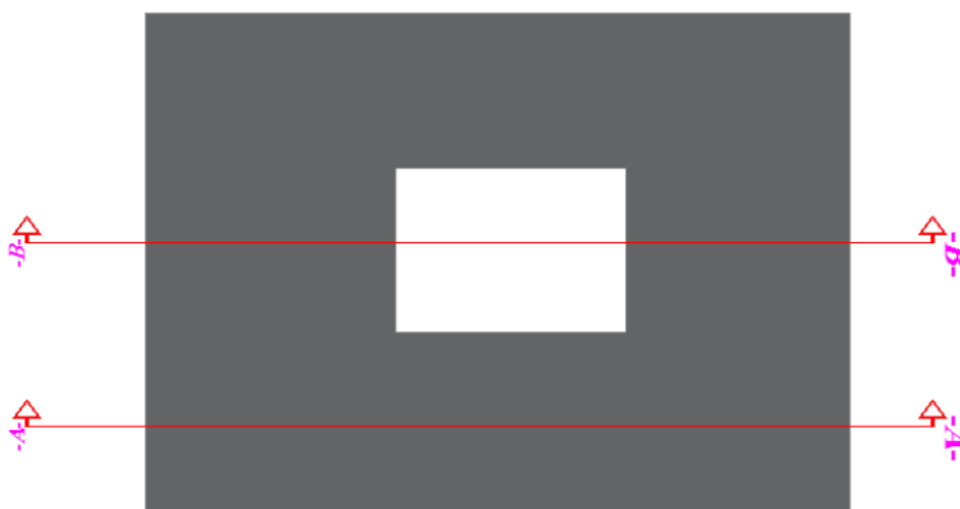
**TableauVI-15**Vérification de la contrainte de cisaillement des trumeaux T

**b. Calcul de ferrailage horizontal :**

Voiles	tu	St	b	fe	ABAEL	ARPA	At.	A adopté
<b>Trumeau1</b>	0,417	0,2	0,25	400	0,5796	14,625	1,875	4T8

**TableauVI-16.** Ferrailage horizontal des trumeaux T

**VI.4.7.Schéma de ferrailage :**



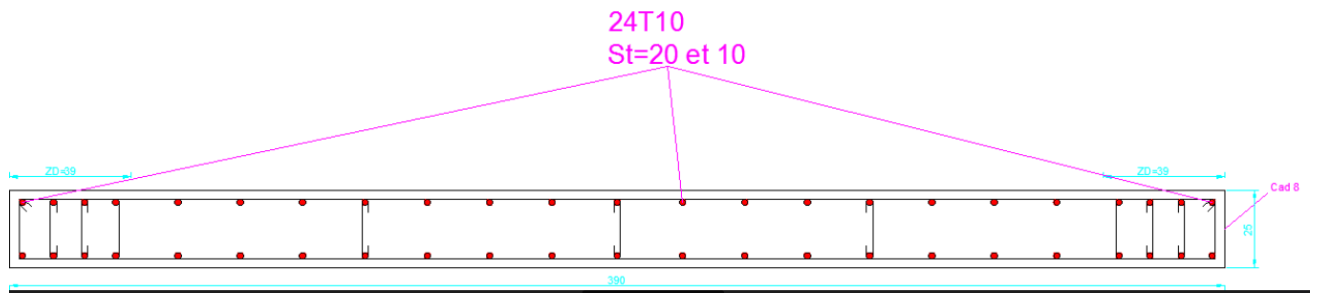


Figure.VI.23 Schéma d'armature de trumeau T coupe A-A



Figure.VI.24 Schéma d'armature de trumeau T coupe B-B

**CHAPITRE VII :**  
**Etude de l'infrastructure**



## VII. Etude de l'infrastructure

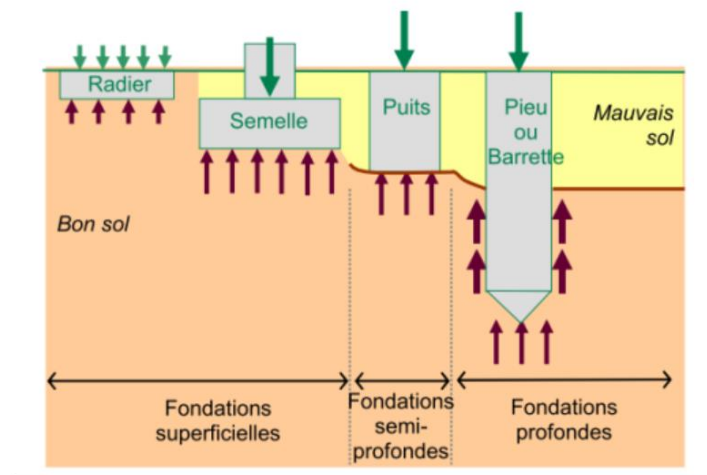
### VII.1 Introduction :

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.

### VII.2 Différents types des fondations :

Toute structure a besoin d'une bonne base pour ne pas s'effondrer. C'est pour cela qu'une fondation fait office de relie entre la structure et le sol. Elle est comprise dans l'élément architectural d'un bâtiment et a pour rôle de s'opposer au tassement et aux infiltrations des eaux, tout en assurant la transmission des charges et la répartition de ces dernières dans le sol.

- Fondations superficielles.
  1. Les semelles continues sous mur ou filantes.
  2. Les semelles isolées sous poteaux
  3. Les radiers
- Fondations semi-profondes (puits)
- Fondation profondes (pieux)



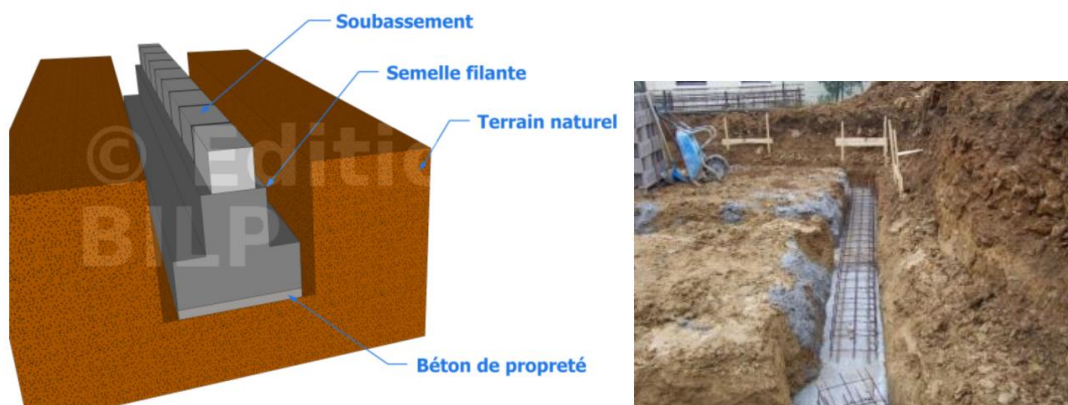
**Figure VII.1 : Différents types des fondations**

### VII.2 .1. Fondation superficielle

La fondation superficielle, aussi appelée fondation directe, transmet directement les efforts sur les couches proches de la surface. Elle est utilisée sur un terrain de bonne qualité, ce qui signifie que le sol doit posséder une bonne capacité portante. C'est le type de fondation le plus courant pour les habitations.

#### Semelle continue ou filante :

Habituellement, elle est utilisée sous un mur continu (voile) ou poteaux avec une armature de chaînage et une armature transversale qui servent à équilibrer la flexion de la semelle par rapport au soubassement.



**Figure VII.2 : Semelle filante**

**Semelle isolée :**

Généralement, elle est utilisée sous les poteaux isolés, les poteaux de rive, les poteaux d'angle ou les poteaux intérieurs. Elle se présente sous une forme géométrique proche du carré, rectangle ou du rond. Leurs armatures sont assez basses afin de reprendre la flexion de la semelle par rapport à la charge apportée par le fût.

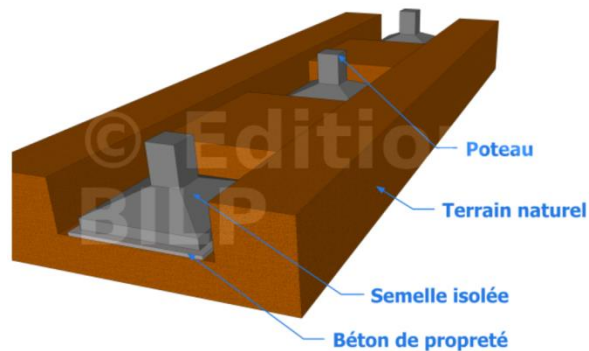


Figure VII.3 : Semelle isolée

**Le radier :**

Quand le rapport entre les descentes de charge et la charge admissible nous force à augmenter la largeur des semelles filantes, on a un recouvrement entre les zones d'action des semelles, et à la limite, les semelles se touchent. L'utilisation du radier est également justifiée dans le cas où la surface des semelles isolées ou des semelles filantes dépasse 50% de l'emprise du bâtiment.

Dans ce cas de figure, la surface totale au sol du bâtiment est sollicitée pour répartir les charges apportées par les murs.

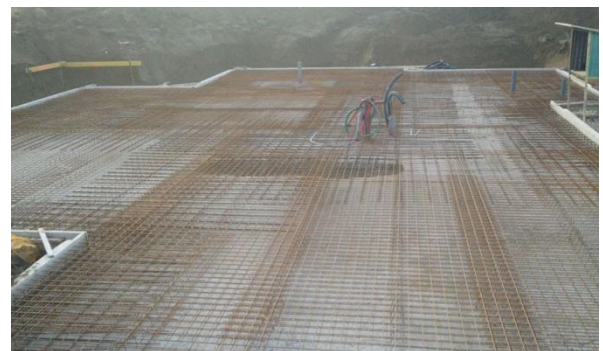
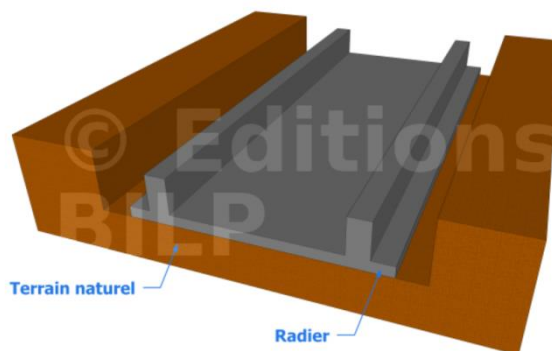


Figure VII.4: radier

### VII.2.2. Fondations semi-profondes

- **Les puits**

– Les « puits » : on creuse des « puits » de 1 m au moins de diamètre jusqu'au bon sol et on les remplit d'un béton non armé qui sert de fondation.

### VII.2.3. Fondation profondes :

- **Les pieux**

– Les « pieux » : on enfonce dans le sol des éléments en béton armé d'un diamètre de +/- 40 cm et d'une longueur pouvant atteindre plus de 20 m si nécessaire.

Des longrines liant en tête ces pieux ou ces puits assurent à la maçonnerie une assise stable et plane.

L'étude des fondations profondes relève de l'ingénieur et se fait en liaison avec des firmes spécialisées, à la suite d'essais.

#### Le dessin suivant montre les étapes de forages :

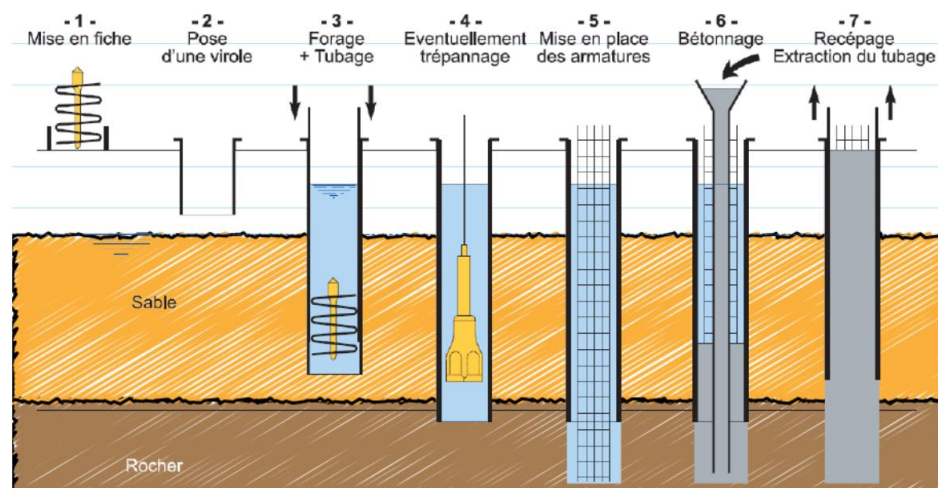


Figure VII.5: les étapes de forages

#### ✓ Le choix du type de fondation dépend de :

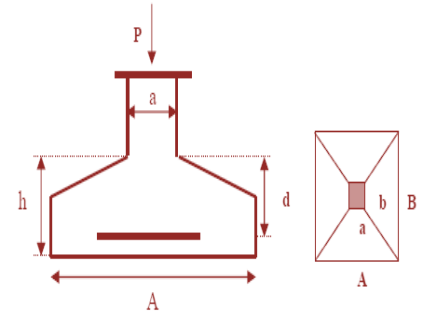
- Le type d'ouvrage à construire.
- La nature et l'homogénéité du bon sol.
- La capacité portante du terrain de fondation.

- La raison économique.
- La facilité de réalisation.

**VII.3. Choix du type de fondations :**

Avec une capacité portante du sol égale à **2 bars** 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.



**VII.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

$$\frac{S_{\text{semelles}}}{S_{\text{bâtiment}}} < 50 \%$$

⇒ La surface de la semelle est donnée par :

$$S_{\text{semelle}} \geq \frac{N_{\text{ser}}}{\sigma_{\text{sol}}}$$

Avec :  $N_{\text{ser}} = G + Q$

$\sigma_{\text{sol}} = 2\text{bars} = 200\text{KN}/\text{m}^2$

**VII.3.1.1. Calcul des surfaces nécessaires pour les semelles :**

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	1343,83	6,71915	15	681,68	3,4084
2	1326,26	6,6313	16	1243,67	6,21835
3	1873,52	9,3676	17	1233,61	6,16805
4	1769,77	8,84885	18	1044,9	5,2245
5	1247,17	6,23585	19	955,82	4,7791
6	1246,91	6,23455	20	1360,37	6,80185
7	1044,02	5,2201	21	1006,6	5,033

8	956,12	4,7806	22	1304,58	6,5229
9	1358,09	6,79045	23	1006,94	5,0347
10	991,92	4,9596	24	877,31	4,38655
11	1299,53	6,49765	25	777,76	3,8888
12	990,69	4,95345	26	683,32	3,4166
13	871,78	4,3589	27	1262,76	6,3138
14	775,31	3,87655	28	1336,75	6,68375
			La somme de	La Somme de	
			N=31870,99KN	S=159,354m <sup>2</sup>	

Tableau.VII.1.Les surfaces des semelles isolées.

VII.3.1.2. La surface des semelles filantes des voiles d'après L'ETABS :

Semelles	N(t) (KN)	S=N/sigma sol (m <sup>2</sup> )	Semelles	N(t) (KN)	S=N/sigma sol (m <sup>2</sup> )
V1	2871,95	14,35975	V8	1980,52	9,9026
V2	2865,62	14,3281	V9	479,6	2,398
V3	2159,6	10,798	V10	478,57	2,39285
V4	2138,89	10,69445	V11	4922,29	24,61145
V5	1910,37	9,55185	V12	509,05	2,54525
V6	1884	9,42	V13	3107,71	15,53855
V7	1986,96	9,9348	V14	3123,85	15,61925
			La somme de	La somme de	
			N=30418.98KN	S=152.1KN	

Tableau.VII.2.Les surface des semelles filantes.

$$S_{total} = 159,35 + 152.1 = 311.45\text{cm}^2$$

$$\frac{S_{tot}}{S_{batiment}} = \frac{311.45}{455.23} \times 100 = 68.38 \%$$

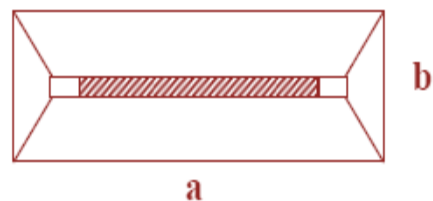


Figure.VII.6. Semelle filante

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.

## VII.4. Radier général :

### VII.4.1. Le radier général :

Le radier générale est un type des fondations superficielles, il consiste à réaliser une dalle

Sous l'ouvrage comme fondation pour la transmission des charges. Les types des radiers sont :

- Le radier dalle.
- Le radier nervuré.
- Le radier champignon sous poteaux.
- Le radier voute.

On choisit le radier nervuré parce qu'il est plus économique.

### VII.4.2. Pré dimensionnement du radier :

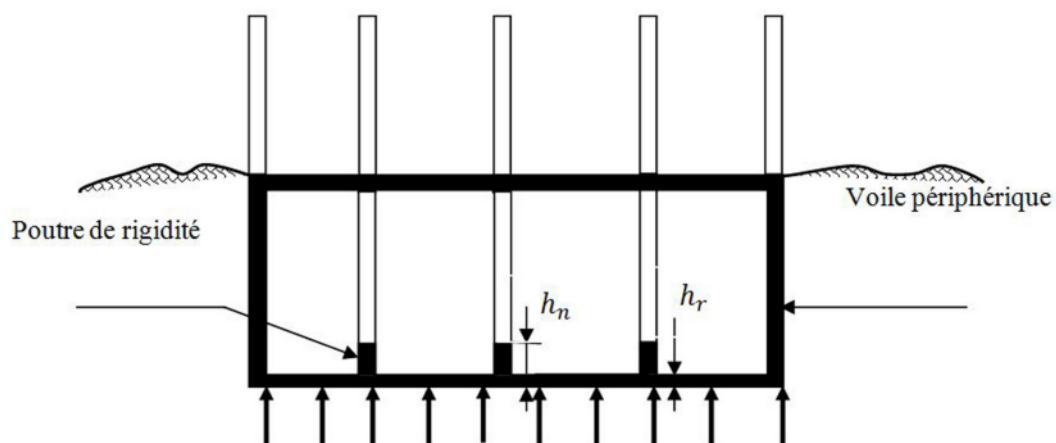


Figure VII.7: schéma statique du radier nervuré

#### VII.4.2.1. L'épaisseur de la dalle :

L'épaisseur de la dalle du radier doit satisfaire à la condition suivante :

##### 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 :  $L_{MAX} = 5.04 \text{ m}$ . Donc on a :  $h_r \geq 25.2 \text{ cm}$ .

On prend :  $h_r = 40 \text{ cm}$ .

#### VII.4.2.2. Nervure :

- La hauteur de la nervure :



**Condition forfaitaire :**

- $h_n \geq \frac{L_{\max}}{10}$

Avec :

- $L_{\max}$  : la longueur maximale entre axes des poteaux.
- $L_{\max} = 5.04 \text{ m}$  D'où :  $h_n \geq 50.4 \text{ cm}$ .

Il faut respecter la condition suivante  **$0,5 \text{ m} \leq h_n \leq 1,5 \text{ m}$** .

$$h_n = 60 \text{ cm}$$

**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 :

- $h_n \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times K \times L_{\max}^4}{E \times \pi^4}} = 83.57 \text{ cm}$ .

On adopte :  **$h_n = 1.2 \text{ m}$**

- $0,3 \times h_n \leq b \leq 0,7 \times h_n \rightarrow 36 \leq b \leq 84$  On adopte :  $b = 55 \text{ cm}$ .

On adopte :  **$b = 55 \text{ cm}$** .

**➤ Le choix final :**

Afin de répondre aux trois conditions citées auparavant nous avons opté pour un radier nervuré d'une épaisseur de  **$h_r = 40 \text{ cm}$** , 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:

$$N_u = 85050.13 \text{ KN}$$

$$V_u = \frac{N_u \times 1ml}{S_{red}} = \frac{85050.13 \times 1}{455.23} = 186.83 \text{ KN}$$

$$V_u = \frac{q_u \times l_{max}}{2} = \frac{186.83 \times 5.04}{2} = 470.81 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow \tau_u = \frac{470.81 \times 10^3}{1000 \times (0.9 \times 1.2 \times 10^3)} = 0.44 \text{ MPA}$$

$$\bar{\tau} = 0.15 \times 25 / 1.5 = 2.5 \text{ MPA} \dots\dots\dots \text{cv}$$

**VII.4.2.3. Calcul du D (débordement) :**

- $D \geq \max \left[ \frac{h_r}{2}, 30 \text{ cm} \right] = 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{ Soit : } D = 40 \text{ cm}$

D'où :

$$S_{rad} = S_{bat} + D \times [P] = 455.23 + 0.40 \times (98.94) = 494.91 \text{ m}^2.$$

Alors la surface du radier est :  $S_{rad} = 494.91 \text{ m}^2.$

**VII.4.2.4. La surface minimale du radier :**

Selon l'article du « **RPA 99 VERSION 2003** », on doit multiplier la contrainte admissible

Du sol par coefficient de sécurité égale 1.5

$$S_{rad} = 494.91$$

$$\frac{N_u}{S_{rad}} \leq \sigma_{soladm}. \text{ Alors :}$$

$$S_{rad} > \frac{N_u}{\sigma_{soladm}} = 42941.28 / (1.5 \times 200) = 143.137 \text{ m}^2 \dots\dots\dots \text{ CV}$$

**VII.4.2.5. Vérification du poinçonnement :**

**a- Sous poteau :**

Cette vérification s'effectue comme suit :

- $N_u \leq \frac{0,045 \times \mu_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b} \text{ CBA (Art A5.2.4.2)}$

Avec :

- $N_u$  : la charge de calcul vis-à-vis de l'état limite ultime poteau  $N_u = 4751.16 \text{ KN}$ .
- $h$  : L'épaisseur totale de la dalle.
- $\mu_c$  : périmètre du contour cisailé :  $\rightarrow \mu_c = 2(a + b + 2h) = 6.7 \text{ m}$ .

$$\rightarrow N_u = 4751.16 \text{ KN} < 6030 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{(CV)}$$

Donc la condition est vérifiée, et il n'y a pas de risque de poinçonnement.

#### **b- Sous voile :**

Le voile le plus sollicité de longueur 5.5 m et  $N_u = 4922,29 \text{ KN}$ .

Pour une bande de 1 ml :  $N_u / \text{ml} = 4922,29 / 5.5 = 807.72 \text{ KN/ml}$ .

Cette vérification s'effectue comme suit :

- $N_u \leq \frac{0,045 \times \mu_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b}$

Avec :

- $\mu_c = 2(l + b + 2h) = 2 \times (5.5 + 0.25 + 2 \times 1.2) = 16.3 \text{ m}$ .

Donc : 
$$\frac{0,045 \times \mu_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b} = 15000 \text{ KN} \rightarrow N_u = 4442,49 \text{ KN} <$$

$14670 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{(CV)}$

Donc la condition est vérifiée, et il n'y a pas de risque de poinçonnement.

#### **VII.4.2.6. Caractéristiques géométriques du radier :**

Les inerties du radier sont calculées par **SOCOTEC** on obtient la figure ci-après :

- Les inerties/X :  $I_{xx} = 11198 \text{ m}^4$ .
- Les inerties/Y :  $I_{yy} = 37931.6 \text{ m}^4$ .

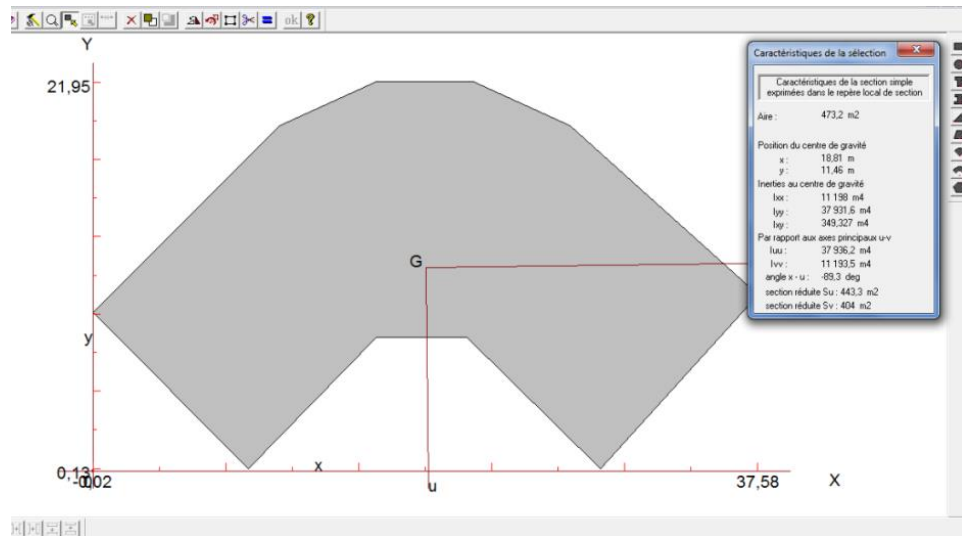


Figure VII.8. Schéma du radier sous SOCOTEC

### Calcul de l'excentricité :

Centre de gravité du radier (infrastructure) :

- $X_g = 18.81 \text{ m.}$
- $Y_g = 11.46 \text{ m.}$

Centre des masses du bâtiment (superstructure) d'après l'ETABS :

- $X_{g m} = 17.91 \text{ m.}$
- $Y_{g m} = 10.41 \text{ m.}$

Donc : les valeurs de l'excentricité dans les valeurs suivantes :

- $e_x = 0,9 \text{ m.}$
- $e_y = 1.05 \text{ m.}$

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.

### VII.4.2.7. Vérification de la stabilité du radier :

#### VII.4.2.7.1. 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 :

- $N_{bat} = 62289.97\text{KN}$ .
- $N_{rad} = G_{rad} = 494.91 \times 0.4 \times 25 = 4949.1 \text{ KN}$ .
- $N_t = 62289.97 + 4949.1 = 67239.07\text{KN}$

Donc :  $\rightarrow \frac{N_t}{S_{rad}} = \frac{67239.07}{494.91} = 135.86 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} < \sigma_{adm} = 200 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \dots \dots \dots \text{(CV)}$

**VII.4.2.7.2. 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)	Mx (KN.m)	My (KN.m)	ex (m)	ey (m)	Ly/4(m)	Lx/4(m)	OB
<b>0,8G ± E<sub>x</sub></b>	78270.62	1401.06	3640.94	0.017	0.046	9.21	5.72	<b>CV</b>
<b>0,8G ± E<sub>y</sub></b>	78108.14	3796.16	1211.86	0.048	0.015	9.21	5.72	<b>CV</b>

**Tableau.VII.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:  $I_x = 11198\text{m}^4$  ;  $I_y = 37931.6\text{m}^4$

	Sens-X	Sens-Y
M (KN. m)	1401.06	3640.94
N (KN)	78270.62	78270.62
$\sigma_1$ (KN/m <sup>2</sup> )	155.03	156.28
$\sigma_2$ (KN/m <sup>2</sup> )	152.83	151.58
$\sigma_m$ (KN/m <sup>2</sup> )	154.48	155.10
$\sigma_{adm}$ (KN/m <sup>2</sup> )	200	200
observation	CV	CV

Tableau.VII.4.Calcul des contraintes

Donc le non renversement est vérifié dans les deux sens.

#### VII.4.2.7.2. Vérification de la compression sous :G + Q ± E :

Les contraintes sous le Radier sont données par :  $\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} \times V \leq 1,5 \times \sigma_{adm}$ .

	G+Q±Ex	G+Q±Ey
M (KN. m)	1426.53	3821.58
N (KN)	95841.34	95678.77
$\sigma_1$ (KN/m <sup>2</sup> )	190.39	189.15
$\sigma_2$ (KN/m <sup>2</sup> )	185.61	186.85
$\sigma_m$ (KN/m <sup>2</sup> )	189.19	188.57
$1.5 \times \sigma_{adm}$ (KN/m <sup>2</sup> )	300	300
observation	CV	CV

Tableau.VII.5.Vérification de la compression sous G+Q±E

Donc, la stabilité de la structure est assurée dans les deux sens.

### VII.5. .Ferrailage du radier :

#### VII.5.1. Dalle de radier :

### VII.5.1.1. Les combinaisons de charges

**ELU :**

- $q_u = 1,35 \left( \frac{G_{rad}}{S_{rad}} - \sigma_{sol} \right) = 1,35 \left( \frac{4949,1}{494,91} - 200 \right) = -256,5 \frac{KN}{m^2}$ .

**ELS :**

- $q_{ser} = \frac{G_{rad}}{S_{rad}} - \sigma_s = -190 \frac{KN}{m^2}$ .

### VII.5.1.2. Ferrailage de panneau le plus sollicité :

On a pour le panneau le plus sollicité :  $L_x = 4,30m$ ,  $L_y = 5,32m$ ,  $\alpha = \frac{L_x}{L_y}$ .

$\alpha = 0,80 > 0,4 \rightarrow$  (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	$L_x(m)$	$L_y(m)$	$\alpha$	$q_u(KN)$	$\mu_x$	$\mu_y$	$M_{0x} (KN.m)$	$M_{0y} (KN.m)$
4.05 × 4.94	4.05	4.94	0.82	-256.5	0,054	0,631	-227.19	-143.36

Tableau.VII.6. Les sollicitations à l'ELU

**ELS :**

Panneau	$L_x(m)$	$L_y(m)$	$\alpha$	$q_s(KN)$	$\mu_x$	$\mu_y$	$M_{0x} (KN.m)$	$M_{0y} (KN.m)$
4.05 × 4.94	4.05	4.94	0.82	-190	0.061	0.738	-190.12	-140.29

Tableau.VII.7. Les sollicitations à l'ELS

### VII.5.1.3. Calcul des sections d'armatures E.L.U:

#### Moment en travée

Pour un panneau de rive :  $M_{xt}=0,85 \times M_{0x}$  ;  $M_{yt}=0,85 \times M_{0y}$

Pour un panneau intermédiaire :  $M_{xt}=0,75 \times M_{0x}$  ;  $M_{yt}=0,75 \times M_{0y}$

#### Moment sur appuis

Pour un panneau de rive :  $M_{xt}=0,3 \times M_{0x}$  ;  $M_{yt}=0,3 \times M_{0y}$

Pour un panneau intermédiaire :  $M_{xt}=0,5 \times M_{0x}$  ;  $M_{yt}=0,5 \times M_{0y}$

Calcul de  $d_x$  et  $d_y$  :

- $d_x = h - c - \frac{\varnothing_y}{2}$
- $d_y = d_x - \frac{\varnothing_x + \varnothing_y}{2}$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} \quad , \quad \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \quad , \quad Z = d \times (1 - 0,4\alpha)$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \times \sigma_s} \quad , \quad A_{min} = \frac{0.23 \times d \times b \times f_{t28}}{f_e}$$

ELU	Sens (x-x)			Sens (y-y)		
	Appuis intermédiaire	Appuis de rive	Travée	Appuis intermédiaire	Appuis de rive	Travée
$M_U$ (KN, m)	113.595	68.157	193.1	71.68	43.01	121.85
<b>b</b> (m)	1	1	1	1	1	1
<b>h</b> (m)	0.40	0.40	0.40	0.40	0.40	0.40
<b>d</b> (m)	0,338	0,338	0,338	0.326	0.326	0.326
$\mu_{bu}$	0,070022	0,042013	0,085744	0,047498	0,0285	0,080742
$\alpha$	0,090828	0,053669	0,112218	0,060854	0,036148	0,105369
$F_{su}$ (Mpa)	348	348	348	348	348	348
$F_{bu}$ (Mpa)	14,2	14,2	14,2	14,2	14,2	14,2
<b>Z</b> (cm)	32,57201	33,0744	32,28282	31,80647	32,12863	31,22599
$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	10,02156	5,921603	12,38159	6,475947	3,846785	11,21321
$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	4,08135	4,08135	4,08135	3,93645	3,93645	3,93645
Choix des barres	<b>7T14</b>	<b>4T14</b>	<b>7T16</b>	<b>6T12</b>	<b>4T12</b>	<b>6T16</b>
$A_s$ adop (cm <sup>2</sup> )	10.78	6.16	14.07	6.79	4.52	12.06

Tableau.VII.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 :  $S_t = 15 \text{ cm}$ .

**VII.5.1.4. La vérification a E.L.S :**

- $A'_s = 0 \rightarrow I = \frac{b \times y^3}{3} + 15 \times A_s \times (d - y)^2$ .
- $b \times y^2 + 30 \times A_s \times y - 30 \times d \times A_s = 0$ .
- $\bar{\sigma}_{bc adm} = 0.6 \times f_{c28}$
- $\bar{\sigma}_{st adm} = \inf\left(\frac{f_e}{2} ; 90\sqrt{\eta \times f_{tj}}\right) \rightarrow \text{Fissuration très préjudiciable.}$   
 -190.12                      -140.29

ELS	Sens (x-x)			Sens (y-y)		
	Appuis intermédiaire	Appuis de rive	Travée	Appuis intermédiaire	Appuis de rive	Travée
$M_{ser} \text{ (KN, m)}$	95.06	57.036	161.6	70.145	42.08	119.24
$b \text{ (m)}$	1	1	1	1	1	1
$h \text{ (m)}$	0.40	0.40	0.40	0.40	0.40	0.40
$d \text{ (m)}$	0,338	0,338	0,338	0.326	0.326	0.326
$A_s \text{ (cm}^2\text{)}$	10,78	6.16	14.07	6.79	4.52	12.06
$y \text{ (cm)}$	8,962409	7,033146	10,01897	7,193902	6,005209	9,200963
$I \text{ (cm}^4\text{)}$	123750,5	77797,84	152880,1	78151,12	55172,55	125009,9
$K \text{ (N/mm}^3\text{)}$	0,076816	0,073313	0,105704	0,089756	0,07627	0,15298
$\sigma_{st adm} \text{ (MPa)}$	164,96	164,96	164,96	164,96	164,96	164,96
$\sigma_{bc adm} \text{ (MPa)}$	15	15	15	15	15	15
$\sigma_{bc} \text{ (MPa)}$	6,884552	5,156217	10,59043	6,456929	4,580162	14,07563
$\sigma_{st} \text{ (MPa)}$	286,1882	294,3541	377,0617	342,0509	304,257	536,9374
$\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc adm}$	cv	cv	cv	cv	cv	cv
$0\sigma_{st} \leq \sigma_{st adm}$	cnv	cnv	cnv	cnv	cnv	cnv

**Tableau.VII.9. Vérification des contraintes à l'ELS**



VII.5.1.4. Calcul les 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 :**  $\sigma_{bc} = \frac{\bar{\sigma}_{st}}{K} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$

Mser(KN.m)	$\mu_s$	$\beta$	Aser (cm2)	K	$\sigma_{bc}$	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$	AS adopté (cm2)	St (cm)
95.06	0,0024	0.9198	8,415694	55,09	2,994373	cv	8T12=9.05	15
57.036	0,003026	0,9104	11,00181	55,16	2,990573	cv	6T16=12.06	15
161.6	0,008575	0,8624	31,17141	43,49	3,793056	cv	7T25=34.36	15
70.145	0,004001	0.8984	14,02849	55,09	2,994373	cv	7T16=14.06	15
42.08	0,0024	0,9198	8,415694	55,09	2,994373	cv	6T14=9.24	15
119.24	0,010908	0,8485	38,24661	45,53	3,623106	cv	8T25=39.27	15

Tableau.VII.10. Ferrailage à l'ELS

VII.6. Etude de débord du radier :

VII.6.1. Etude de débord du radier :

Le débord du radier est assimilé à une console de longueur  $L = 40 \text{ cm}$ , le calcul de ferrailage sera pour une bande de largeur de 1 mètre avec :  $h = 0.50 \text{ m}$ ,  $d = 47 \text{ cm}$ .

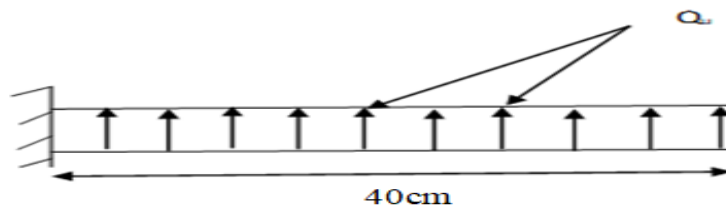


Figure VII.9. Schéma du débord

La fissuration est très préjudiciable :  $M_{max} = \frac{q \cdot l^2}{2}$ , Donc on ferraille à l'ELS :

➤ **ELU**

$$Q_{\text{elu}} = 256.5 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \rightarrow M_{\text{max}} = \frac{Q_{\text{elu}} \cdot l^2}{2} = 20.52 \text{KN.m.}$$

➤ **ELS**

$$Q_{\text{ser}} = 190 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \rightarrow M_{\text{max}} = \frac{Q_{\text{ser}} \cdot l^2}{2} = 15.2 \text{N.m.}$$

$$\sigma_{\text{st adm}} = 164,97 \text{ MPa} \text{ et } \sigma_{\text{bc adm}} = 15 \text{ Mpa.}$$

➤ **Calcul de Section en Flexion Simple**

On utilise les formules suivantes pour déterminer le ferrailage :

$$\mu_{\text{bu}} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{\text{bu}}} \quad ; \quad f_{\text{bu}} = 14.2 \text{ MPa} \quad ; \quad \alpha = 1.25 \left( 1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right)$$

$$Z = d(1 - 0.4 \alpha) \quad ; \quad A_s = \frac{M_u}{Z \times \sigma_s} \quad ; \quad \sigma_s = 348 \text{ MPa} \quad ; \quad A_{s_{\text{min}}} = \frac{0.23b \times d \times f_{t28}}{f_e}$$

Les résultants de calcul sont donnés dans le tableau suivant :

<b>ELU</b>	
<b>q<sub>u</sub> (KN/m)</b>	256.5
<b>L (m)</b>	0.40
<b>M<sub>u</sub> (KN.m)</b>	20.52
<b>b (m)</b>	1
<b>d (m)</b>	0.338
<b>μ</b>	0,012
<b>Z (cm)</b>	33,584
<b>A<sub>s</sub> (cm<sup>2</sup>)</b>	1,755
<b>A<sub>s min</sub> (cm<sup>2</sup>)</b>	4,081
<b>choix des barres</b>	7T10
<b>A<sub>s adop</sub> (cm<sup>2</sup>)</b>	5.50

**Tableau.VII.11.** Ferrailage de débord de radier à l'ELU.

➤ **Condition de non fragilité**

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

$$A_{s_{dop}} > A_{s_{min}} = 4,081\text{cm}^2 \dots\dots\dots CV$$

➤ **Verification à l'ELS :**

Les résultants de calcule sont donnés dans le tableau suivant

ELS	
qser (KN/m)	190
L (m)	0.40
M <sub>ser</sub> (KN. m)	15.2
A <sub>st</sub> (cm <sup>2</sup> )	5.50
y (cm)	6,688
I (cm <sup>4</sup> )	70614,16
$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	15
$\sigma_{bc}$ (MPa)	1,439
$\sigma_{st}$ (MPa)	87,53
$\bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	164.97
$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$	Vérifier
$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st}$	Vérifier

**Tableau.VII.12.** Vérification de débord de radier à l'ELS.

Les résultats sont vérifiés donc on adopte le ferrailage de l'ELU.

➤ **Les armatures de répartition**

$$A_{r\acute{e}p} = \frac{A_s}{4} \quad A_r = \frac{5.5}{4} = 1.375 \text{ cm}^2 \quad ; \text{ on adopte : } 4T10 = 3.14 \text{ cm}^2$$

Avec un espacement de 25 cm.

❖ **Condition de non fragilité**

$$A_{s\text{min}} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{s\text{adop}} > A_{s\text{min}} = 4,081\text{cm}^2 \dots \dots \dots \text{CV}$$

❖ **Armatures transversales :**  $A_t = \frac{A_s}{4} = 1.375$ , on adopte  $4T10 = 3.14 \text{ cm}^2$ .

➤ **Conclusion**

Pour l'exécution du ferrailage de débord on gardera les mêmes aciers des appuis de rive.

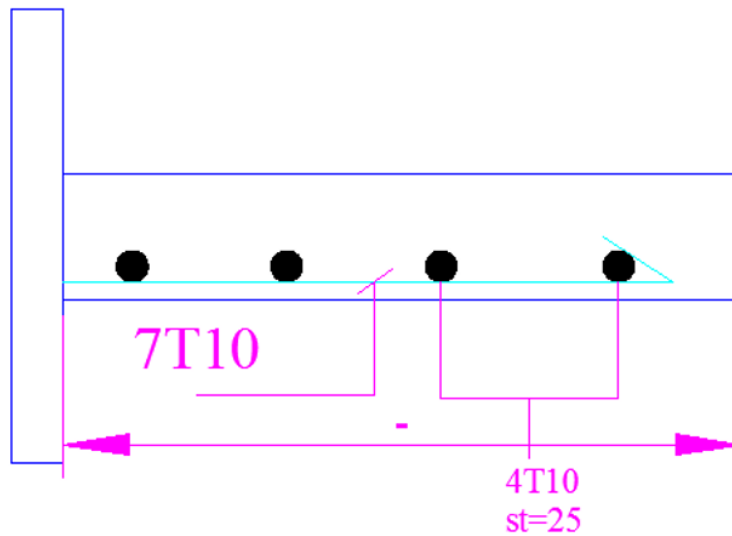


Figure VII.10. Schéma de ferrailage débordement

VII.7.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.

VII.7.1. 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 **intègrent 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.

#### **VII.7.2. 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.

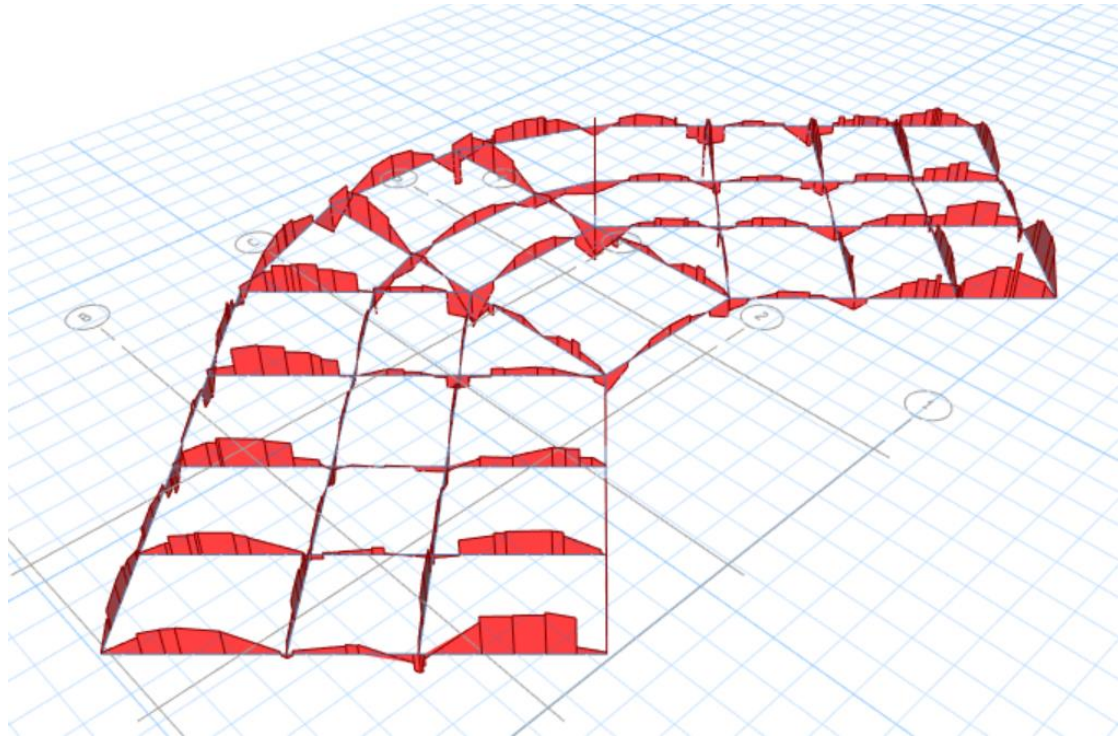


Figure VII.11. Diagrammes des moments dans les nervures d'après logiciel SAFE

### VII.7.3. Ferrailage longitudinal :

#### VII.7.3.1. Ferrailage à l'ELU :

ELU	Sens (x-x)		Sens (y-y)	
	Appuis	Travée	Appuis	Travée
$M_U (KN, m)$	501.94	995.05	452.07	932.37
$b (m)$	0.55	0.55	0.55	0.55
$h (m)$	1.2	1.2	1.2	1.2
$d (m)$	1.15	1.15	1.138	1.138
$\mu_{bu}$	0,048	0,096	0,044	0,092
$\alpha$	0,062	0,126	0,057	0,121
$Z(cm)$	348	348	348	348
$F_{su}(Mpa)$	14,2	14,2	14,2	14,2
$F_{bu}(Mpa)$	112,134	109,164	111,197	108,287
$.A_s (cm^2)$	12,862	26,192	11,682	24,741
$A_{smin}(cm^2)$	7,637	7,637	7,557	7,557

Chois des barres	7T16	6T25	6T16	8T20
$A_{sadop} (cm^2)$	14.07	34.36	12.06	25.13

Tableau.VII.13. Le ferrailage des nervures de radier dans les deux sens à l'ELU

VII.7.3.2. Vérification à ELS :

ELS	Sens (x-x)		Sens (y-y)	
	Appuis	Travée	Appuis	Travée
$M_{ser} (KN, m)$	360.52	714.69	324.70	669.67
$h (m)$	1.2	1.2	1.2	1.2
$d (m)$	1.15	1.15	1.138	1.138
$A_S (cm^2)$	14.07	34.36	12.06	25.13
$y (cm)$	26,117	37,990	24,268	33,232
$I (cm^4)$	1993931	4061793	1712116	3119697
$K (N/mm^3)$	0,018	0,0175	0,018	0,021
$\sigma_{st adm} (MPa)$	164,96	164,96	164,96	164,96
$\sigma_{bc adm} (MPa)$	15	15	15	15
$\sigma_{bc} (MPa)$	4,722	6,684	4,602	7,133
$\sigma_{st} (MPa)$	241,060	203,251	254,692	259,419
$\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc adm}$	cv	cv	cv	cv
$\sigma_{st} \leq \sigma_{st adm}$	cnv	cnv	cnv	cnv

Tableau.VII.14. Vérification à l'ELS

VII.7.3.3. 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 :

$$\sigma_{bc} = \frac{\bar{\sigma}_{st}}{K} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 MPa$$

ELS	Appuis	Travée	Appuis	Travée
$M_{ser} (KN, m)$	360.52	714.69	324.70	669.67

$h$ (m)	1.2	1.2	1.2	1.2
$d$ (m)	1.15	1.15	1.138	1.138
$\mu_s$	0,003005	0,005956	0,002763	0,005699
$\beta_s$	0,9238	0,9298	0,9298	0,9298
$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	20,43917	40,51834	18,60252	38,36634
Choix des barres	5T20+5T12	5T32+2T14	6T20	5T25+5T20
$A_{sadop}$ (cm <sup>2</sup> )	21.35	43.27	18.84	4.23
$\sigma_{bc}$ (Mpa)	2,990573	3,793056	2,994373	3,623106
$\sigma_{bc} < 15$ Mpa	cv	cv	cv	cv

Tableau.VII.15. Le ferrailage des nervures de radier à l'ELS

➤ **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.
- $\tau_u = \frac{1370.36 \times 10^3}{550 \times 1170} = 1.95 \text{ MPa} \leq 2.5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ (CV)}$

➤ **Les armatures de peau :**

Les armatures de peau calculer par :

- $A_p = 0,1\% b \times h$ .
- $A_p = \frac{0,1 \times 55 \times 120}{100} = 6.6 \text{ cm}^2$ .

On adopte au milieu de la section de nervure : **6T12**.

➤ **Les armatures transversales :**

**Espacement :**

D'après L'RPA les armatures transversales ne doivent pas dépasser un espacement de :

- $S_t \left[ \min \left( \frac{h}{4} ; 1,2\phi \right) \right] = \min(25 ; 19.2) = 15 \text{ cm}$ .

➤ **Diamètre des armatures transversal :**

**C.B.A :**

- $\frac{A_t \times f_e}{b_0 \times S_t} \geq 0,4$ .
- $A_t = \frac{0,4 \times 40 \times 10}{400} = 0,4 \text{ cm}^2$ .



RPA :

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

- $A_t = 0,003 \times S_t \times b$
- $A_t = 0,003 \times 10 \times 40 = 1.2\text{cm}^2$ .

Donc on adopte 4 cadres de Ø8.

Donc on choisit :

- Dans les zones courantes :  $S_t = 15\text{ cm}$ .
- Dans les zones nodales :  $S_t = 10\text{ cm}$ .

**VII.7.3.4. Schéma de ferrailage :**

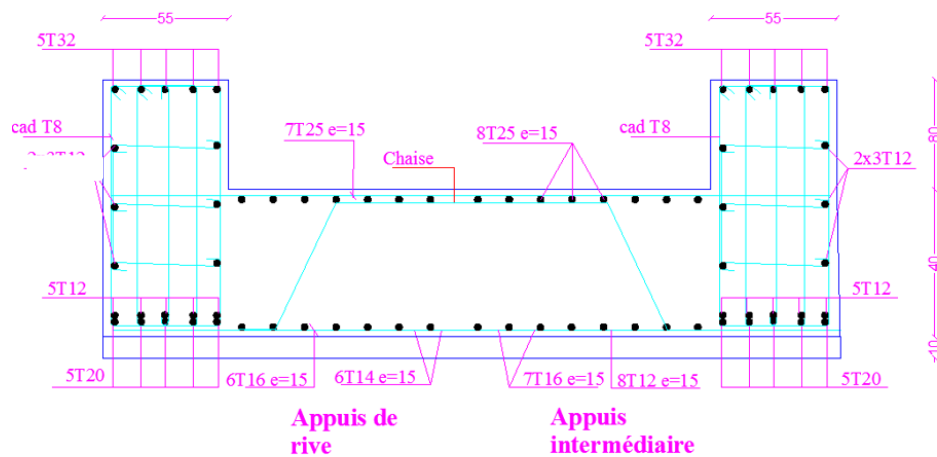


Figure VII.12. Ferrailage des nervures en appuis sens x

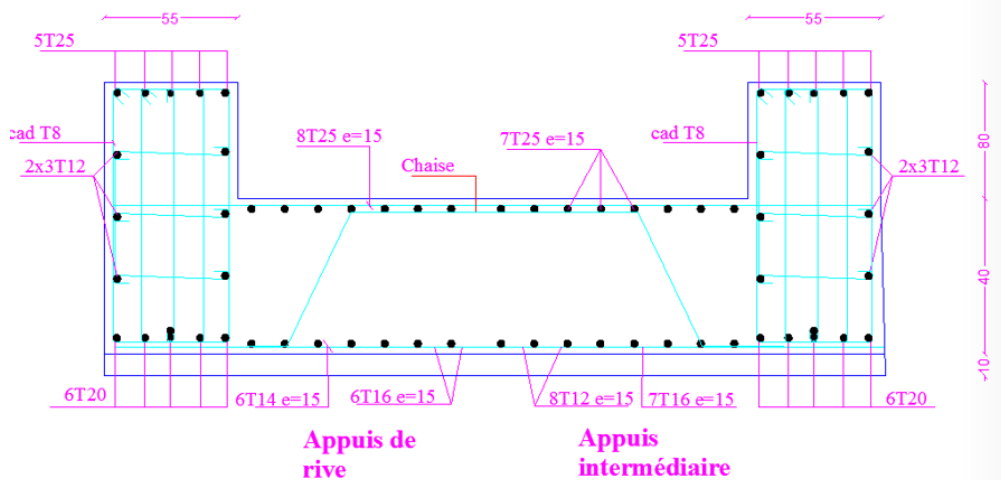


Figure VII.13. Ferrailage des nervures en appuis sens y

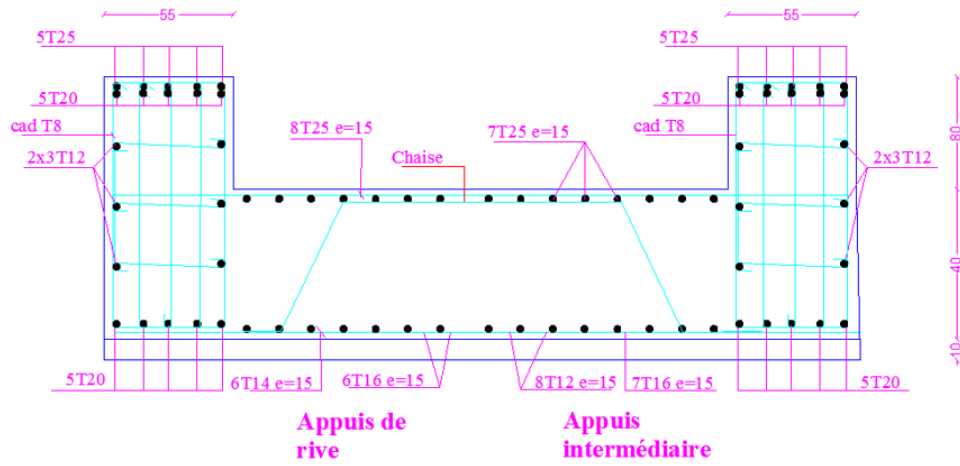


Figure VII.14. Ferrailage des nervures sur travée sens y

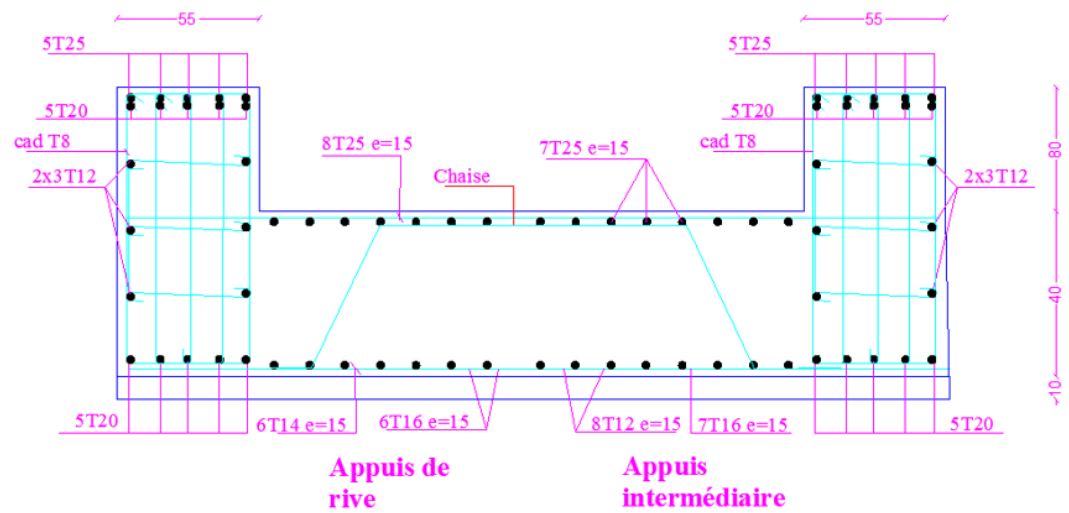


Figure VII.15. Ferrailage des nervures sur travée sens x



## Partie de recherche

### Introduction :

Un joint est un dispositif utilisé dans plusieurs domaines ses fonctions et utilités diffèrent d'un domaine à un autre.

### Les produite de remplissage:

Les joints sont traités au plâtre ou au mortier, dans certains cas toutefois lorsque par exemple les faces des joints doivent jouer fortement l'une par rapport à l'autre on est amené à utiliser des produits spéciaux.

- **Mastic** : produit dans la consistance à froids est suffisamment molle pour permettre l'utilisation en calfeutrement (bouchage) étanche des joints.
- **Garniture d'étanchéité** : cardon ou bande de matière plastique ou élastique servant à assurer l'étanchéité du joint à l'air ou à l'eau.
- **joint à la pompe** : produit poteaux, plastique appliqué à la pompe à main ou mécanique
- **En Caoutchouc**

### Les fonctions des joints :

Les joints peuvent remplir 5 fonctions

- En premier lieu, ils permettent de faire face aux changements climatiques et à la dilatation thermique. En effet, des écarts de températures importants peuvent provoquer la fissuration des appuis et des façades, voire leur soulèvement. Ce phénomène peut compromettre la stabilité des ouvrages et s'avérer dangereuse pour leurs occupants.
- Les joints peuvent également réduire et compenser en partie les conséquences des tassements différentiels des fondations engendrés par les forces verticales et horizontales.

- Par ailleurs, les joints limitent le phénomène de retrait du béton (retrait thermique et hydraulique) lors de son séchage.
- Les joints sont employés pour réduire les conséquences sur les ouvrages des vibrations provoquées par la circulation des machines et des véhicules.
- Les joints remplissent une dernière fonction : ils permettent d'atténuer la déformation des ouvrages sous l'effet de la pression exercée par le vent.

## Les différents types de joints en génie civil (Typologie des joints) :

Il existe 2 types de joints, qui diffèrent selon leur fonction précise.

### ➤ Joint de dilatation :

#### Définition :

Un joint de dilatation est un joint destiné à absorber les variations de dimensions des matériaux d'une structure sous l'effet des variations de température.

Il divise les grands bâtiments en un certain nombre de sections,

Il compense les variations de température et d'humidité

Il évite les effets :

- des variations hygrothermiques, du retrait et du gonflement des bétons, Joint de dilatation :

Au droit des joints de dilatation (le joint de dilatation du bâtiment descend jusqu'aux fondations), la semelle n'est pas fractionnée.

### ➤ Joint de rupture :

#### Définition :

Le joint de rupture a pour rôle de permettre la surveillance de la transmission d'un mouvement d'une partie de construction à une autre partie divergente, que toutes deux soient en acier ou en béton.

Il permet donc d'éloigner tout risque de fissuration d'un édifice suite à la dilatation des matériaux. C'est la raison pour laquelle on l'appelle également, dans le jargon dédié à la construction, joint de pré-fissuration.

L'absence d'un joint de rupture peut entraîner des malfaçons. En effet, l'enjeu est de taille car une fissuration endommage la solidité d'un bâtiment, d'une dalle ou d'un parking par exemple et nuit à l'esthétique d'une construction.

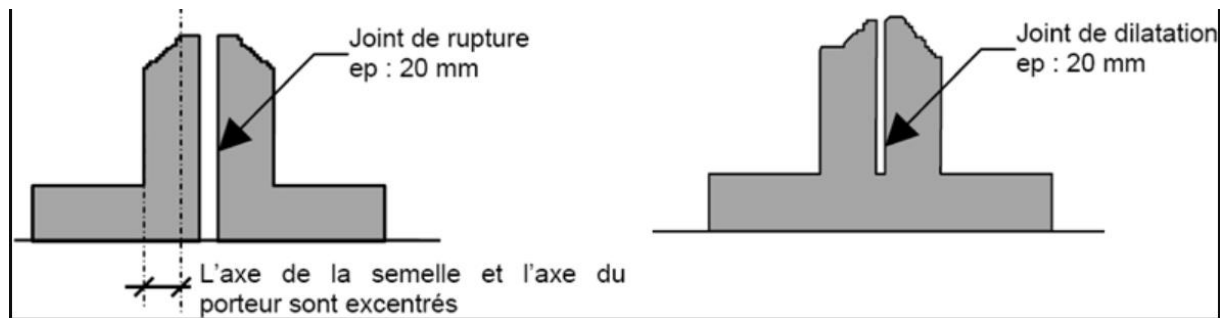


Figure La différence entre le joints délimitation et le joints de rupture

## Pourquoi on utilise les joints ?

Le forme du bâtiment n'est pas simple , Selon **RPA article (RPA99/2003 article 2.5.2 )**

### 2.5.2. Joints

La disposition des joints sismiques peut coïncider avec les joints de dilatation ou de rupture. Ils doivent assurer l'indépendance complète des blocs qu'ils délimitent et empêcher leur entrechoquement.

En cas de sol de fondation homogène, il n'est pas nécessaire de les poursuivre en fondation. Les joints doivent être plans, sans décrochement et débarrassés de tout matériau ou corps étranger.

Ils sont disposés de façon :

- A limiter des longueurs de bâtiments trop importantes
- A séparer les blocs de bâtiments ou ouvrages accolés de géométrie et /ou de rigidités et de masses inégales.

A simplifier les formes en plan de bâtiments présentant des configurations complexes (forme en T, U, L, H,...).

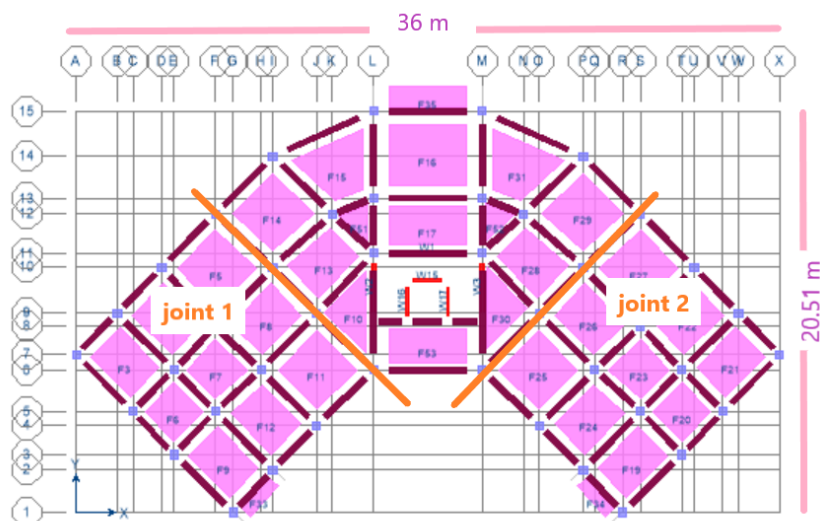
et **CBA 93 (DTR-B.C.2.41 ARTICLE b 5.1)** En simplifiant la forme en plan par l'ajoute des joints de rupture ( la longueur de bâtiment dépasse 30 m (36 m) ) .

### Article B 5.1 - DIMENSIONS DES BLOCS ENTRE JOINTS

Dans les calculs relatifs aux "constructions courantes" et aux "constructions industrielles", on peut ne pas tenir compte des effets du retrait et des variations de température pour les éléments de construction compris entre joints distants au maximum de :

- 30 m dans les Wilayas cotières à l'exception d'ORAN, TEMOUCHENT et TLEMCEN qui rentrent dans la catégorie suivante.
- 25 m dans les autres Wilayas du Tell, des Hauts plateaux et de l'Atlas Saharien.
- 20 m dans le moyen Sud et l'extrême Sud.

La première étape la déviation de la structure



### BLOC A :

	Bâtiment implanté en zone III	Colonne1
Classification des ouvrages selon leur importance	Groupe 2	A=0.25
Classification des sites	Site meuble S3	T1 = 0.15 s T2 = 0.50 s

<b>Classification des systèmes de contreventements</b>	Voiles porteurs	R = 3,5
<b>Coefficient, fonction du système de contreventement</b>	cas 4	CT = 0.05
<b>Classification de l'ouvrage selon sa configuration</b>	régulier en élévation et régulier en plan	Bâtiment régulier
<b>La hauteur de la structure</b>	H= 33,02m	≤33

**Tableau..**Classification de l'ouvrage selon RPA version 2003

❖ **Facteur de qualité Q :**

<b>Pq</b>		
<b>Critère q</b>	<b>Observé</b>	<b>N/observé</b>
<b>1- conditions minimales sur les files de contreventement</b>	0	-
<b>2- Redondance en plan</b>	0	-
<b>3- Régularité en plan</b>	0	-
<b>4- Régularité en élévation</b>	0	-
<b>5- contrôle de la qualité des matériaux</b>	0	-
<b>6- contrôle de la qualité de l'exécution</b>	-	<b>0.1</b>

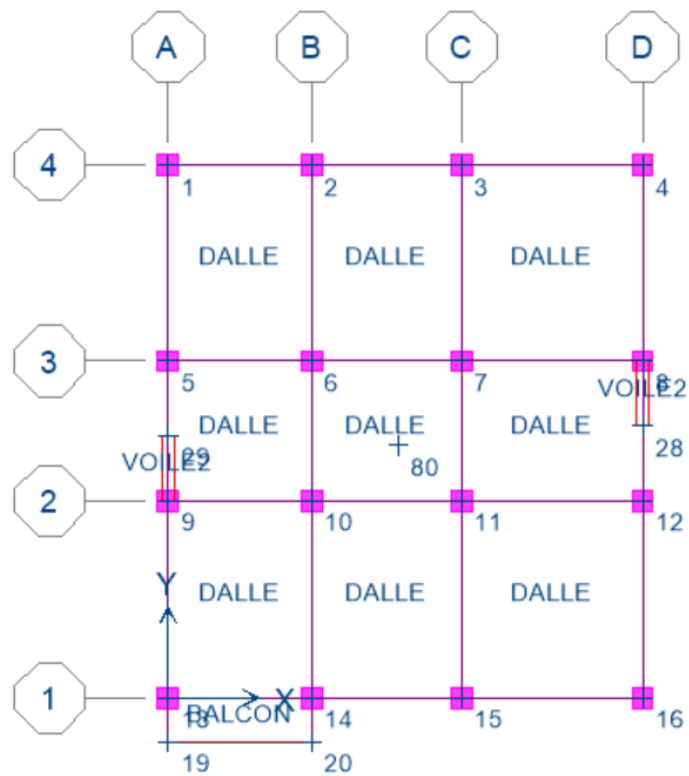
Facteur de qualité  $Q=1+\sum Pq$  D'où **Q= 1,01**

L'épaisseur des voiles 20 cm

**Résultats de l'analyse :**

Les valeurs des périodes et facteurs de participations modales calculées par le logiciel « **ETABS** » sont données dans le tableau suivant :





Mode	Period	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ	SumRZ
1	0,871766	85,7271	0,0033	85,7271	0,0033	1,1544	1,1544
2	0,773723	0,0004	78,7948	85,7274	78,7981	0,4955	1,6499
3	0,684347	0,706	0,4301	86,4334	79,2282	81,1427	82,7926
4	0,293273	9,337	0,0003	95,7705	79,2284	0,0256	82,8182
5	0,238748	0,0052	12,6258	95,7756	91,8542	0,1684	82,9866
6	0,21955	0,0712	0,2442	95,8469	92,0984	10,4768	93,4634
7	0,163249	2,2946	0,0004	98,1414	92,0988	0,1018	93,5652
8	0,121935	0,0067	3,5762	98,1481	95,675	0,2676	93,8329
9	0,115584	0,0384	0,3397	98,1865	96,0146	2,9206	96,7535
10	0,109196	0,8195	0,0001	99,006	96,0147	0,0072	96,7607
11	0,082132	0,4923	0,0008	99,4982	96,0155	0,0461	96,8069
12	0,081389	0,0201	0,8333	99,4352	96,6373	0,7864	97,2399

**Tableau** Les valeurs des périodes et facteurs de participation massique variante 1

**Les modes propres :**

- **1<sup>er</sup> mode :**

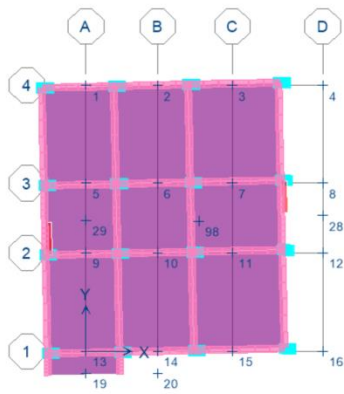


Figure mode 1  $T=0,87s$

- 2<sup>ème</sup> mode :

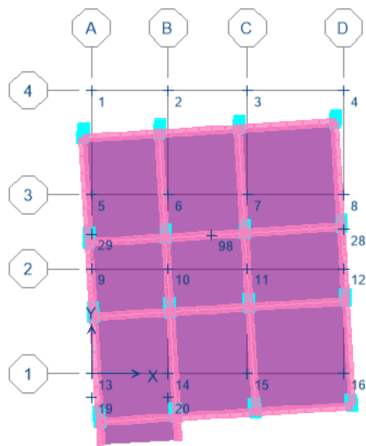


Figure mode 2  $T=0,77s$

- 3<sup>ème</sup> mode :

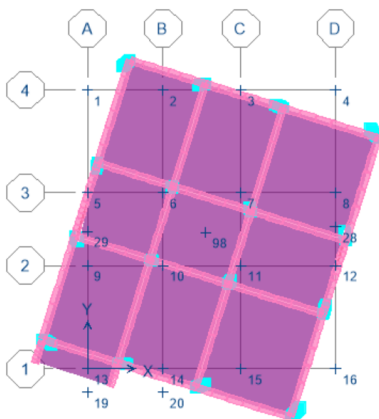


Figure mode 3  $T=0,68s$

Période fondamentale théorique :

- Variante 1 :  $T = 0,87 s > T_{emp} = 0,62 s \dots \dots \dots (CNV)$

Donné par **Conception et calcul des structures en béton armé contreventées par voiles**

**Selon les RPA version 2003**

**Revue de certains articles liés au calcul des structures en béton armé**

**Rafik taleb (attaché de recherche CGS)**

Si :	La période choisie pour le calcul du facteur D est :
$T_{analytique} \leq T_{empirique}$	$T = T_{analytique}$
$T_{empirique} < T_{analytique} < 1,3T_{empirique}$	$T = T_{empirique}$
$T_{analytique} \geq 1,3T_{empirique}$	$T = 1,3T_{empirique}$

$T_{analytique} = 0,87$

$T_{empirique} = 0,62$

$T_{analytique} \geq 1,3T_{empirique}$  alors :  **$T = 1,3T = 0,80 s$**

### **Sens X**

Le nombre des modes à considérer sont 3 modes (atteindre plus que 90% de la masse totale de la structure dans le mode 4) ..... conditions vérifiées (plus que 3 modes).

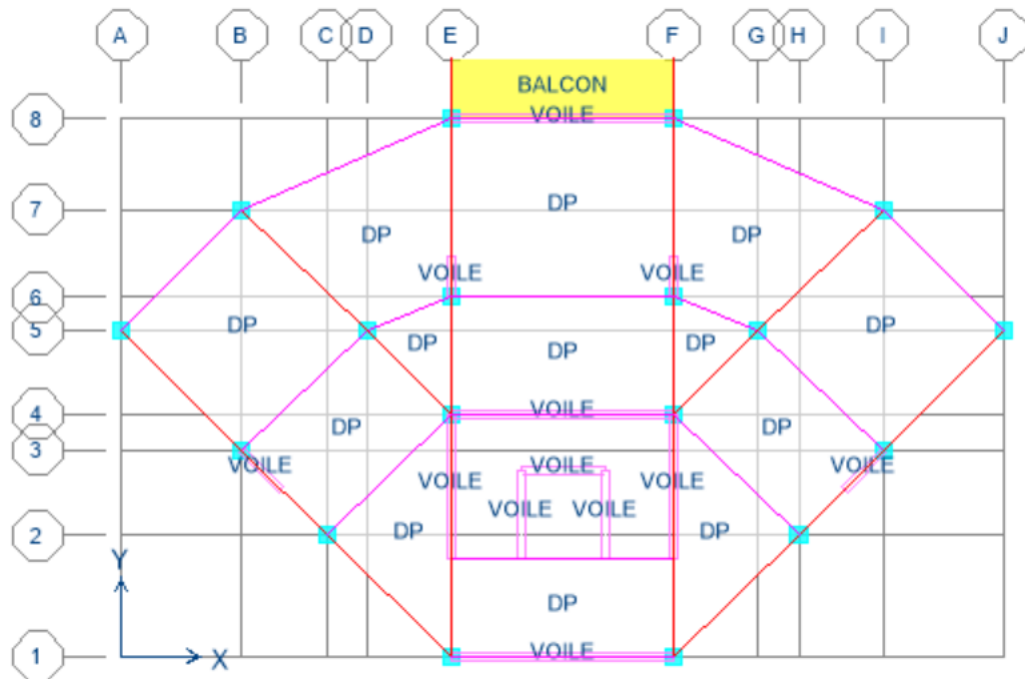
### **Sens Y**

Le nombre des modes à considérer sont 4 modes (atteindre plus que 90% de la masse totale de la structure dans le mode 5) ..... conditions vérifiées (plus que 3 modes).

La condition de la participation massique est vérifiée dans les deux sens .

**BLOC B :****1. Résultats de l'analyse :**

Les valeurs des périodes et facteurs de participations modales calculées par le logiciel « **ETABS** » sont données dans le tableau suivant :

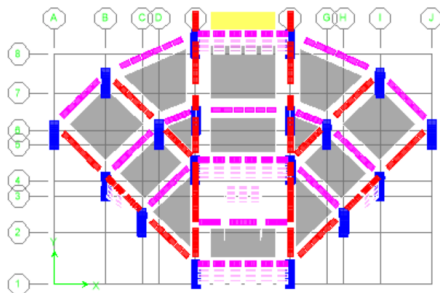


Mode	Period	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ	SumRZ
1	0,487495	0	76,4016	0	76,4016	0,0102	99,6464
2	0,414873	63,8863	0,0017	63,8864	76,4033	8,616	99,6485
3	0,35852	7,6459	0,0096	71,5323	76,4128	67,9313	99,6603
4	0,140821	0	15,4905	71,5323	91,9034	0,0014	99,8054
5	0,110837	5,9307	0,0007	77,463	91,9041	10,3266	99,8054
6	0,096423	13,9531	0,0005	91,4161	91,9046	4,7915	99,8054
7	0,069679	0	4,7482	91,4161	96,6528	0,0004	99,9795
8	0,055026	0,9794	0,0001	92,3955	96,6529	4,3102	99,9795
9	0,045443	4,5441	0,0005	96,9397	96,6534	0,8878	99,9796
10	0,044177	0,0007	1,9415	96,9404	98,5949	0,0004	99,9886
11	0,035284	0,338	0	97,2784	98,5949	1,5996	99,9886
12	0,031658	0	0,8061	97,2784	99,401	0	99,9978

*Tableau* Les valeurs des périodes et facteurs de participation massique variante 1

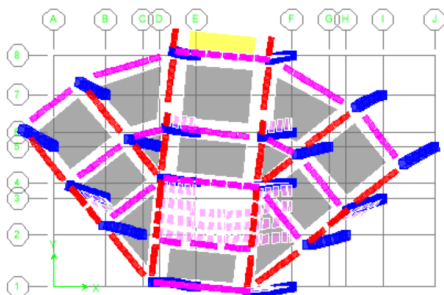
Les modes propres :

- 1<sup>er</sup> mode :



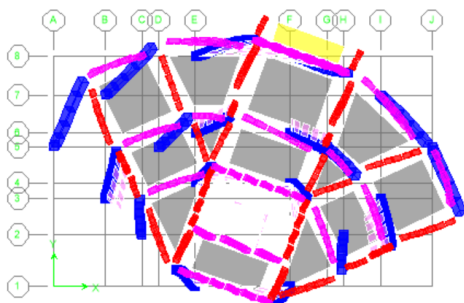
*Figure mode 1*  $T=0,48s$

- 2<sup>ème</sup> mode :



*Figure mode 2*  $T=0,41s$

- 3<sup>ème</sup> mode :



*Figure mode 3*  $T=0,35s$

**Période fondamentale théorique :**

- Variante 1 :  $T = 0,87 s > T_{emp} = 0,62 s \dots\dots\dots (CNV)$

**Sens X**

Le nombre des modes à considérer sont 3 modes (atteindre plus que 90% de la masse totale de la structure dans le mode 4) ..... conditions vérifiée (plus que 3 modes).

**Sens Y**

Le nombre des modes à considérer sont 4 modes (atteindre plus que 90% de la masse totale de la structure dans le mode 5) ..... conditions vérifiée (plus que 3 modes ).

La condition de la participation massique est vérifié dans les deux sens .

**❖ CONCLUSION :**

Les joints sismiques (ou joints parasismiques) autorisent de larges mouvements multidirectionnels permettant le libre déplacement des structures afin d'éviter les entrechoquements et assurer la pérennité des ouvrages. De nombreux modèles de joints de dilatation sismiques sont disponibles : joints de sol pour charges lourdes, joints de dilatation de grandes ouvertures, joints de dilatation renforcés ainsi que des joints de dilatation vertical pour façades, murs et plafonds etc.

Les joints de dilatation sismiques absorbent des mouvements tridimensionnels jusqu'à  $\pm 600$  mm. Ils peuvent être installés aussi bien à l'intérieur qu'à l'extérieur, en travaux neufs ou de rénovation, avec tout type de finition (béton, résine, sol souple, carrelage, pierre, etc.) et pour tout type de bâtiment (centre commerciaux, sols industriels, usines, entrepôts, logements, gares, etc). Ils sont complémentaires à nos solutions coupe-feu VEDAFEU et nos produits d'étanchéité



## Conclusion Générale

Ce projet de fin d'étude, nous a beaucoup aidé à mettre en pratique toutes nos connaissances acquises durant notre cycle de formation d'ingénieur, d'approfondir nos connaissances en basant sur les documents techniques, et même d'application des règlements (BAEL91 et RPA99version 2003), de mettre en évidence quelques principes de base qui doivent être pris en considération dans la conception des structures en portiques et voiles.

D'après l'étude qu'on a fait, il convient de signaler que pour la conception parasismique, il est très important que l'ingénieur de génie civil et l'architecte travaillent en étroite collaboration dès le début de projet, pour arriver à une sécurité parasismique assurée sans coût important, sur tout pour les formes irrégulières, qui présentent une grande difficulté d'étude et de réalisation.

Pour la réalisation d'une construction dans une zone sismique, on établit d'abord la partie architecturale, en tenant compte de la fonction d'exploitation propre de cette construction, et on cherche la disposition convenable des éléments de contreventement.

Le principe de contreventement des bâtiments irréguliers de forme  $L$  pose un problème de torsion très important et malgré les difficultés trouvées, on arrive à la fin d'avoir la bonne disposition des voiles pour diminuer cet effet de torsion.

Notons qu'à la fin de ce projet qui constitue pour nous une première expérience, que l'utilisation de l'outil informatique pour l'analyse et le calcul des structures, est très bénéfique en temps et en effort à condition de maîtriser les notions de bases des sciences de l'ingénieur, ainsi que les logiciels lui mêmes.



## **BIBLIOGRAPHIE**

# BIBLIOGRAPHIE

## Règlement :

- Règles parasismiques algériennes **RPA99/VERSION 2003**.
- Document technique réglementaire des charges permanentes et charges d'exploitation.
- Règles de conception et de calcul de structures en béton armé, **C.B.A.93**.
- Béton armé aux états limites **BAEL91**.

## Livre :

- Pratique du **BAEL93**.....**JEAN PERCHAT et JEAN DROUX**.
- C.B.A.93.....**Règles de conception et de calcul des structures en béton armé**.
- Structure en Béton Armé.....**PATRICK PAULTRE**

## Cours :

- Béton armé.
- Mécanique des sols.
- Résistances des matériaux.
- Dynamique des structures.
- Cours de bâtiments.
- Matériaux de construction.

## Thèses fin d'étude :

- Mémoires de fin d'études, université de Jijel.
- Mémoires de fin d'études, université de Bejaia

## Logiciels :

- SAFE 16.0.1
- ETABS 18.1.1
- AUTOCAD 2011
- SOCOTEC
- WORD 2013
- EXCEL 2013

# 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 :**

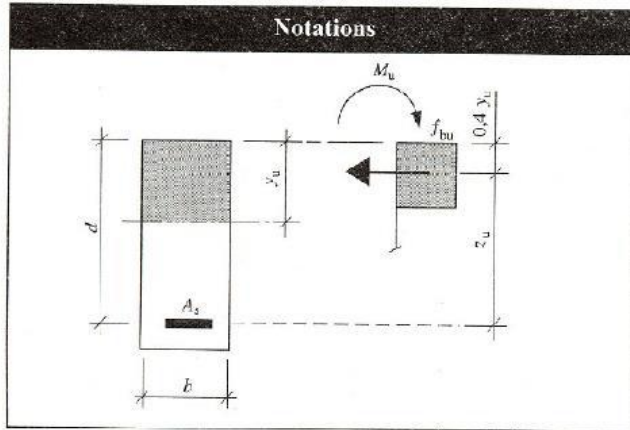
**DALLES RECTANGULAIRES UNIFORMÉMENT CHARGÉES  
ARTICULÉE SUR LEUR CONTOUR**

$\alpha = \frac{L_x}{L_y}$	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	
$f_{su} = \frac{f_s}{\gamma_s}$ $\gamma_s = 1,15$	

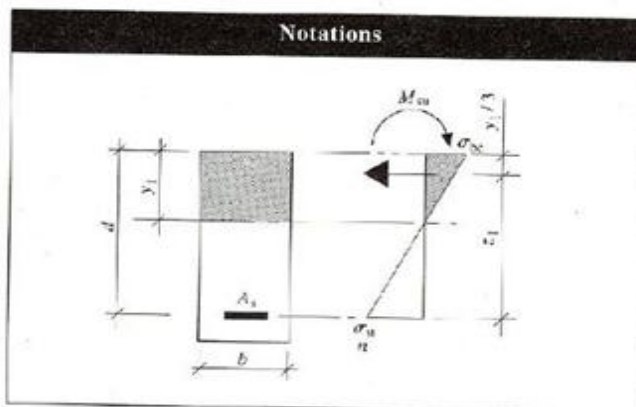
$\mu_{bu}$	$\alpha_u$	$\beta_u$	$\varepsilon_{st}$	$p_u$	
				①	②
0.000	0.000	1.0000	10.000	0.000	0.000
0.002	0.003	0.9990	10.000	0.002	0.002
0.004	0.005	0.9980	10.000	0.004	0.004
0.006	0.008	0.9970	10.000	0.006	0.006
0.008	0.010	0.9960	10.000	0.008	0.008
0.010	0.013	0.9950	10.000	0.010	0.010
0.012	0.015	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
<p>Béton</p> <p><math>\sigma_{bc}</math></p> <p>Limite réglementaire</p> <p><math>\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{cj}</math></p>	$\mu_b = \frac{M_{ser}}{b d^2 \sigma_{st}}$ $K = \frac{\sigma_{st}}{\sigma_{bc}}$ $\mu_b = \frac{M_{ser}}{b d^2 \sigma_{bc}}$
<p>Acier</p> <p><math>\sigma_{st}</math></p> <p>Limite réglementaire</p> <p><math>\bar{\sigma}_{st}</math> (cf. BAEL)</p>	$\alpha_1 = \frac{y_1}{d}$ $\beta_1 = \frac{z_1}{d}$ $\rho = \frac{A_s}{b d}$

$\mu_s$	K	$\mu_b$	$\alpha_1$	$\beta_1$	100 $\rho$
0.0000	8.88	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	0.8909	0.127
0.0014	63.72	0.0892	0.191	0.8765	0.150
0.0016	59.02	0.0945	0.203	0.8625	0.172
0.0018	55.16	0.0993	0.214	0.8487	0.194
0.0020	51.89	0.1037	0.224	0.8353	0.216
0.0022	49.07	0.1077	0.234	0.8220	0.239
0.0024	46.61	0.1113	0.243	0.8088	0.261
0.0026	44.45	0.1145	0.252	0.7959	0.284
0.0028	42.53	0.1173	0.261	0.7831	0.307
0.0030	40.79	0.1204	0.269	0.7704	0.330
0.0032	39.23	0.1236	0.277	0.7578	0.353
0.0034	37.82	0.1268	0.284	0.7453	0.375
0.0036	36.51	0.1301	0.291	0.7329	0.399
0.0038	35.32	0.1334	0.298	0.7206	0.422
0.0040	34.22	0.1369	0.305	0.7084	0.445
0.0042	33.21	0.1394	0.311	0.6963	0.469
0.0044	32.25	0.1419	0.317	0.6842	0.492
0.0046	31.37	0.1443	0.323	0.6722	0.516
0.0048	30.54	0.1466	0.329	0.6602	0.539
0.0050	29.77	0.1488	0.335	0.6483	0.563
0.0052	29.04	0.1510	0.341	0.6365	0.587
0.0054	28.34	0.1531	0.346	0.6248	0.610
0.0056	27.70	0.1551	0.351	0.6132	0.634
0.0058	27.08	0.1571	0.356	0.6017	0.658
0.0060	26.47	0.1590	0.362	0.5903	0.682
0.0062	25.94	0.1608	0.366	0.5790	0.706
0.0064	25.41	0.1626	0.371	0.5678	0.730
0.0066	24.91	0.1644	0.376	0.5567	0.754
0.0068	24.43	0.1661	0.380	0.5457	0.777
0.0070	23.97	0.1678	0.385	0.5347	0.800
0.0072	23.53	0.1694	0.389	0.5238	0.823
0.0074	23.11	0.1710	0.394	0.5130	0.847
0.0076	22.70	0.1725	0.398	0.5023	0.870
0.0078	22.32	0.1741	0.402	0.4917	0.893
0.0080	21.94	0.1755	0.406	0.4812	0.916
0.0082	21.58	0.1770	0.410	0.4708	0.939
0.0084	21.24	0.1784	0.414	0.4605	0.962
0.0086	20.91	0.1798	0.418	0.4503	0.985
0.0088	20.59	0.1811	0.422	0.4402	1.008
0.0090	20.27	0.1825	0.425	0.4302	1.031
0.0092	19.96	0.1838	0.429	0.4203	1.054
0.0094	19.67	0.1851	0.432	0.4105	1.077
0.0096	19.41	0.1863	0.436	0.4007	1.100
0.0098	19.14	0.1875	0.439	0.3910	1.123