

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي



UNIVERSITE SAAD DAHLAB DE BLIDA

جامعة سعد دحلب-البليدة 1

FACULTE DE TECHNOLOGIE

كلية التكنولوجيا

DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

دائرة الهندسة المدنية



MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

مذكرة نهاية التدرج

Pour l'Obtention du diplôme

de master 2 en Génie civil

Option : MATERIAUX EN GENIE CIVIL

THÈME

**ETUDE D'UN BATIMENT A USAGE D'HABITATION
(REZ DE CHAUSSEE+Mezzanine+9+1 Sous-sol)
CONTREVENTE PAR DES VOILES ET DES PORTIQUES
EN BETON ARME**

Réalisé par :

Lefkir Oumaima

Boufertella Loubna

Encadré par :

M^{me} K. TADJER

Co-promoteur : Mr M.ANNAD

PROMOTION : 2020 - 2021

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

Remerciements

En premier lieu, nous tenons à remercier Dieu qui nous a donné le courage et la volonté pour terminer ce travail, et nos parents pour leur soutien et leurs sacrifices

*Nous tenons à remercier vivement tous ceux qui nous ont aidés à élaborer l'étude de cet ouvrage et en particulier notre Co-promotrice **Mme TADJER** pour son aide et ses orientations précieuses, sans oublier **Mr ANNAD** pour sa précieuse aide.*

Nous tenons également à remercier les membres jury, pour l'honneur qu'ils nous ont accordé, en acceptant de juger notre travail.

Nous remercions aussi l'ensemble des enseignants du département de Génie Civil qui ont contribué à notre travail.

Nos remerciements vont également à tous les enseignants de L'Université Saad Dahlab de Blida et particulièrement à ceux du département de Génie Civil, nous remercions aussi tous nos amis pour leur aide et leur encouragement.

Je dédie ce modeste travail à :

A mes parents

Aucun hommage ne pourrait être à la hauteur de L'amour dont ils ne cessent de me combler .que dieu leur procure bonne santé et longue vie.

A mon cher mari

Aucune dédicace ne pourrait exprimer mon amour et mon attachement à toi tu à partagé avec moi les meilleurs moments de ma vie aux moments les plus difficiles de ma vie, tu étais toujours à mes côtés, je te remercie de ne m'avoir jamais déçu, Je remercie le bon dieu qui a croisé nos chemins.

A mon future enfant

Dans quelque jours, incha'allah , tu seras parmi nous , Tu as partagé avec moi cette aventure avant même ta naissance et tu continues à la vivre avec moi chaque instant. A toi mon ange je Dédie ce modeste travail.

A mon cher frère et ma chère sœur

Que dieu les garde toujours pour moi et à mes côtés

A mon oncle et sa femme

A ma binôme loubna , A tous mes amis du génie civil .

Oumaima

Dédicace

Je dédie avec grand plaisir, ce modeste travail à :

Tout d'abord je tiens à remercier Dieu Tout puissant ;

Je puisse les honores ;

A mon père

A ma chère mère

A mes frères

A mes chères sœurs

A toute ma famille

A ma binôme : Oumaima

Et tous mes amis proches;

Et a Tous mes collègues du génie civil spécialité Matériaux

promotion 2021

LOUBNA

ملخص

يهدف هذا المشروع إلى دراسة بناية ذات طابع سكني تتألف من طابق ارضي+ 9 طوابق +طابق الميزانين+ طابق سفلي، يتم انجازها بولاية بومرداس المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية رقم III حسب القواعد الجزائرية المضادة للزلازل (RPA99 version 2003)

إن استقرار البناية لكل الحملات العمودية والأفقية مضمون بواسطة عارضات، أعمدة وجدران خرسانية مسلحة. دراسة وتحليل البناية تمت باستعمال برنامج (ETABS V13) .

تحديد الأبعاد وتسليح كل العناصر المقاومة للبناية صمم طبق المعايير والقوانين المعمول بها في الجزائر (RPA 99 version 2003, BAEL91 modifie 99).

تسليح العناصر المقاومة (الأعمدة والعارضات) تم بواسطة Robot expert, أما الجدران الخرسانية المسلحة تم يدويا. نظام البنية التحتية لهذا المبنى هو عبارة عن لبشة (أرضية أساس) .

Résumé

Le but de cette étude est la conception d'une structure à usage d'habitation R+9 étages+Mezzanine+1 s/ sol qui sera implantée dans la wilaya de Boumerdès, classée en zone III 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 v13).

Le calcul des dimensions et du ferrailage de tous les éléments résistants sont conformes aux règles applicables en vigueur, à savoir (BAEL91 modifié 99, RPA99 version 2003).

Le ferrailage des éléments porteurs (poteaux, poutres) a été mené par le logiciel de ferrailage Robot expert, alors que celui des voiles a été fait manuellement.

La foundation du bâtiment est compose d'un radier nervuré.

Abstract

The aim of this study is to design a structure for residential, R+9 floors+Mezzanine +1 underground which will be located in Boumerdès, classified in zone III according to the Algerian seismic code (RPA 99 version 2003).

The stability of the structure is ensured by the beams, the columns and the walls. The study and the analysis of this project had been established by the software (ETABS V13).

The calculation of dimensions and the reinforcement of all the resistant elements are in conformity with the rules applicable in strengths to knowing (BAEL91 modified 99, RPA99 version 2003).

Reinforcement of structural elements (columns, beams) was done by the software Robot expert, while the shell element was done manually.

The foundation system is consisted by rib raft foundation.

Sommaire

Chapitre I

a. I-1 Introduction :	1
b. I.2 PRESENTATION DE L'OUVRAGE	1
c. I-3. CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX :	5
d. 1.4 Hypothèses de calcul aux états limites	11

Chapitre II

e. II-1. Introduction :	12
f. Pré-dimensionnement des planchers :	12
g. Pré-dimensionnement des poutres :	14
h. II.2 Evaluation des charges et surcharges :	16
a. Pré-dimensionnement des poteaux :	23
b. Calcul de l'acrotère	26
c. Pré dimensionnement des voiles :	33
II.2 CONCLUSION :	34

Chapitre III

i. III-1. L'acrotère :	35
j. III-2. Etude des planchers :	42
k. III-2.1 Plancher à corps creux :	42
a. Pré-dimensionnement des poutrelles :	43
l. III-2.2 Plancher Dalle pleine :	70
m. III.3.Balcon :	76
III.4.Les Escaliers :	80

Chapitre IV

n. IV-1 Introduction :	88
o. IV-2 Etude dynamique :	88
p. IV-3 Modélisation de la structure étudiée:	88
q. IV-4 Choix de la méthode de calcul :	90

r.	IV-5 Calcul de la force sismique par la méthode statique équivalent :.....	93
s.	IV-6 Résultats de l'analyse sismique:	96
t.	1. Caractéristiques dynamiques propres du modèle :.....	99
u.	2.Constatios :.....	100
v.	3.Résultantes des forces sismiques :	100
w.	4.Vérification des Déplacements inter étages du modèle initiale:	103
x.	5.Vérification e l'effort normal réduit :.....	105
y.	6. Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ (les effets du second ordre)	106
z.	7.Justification des voiles sous charges verticales :.....	108
aa.	IV.7 Conclusion :	109

Chapitre V

V.1.	Introduction :.....	110
V.2.	Ferraillage des poteaux :.....	110
V.3.	Ferraillage des poutres :.....	122
V.4.	Ferraillage des voiles :.....	134

Chapitre VI

bb.	VI.1 Introduction :.....	156
cc.	VI.2. Calcul des fondations :.....	156
dd.	VI.2.1 Introduction :.....	156
ee.	VI.2.2 Pré dimensionnement de radier :.....	157
ff.	VI.2.3 Caractéristiques géométriques du radier :.....	159
gg.	VI.2.4 Vérifications Nécessaires :.....	160
VI.2.4.1	Vérifications de stabilité de radier.....	160
VI.2.4.2	Vérifications des contraintes sous le radier.....	160
hh.	VI.2.5. Ferraillage du radier :.....	164
ii.	VI.2.5.2 Ferraillage des nervures :.....	168
jj.	VI.2.5.3 Ferraillage du débord :.....	173
VI.2. 5.4	Etude du Voile périphérique :.....	174
VI.2.5.4.1	Introduction :.....	174
VI.2.5.4.2	Pré dimensionnement :.....	174

VI.2.5.4.3. Evaluation des charges :.....	175
VI.2.5.4.4 Effort dans le voile périphérique :.....	176
VI.2.5.4.5 Ferrailage du voile périphérique :.....	177
VI.2.5.5: Vérification à l'ELS :.....	178

Liste des Tableaux

Chapitre I

Tableau I-1 : Nuances d'acier	9
-------------------------------------	---

Chapitre II

Tableau II.1: Dimensions des Planchers	14
Tableau II.2: Charge permanente G du plancher terrasse inaccessible	16
Tableau II.3: Charge permanente G du plancher RDC+S sol (dalle pleine)	17
Tableau II.4: Charge permanente G du plancher courant+ Mezzanine (corps creux)	17
Tableau II.5: La charge permanente du mur extérieur	18
Tableau II.6: Surface reprise par chaque poteau	18
Tableau II.7: Application de la loi de la dégression	22
Tableau II.8 : Choix Final des Poteaux Centraux	25
Tableau II.9 : Choix Final des sections des Poteaux de Rive.....	28
Tableau II.10 : Choix Final des surfaces des poteaux d'angle.....	31
Tableau II.11 : Choix finale des poteaux.....	32

Chapitre III

Tableau III.1 : Calcul des efforts à L'ELU ET ELS	37
Tableau III.2 : Evaluation des charges et surcharge.....	46
Tableau III.3 : Les sollicitations dans la poutrelle de type 1 à l'ELU.....	52
Tableau III.4 : Les sollicitations dans poutrelle de type 1 à l'ELS	54
Tableau III.5: Les sollicitations dans la poutrelle de 07 travées à l'ELU	59
Tableau III.6 : Les sollicitations dans la poutrelle de 07 travées à l'ELS.....	60
Tableau. III.7 : Récapitulation du calcul des sections d'armatures en travée	62
Tableau. III.8: Récapitulation du calcul des sections d'armatures en Appuis	63
Tableau. III.9 : Vérification à l'ELS	65
Tableau III.10: Calcul de la flèche	66
Tableau III.11: Ferrailage de la dalle rectangulaire	71
Tableau III.12 : Evaluation des sollicitations à l'ELS.....	74
Tableau III.13 : Vérification de la contrainte de la dalle rectangulaire.....	74
Tableau III.14: Vérification de la contrainte de la dalle.....	75
Tableau III.15 : Vérification à ELS.....	75
Tableau III.16: Sollicitation sur appuis du balcon (ELU/ELS).....	77

Tableau III.17 : Charge permanente G du palier.....	82
Tableau III.18: Charge permanente G du paillasse	82
Tableau III.19 : Ferrailage de l'escalier	83
Tableau III.20: Vérification à l'E.L.S	86
Tableau III.21: Vérification de la flèche de l'escalier.....	87

Chapitre IV

Tableau IV.1 : Valeurs des pénalités P_q	94
Tableau IV.2 : Sections des poteaux et voiles de chaque niveau	99
Tableau IV.3:Périodes et Facteurs de Participation Massique du Modèle	99
Tableau IV.4 : Résultat de calcul des périodes empirique	100
Tableau IV.5 : Résultat des fores sismiques.....	101
Tableau IV.6 : Résultat des fores sismiques selon l'axe x-x.....	102
Tableau IV.7 : Résultat des fores sismiques selon l'axe y-y.....	102
Tableau IV.8 : Vérification du déplacement inter étage Selon l'axe x	104
Tableau IV.9: Vérification du déplacement inter étage Selon l'axe	105
Tableau IV.10 : Vérification de l'effort normal réduit pour le modal finale.	106
Tableau IV.11: Justification vis-à-vis de l'effet $P-\Delta$ suivant l'axe	107
Tableau IV.12 : Justification vis-à-vis de l'effet $P-\Delta$ suivant l'axe Y	108

Chapitre V

Tableau V.1 : Caractéristiques du béton et de l'acier.	110
Tableau V.2 : Ferrailages des poteaux carrées situation durable (N^{\max} , M^{corr}).	112
Tableau V.3 : Ferrailages des poteaux carrées situation durable (N^{\min} , M^{corr}	112
Tableau V.4 : Ferrailages des poteaux carrées situation durable (M^{\max} , N^{corr})	113
Tableau V.5: Ferrailages des poteaux carrées situation accidentelle (N^{\max} , M^{corr}).....	113
Tableau V.6 : Ferrailages des poteaux carrées situation accidentelle (M^{\max} , N^{corr}).....	114
Tableau V.7 : Ferrailages des poteaux carrées situation accidentelle (N^{\min} , M^{corr})	114
Tableau V.8 : Ferrailages des poteaux carrées situation accidentelle (N^{\max} , M^{corr}).....	114
Tableau V.9: Ferrailages des poteaux carrées situation accidentelle (M^{\max} , N^{corr}).....	115
Tableau V.10: Ferrailages des poteaux carrées situation accidentelle (N^{\min} , M^{corr})	115
Tableau V.11: Choix des armatures des poteaux.	115
Tableau V.12 : Vérifications des contraintes pour les poteaux.....	116
Tableau V.13 : Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux.....	117

Tableau V.14 : Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux.....	118
Tableau V.15: Espacement maximales selon RPA99 des poteaux.	120
Tableau V.16 : Choix des armatures transversales pour les poteaux.....	121
Tableau V.17 : Caractéristiques du béton et de l'acier.	123
Tableau V.18: Ferrailage des poutres porteuses.....	124
Tableau V.19: Ferrailage des poutres porteuses (x).....	124
Tableau V.20 : Ferrailage des poutres porteuses 30x40	124
Tableau V.21 : Ferrailage des poutres non porteuses (x).....	125
Tableau V.22 : Ferrailage des poutres non porteuses (x).....	125
Tableau V.23 : Ferrailage des poutres non porteuses (x).....	125
Tableau V.24 : Choix des armatures pour les poutres porteuses (x).....	126
Tableau V.25 : Choix des armatures pour les poutres non porteuses	126
Tableau V.26: Vérification de la condition de non fragilité.	127
Tableau V.27: Vérification des poutres porteuse à l'ELS.....	127
Tableau V.28: Vérification des poutres non porteuse à l'ELS.....	128
Tableau V.29: Vérification de la contrainte de cisaillement	128
Tableau V.30: Calcul des armatures transversales.....	129
Tableau V.31: Vérification de la flèche de poutre porteuse.....	131
Tableau V.32: vérification de la flèche de poutre non porteuse.....	132
Tableau V.33: Valeurs de (I_f/I)	137
Tableau V.34 : Calcul de $\sigma_{u \text{ lim}}$	138
Tableau V.35 : Aciers verticaux et horizontaux.....	139
Tableau V.36 : Aciers transversaux	140
Tableau V.37 : Aciers supplémentaires.....	141
Tableau V.38: calcule de σ_{bna} et σ_{ba} pour exemple.	144
Tableau V.39 : Calcul des armatures du voile (V1).....	146
Tableau V.40 : Calcul des armatures du voile (V2).....	146
Tableau V.41 : Calcul des armatures du voile (V3).....	147
Tableau V.42 : Calcul des armatures du voile (V4).....	147
Tableau V.43 : Calcul des armatures du voile (V5).....	148
Tableau V.44: Calcul des armatures du voile (V6).....	148
Tableau V.45 : Calcul des armatures du voile (V7).....	149
Tableau V.46: Calcul des armatures du voile (V8).....	149

Tableau V.47 : Ferrailage verticale des voiles	150
Tableau V.48 : Calcul des aciers de couture des voiles	151
Tableau V.49: Calcul des aciers horizontaux des voiles	152

Chapitre VI

Tableau VI.1: Contraintes sous le radier à l'ELU.....	163
Tableau VI.2: Contraintes sous le radier à l'ELS.	164
Tableau VI.3: Ferrailage des panneaux du radier.	166
Tableau VI.4: Vérification des contraintes.....	167
Tableau VI.5 : Redimensionnement des armatures.....	167
Tableau VI.6: Vérification des contraintes (correction).....	168
Tableau VI.7 : Ferrailage des nervures (sens x-x).	169
Tableau VI.8 : Ferrailage des nervures (sens y-y).	169
Tableau VI.9 : Vérification des contraintes à l'ELS	170
Tableau VI.10 : Redimensionnement des armatures.....	170
Tableau VI.11 : Vérification des contraintes (correction).....	170
Tableau VI.12: Choix des armatures transversales.	171
Tableau VI.13: Ferrailage du débord	173
Tableau VI.14: Ferrailage du voile périphérique	177
Tableau V I.15 : Vérification des Contraintes à l'ELS	178
Tableau VI.16 : Redimensionnement des armatures.....	179
Tableau VI.17 : Vérification des contraintes (correction).....	179

LISTE DES FIGURES

Chapitre I

Figure I.1 : Coupe B-B.....	2
Figure I.2 : Coupe A-A.	3
Figure I.3: Dalle en corps creux	4
Figure I.4 : Dalle pleine.....	4
Figure I.5 : Diagramme contrainte- déformations à l'ELU	8
Figure I.6: Diagramme des contraintes de déformations du béton à l'ELS.....	9
Figure I.7: Diagramme contrainte- déformation de l'acier.....	10

Chapitre II

Figure II.1 : Schéma de la dalle en corps creux.	12
Figure II.2 : Poteau central.....	18
Figure II.3 : Poteau de Rive	25
Figure II.4 : Poteau d'angle.....	29
Figure II.5 Coupe de voile.....	33

Chapitre III

Figure III.1 :Dimensions de l'acrotère	35
Figure III.2: Charges et surcharges agissent sur l'acrotère.	36
Figure III.3 : Diagramme des efforts à l'ELU	37
Figure III.4 : Ferrailage de l'acrotère.....	37
Figure III.5: Distance de l'axe neutre.....	39
Figure III.6 : Ferrailage de l'acrotère	42
Figure III.7: Coupe du plancher en corps creux.....	42
Figure III.8: Les types des poutrelles.....	43
Figure III.9: Dimensions de poutrelle	43
Figure III.10: Schéma statique de poutrelle de 03 travées	44
Figure III.11: Schéma statique de poutrelle de 07 travées	44
Figure III.12: Schéma statique de Poutrelle à 03 travées	49
Figure III.13: Diagramme des moments fléchissant de poutrelle de type 1 à l'ELU.....	49
Figure III.14 : Diagramme des moments fléchissant de poutrelle de type 1 à l'ELU.....	51

Figure III.15 : Diagramme des efforts tranchant de poutrelle de type 1 à l'ELU	51
Figure III.16 : Schéma statique de Poutrelle à 03 travées.....	52
Figure III.17: Diagramme des moments fléchissant de poutrelle de type 1 à l'ELS.	52
Figure III.18: Diagramme des moments fléchissant de poutrelle de type1 à l'ELS.	54
Figure III.19 : Diagramme des efforts tranchant de poutrelle de type 1 à l'ELS.....	54
Figure III.20 : Schéma statique de Poutrelle à 07 travées.....	55
Figure III.21 : Schéma statique de Poutrelle à 07 travées.....	55
Figure III.22: Diagramme des moments fléchissant de poutrelle de type 2 à l'ELU.....	57
Figure III.23 : Diagramme des efforts tranchant de poutrelle de type 2 à l'ELS.....	59
Figure III.24: Diagramme des moments fléchissant de poutrelle de type 2 à l'ELS	60
Figure III.25 : Diagramme des efforts tranchant de poutrelle de type 2 à l'ELS.....	60
Figure III.26 : Disposition constructive des armatures de la table de compression.....	69
Figure III.27: Ferrailage des poutrelles en travée et appuis	69
Figure III.28: Dimensions de la dalle rectangulaire	70
Figure III.29: Ferrailage de la dalle pleine rectangulaire	76
Figure III.30: Schéma statique de balcon.....	76
Figure III.31: Schéma de ferrailage des balcons.....	79
Figure III.32 : Vue en plan des escaliers	80
Figure III.33: Coupe de ferrailage de l'escalier	87

Chapitre IV

Figure IV.1 : Modélisation 3D du bâtiment	89
Figure IV.2 : Spectre de réponse.....	92
Figure.IV.3: Vue en 3D et en plan du 1er mode	96
Figure.IV.4: Vue en 3D et plan du 2ème mode.....	97
Figure IV.5: Vue en 3D et plan du 3ème mode.....	98
Figure IV.6: Evaluation des effets du second ordre.....	106

Chapitre V

Figure. V.1 : Schéma de Ferrailage des poteaux.....	122
Figure V.2 : Section rectangulaire, soumise à la flexion composée.....	134
Figure V.3: Schéma d'une voile pleine et disposition du ferrailage	135

Figure V.4 : Définition de l'élément mur.....	136
Figure V.5: Mur encastré.....	136
Figure V.6 : diagramme d'une section entièrement tendue.....	141
Figure V.7 : Disposition des armatures verticales dans les voiles.	142
Figure V.8 : Disposition des voiles	143
Figure V.9 : Ferrailage Voile (V1) RDC -1 ^{er}	153
Figure V.10 : Ferrailage Voile (V2) RDC -1 ^{er}	153
Figure V.11 : Ferrailage Voile (V3) RDC -1 ^{er}	154
Figure V.12 : Ferrailage Voile (V4) RDC -1 ^{er}	154
Figure V.13 : Ferrailage Voile (V5) RDC -1 ^{er}	154
Figure V.14 : Ferrailage Voile (V6) RDC -1 ^{er}	155
Figure V.15 : Ferrailage Voile (V7) RDC -1 ^{er}	155

Chapitre VI

Figure VI.1 : Schéma du radier nervuré.....	156
Figure VI.2 : Contraintes sous le radier.	163
Figure VI.3 : Panneau de la dalle du radier.....	164
Figure VI.4: Schéma de ferrailage du radier sens x-x.....	168
Figure VI.5: Schéma de ferrailage du radier sens y-y.....	168
Figure VI.6 : Ferrailage des nervures suivant X-X.....	172
Figure VI.7 : Ferrailage des nervures suivant Y-Y	172
Figure VI.8 : Schéma statique du débord.....	173
Figure VI.9 : Evaluation des charges	174
Figure VI.10: Poussées des terres.	175
Figure VI .11: Ferrailage du Voile Périphérique.....	179

LISTE DES SYMBOLES

A : Coefficient d'accélération de zone (%).

B, B_m, B_i : Largeur du bâtiment à la base , en tête , à l'étage « i » (m).

C_p : Facteur de force horizontale.

CT: Coefficient de période.

D : Facteur d'amplification dynamique moyen.

E : Réponse totale 4-16 , action sismique.

E_i : Réponse du mode « i » .

F_i F_n : Forces horizontales appliquées aux niveaux « i » et « n ».

F_t : Partie de l'effort tranchant à la base, appliquée au niveau « n » en plus de F_n

F_v : Force sismique verticale appliquée aux portes à faux.

F_p : Force horizontale agissant sur un élément non structural.

F_{pk} : Force horizontale appliquée à un diagramme au niveau « k ».

G : Action des charges permanentes (KN).

L : Longueur de bâtiment, dimension de plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique (17 m)

L_x ,L_y : Largeur et longueur de bâtiment dans la direction « x » ou « y ».

P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associés au dessus du niveau « k »

P_q : Pénalité a retenir dans la détermination du coefficient Q.

Q : Facteur de qualité (4-4) ; action des charges d'exploitation.

R : Coefficient de comportement.

R_d : Sollicitation résistante de calcul de l'élément.

S_a /g : Accélération spectrale.

S_d : Sollicitation agissante de calcul de l'élément.

S_i (i=1,2,3,4) : Symboles désignant les différentes catégories de site.

T : Période fondamentale de la structure (sec).

T₁ T₂ : Période caractéristiques associées à la catégorie de site (sec).

T_{i,j,k} :Période des modes « i » , « j » , « k » (sec).

V : force sismique totale appliquée à la base de la structure(KN).

V_k : Effort tranchant au niveau « k ».

V_t : force sismique totale (combinaison des valeurs modales)

W : poids total de la structure.

W_i : poids sismique au niveau « i ».

W_p : poids de l'élément non-structural considéré.

d_{min} : Largeur minimale d'un joint sismique.

e_x, e_y : Excentricités de la charge sismique dans les directions « x » et « y ».

f : Forces horizontales.

h_i, h_j, h_n : Hauteurs des niveaux « i », «j» et « n »

l_x, l_y , ou l_1, l_2 : Largeur des décrochements en plan.

r : Rapport des périodes de deux modes « i » et « j ».

b : Coefficient de pondération.

d_i : Flèche horizontale due à f_i .

d_k : Déplacement horizontal au niveau « k ».

d_{ek} : Déplacement horizontal du aux forces F_i .

d_N : Déplacement horizontal au sommet de la structure, niveau n.

D_k : Déplacement horizontal relatif au niveau « k » par rapport au niveau « k-i ».

INTRODUCTION GENERALE

Le rôle de l'ingénieur de génie civil dans un projet de construction d'un bâtiment est fondamental. Il doit concevoir et calculer les éléments de la structure de manière qu'ils puissent résister à toutes les sollicitations prévues et à présenter une durabilité et une sécurité satisfaisante pendant toute la période d'exploitation.

Dans le cadre de notre formation de master en Génie civil, nous avons procédé au calcul d'un bâtiment à usage d'habitation constitué d'un rez-de-chaussée, de neuf étages, Mezzanine et d'un sous-sol. Le projet est réalisé dans la wilaya de Boumerdés ; une zone de forte sismicité (zone III).

La réalisation des projets de construction passe par plusieurs étapes mais l'étape la plus importante est l'étude technique de la structure, cette dernière est basée sur l'application et respect des règles de constructions en vigueur.

Notre mémoire est constitué de six chapitres :

- Le premier chapitre consacré à la présentation complète du bâtiment, la définition des différents éléments et le choix des matériaux à utiliser.
- le pré dimensionnement des éléments structuraux tel que les poteaux, les poutres et les voiles est donné dans le deuxième chapitre.
- Le 3ème chapitre est consacré au calcul des éléments non structuraux (l'acrotère, les escaliers et les planchers).
- La quatrième étape portera sur l'étude dynamique du bâtiment. L'étude sera réalisée par l'analyse du modèle de la structure en 3D sur le logiciel de calcul ETABS.
- Le cinquième chapitre portera sur le calcul du ferrailage des éléments structuraux.
- Pour le dernier chapitre on présentera l'étude des fondations suivie par une conclusion générale.

Chapitre I

Présentation de l'ouvrage

I-1 Introduction :

L'objectif de ce chapitre est de faire une présentation de notre projet, concernant le type de structure, ses éléments, la géométrie du bâtiment et les propriétés des matériaux utilisés.

I.2 PRESENTATION DE L'OUVRAGE :

Ce projet consiste à étudier un bâtiment (R+9+Mezzanine+1sous-sol) à usage d'habitation, qui se présente sous forme de " Rectangle ", contreventé par un système mixte (portique + voile). Cet ouvrage sera implanté dans une région classée en Zone (III) (wilaya de BOUMERDES), de forte sismicité selon Le Règlement Parasismique Algérien (RPA99 version 2003).

L'ouvrage à étudier est composée de :

- ✓ 09 étages identiques à usage d'habitation ;
- ✓ 01 RDC + mezzanine
- ✓ 01 terrasse inaccessible.
- ✓ 01 sous-sol

I-2.1 Caractéristiques Géométriques :***Dimensions en plan :***

- Largeur en plan : 14.87m
- Longueur en plan : 24,55 m.

Dimensions en élévation :

- Hauteur d'étage courant : 3,74 m.
- Hauteur du RDC : 2.72 m.
- Hauteur de la mezzanine : 2.89 m
- Hauteur du Sous-sol :4.10m.
- Hauteur totale : 39.27 m.

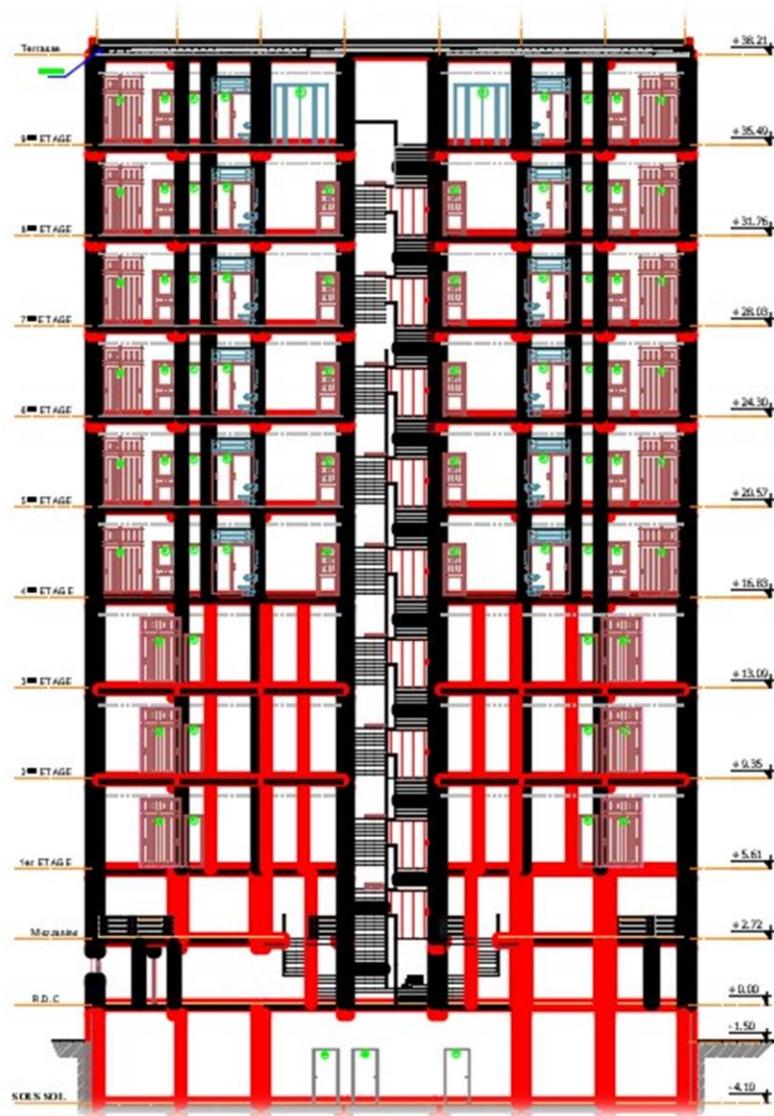


Figure I.1 : Coupe B-B.

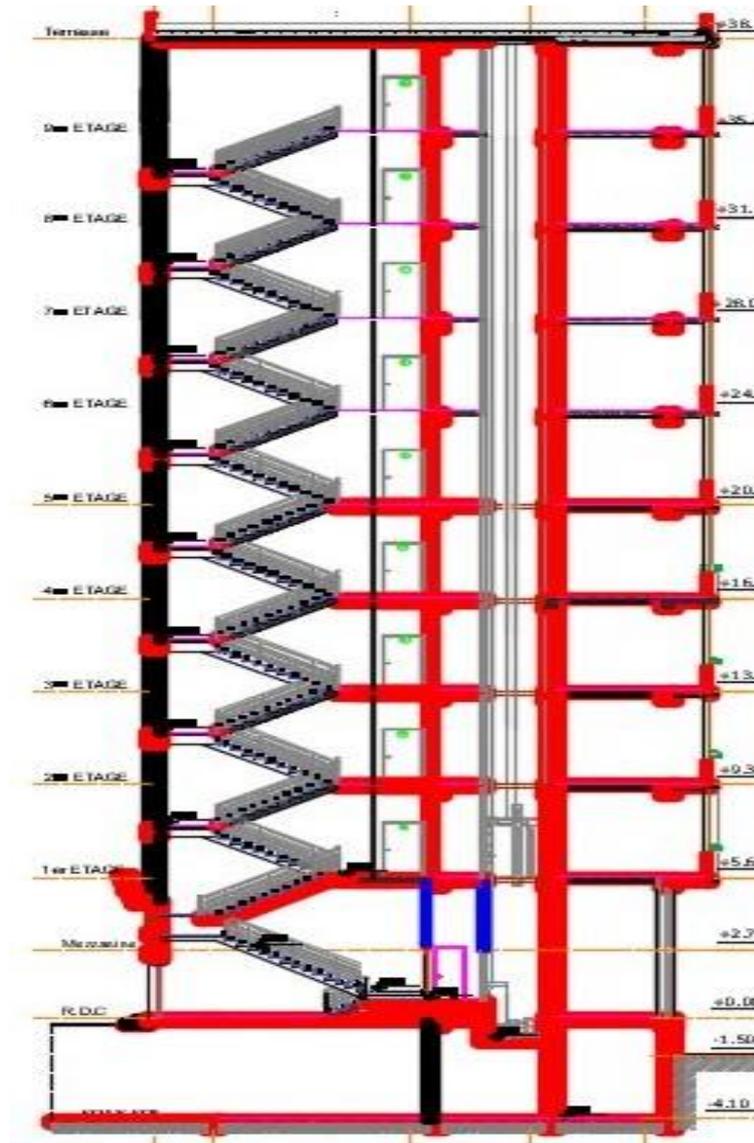


Figure I.2 : Coupe A-A.

I-2.2 Caractéristiques structurales :

I-2.2.1 Le contreventement :

La structure est contreventée par portique et voiles, dans les deux sens assurant une stabilité du bâtiment lors d'un séisme ou d'un vent, et présentant une résistance aux sollicitations dues aux charges verticales.

I-2.2.2 Les planchers :

Nous avons choisi deux types de plancher :

- Plancher en dalle pleine (RDC, Sous-sol, balcon).
- Plancher en corps creux (terrasse, étages courants, mezzanine).

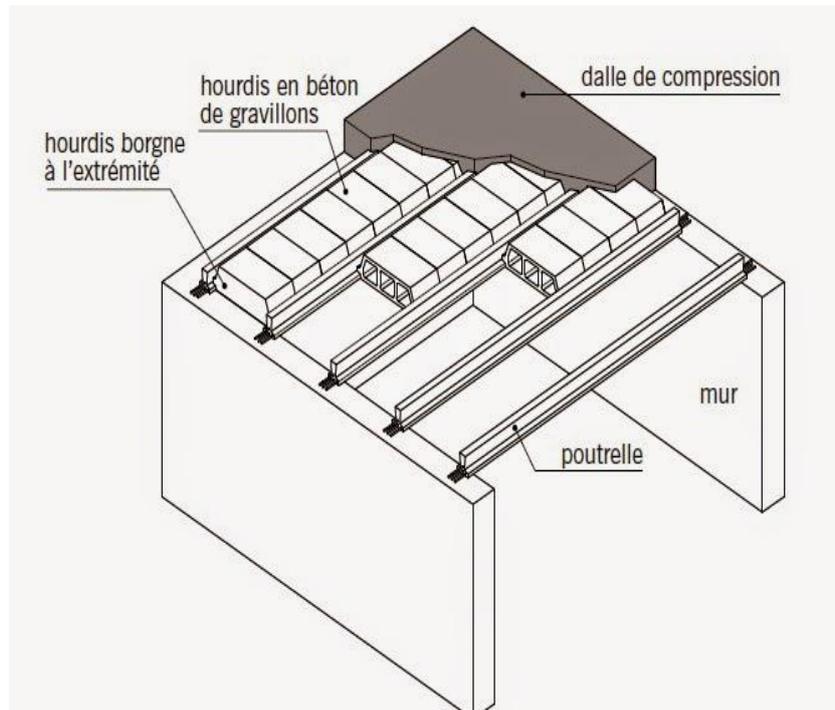


Figure I.3: Dalle en corps creux

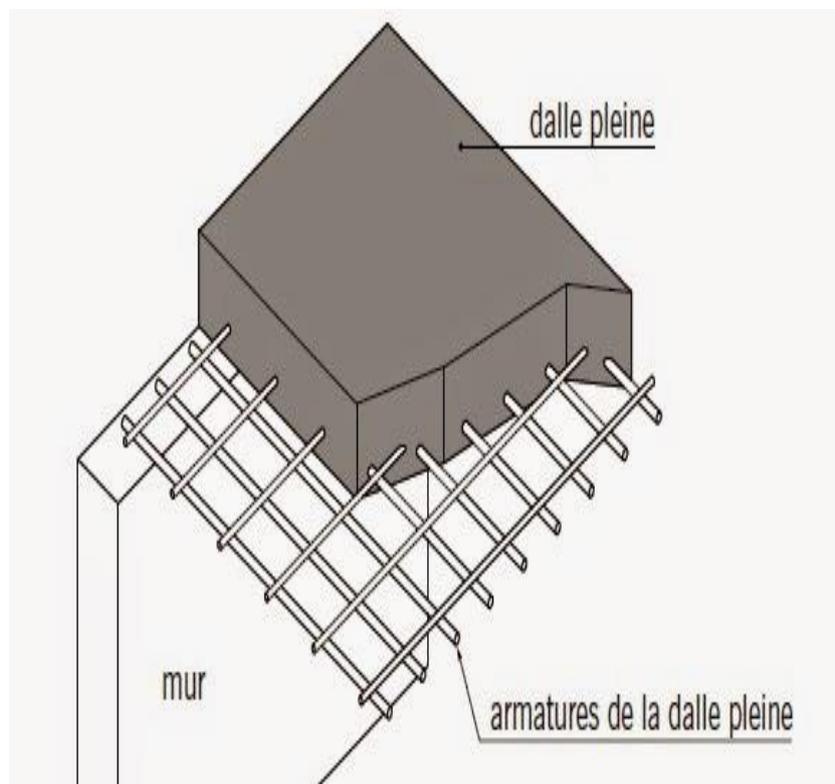


Figure I.4 : Dalle pleine

I-2.2.3 Les escaliers :

Notre bâtiment comporte des escaliers qui servent à relier les différents niveaux afin d'assurer la bonne circulation des usagés.

On a un type d'escalier : Escalier a deux volées et un palier intermédiaire.

I-2.2.4 Maçonneries :

La maçonnerie du bâtiment est réalisée en briques creuses :

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

I-2.2.5 L'acrotère :

Au niveau de la terrasse, le bâtiment est entouré d'un acrotère conçu en béton armé de 60 cm de hauteur et de 10 cm d'épaisseur.

I-2.2.6 Terrasse :

La terrasse du bâtiment est inaccessible.

I-2.2.7 Ascenseur :

Dans ce projet on admet l'utilisation d'un ascenseur de 400 Kg qui est destiné pour transporter 5 personnes.

I-2.3 Règlements et normes utilisés :

Notre étude sera faite conformément aux règlements suivants :

- CBA 93.
- BAEL 91 modifié 99.
- DTR BC 2.2.
- RPA 99 version 2003.

I-3. CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX :

Les caractéristiques des matériaux utilisés dans la construction du bâtiment doivent être conformes aux règles techniques de construction et de calcul des ouvrages en béton armé « **BAEL91 modifié 99** » et tous les règlements applicables en Algérie « **RPA 99 version 2003** » et « **CBA93** »

I-3.1 Béton :

On appelle béton, le matériau constitué par le mélange, dans les proportions convenables, de ciment, granulats et d'eau. Le béton armé est le matériau obtenue en enrobant dans le béton des aciers disposés de manière à équilibrer les efforts de traction ou à renforcer le béton pour résister aux efforts de compression s'il ne peut pas à lui seul remplir ce rôle.

I-3-1-1 Composition :

- ✓ **Le ciment :** Il est d'un dosage 350Kg/m^3 de ciment portland composé (CEMII/A) de classe 42.5.
- ✓ **Granulats :** Deux types de granulats rentrent dans la construction du béton à savoir : Sable. Gravier.
- ✓ **Eau de gâchage :** Elle met en réaction le ciment en provoquant son hydratation, elle doit être propre et dépourvue de tous produits pouvant nuire aux caractéristiques mécaniques du béton.

I-3-1-2 Résistance du béton : [2] [A.2.1.1].

- ✓ **Résistance du béton à la compression :** [2] [A.2.1.1.1].

Un béton dans le cas courant est défini par sa valeur de résistance à la compression à 28 jours, celle-ci est notée f_{c28} est dite valeur caractéristique requise, elle est généralement donnée à partir des essais effectués en laboratoire.

- 15 à 20MPa à 28 jours \longrightarrow béton de qualité moyenne
- 20 à 25MPa à 28 jours \longrightarrow béton de bonne qualité
- 25 à 35MPa à 28 jours \longrightarrow béton de très bonne qualité

- ✓ **Résistance à la traction :** [2] [A.2.1.1.2].

La Résistance à la traction à « j » jour et déduite de la résistance à la compression :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj} \text{ (MPa) pour notre ouvrage } f_{tj} = 0.6 + 0.06 \times 25 = 2.1 \text{ (MPa)}$$

I.1.1.1. Module de déformation longitudinale du béton : [2] [A.2.1.2].

Ce module est connu sous le nom de module de Young ou de module d'élasticité longitudinal, il est défini sous l'action des contraintes normale à courte et à longue durée.

a. Module instantané : [2] [A.2.1.2.1].

Pour un chargement d'une durée d'application inférieure à 24 heures, le module de déformation instantané E du béton âgé de « j » jours est égale à :

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}}$$

- Pour : $f_{c28} = 25 \text{MPa}$ on trouve : $E_{i28} = 32164,19 \text{MPa}$.

- **Module différé :** [2] [A.2.1.2.2].

Il est réservé spécialement pour des charges de durée d'application supérieure à 24 heures ; ce module est défini par :

$$E_r = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}}$$

- Pour : $f_{c28} = 25 \text{MPa}$ on trouve : $E_{v28} = 10818,86 \text{MPa}$.

- ✓ **Coefficient de poisson :** [2] [A.2.1.3].

Il représente la variation relative de dimension transversale d'une pièce soumise à une variation relative de dimension longitudinale.

$$\nu = \frac{\text{déformation transversale}}{\text{déformation longitudinal}}$$

- ✚ $\nu = 0$ Aux états limites ultimes.

- ✚ $\nu = 0,2$ Aux états limites de services.

- ✓ **Contrainte limite de cisaillement :**

- ❖ Fissuration nom préjudiciable : $\tau_u = \text{Min} \{0,2 * f_{c28} / \gamma_b ; 5 \text{MPa}\}$

- ❖ Fissuration préjudiciable et très préjudiciable : $\tau_u = \text{Min} \{0,15 * f_{c28} / \gamma_b ; 4 \text{MPa}\}$.

- ✓ **Les Contraintes limites de calcul :**

- **Contrainte limite à E.L.U :** [2] [A.4.3].

La contrainte limite de compression est donnée par :

$$f_{bu} = \frac{0,85 \cdot f_{cj}}{\gamma_b}$$

Avec : $\gamma_b =$ Coefficient de sécurité.

- $\gamma_b = 1,15$combinaison courante.

- $\gamma_b = 1,5$combinaison accidentelle.

- f_{c28} = Résistance caractéristique à la compression à 28 jours.
- Le coefficient de minoration 0,85 a pour objet de couvrir l'erreur faite en négligent le fluage du béton. [2] [A.4.3.4].

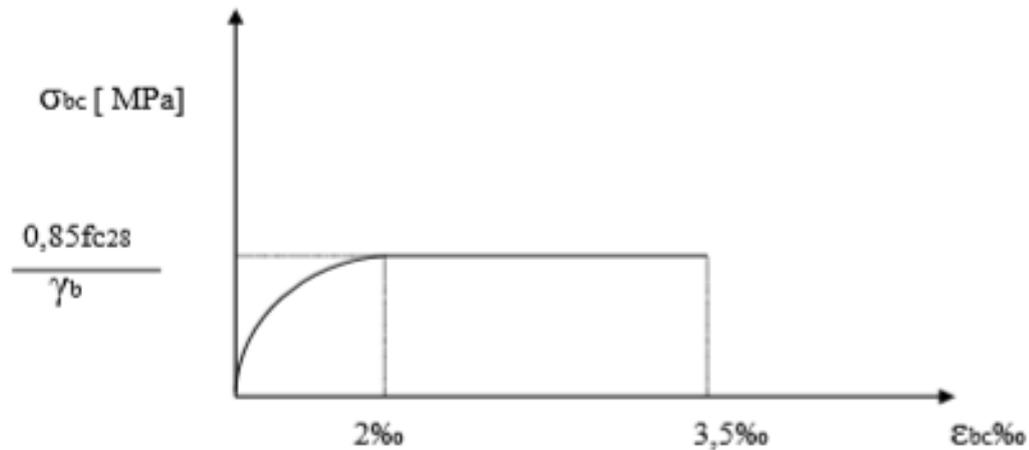


Figure I.5 : Diagramme contrainte- déformations à l'ELU

- **Contrainte limite à E.L.S :** [2] [A.4.5].

Etat limite de service est un état de chargement au-delà duquel la construction ne peut plus assurer le confort et la durabilité pour lesquels elle a été conçue.

Le bâtiment doit vérifier les trois critères suivants :

- Compression du béton.
 - L'ouverture des fissures.
 - Déformation des éléments de la construction.
- La contrainte limite de service est donnée par : [2] [A.4.5.2].
- $$\sigma_{bc} = 0,6 * f_{c28} \text{ [MPa]}$$
- Pour $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ on trouve : $\sigma_{bc} = 15 \text{ MPa}$.

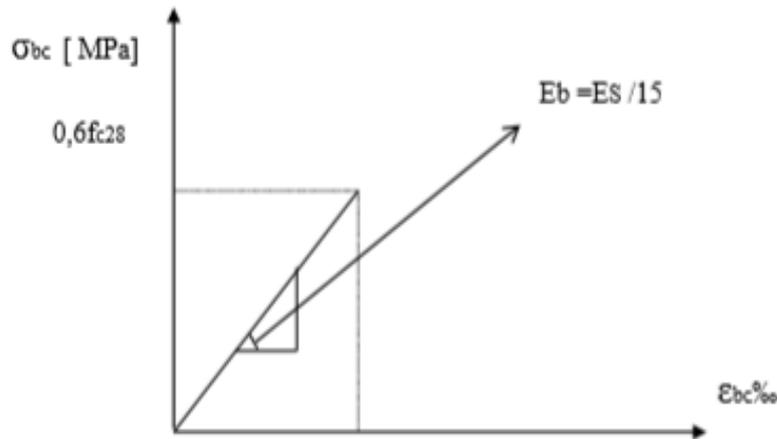


Figure I.6: Diagramme des contraintes de déformations du béton à l'ELS.

I-3.2 Acier : [2] [A.2.2].

Les aciers utilisés pour le béton armé se distinguent par leurs nuances, le tableau suivant récapitule les caractéristiques des aciers utilisés :

Tableau I-1 : Nuances d'acier

Type d'acier	Désignation (nuance)	Limite d'élasticité Fe(MPa)
Ronds lisses	FeE235	235
Barres à haute adhérence	FeE400	400
Treillis soudés	TS Ø	520

✓ **Module d'élasticité de l'acier :** [2] [A.2.2.1].

Le module d'élastique de l'acier sera égal à $E_s = 200000 \text{ Mpa}$.

✓ **Les contraintes limites de calcul :**

- **Contrainte limite à l'état limite ultime (ELU) :**

La contrainte ultime de l'acier est donnée par la formule suivante : $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

Avec : $\left\{ \begin{array}{l} f_e : \text{limite d'élasticité de l'acier} \\ \gamma_s : \text{Coefficient de sécurité.} \end{array} \right.$

$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_s = 1,15 \Rightarrow \text{sollicitation durable.} \\ \gamma_s = 1 \Rightarrow \text{sollicitation accidentelle.} \end{array} \right.$

Pour les états limites ultimes les contraintes de calcul σ_s des armatures longitudinales sont données en fonction de déformation ε_s par le diagramme suivant :

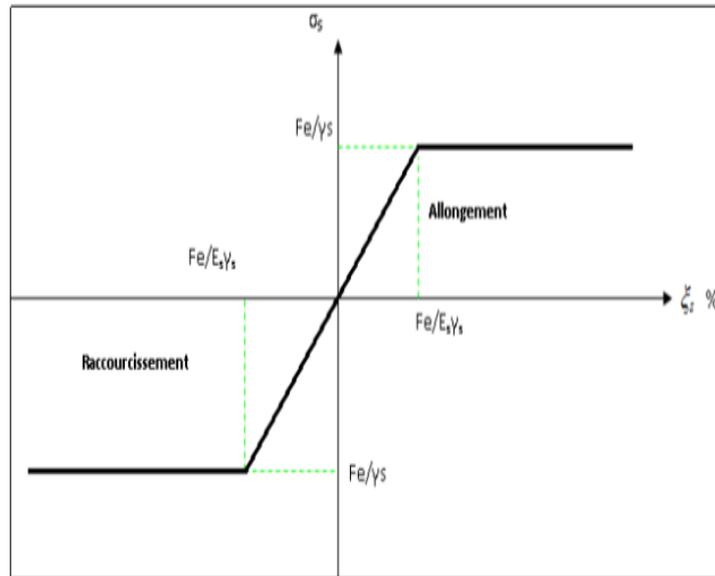


Figure I.7: Diagramme contrainte- déformation de l'acier.

- **Contrainte limite à l'état limite de service (ELS) :**

C'est l'état ou on fait les vérifications des contraintes par rapport aux cas appropriés :

Fissuration peu nuisible : pas de vérification.

- Si la fissuration est préjudiciable :

$$\sigma_s = \min\left(\frac{2}{3} f_e; 110 \times \sqrt{\eta \cdot f_{tj}}\right)$$

- Si la fissuration est très préjudiciable :

$$\sigma_s = \min\left(\frac{1}{2} f_e; 90 \times \sqrt{\eta \cdot f_{tj}}\right)$$

η : Coefficient numérique.

- | | | | |
|---|------------|---|--|
| { | $\eta=1$ | → | pour les ronds lisses. |
| | $\eta=1,6$ | → | pour les armatures à haute adhérence. |
| | $\eta=1,3$ | → | pour les cas des fils de diamètre inférieur à 6mm. |

1.4 Hypothèses de calcul aux états limites : [2] [A.4.3.2].**➤ Hypothèse de calcul à l'ELU :**

- **H1** : Conservation des sections planes (diagramme linéaire des déformations).
- **H2** : Il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures d'acier et le béton.
- **H3** : Le béton tendu est négligé dans le calcul.
- **H4** : Le raccourcissement unitaire du béton est limité à $\varepsilon_{bc}=3,5\%$ dans le cas de flexion simple ou composée et de 2 ‰ dans le cas de compression simple.
- **H5** : L'allongement unitaire de l'acier est limité à 10‰.

➤ Hypothèse de calcul à l'ELS :

- **H1** : Conservation des sections planes.
- **H2** : Glissement entre l'acier et le béton est négligeable.
- **H3** : Le béton tendu est négligé dans le calcul.
- **H4** : Les contraintes de compressions du béton, et de leurs déformations élastiques :

$$\sigma_b = E_b * \varepsilon_b$$

$$\sigma_s = E_s * \varepsilon_s$$

- **H5** : Par convention le coefficient d'équivalence entre l'acier et le béton est :

$$\eta = \frac{E_s}{E_b} = 15$$

Chapitre II

Pré-dimensionnements des éléments résistants

II-1. Introduction :

Le pré-dimensionnement a pour but “ le pré calcul “des sections des différents éléments résistants. Il sera fait selon les règles du CBA93, BAEL 91 ; qui découlent des limitations de déformations ; pour arriver à déterminer une épaisseur économique afin de réduire les coûts et d’éviter un surplus d’acier et du béton. Les résultats obtenus peuvent être augmentés après vérifications dans la phase du dimensionnement.

A. Pré-dimensionnement des planchers :

L’ouvrage étudié comporte des planchers en corps creux pour la terrasse et les étages courants et aussi des dalles pleines pour le RDC, le sous-sol et les balcons.

a) Dalles en corps creux :

Ce type de plancher est constitué par des éléments porteurs (poutrelle), et des éléments de remplissage (corps creux), avec une dalle de compression mince en béton armé.

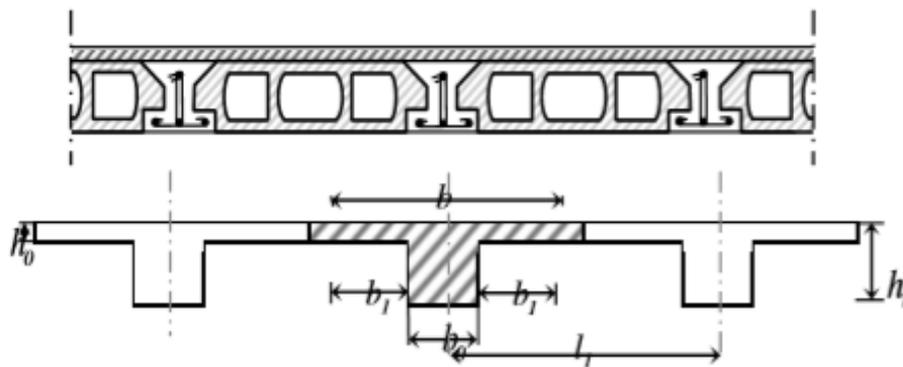


Figure II.1 : Schéma de la dalle en corps creux.

- Pour le pré dimensionnement de la hauteur des planchers on utilise la formule empirique

$$\text{suivante : } \frac{L}{25} \leq ht \leq \frac{L}{20}$$

Avec :

L= la portée max entre nu d'appuis

ht: hauteur totale du plancher (hauteur corps creux + table de compression).

L = min {L max (sens y) ; L max (sens x)}.

- pour $L = \min \{345\text{cm}; 455\text{cm}\} = 345\text{cm}$.

$$\text{➤ } L = 345\text{cm}$$

$$\text{D'où: } \frac{345}{25} \leq h \leq \frac{345}{20}$$

$$\text{Donc: } 13.8 \leq ht \leq 17.25$$

On prendra alors : **ht=20cm**

On adopte un plancher d'une épaisseur de 20cm :

- 16cm : épaisseur du corps creux.
- 4cm : épaisseur de la dalle de compression.

b) Dalles pleines :

Ce plancher est constitué par une dalle d'épaisseur constante reposant sur un système de poutre secondaire et principale. Les panneaux de la dalle reçoivent les charges statiques et dynamiques et les transmettent aux poutres.

On déduira l'épaisseur des dalles à partir des conditions suivantes :

◆ *Résistance au feu :*

- **e =7 cm** Pour une heure de coupe-feu.
- **e =11 cm** Pour deux heures de coupe-feu.
- **e=17.5cm** pour quatre heure de coupe-feu.

On opte pour : **e= 11cm**

◆ *Isolation phonique :*

Le confort d'une bonne isolation phonique exigent une épaisseur minimale de e =13 cm

On admet une épaisseur : **e = 15cm**

◆ *Résistance à la flexion :*

Les conditions qui doivent être vérifiées selon le nombre des appuis sont les suivantes

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

Avec :

- **Lx** : La petite portée du panneau le plus sollicité
- **e**: Épaisseur de la dalle pleine.

- Dans notre cas la dalle reposant sur quatre appuis a une portée de 390cm.

On aura donc :
$$\frac{390}{50} \leq e \leq \frac{390}{40}$$

$$7.8 \leq e \leq 9.75 \text{ (cm)}$$

On choisit : $e = 9\text{cm}$.

- D'après les conditions précédentes, l'épaisseur des dalles pleines :

$$e \geq \max(11 ; 15 ; 9) \text{ cm} \Rightarrow e = 15 \text{ cm.}$$

Conclusion :

- Pour le pré dimensionnement des planchers nous adoptons :

Tableau II.1: Dimensions des Planchers

Type de plancher	Epaisseur
Plancher en Corps creux	$e = 20\text{cm} (16+4)$
Consol en Dalle pleine	$e = 15\text{cm}$

B. Pré-dimensionnement des poutres :

- Détermination des dimensions (h, b) à partir des formules empiriques données par le B.A.E.L 91 modifié 99
- Vérification des conditions imposées sur (h, b) par le Règlement Parasismique Algérien (RPA 99 version 2003).
- Vérification de la rigidité.

Les trois étapes précédentes sont résumées dans ce qui suit :

▪ Selon le BAEL 91 modifié 99 :

- La hauteur h de la poutre doit être : $\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$
- La longueur b de la poutre doit être : $0,4h \leq b \leq 0,8h$

Avec :

L : Portée de la poutre de la plus grande travée considérée

h : Hauteur de la poutre.

b : Largueur de la poutre.

- **Selon le R.P.A 99 (version 2003) :**

- La hauteur h de la poutre doit être : $h \geq 30 \text{ cm}$
- La largeur b de la poutre doit être : $b \geq 20 \text{ cm}$
- Le rapport hauteur largeur doit être : $\frac{h}{b} \leq 4$

a. Poutre principale :

- **Selon les conditions de BAEL on a :**

- **La hauteur de la poutre h :**

$$L/15 \leq H \leq L/10$$

L =la portée max principale entre nu d'appuis.

- On a : $L = 500 \text{ cm}$.

$$33.33 \leq H \leq 50$$

- On prend : **$h = 40 \text{ cm}$**

- **La largeur de la poutre :**

$$0.4H \leq b \leq 0.8H$$

- On a : $h = 40 \text{ cm}$

$$16 \leq b \leq 32$$

- On prend : **$b = 30 \text{ cm}$**

- **Selon le RPA 99 (ver 2003) pour la zone III.**

- $h = 40 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm}$. **CV**
- $b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm}$. **CV**
- $h/b = 1.33 \leq 4$. **CV**

b. Poutre secondaire :

- **Selon les conditions de BAEL on a :**

- **La hauteur de la poutre h :**

$$L/15 \leq H \leq L/10$$

L =la portée max principale entre nu d'appuis.

- On a : $L = 390 \text{ cm}$. $26 \leq H \leq 39$ On prend : **$h = 35 \text{ cm}$**

La largeur de la poutre :

$$0.4H \leq b \leq 0.8H$$

-On a : $h=35\text{cm}$

$$14 \leq b \leq 28$$

- On prend : $b=30\text{cm}$

➤ Selon le RPA 99(ver 2003) pour la zone III.

- $h = 35\text{cm} \geq 30 \text{ cm.}$ CV
- $b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm.}$ CV
- $h/b = 1.16 \leq 4 \text{ cm.}$ CV

✚ Les conditions dictées par le RPA 99 sont vérifiées

Conclusion :

- Pour le sens porteur on prend : $b \cdot h = 30 \cdot 40 \text{ [cm}^2\text{]}$
- Pour le sens non porteur on prend : $b \cdot h = 30 \cdot 35 \text{ [cm}^2\text{]}$

II.2 Evaluation des charges et surcharges :

a. Les charges et surcharges :

Plancher terrasse (plancher en corps creux) :

✓ Charge permanente :

Tableau II.2:Charge permanente G du plancher terrasse inaccessible

N0	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
1	Gravillon de protection	0.05	17	0.85
2	Etanchéité multicoche	0.04	6	0.12
3	Forme de pente	0.12	22	2.64
4	Liège (isolant)	0.04	4	0.16
5	Plancher en corps creux	0.16+0.04	--	2.85
6	Enduit en plâtre	0.02	10	0.20
Charges permanente G				6.82

Charge d'exploitation : $Q=1\text{KN/m}^2$ (plancher terrasse inaccessible).

Plancher RDC et Sous-sol (dalle pleine) :✓ **Charge permanente****Tableau II.3:** Charge permanente G du plancher RDC+Ssol (dalle pleine)

N0	composants	Epaisseur (m)	Poidsvolumique (KN/m ³)	Poidssurfacique (KN/m ²)
1	Carrelage	0.02	20	0.4
2	Mortier de pose	0.02	20	0.4
3	Lit de sable	0.02	18	0.36
4	Dallepleine	0.15	25	3.75
5	Enduitenplâtre	0.02	10	0.2
6	Cloison de distribution	0.10	--	1
Charges Permanente G				6.11

✓ **Charge d'exploitation :**

$Q=2,5\text{KN/m}^2$ (Sous sol) $Q=5\text{KN/m}^2$ (RDC)

Plancher courant mezzanine (plancher à corps creux):✓ **Charge permanente :****Tableau II.4:** Charge permanente G du plancher courant+ Mezzanine (corps creux)

N0	composants	Epaisseur (m)	Poidssurfacique(KN/m ²)
1	Carrelage	0.02	0.4
2	Mortier de pose	0.02	0.4
3	Lit de sable	0.03	0.54
4	Plancheren corps-creux	(0.16+0.04)	2.85
5	Enduitenplâtre	0.02	0.2
6	Cloison de distribution	0.10	1
Charges Permanente G			5.39

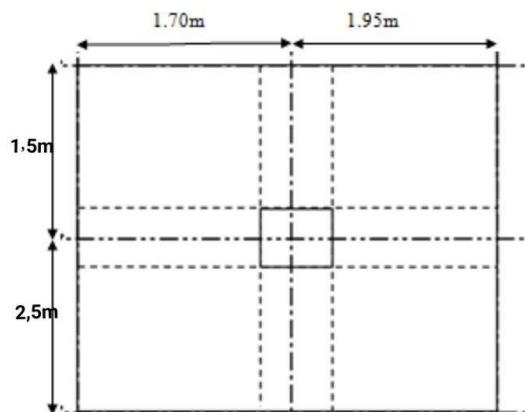
✓ **Charge d'exploitation : $Q=1.5\text{KN/m}^2$ (plancher étage courant+Mezzanine).**

Mur extérieur :*Tableau II.5: La charge permanente du mur extérieur*

<i>composant s</i>	Epaisseur	Poidsvolum ique (KN/m3)	G(KN/m ²)
Enduit de ciment	2	18	0.36
Briquecreu se	15	8.66	1.30
Vide d'air	/	/	/
Enduit de plâtre	3	14	0.42
Briquecreu se	15	8.66	0.90
Charges permanente G			2.98

b. Descente des charges :**Surface reprise par les poteaux :***Tableau II.6: Surface reprise par chaque poteau*

Type de Poteau	Niveau	Surface (m ²)
Poteau d'angle	S (E-1)	5.08
Poteau central	S (C-5)	14.6
Poteau de rive	S(C ,1)	7.48

1. Poteau central (axe C-5) : (S= 14.6m²)**Figure II.2 : Poteau central**

- La section de plancher : $S= 14.6\text{m}^2$.
- La longueur de la poutre principale (P.P) : $L=4\text{m}$.
- La longueur de la poutre secondaire (P.S) : $L=3.65\text{m}$.

Plancher terrasse (Plancher à corps creux):

✓ Charge permanente (G):

- Poids de plancher $14.6 \times 6.82 = 99.57\text{KN}$.
- Poids de la poutre porteuse..... $0.4 \times 0.3 \times (4-0.3) \times 25 = 11.1\text{KN}$.
- Poids de la poutre non porteuse..... $0.35 \times 0.3 \times (3.65-0.3) \times 25 = 8.79\text{KN}$.

$$G_{\text{Terrasse}} = 119.46\text{KN}$$

- ✓ Surcharge d'exploitation (Q): $Q = 14.6 \times 1 = 14.6\text{KN}$.

Plancher étage courant (Plancher en corps creux):

Charge permanente (G):

- Poids de plancher $14.6 \times 5.39 = 78.69\text{KN}$.
- Poids de la poutre porteuse..... $0.4 \times 0.3 \times (4-0.3) \times 25 = 11.1\text{KN}$.
- Poids de la poutre non porteuse..... $0.35 \times 0.3 \times (3.65-0.3) \times 25 = 8.79\text{KN}$.
- Poids de poteau $(0.45)^2 \times 3.74 \times 25 = 18.93\text{KN}$.

$$G_{\text{niveau 9}} = 117.51\text{KN}$$

Plancher sous-sol (dalle pleine)

✓ Charge permanente (G):

- Poids de plancher $14.6 \times 6.11 = 89.20\text{KN}$.
- Poids de la poutre porteuse..... $0.4 \times 0.3 \times (4-0.3) \times 25 = 11.1\text{KN}$.
- Poids de la poutre non porteuse..... $0.35 \times 0.3 \times (3.65-0.3) \times 25 = 8.79\text{KN}$.
- Poids de poteau $(0.45)^2 \times 4.10 \times 25 = 20.75\text{KN}$.

$$G_{\text{niveau Ssol}} = 129.84\text{KN}$$

Plancher RDC :(dalle pleine)

✓ Charge permanente (G):

- Poids de plancher $14.6 \times 6.11 = 89.20\text{KN}$.
- Poids de la poutre porteuse..... $0.4 \times 0.3 \times (4-0.3) \times 25 = 11.1\text{KN}$.
- Poids de la poutre non porteuse..... $0.35 \times 0.3 \times (3.65-0.3) \times 25 = 8.79\text{KN}$.
- Poids de poteau $(0.45)^2 \times 2.72 \times 25 = 13.77\text{KN}$.

$$G_{\text{RDC}} = 122.86\text{KN}$$

Plancher MEZANINE (plancher en corps creux):✓ **Charge permanente (G):**

- Poids de plancher14.6x5.39=78.69KN.
- Poids de la poutre porteuse.....0.4x0.3x (4-0.3) x5= 11.1KN.
- Poids de la poutre non porteuse.....0.35x0.3x (3.65-0.3) x25=8.79KN.
- Poids de poteau (0.45)²x2.89x25=14.63KN.

$$G_{\text{mezzanine}} = 113.21 \text{KN}$$

Poids revenant au poteau central :✓ **Charge permanente (G):**

$$G_{\text{Terrasse}} = 119.46 \text{KN.}$$

$$G_{\text{niv9}} = 117.51 \text{KN} \dots\dots\dots G_{\text{cum}} = G_{\text{Terrasse}} + G_9 = 236.97 \text{KN}$$

$$G_{\text{niv8}} = 117.51 \text{KN} \dots\dots\dots G_{\text{cum}} = G_{\text{Terrasse}} + G_9 + G_8 = 354.48 \text{KN}$$

$$G_{\text{niv7}} = 117.51 \text{KN} \dots\dots\dots G_{\text{cum}} = G_{\text{Terrasse}} + G_9 + G_8 + G_7 = 471.99 \text{KN}$$

$$G_{\text{niv6}} = 117.51 \text{KN} \dots\dots\dots G_{\text{cum}} = G_{\text{Terrasse}} + G_9 + G_8 + G_7 + G_6 = 589.5 \text{KN}$$

$$G_{\text{niv5}} = 117.51 \text{KN} \dots\dots\dots G_{\text{cum}} = G_{\text{Terrasse}} + G_9 + G_8 + G_7 + G_6 + G_5 = 707.01 \text{KN}$$

$$G_{\text{niv4}} = 117.51 \text{KN} \dots\dots\dots G_{\text{cum}} = G_{\text{Terrasse}} + G_9 + G_8 + G_7 + G_6 + G_5 + G_4 = 824.52 \text{KN}$$

$$G_{\text{niv3}} = 117.51 \text{KN} \dots\dots\dots G_{\text{cum}} = G_{\text{Terrasse}} + G_9 + G_8 + G_7 + G_6 + G_5 + G_4 + G_3 = 942.03$$

$$G_{\text{niv2}} = 117.51 \text{KN} \dots\dots\dots G_{\text{cum}} = G_{\text{Terrasse}} + G_9 + G_8 + G_7 + G_6 + G_5 + G_4 + G_3 + G_2 = 1059.54 \text{KN}$$

$$G_{\text{niv1}} = 117.51 \text{KN} \dots\dots\dots G_{\text{cum}} = G_{\text{Terrasse}} + G_9 + G_8 + G_7 + G_6 + G_5 + G_4 + G_3 + G_2 + G_1 = 1177.05 \text{KN}$$

$$G_{\text{mezzanine}} = 113.21 \text{KN} \dots\dots\dots G_{\text{cum}} = G_{\text{Terrasse}} + G_9 + G_8 + G_7 + G_6 + G_5 + G_4 + G_3 + G_2 + G_1 + G_{\text{Mez}} = 1290.26 \text{KN}$$

$$G_{\text{RDC}} = 122.86 \text{KN} \dots\dots\dots G_{\text{cum}} = G_{\text{Terrasse}} + G_9 + G_8 + G_7 + G_6 + G_5 + G_4 + G_3 + G_2 + G_1 + G_{\text{Mez}} + G_{\text{RDC}} = 1413.12 \text{KN}$$

$$G_{\text{nivoSsol}} = 129.84 \text{KN} \dots\dots\dots G_{\text{cum}} = G_{\text{Terrasse}} + G_9 + G_8 + G_7 + G_6 + G_5 + G_4 + G_3 + G_2 + G_1 + G_{\text{Mez}} + G_{\text{RDC}} + G_{\text{Ss}} = 1542.96 \text{KN}$$

✓ Surcharge d'exploitation (Q):

- $Q_{\text{Terrasse}} = 14.6 \times 1 = 14.6 \text{KN}$.
- $Q_{\text{niv 9}} = 14.6 \times 2.5 = 36.5 \text{KN}$.
- $Q_{\text{niv 8}} = 14.6 \times 3.7 = 54.02 \text{KN}$.
- $Q_{\text{niv 7}} = 14.6 \times 4.6 = 67.16 \text{KN}$.
- $Q_{\text{niv 6}} = 14.6 \times 5.2 = 75.92 \text{KN}$.
- $Q_{\text{niv 5}} = 14.6 \times 5.5 = 80.3 \text{KN}$.
- $Q_{\text{niv 4}} = 14.6 \times 5.5 = 80.3 \text{KN}$.
- $Q_{\text{niv 3}} = 14.6 \times 6.25 = 91.25 \text{KN}$.
- $Q_{\text{niv 2}} = 14.6 \times 7 = 102.2 \text{KN}$.
- $Q_{\text{niv 1}} = 14.6 \times 7.75 = 113.15 \text{KN}$.
- $Q_{\text{MEZ}} = 14.6 \times 8.5 = 124.1 \text{KN}$.
- $Q_{\text{RDC}} = 14.6 \times 11 = 160.6 \text{KN}$.
- $Q_{\text{Ssol}} = 14.6 \times 12.25 = 178.85 \text{KN}$.

Loi de dégression :

Comme il est rare que toutes les charges d'exploitation agissent simultanément, on applique pour leur détermination la loi de dégression qui consiste à réduire les charges identiques à chaque étage de 10% jusqu'à 0.5 Q.

Q : charge d'exploitation

$Q_0 + (3+n) / (2n) \times (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n)$ <donnée par BAEL 91 modifié 99>

- n: nombre d'étage.
- Q_0 : la surcharge d'exploitation sur la terrasse.
- Q_1, Q_2, \dots, Q_n : les surcharges d'exploitation des planchers respectifs.

Tableau II.7: Application de la loi de la dégression

Lois de digression pour R+MEZZ+9étage + S sol			
niveau des planchers	surcharge	Σ surcharge	Σ surcharge [KN/m ²]
Terrasse	Q0=1	$\Sigma 0=Q0$	1
9	Q1=1.5	$\Sigma 1= Q0+ Q1$	2.5
8	Q2=1.5	$\Sigma 2= Q0+0.9(Q1+Q2)$	3.7
7	Q3=1.5	$\Sigma 3=Q0+0.8 (Q1+...Q3)$	4.6
6	Q4=1.5	$\Sigma 4= Q0+0.7 (Q1+...Q4)$	5.2
5	Q5=1.5	$\Sigma 5= Q0+0.6 (Q1+...Q5)$	5.5
4	Q6=1.5	$\Sigma 6= Q0+0.5 (Q1+...Q6)$	5.5
3	Q7=1.5	$\Sigma 7= Q0+0.5 (Q1+...Q7)$	6.25
2	Q8=1.5	$\Sigma 8= Q0+0.5(Q1+...Q8)$	7
1	Q9=1.5	$\Sigma 9= Q0+0.5(Q1+...Q9)$	7.75
Mezanine	Qmez=1.5	$\Sigma \text{mez}=Q0+0.5(Q1+...Qmz)$	8.5
RDC	QRdc=5	$\Sigma \text{Rdc}= Q0+0.5(Q1+...QR)$	11
Sous sol	QSs=2.5	$\Sigma \text{Ss}= Q0+0.5(Q1+...Qs)$	12.25

C. Pré-dimensionnement des poteaux :

Les poteaux sont des éléments porteurs, leurs fonctions principales sont de reprendre les efforts dus aux charges et surcharges ramenées par les poutres et de les transmettre aux fondations. Les prés dimensionnement seront selon les règles **B.A.E.L 91** et **R.P.A 99(version2003)**.

Le pré dimensionnement est déterminé en supposant que les poteaux sont soumis à la compression simple par la formule suivante :

$$N_u = \alpha \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9\gamma_b} + \frac{A_s f_e}{\gamma_s} \right] \dots \dots \dots (1) \text{BAEL91}$$

Avec :

- Nu : effort normal ultime (compression) = 1,35G + 1,5Q.
- α : coefficient réducteur tenant compte de la stabilité $\alpha = f(\lambda)$.
- λ : élancement d'EULER.

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

- L_f : longueur de flambement.
- i : le rayon de giration = $\sqrt{\frac{I}{B}}$.
- I : moment d'inertie de la section par rapport à l'axe passant par son centre de gravité et perpendiculaire au plan de flambement $I = b \cdot h^3 / 12$.
- B : surface de la section du béton.
- γ_b : coefficient de sécurité pour le béton ($\gamma_b = 1,50$).....situation durable.
- γ_s : coefficient de sécurité pour l'acier ($\gamma_s = 1,15$).....situation durable.
- f_e : limite élastique de l'acier ($f_e = 400 \text{ MPa}$).
- f_{c28} : contrainte caractéristique du béton à 28 jours ($f_{c28} = 25 \text{ MPa}$).
- A_s : section d'acier comprimée.
- B_r : section réduite d'un poteau, obtenue en réduisant de sa section réelle 1 cm d'épaisseur surtout son périphérique tel que :
 - Poteau rectangulaire $B_r = (a - 0.02)(b - 0.02) \text{ (m}^2\text{)}$

✚ Selon le « BAEL 91 modifié 99 » [1]

$$0.2\% \leq A_s/B \leq 5\%$$

On cherche à dimensionner le poteau de telle sorte que : $A_s/B = 1\%$

- $\alpha = \left[\frac{0.85}{1 + 0.2(\lambda/35)^2} \right]$ si $\lambda \leq 50$
- $\alpha = 0.6 \left[\frac{50}{\lambda} \right]$ si $50 < \lambda < 100$

Pour les poteaux, il est préférable de prendre $\lambda = 35 \Rightarrow \alpha = 0.708$

On tire de l'équation (1) la valeur de Br :

$$Br \geq \frac{N_u}{\alpha \left(\frac{f_{c28}}{0.9\gamma_b} + \frac{A_s f_e}{B \gamma_s} \right)} \quad Br \geq 0.066 N_u$$

Le minimum requis par « RPA99 version 2003 » [2]

Pour une zone sismique III, on doit avoir au minimum :

- $\text{Min}(a,b) \geq 30 \text{ cm}$
- $\text{Min}(a,b) \geq \frac{h_e}{20}$

Avec :

- (a ; b) : dimensions de la section.
- h_e : hauteur d'étage.

Exemple de calcul : On a $N_{G\text{Ssol}}=1542.96\text{KN}$, $N_{Q\text{Ssol}}=178.85\text{KN}$.

- $N_{u\text{Ssol}}= 1.35G+ 1.5 Q = 2351.27\text{KN}$.
- $Br \geq 0.066N_u \quad \Leftrightarrow \quad Br > 155.18\text{cm}^2$.
- $Br = (a-0.02)^2 \cdot (b-0.02)^2$

$$\text{Min}(45,45)= 45 > 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$(a, b) = (45, 45) \Rightarrow \text{Min}(45,45)=45 \geq \frac{4.1}{20}=0.20 \text{ cm} \dots\dots \text{CV}$$

$$\frac{1}{4} \leq \frac{45}{45} = 1 < 4 \dots\dots\dots \text{CV}$$

Les résultats concernant le Poteau central sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau II.8 : Choix Final des Poteaux Centraux

Niveau	Ng	Nq	NU	Br	$a=b=\sqrt{Br} + 2$	RPA	Le choix	Nser	Obs
Terrasse	119.46	14.6	183.17	120.89	12.99	30x30	30	134.06	Ok
Étage9	236.97	36.5	374.66	247.27	17.72	30x30	30	273.47	Ok
Étage8	354.48	54.02	559.58	369.32	21.22	30x30	30	408.5	Ok
Étage7	471.99	67.16	737.93	487.03	24.07	30x30	30	539.15	Ok
Étage6	589.5	75.92	909.70	600.40	26.50	30x30	30	665.42	Ok
Étage5	707.01	80.30	1074.91	709.44	28.63	30x30	30	787.31	Ok
Étage4	824.52	80.30	1233.55	814.14	30.53	30x30	35	904.82	Ok
Étage3	942.03	91.25	1408.61	929.69	32.49	30x30	35	1033.28	Ok
Étage2	1059.54	102.2	1583.68	1045.23	34.33	30x30	40	1161.74	Ok
Étage1	1177.05	113.15	1758.74	1160.77	36.07	30x30	40	1290.2	Ok
Mezz	1290.26	124.1	1928.00	1272.48	37.67	30x30	45	1414.36	Ok
RDC	1413.12	160.6	2148.61	1418.08	39.66	30x30	45	1573.72	Ok
S sol	1542.96	178.85	2351.27	1551.84	41.39	30x30	45	1721.81	Ok

2. Poteau de rive (axe C-1) : (S= 7.48m²) :

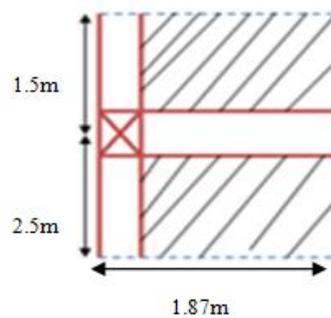


Figure II.3 : Poteau de Rive

✚ La section de plancher : S= 7.48m².

a. Calcul de l'acrotère :**a.1 pré dimensionnement de l'acrotère :**

Le calcul de l'acrotère se fait pour une bande de 1m de largeur dont les dimensions sont les

suivantes: $\left\{ \begin{array}{l} \text{Largeur } b = 100\text{cm} \\ \text{Hauteur } H = 60\text{cm} \\ \text{Epaisseur } e = 10\text{cm} \end{array} \right.$

a.2 Evaluation des charges :

- Le poids propre de l'acrotère pour 1 ml est de **G1 = $\rho b.s$**
- Le poids de conduit au ciment : **G2**
- ρb : Le poids volumique du béton tel que : $\rho b = 25 \text{ kN/m}^3$
- S: La surface transversale totale.

Charge permanente : **G=G1+G2.**

- G1: Poids propre de l'acrotère : **G1 = $\rho b.s$**

$$G1 = 25 \times [(0.10 \times 0.6) + (0.1 \times 0.02)/2 + (0.08 \times 0.1)] = 1.725 \text{ KN/ml.}$$

- G2 : Le poids des conduits au ciment ($E_p=2$) , $G_{\text{ciment}} = 18 \text{ kN/m}^3$

$$G2 = (0.02 \times (0.6 + 0.1 + 0.08 + 0.1 + 0.1)) \times 18 = 0.36 \text{ KN/m.}$$

- **La charge permanente de l'acrotère: G= G1+G2=2.085 KN/m.**

Plancher terrasse:**✓ Charge permanente (G):**

- Poids de plancher $7.48 \times 6.82 = 51.01 \text{ KN.}$
- Poids de la poutre porteuse..... $0.4 \times 0.3 \times (4 - 0.3) \times 25 = 11.1 \text{ KN.}$
- Poids de la poutre non porteuse..... $0.35 \times 0.3 \times (1.87 - 0.3) \times 25 = 4.12 \text{ KN.}$
- Poids de l'acrotère..... $2.085 \times 5 = 10.43 \text{ KN.}$

$$G_{\text{Terrasse}} = 76.66 \text{ KN.}$$

- ✓ **Surcharge d'exploitation : Q=1x7.48=7.48KN.**

Plancher étage courant:**✓ Charge permanente (G):**

- Poids de plancher $7.48 \times 5.39 = 40.32 \text{ KN.}$
- Poids de la poutre porteuse..... $0.4 \times 0.3 \times (4 - 0.3) \times 25 = 11.1 \text{ KN.}$
- Poids de la poutre non porteuse..... $0.35 \times 0.3 \times (1.87 - 0.3) \times 25 = 4.12 \text{ KN.}$
- Poids de poteau $(0.45)^2 \times 3.74 \times 25 = 18.93 \text{ KN.}$
- Mur extérieur..... $3.74 \times 2.98 \times 5 = 55.72 \text{ KN.}$

$$G_{\text{étage9}} = 130.19 \text{ KN}$$

Plancher RDC :✓ **Charge permanente (G):**

- Poids de plancher $7.48 \times 6.11 = 45.70 \text{KN}$.
- Poids de la poutre porteuse..... $0.4 \times 0.3 \times (4-0.3) \times 25 = 11.1 \text{KN}$.
- Poids de la poutre non porteuse..... $0.35 \times 0.3 \times (1.87-0.3) \times 25 = 4.12 \text{KN}$.
- Poids de poteau $(0.45)^2 \times 2.72 \times 25 = 13.77 \text{KN}$.
- Poids de mur extérieur..... $2.72 \times 2.98 \times 5 = 123.65 \text{KN}$.

G_{RDC} = 198.34KN

Plancher Mezzanine :✓ **Charge permanente (G):**

- Poids de plancher $7.48 \times 5.39 = 40.32 \text{KN}$.
- Poids de la poutre porteuse..... $0.4 \times 0.3 \times (4-0.3) \times 25 = 11.1 \text{KN}$.
- Poids de la poutre non porteuse..... $0.35 \times 0.3 \times (1.87-0.3) \times 25 = 4.12 \text{KN}$.
- Poids de poteau $(0.45)^2 \times 2.80 \times 25 = 14.63 \text{KN}$.
- Poids de mur extérieur..... $2.89 \times 2.98 \times 5 = 43.06 \text{KN}$.

G_{mezzanine} = 113.23KN

Plancher Sous sol:✓ **Charge permanente (G):**

- Poids de plancher $7.48 \times 6.11 = 45.70 \text{KN.m}$
- Poids de la poutre porteuse..... $0.4 \times 0.3 \times (4-0.3) \times 25 = 11.1 \text{KN}$.
- Poids de la poutre non porteuse..... $0.35 \times 0.3 \times (1.87-0.3) \times 25 = 4.12 \text{KN}$.
- Poids de poteau $(0.45)^2 \times 4.10 \times 25 = 20.75 \text{KN}$.

G_{Ssol} = 81.67KN.

Poids revenant au poteau de rive :✓ **Charge permanente (G):**

G_{Terrasse} = 76.66KN.

G_{niv9} = 130.19KN..... G_{cum} = G_{Terrasse} + G₉ = 206.85KN

G_{niv8} = 130.19KN..... G_{cum} = G_{Terrasse} + G₉ + G₈ = 337.04KN

G_{niv7} = 130.19KN..... G_{cum} = G_{Terrasse} + G₉ + G₈ + G₇ = 467.23KN

G_{niv6} = 130.19KN..... G_{cum} = G_{Terrasse} + G₉ + G₈ + G₇ + G₆ = 597.42KN

G_{niv5} = 130.19KN..... G_{cum} = G_{Terrasse} + G₉ + G₈ + G₇ + G₆ + G₅ = 727.61KN

G_{niv4} = 130.19KN..... G_{cum} = G_{Terrasse} + G₉ + G₈ + G₇ + G₆ + G₅ + G₄ = 857.8KN

G_{niv3} = 130.19KN..... G_{cum} = G_{Terrasse} + G₉ + G₈ + G₇ + G₆ + G₅ + G₄ + G₃ = 987.99

G_{niv2} = 130.19KN..... G_{cum} = G_{Terrasse} + G₉ + G₈ + G₇ + G₆ + G₅ + G₄ + G₃ + G₂ = 1118.18KN

G_{niv1} = 130.19KN..... G_{cum} = G_{Terrasse} + G₉ + G₈ + G₇ + G₆ + G₅ + G₄ + G₃ + G₂ + G₁ = 1248.37KN

$$G_{mezzanine}=113.23KN..... G_{cum}= G \text{ Terrasse} + G_9 + G_8 + G_7 + G_6 + G_5 + G_4 + G_3 + G_2 + G_1 + G \text{ Mez}=1361.6KN$$

$$G_{RDC}=198.34KN..... G_{cum}= G \text{ Terrasse} + G_9 + G_8 + G_7 + G_6 + G_5 + G_4 + G_3 + G_2 + G_1 + G \text{ Mez} + G_{RDC}=1559.94KN$$

$$G_{nivoSsol}=81.67KN..... G_{cum}= G \text{ Terrasse} + G_9 + G_8 + G_7 + G_6 + G_5 + G_4 + G_3 + G_2 + G_1 + G \text{ Mez} + G_{RDC} + G_{Ss}=1641.61KN$$

✓ **Surcharge d'exploitation (Q):**

- $Q_{Terrasse}= 7.48 \times 1 = 7.48KN.$
- $Q_{niv 9} = 7.48 \times 2.5 = 18.7KN.$
- $Q_{niv 8} = 7.48 \times 3.7 = 27.68KN.$
- $Q_{niv 7} = 7.48 \times 4.6 = 34.41KN.$
- $Q_{niv 6} = 7.48 \times 5.2 = 38.90KN.$
- $Q_{niv 5} = 7.48 \times 5.5 = 41.14KN.$
- $Q_{niv 4} = 7.48 \times 5.5 = 41.14KN.$
- $Q_{niv 3} = 7.48 \times 6.25 = 46.75KN.$
- $Q_{niv 2} = 7.48 \times 7 = 52.36KN.$
- $Q_{niv 1} = 7.48 \times 7.75 = 57.97KN.$
- $Q_{MEZ} = 7.48 \times 8.5 = 63.58KN.$
- $Q_{RDC} = 7.48 \times 11 = 82.28KN.$
- $Q_{Ssol} = 7.48 \times 12.25 = 91.63KN.$

Les résultats concernant le Poteau Rive sont donnés par le tableau suivant (R+9+MEZ+S sol) :

Tableau II.9 : Choix Final des sections des Poteaux de Rive

Niveau	Ng	Nq	NU	Br	$a=b=\sqrt{br} + 2$	RPA	Le Choix	Nser	Obs
terrasse	76.66	7.48	114.71	75.71	10.70	30x30	30	84.14	Ok
Étage9	206.85	18.7	307.30	202.82	16.24	30x30	30	225.55	Ok
Étage8	337.04	27.68	496.52	327.70	20.10	30x30	30	364.72	Ok
Étage7	467.23	34.41	682.37	450.37	23.22	30x30	30	501.64	Ok
Étage6	597.42	38.90	864.61	570.64	25.89	30x30	30	636.32	Ok
Étage5	727.61	41.14	1043.98	689.03	28.25	30x30	30	768.75	Ok
Étage4	857.8	41.14	1219.74	805.03	30.37	30x30	35	898.94	Ok
Étage3	987.99	46.75	1403.91	926.58	32.44	30x30	35	1034.74	Ok
Étage2	1118.18	52.36	1588.08	1048.13	34.37	30x30	40	1170.54	Ok
Étage1	1248.37	57.97	1772.25	1169.69	36.20	30x30	40	1306.34	Ok
Mezz	1361.6	63.58	1933.53	1276.13	37.72	30x30	45	1425.18	Ok
RDC	1559.94	82.28	2229.34	1471.36	40.36	30x30	45	1642.22	Ok
S sol	1641.61	91.63	2353.62	1553.39	41.41	30x30	45	1733.24	Ok

3. Poteau d'angle (axe E-1) : (S= 5.08m²):

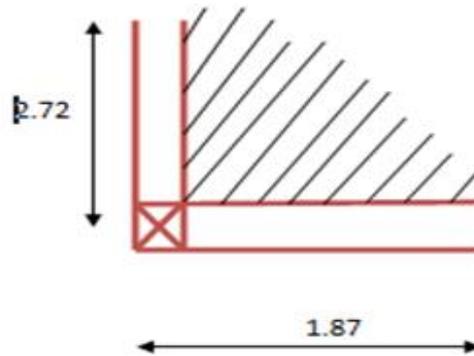


Figure II.4 : Poteau d'angle

Plancher terrasse :

✓ Charge permanente (G):

- Poids de plancher5.08x6.82=34.64KN.
- Poids de la poutre porteuse.....0.4x0.3x (2.72-0.3) x25= 7.26KN.
- Poids de la poutre non porteuse.....0.35x0.3x (1.87-0.3) x25=4.12KN.
- Poids de l'acrotère.....2.085x5=10.43KN.

$$G_{\text{Téresse}}=56.45\text{KN}$$

Plancher courant :

✓ Charge permanente (G):

- Poids de plancher5.08x5.39=27.38KN.
- Poids de la poutre porteuse.....0.4x0.3x (2.72-0.3) x25= 7.26KN.
- Poids de la poutre non porteuse.....0.35x0.3x (1.87-0.3) x25=4.12KN.
- Poids de poteau (0.45)²x3.74x25=18.93KN.
- Mur extérieur.....3.74x2.98x5=55.72KN.

$$G_{\text{étage9}}=113.41\text{KN}$$

Plancher RDC :

✓ Charge permanente (G):

- Poids de plancher5.08x6.11=31.04KN.
- Poids de la poutre porteuse.....0.4x0.3x (2.72-0.3) x25= 7.26KN.
- Poids de la poutre non porteuse.....0.35x0.3x (1.87-0.3) x25=4.12KN.
- Poids de poteau (0.45)²x2.72x25=13.77KN.
- Poids de mur extérieur.....2.72x2.98x5=40.52KN.

$$G_{\text{RDC}}=93.71\text{KN}$$

Plancher Mezzanine :✓ **Charge permanente (G):**

- Poids de plancher5.08x5.39=27.38KN.
- Poids de la poutre porteuse.....0.4x0.3x (2.72-0.3) x25= 7.26KN.
- Poids de la poutre non porteuse.....0.35x0.3x (1.87-0.3) x25=4.12KN.
- Poids de poteau(0.45)²x2.89x25=14.63KN.
- Poids de mur extérieur.....2.89x2.98x5=43.06KN.

$$G_{\text{mezzanine}}=93.45\text{KN}$$

Plancher Sous-sol:✓ **Charge permanente (G):**

- Poids de plancher5.08x6.11=31.04KN.
- Poids de la poutre porteuse.....0.4x0.3x (2.72-0.3) x25= 7.26KN.
- Poids de la poutre non porteuse.....0.35x0.3x (1.87-0.3) x25=4.12KN.
- Poids de poteau(0.45)²x4.10x25=20.75KN.

$$G_{\text{Ssol}}=63.17\text{KN}.$$

Poids revenant au poteau d'angle :✓ **Charge permanente (G):**

$$G_{\text{Terrasse}}=56.45\text{KN}$$

$$G_{\text{niv9}}=113.41\text{KN}..... G_{\text{cum}}= G_{\text{Terrasse}} + G_9=169.86\text{KN}$$

$$G_{\text{niv8}}=113.41\text{KN}.....G_{\text{cum}}= G_{\text{Terrasse}} + G_9 +G_8=283.27\text{KN}$$

$$G_{\text{niv7}}=113.41\text{KN}..... G_{\text{cum}}= G_{\text{Terrasse}} + G_9 +G_8+G_7=396.68\text{KN}$$

$$G_{\text{niv6}}=113.41\text{KN}..... G_{\text{cum}}= G_{\text{Terrasse}} + G_9+G_8+G_7+G_6=510.09\text{KN}$$

$$G_{\text{niv5}}=113.41\text{KN}..... G_{\text{cum}}= G_{\text{Terrasse}} + G_9 +G_8+G_7+G_6+G_5 = 623.5\text{KN}$$

$$G_{\text{niv4}}=113.41\text{KN}..... G_{\text{cum}}= G_{\text{Terrasse}} + G_9 +G_8+G_7+G_6+G_5+G_4=736.91\text{KN}$$

$$G_{\text{niv3}}=113.41\text{N}..... G_{\text{cum}}= G_{\text{Terrasse}} + G_9 +G_8+G_7+G_6+G_5+G_4+G_3=850.32$$

$$G_{\text{niv2}}=113.41\text{KN}..... G_{\text{cum}}= G_{\text{Terrasse}} + G_9 +G_8+G_7 +G_6+G_5+G_4 +G_3+ G_2 = 963.73\text{KN}$$

$$G_{\text{niv1}}=113.41\text{KN}..... G_{\text{cum}}= G_{\text{Terrasse}} + G_9 +G_8+G_7+G_6+G_5+ G_4+G_3+G_2 +G_1 =1077.14\text{KN}$$

$$G_{\text{mezzanine}}=93.45\text{KN}..... G_{\text{cum}}= G_{\text{Terrasse}} + G_9 +G_8+G_7+G_6+G_5+ G_4+G_3+G_2 +G_1 + G_{\text{Mez}}=1284\text{KN}$$

$$G_{\text{RDC}}=93.71\text{KN}..... G_{\text{cum}}= G_{\text{Terrasse}} + G_9 +G_8+G_7+G_6+G_5+ G_4+G_3+G_2+ + G_{\text{Mez}}+G_{\text{RDC}}=1377.71\text{KN}$$

$$G_{\text{nivoSsol}}=63.17\text{KN}.....G_{\text{cum}}= G_{\text{Terrasse}} + G_9 +G_8+G_7+G_6+G_5+ G_4+G_3+G_2 +G_1 + G_{\text{Mez}}+G_{\text{RDC}}+G_{\text{Ss}}=1440.88\text{KN}$$

Surcharge d'exploitation (Q):

- $Q_{\text{Terrasse}} = 5.08 \times 1 = 5.08 \text{KN}$.
- $Q_{\text{niv 9}} = 5.08 \times 2.5 = 12.7 \text{KN}$.
- $Q_{\text{niv 8}} = 5.08 \times 3.7 = 18.80 \text{KN}$.
- $Q_{\text{niv 7}} = 5.08 \times 4.6 = 23.37 \text{KN}$.
- $Q_{\text{niv 6}} = 5.08 \times 5.2 = 26.42 \text{kN}$.
- $Q_{\text{niv 5}} = 5.08 \times 5.5 = 27.94 \text{KN}$.
- $Q_{\text{niv 4}} = 5.08 \times 5.5 = 27.94 \text{KN}$.
- $Q_{\text{niv 3}} = 5.08 \times 6.25 = 31.75 \text{KN}$.
- $Q_{\text{niv 2}} = 5.08 \times 7 = 35.56 \text{KN}$.
- $Q_{\text{niv 1}} = 5.08 \times 7.75 = 39.37 \text{KN}$.
- $Q_{\text{MEZ}} = 5.08 \times 8.5 = 43.18 \text{KN}$.
- $Q_{\text{RDC}} = 5.08 \times 11 = 55.88 \text{KN}$.
- $Q_{\text{Ssol}} = 5.08 \times 12.25 = 62.23 \text{KN}$.

Les résultats concernant le Poteau d'angle sont donnés par le tableau suivant (R+9+MEZ+S sol) :

Tableau II.10 : Choix Final des surfaces des poteaux d'angle

Niveau	Ng	Nq	NU	Br	$a=b=\sqrt{br} + 2$	RPA	Le choix	Nser	Obs
terrasse	56.45	5.08	83.83	55.33	9.44	30x30	30	61.53	Ok
Étage9	169.86	12.7	248.36	163.92	14.80	30x30	30	182.56	Ok
Étage8	283.27	18.80	410.61	271.00	18.46	30x30	30	302.07	Ok
Étage7	396.68	23.37	570.57	376.58	21.40	30x30	30	420.05	Ok
Étage6	510.09	26.42	728.25	480.64	23.92	30x30	30	536.51	Ok
Étage5	623.5	27.94	883.63	583.20	26.15	30x30	30	651.44	Ok
Étage4	736.91	27.94	1036.74	684.25	28.16	30x30	30	764.85	Ok
Étage3	850.32	31.75	1195.56	789.07	28.16	30x30	35	612.07	Ok
Étage2	963.73	35.56	1354.37	893.89	31.90	30x30	35	999.29	Ok
Étage1	1077.14	39.37	1513.19	998.71	33.60	30x30	40	1116.51	Ok
Mezz	1284	43.18	1798.17	1186.79	36.45	30x30	45	1327.18	Ok
RDC	1377.7	55.88	1943.72	1282.85	37.82	30x30	45	1433.58	Ok
S sol	1440.88	62.23	2038.53	1345.43	38.68	30x30	45	1503.11	Ok

4. Choix final des sections des poteaux :

Pour leur conférer une meilleure résistance aux sollicitations sismiques, il est recommandé de donner aux poteaux d'angles et de Rives, des sections comparables à celles des poteaux centraux.

Tableau II.11 : Choix finale des poteaux

ETAGES	FORME DE LA SECTION (axb)	
TERASSE	30	30
9eme	30	30
8eme	30	30
7eme	30	30
6eme	30	30
5eme	30	30
4eme	35	35
3eme	35	35
2eme	40	40
1eme	40	40
MEZZANINE	45	45
RDC	45	45
SOUS SOL	45	45

D. Pré dimensionnement des voiles :

Les voiles sont des murs réalisés en béton armé, ils auront pour le rôle le contreventement du bâtiment et éventuellement supporter une fraction des charges verticales.

Sont considérés comme voiles les éléments satisfaisant à la condition :

$$L \geq 4a$$

Avec :

- a : l'épaisseur du voile.
- L : la largeur du voile

Dans le cas contraire, ces éléments sont considérés comme des éléments linéaires. Le RPA99 version 2003 exige une épaisseur minimale de 15cm, de plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités.

$$a \geq \frac{h_e}{20}$$

Avec :

- a : l'épaisseur du voile.
- h_e : la hauteur libre d'étage.

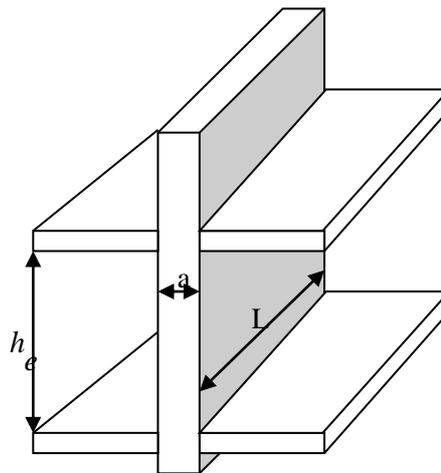


Figure II.5: Coupe de voile

Dans notre cas :

- Pour le Sous-sol :

$$h_e = 410 - 45 = 365 \text{ cm.}$$

$$a \geq \frac{365}{20} = 18.25 \text{ cm.}$$

➤ On prend : **a=20cm**

II.2 CONCLUSION :

D'après tous les calculs et les vérifications faits selon les règlements, le pré dimensionnement des éléments résistants est :

- ♦ Les planchers :
 - Plancher en corps creux :(16+4)cm.
 - Plancher Dalle pleine : e=15cm.
- ♦ Les poutres :
 - Poutres principales : (30x40) cm²(le sens est parallèle au sens de l'axe y-y).
 - Poutres secondaire : (30x35) cm²(le sens est parallèle au sens de l'axe x-x).
- ♦ Les poteaux :
 - (30x30) pour : 3^{ème} , 4^{ème} ,5^{ème} ,6^{ème} ,7^{ème} ,8^{ème} ,9^{ème} , terrasse.
 - (40x40) pour : 1^{er} , 2^{ème} .
 - (45x45) pour : Mezzanine, RDC, Sous sol
- ♦ L'épaisseur du voile : e=20cm.

Chapitre III

Calcul des éléments secondaires

III-1. L'acrotère :**III-1.1. Introduction :**

L'acrotère est un élément secondaire de sécurité entourant la terrasse. Le calcul se fait à la flexion composée pour une bande de 1 m de longueur.

III-1.2. Principe de calcul :

- L'acrotère est calculé comme une console encastrée à sa base dans le plancher terrasse.
- Le calcul se fera en flexion composée dans la section d'encastrement pour une bande de 1m linéaire, sous l'effet :
 - De la surcharge "Q" horizontale due à la poussée de la main courante appliquée à l'extrémité supérieure.
 - Un effort normal "N" appliquée au centre de gravité (charge verticale) due à son poids propre "G".
 - L'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est préjudiciable, dans ce cas le calcul se fera à l'ELU, et à l'ELS.

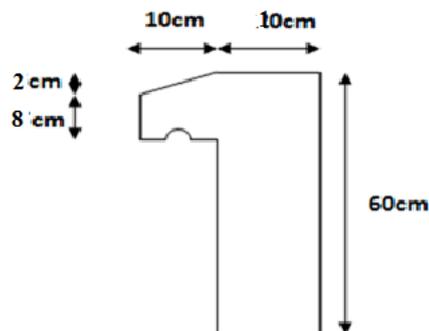


Figure III.1 :Dimensions de l'acrotère

Le calcul de l'acrotère se fait pour une bande de 1m de largeur dont les dimensions sont les

suivants :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Largeur } b = 10\text{cm} \\ \text{Hauteur } H = 60\text{cm} \\ \text{Epaisseur } e = 10\text{cm} \end{array} \right.$$
III.1.3. Evaluation des charges :

- Le poids propre de l'acrotère pour 1 ml est de $G1 = \rho b \cdot s$
- ρb : Le poids volumique du béton tel que: $\rho b = 25 \text{ kN/m}^3$
- S : La surface transversale totale.

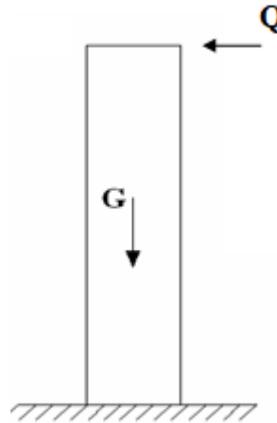


Figure III.2: Charges et surcharges agissent sur l'acrotère.

✚ **Charge permanente de l'acrotère** : $G = G_1 + G_2 = 2.085 \text{ kN/m}$.

- **G1** : Poids propre de l'acrotère : $G_1 = \rho b \cdot s$

$$G_1 = 25 \times [(0.10 \times 0.6) + (0.1 \times 0.02)/2 + (0.08 \times 0.1)] = 1.725 \text{ kN/ml}$$

- **G2** : Le poids des conduits au ciment ($E_p=2$), $G_{\text{ciment}} = 18 \text{ kN/m}^3$

$$G_2 = (0.02 \times (0.6 + 0.1 + 0.08 + 0.1 + 0.1)) \times 18 = 0.36 \text{ kN/m}$$

✚ **charge d'exploitation** : $Q = 1 \text{ kN/ml}$.

-L'action des forces horizontale est donnée par : $F_p = 4AC_p W_p$

A : coefficient d'accélération de zone [$A=0.25$]

Cp : facteur de force horizontale [$C_p=0.8$]

Wp : poids de l'acrotère = 2.085 kN

$$F_p = 4 \times 0.25 \times 0.8 \times 2.085 = 1.668 \text{ kN/ml}$$

Qh = force longitudinale de calcul = $\text{Max}(1.5Q ; F_p)$.

$$\begin{cases} F_p = 1.668 \text{ kN/ml} \\ 1.5Q = 1.5 \text{ kN} \end{cases} \Rightarrow Q_h = 1.668 \text{ kN/ml}$$

Donc pour une bande de 1m de largeur : $\begin{cases} G = 2.085 \text{ kN/ml} \\ Q_h = 1.668 \text{ kN/ml} \end{cases}$

III.1.4. Les combinaisons de charge :

Tableau III.1 : Calcul des efforts à l'ELU ET ELS

		ELU		ELS
Effort normal	N_u	$1.35G=2.814\text{KN}$	N_{ser}	$G=2.085\text{KN}$
Effort tranchant	T_u	$1.5Q=2.502\text{KN}$	T	$Q= 1.668\text{kN}$
Moment fléchissant	M_u	$1.5Q \times h = 1.501\text{kN.m}$	M_{ser}	$Q \times h= 1.001\text{KN.m}$

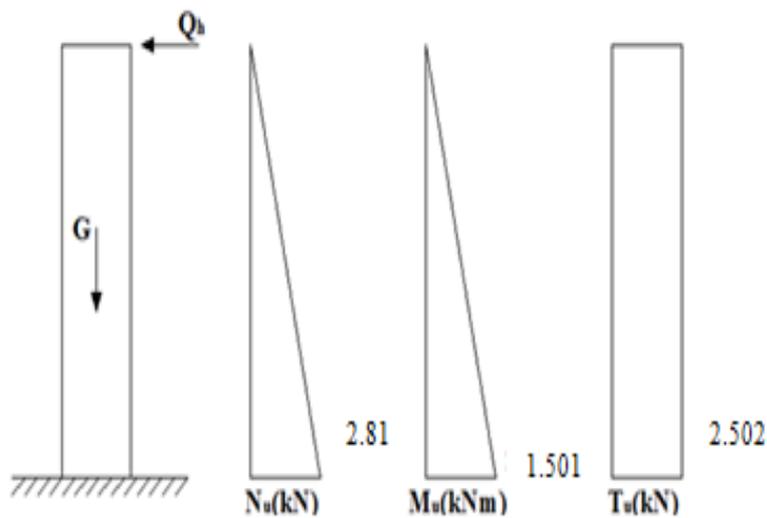


Figure III.3 : Diagramme des efforts à l'ELU

III.1.5. Ferrailage de l'acrotère :

Le calcul de ferrailage se fait pour une bande de 1m de largeur, la section plane à étudier sera de $100 \times 10 \text{ cm}^2$.

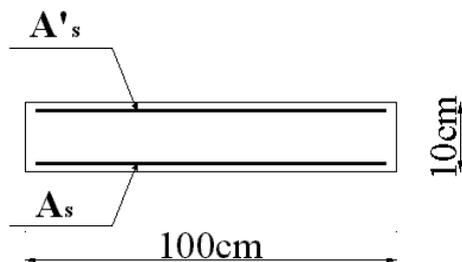


Figure III.4 : Ferrailage de l'acrotère.

- Vérification des à L'E.L.U :

Donnés :

$h=10\text{cm}$; $b=60\text{cm}$; $f_{c28}=25\text{MPa}$; $\sigma_{bc}=14,16\text{MPa}$; $f_e=400\text{MPa}$, $M_u=1.501\text{KN.m}$,
 $N_u=2.814\text{KN}$, $c=c'=2\text{cm}$, $\gamma_s=1,15$, $\gamma_b=1,5$, $d=0.9h=9\text{cm}$

➤ Calcul de l'excentricité « e » :

$$\left. \begin{aligned} e_0 &= \frac{M_u}{N_u} = \frac{1.501}{2.814} = 53,35\text{cm}. \\ \frac{h}{2} - c' &= \frac{10}{2} - 2 = 3\text{cm}. \end{aligned} \right\} e_0 > \frac{h}{2} - c' \text{ Section partiellement comprimée SPC}$$

- Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la l'acrotère.
- Les armatures seront calculées à la flexion simple en équilibrant le moment fictif M_f .

➤ Calcul du moment fictif « M_f »:

$$M_f = M_u + N_u \left(\frac{H}{2} - c' \right) = 1.585 \text{ KNm}.$$

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2\sigma_{bc}} = 0.023$$

$$\mu = 0.023 < \mu_R = 0.392 \quad \Rightarrow \quad A_{s'} = 0 \text{ (Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires)}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.029$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 8.895\text{cm}.$$

$$\mu = 0.023 < 0.186 \quad \Rightarrow \quad \varepsilon_s = 10\% \quad E_t \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348\text{MPa}.$$

$$A_{sf} = f(M_f)$$

$$A_{sf} = \frac{M_f}{Z\sigma_s} = 51.20 \text{ mm}^2.$$

- $A_{s1} = A_{s'} = 0$
- $A_{s2} = A_{sf} - \frac{N_u}{\sigma_s} = 51.20 - \frac{2.814 \times 10^3}{348} = 43.11 \text{ mm}^2.$

$$\text{Donc : } \begin{cases} A_{s1} = 0 \\ A_{s2} = 0.43\text{cm}^2 \end{cases}$$

III.1.6. Vérification de la section d'acier selon le BAEL91 :

Il faut vérifier A_s avec la section minimale imposée par la règle du millième et par la règle de non fragilité :

$$A_s^{\min} \geq \text{Max} \left\{ \frac{bh}{1000}; 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} \right\}$$

Avec :

$$f_{t28}=2.1\text{MPa} ; \quad f_e=400\text{MPa} \quad ; \quad b=60\text{cm} \quad ; \quad d=9\text{cm}$$

$$A_s^{\min} \geq \text{Max} \{0.1\text{cm}^2, 0.65\text{cm}^2\}$$

Donc : on choisit: **6T 6 = 1.7cm²** Avec un espacement $St=20$ cm.

III.1.7. Armatures de répartitions :

$$A_r \geq \frac{A_s}{4} \rightarrow A_r = \frac{1.13}{4} = 0.28 \text{ cm}^2.$$

On choisit 6T6=1,13 cm² avec un espacement $St=20$ cm

III.1.8. Vérification des à L'E.L. S :

➤ **Détermination de l'axe neutre :**

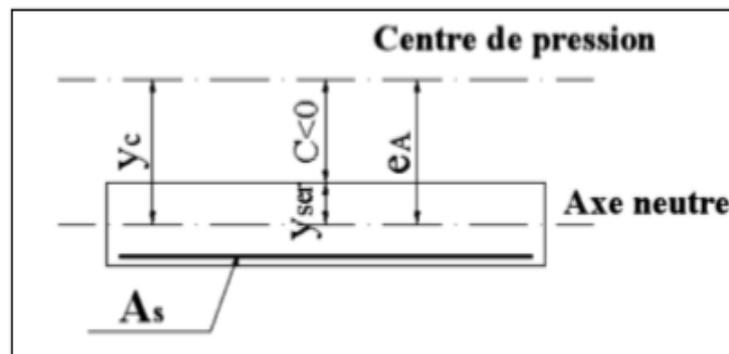


Figure III.5: Distance de l'axe neutre.

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{1.001}{2.085} = 48.01\text{cm}$$

$$e_0 > \frac{h}{2} - c' \Rightarrow \quad \text{La section est partiellement comprimée (SPC).}$$

C : La distance entre le centre de pression et la fibre la plus comprimée.

$$\text{Avec : } C = e_0 - \frac{h}{2} = 48.01 - \frac{10}{2} = 43.01 \text{ cm.}$$

D'après le « **BAEL 91 modifié 99** », on doit résoudre l'équation suivant :

$$y_c^3 + p y_c + q = 0$$

y_c : Distance entre le centre de pression et l'axe neutre.

$$n=15 \begin{cases} p = -3c^2 + 6n(c - c') \frac{As'}{b} + 6n(d - c) \frac{As}{b} = -5562.58 \\ \text{et} \\ q = +2c^3 - 6n(c - c')^2 \frac{As'}{b} - 6n(d - c)^2 \frac{As}{b} = 158687.79 \end{cases}$$

$$d = h - c_2' - \frac{\emptyset}{2} = 10 - 2 - \frac{0.6}{2} = 9.4 \text{ cm}$$

La solution de l'équation du troisième degré est obtenue par :

$$\Delta = q^2 + 4 \left(\frac{p}{3} \right)^3 \quad \Rightarrow \quad \Delta = -3.17 \times 10^8$$

$$\cos \emptyset = \frac{3q}{2p} \sqrt{\frac{-p}{3}} = -0.99 \quad \emptyset = 171.89^\circ$$

$$a = 2 \sqrt{\frac{-p}{3}} = 86.12$$

$$y_1 = a \cdot \cos\left(\frac{\emptyset}{3} + 120\right) = -86.02 \text{ cm}$$

$$y_2 = a \cdot \cos\left(\frac{\emptyset}{3}\right) = 46.53 \text{ cm}$$

$$y_3 = a \cdot \cos\left(\frac{\emptyset}{3} + 240\right) = 39.49 \text{ cm}$$

$$y_{ser} = (y_c - c) < d \quad \longrightarrow 3.25 < 9.4$$

$$\text{Donc : } \begin{cases} y_c = 46.53 \text{ cm} \\ y_{ser} = 3.52 \text{ cm} \end{cases}$$

➤ **Calcul du moment d'inertie :**

$$I = \frac{b}{3} y_{ser}^3 + n [As(d - y_{ser})^2 + As'(y_{ser} - c')^2]$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} As' = 0 \\ n = 15 \end{cases}$$

$$I = 1676.81 \text{ cm}^4$$

III.1.9. Vérification des contraintes :

- **Contrainte du béton :**

$$\sigma_{bc} = \left(\frac{N_{ser}}{I} \cdot y_c \right) \cdot y_{ser} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2.085 \times 10^3 \times 46.53 \times 10}{1676.81 \times 10^4} \times 35.2 = 2.03 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

- **Contraintes de l'acier :**

$$\sigma_s = n \left(\frac{N_{ser}}{I} \cdot y_c \right) \cdot (d - y_{ser}) \leq \overline{\sigma}_s \dots\dots\dots \text{acier tendu.}$$

$$\sigma'_s = n \left(\frac{N_{ser}}{I} \cdot y_c \right) \cdot (y_{ser} - c') \leq \overline{\sigma}_s \dots\dots\dots \text{acier comprimé.}$$

$$\overline{\sigma}_s = \text{Min} \left(\frac{2}{3} f_e ; \text{Max}(0.5 f_e ; 110 \sqrt{n f_u}) \right) = 201.63 \text{ MPa} \dots\dots\dots (\eta = 1.6 \text{ pour les aciers HA})$$

$$\sigma_s = 51.01 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_s \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

$$\sigma'_s = 13.19 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_s \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

III.1.10. Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} \leq \overline{\tau}_u = \text{Min} (0.1 f_{c28} ; 4 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = \frac{2.502 \times 10^3}{600 \times 94} = 0.044 \text{ MPa} < 2.5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

III.1.11. schéma de ferrailage :

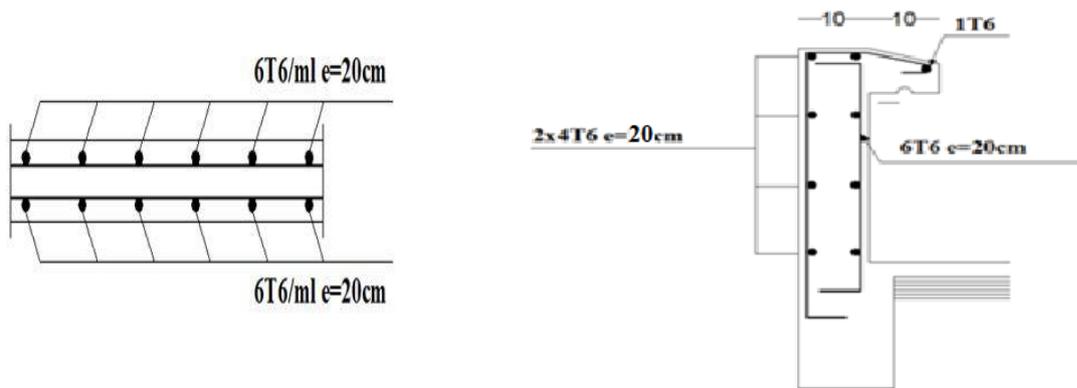


Figure III.6 : Ferrailage de l'acrotère

III-2. Etude des planchers :

Les planchers sont des éléments plans horizontaux et qui ont un rôle important dans la structure :

- Isolation des différents étages du point de vue thermique et acoustique.
- Répartir les charges horizontales dans les contreventements.
- Dans notre structure, on a deux type de plancher :
 - Plancher à corps creux.
 - Dalle pleine.

III-2.1 Plancher à corps creux :

On a un type de plancher en corps creux d'épaisseur 20cm.

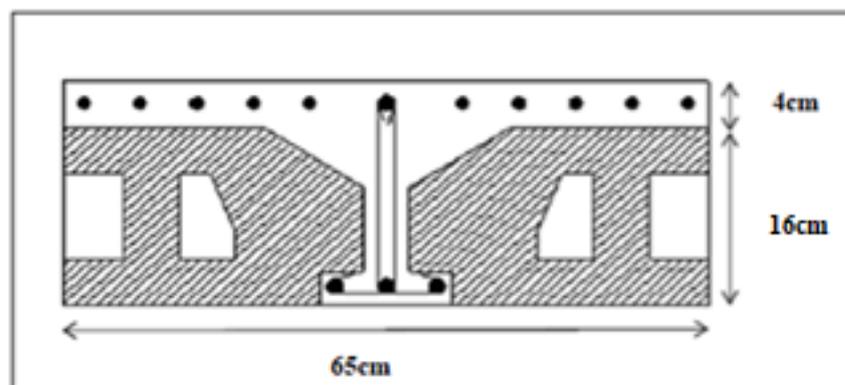


Figure III.7: Coupe du plancher en corps creux.

a) Pré-dimensionnement des poutrelles :

Les poutrelles sont des éléments préfabriqués en béton armé, disposées parallèlement les unes par rapport les autres. Leur calcul est associé à une poutre continue semi encastrée aux poutres de rives.

Pour notre bâtiment on a (2) deux types de poutrelle :

- Poutrelle à 03 travées
- Poutrelle à 07 travées



Figure III.8: Les types des poutrelles

a-1) Dimensions de la poutrelle :

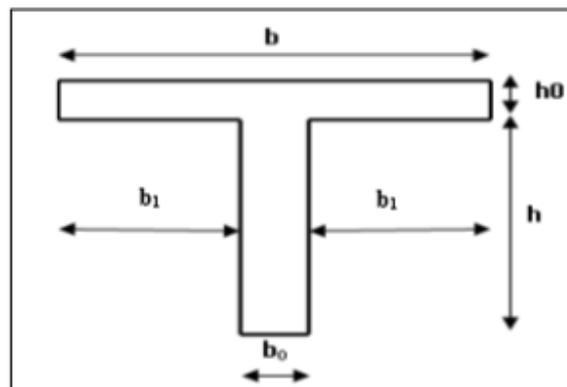


Figure III.9: Dimensions de poutrelle

On a: $L = 390 \text{ cm}$

$$\frac{L}{25} \leq h_t \leq \frac{L}{20}$$

$$15.6 \leq h_t \leq 19.5$$

$$h_t = 20 \text{ cm}$$

Avec : $0.4h_t \leq b_0 \leq 0.8h_t$

$$6.4 \leq b_0 \leq 12.8$$

$$b_0 = 12 \text{ cm}$$

$$\begin{cases} h_t = 20 \text{ cm} & h_0 = 4 \text{ cm} & h = 16 \text{ cm} \\ b = 65 \text{ cm} & b_0 = 12 \text{ cm} \\ b_1 = \frac{b - b_0}{2} = \frac{65 - 12}{2} = 26.5 \text{ cm} \end{cases}$$

a-2) Les Différents types des poutrelles :

➤ **type01** : Poutrelle de 03 travées.

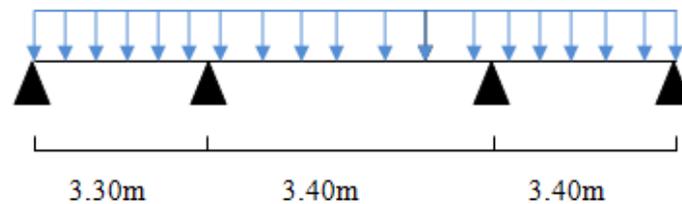


Figure III.10: Schéma statique de poutrelle de 03 travées

➤ **type02** : Poutrelle de 07 travées.

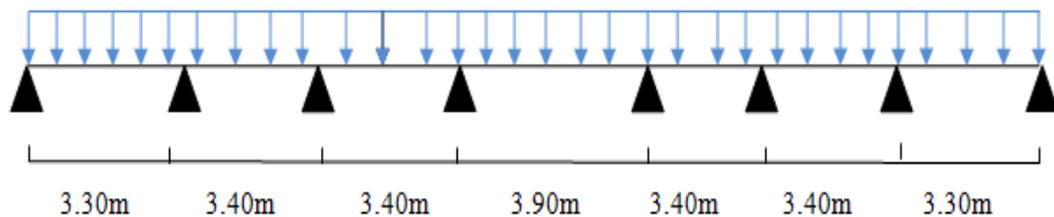


Figure III.11: Schéma statique de poutrelle de 07 travées

b) Calcul des poutrelles :

Le calcul des poutrelles se fait en deux étapes :

- 1ère étape : avant le coulage de la table de compression.
- 2ème étape : après le coulage de la table de compression.

b-1. Avant le coulage de la table de compression.**a. Evaluation des charges et surcharges :**

On considère que la poutrelle est simplement appuyée à ses extrémités, elle supporte :

- Son poids propre
- Poids du corps creux
- Surcharge due à l'ouvrier $Q=1\text{kN/m}^2$

Avec : la longueur de plus grand travée $L=3.45\text{m}$

- Charges permanentes :

Poids propre de la poutrelle..... $0,12 \times 0,04 \times 25 = 0,12\text{kN/ml}$

Poids du corps creux..... $0,65 \times 0,16 \times 14 = 1,46\text{kN/ml}$

$$\mathbf{G=1.58\text{kN/ml}}$$

- **Charges d'exploitation** : $Q=1 \times 0.65 = 0.65\text{ kN/ml}$
- **Combinaison des charges :**

ELU : $q_u = 1,35G + 1,5Q = 3.10\text{kN/ml}$

ELS : $q_{ser} = G + Q = 2.23\text{kN/ml}$

b. Calcul des moments :

Dans notre cas : $L=3.45\text{m}$

$$M_u = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{3.10(3.45)^2}{8} = 4.61\text{kNm}$$

$$M_{ser} = \frac{q_{ser} l^2}{8} = \frac{2.23 \times (3.45)^2}{8} = 3.32\text{kNm}$$

c. Ferrailage :

La poutre est sollicitée à la flexion simple, le ferrailage est calculé à l'ELU.

$M_u = 4.61\text{kN.m}$; $b = 12\text{cm}$; $d = 0.9h_0 = 3.6\text{cm}$; $\sigma_{bc} = 14,17\text{Mpa}$

D'après l'organigramme de la flexion simple on a :

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2\sigma_{bc}} = 2.09 > \mu_r = 0,392 \Rightarrow A'_s \neq 0$$

Donc, les armatures de compression sont nécessaires, mais il est impossible de les placer du point de vue pratique car la section du béton est trop faible.

On prévoit donc des étaitements pour aider la poutrelle à supporter les charges qui lui reviennent avant et lors du coulage sans qu'elles fléchissent.

b-2 après le coulage de la table de compression :

Après le coulage et durcissement du béton de la dalle de compression, la poutrelle travaillera comme une poutrelle en « Tté ».

➤ Evaluation des charges et surcharges revenants aux poutrelles :

- A l'ELU : $q_u = 1.35G + 1.5Q$ et $p_u = 0.65 \times q_u$
- A l'ELS : $q_u = G + Q$ et $p_s = 0.65 \times q_s$.

Tableau III.2 : Evaluation des charges et surcharge

Type de plancher	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	q_u $= (1.35G + 1.5Q)0.65$	q_s $= (G + Q)0.65$
Plancher terrasse	6.82	1	6.95	5.08
Plancher courant	5.39	1.5	6.19	4.47

Conclusion :

Le plancher terrasse est le plus sollicité.

Méthode forfaitaire :

◇ Conditions d'applications :

Cette méthode est utilisée si les conditions suivantes sont vérifiées :

- Il faut que le plancher soit à surcharge modérée : $Q \leq (2G, 5KN/m^2)$.
- Les moments d'inerties des sections transversales sont les même dans les différentes travées en continuité.
- Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0.8 et 1.25

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

- Fissuration est non préjudiciable.
- Dans le cas où l'une de ces conditions n'est pas vérifiée on applique la méthode de Caquot.

Méthode Caquot :

Cette méthode est appliquée lorsque l'une des conditions de la méthode forfaitaire n'est pas vérifiée. Elle est basée sur la méthode des poutres continues.

Exposé de la méthode :

- Moment sur appuis :

$$M_a = \frac{qwl'w^3 + qel'e^3}{8.5(l'w + l'e)} \text{ Appuis intermédiaire.}$$

$$\text{Avec : } M_0 = \frac{ql^2}{8}$$

- Moment en travée :

$$M_t(x) = -\frac{qx^2}{2} + \left(\frac{ql}{2} + \frac{M_e - M_w}{l}\right)x + M_x.$$

Avec :

- **M₀**: la valeur maximale du moment fléchissant dans chaque travée (moment isostatique).
- (**M_w** ; **M_e**) : les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite respectivement dans la travée considérée.
- **qw**: charge répartie à gauche de l'appui considéré.
- **qe**: charge répartie à droite de l'appui considéré.

On calcul de chaque côté de l'appui, les longueurs de travées fictives « l'w » à gauche et « l'e » à droite, avec :

l'w = l pour une travée de rive.

l'e = 0,8l pour une travée intermédiaire.

Où « l » représente la portée de la travée libre.

- Effort tranchant :
$$\begin{cases} T_w = \frac{ql}{2} + \frac{W_w - W_e}{l} \\ T_e = -\frac{ql}{2} + \frac{W_w - W_e}{l} \end{cases}$$

Avec :

T_w : effort tranchant à gauche de l'appui considéré,

T_e : effort tranchant à droite de l'appui considéré.

➤ **Vérification des conditions d'applications de méthode forfaitaire :**

- **Plancher terrasse :** $Q=1 \leq \max(2 \times 6.82 = 13.64 \text{KN/m}^2 ; 5 \text{KN/m}^2) \dots \text{vérifiée.}$

Plancher courant : $Q=1.5 \leq \max(2 \times 5.39 = 10.78 \text{KN/m}^2 ; 5 \text{KN/m}^2) \dots \text{vérifiée.}$

- Les moments d'inerties des sections transversales sont les même dans les différentes travées en continuité... vérifiée.
- Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0.8 et 1.25.

- **Poutrelle de 03 travées :** $0.8 \leq \frac{L_1}{L_2} = 0.97m \leq 1.25$

- **Poutrelle de 07 travées :** $0.8 \leq \frac{L_1}{L_2} = 1.14m \leq 1.25$

Donc on a toujours : $0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25 \dots \text{vérifiée.}$

- Fissuration est non préjudiciable.
- La méthode de calcul que nous avons choisie est la méthode forfaitaire parce que toutes les conditions sont vérifiées.

➤ **Exposée de la méthode :**

Le principe consiste autoriser le transfert de moment entre les sections sur appuis, et en transfert de moment entre les sections sur appuis, et en travées et réciproquement

❖ **Calcul des moments :**

Soit : $\alpha = \frac{Q}{G+Q}$

Les moments en travées et en appuis doivent vérifier :

$$M_t + \frac{M_g + M_d}{2} \geq \max\{(1 + 0.3\alpha)M_0 ; 1.05M_0\}$$

$$M_t \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_0 \dots \dots \dots \text{(cas d'une travée de rive).}$$

$$M_{t1} \geq \frac{1+0.3\alpha}{2} M_0 \dots \dots \dots \text{(cas d'une travée intermédiaire).}$$

Avec :

- **M₀**: la valeur maximale du moment fléchissant dans chaque isostatique).
- **M_g** et **M_d** : Les valeurs absolues des moments sur appuis respectivement dans la travée considérée.
 - **M_t** : le moment maximal en travée dans la travée considérée.
 - **M = 0,6M₀** Pour une poutre à deux travées.
 - **M = 0,5M₀** Pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées.

- $M = 0,4M_0$ Pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de 03 travées.

➤ **Calcul des efforts tranchants :**

$$\begin{cases} T_w = \frac{ql}{2} + \frac{M_e - M_w}{l} \\ T_e = -\frac{ql}{2} + \frac{M_e - M_w}{l} \end{cases}$$

Avec :

- T_w : effort tranchant à gauche de l'appui considéré.
- T_e : effort tranchant à droite de l'appui considéré.

❖ **Application**

- **Poutrelle de 03 travées :**

- **Calcul à l'ELU :**

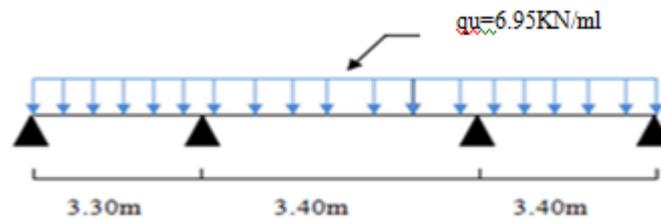


Figure III.12: Schéma statique de Poutrelle à 03 travées

Avec :

❖ **Moment isostatique :** $(M_0)_{ij} = \frac{q_u l_{ij}^2}{8}$ d'ou :

- $(M_0)_{AB} = \frac{6.95 \times 3.30^2}{8} = 9.46 \text{ kN.m.}$
- $(M_0)_{BC} = \frac{6.95 \times 3.40^2}{8} = 10.04 \text{ kN.m.}$
- $(M_0)_{CD} = \frac{6.95 \times 3.40^2}{8} = 10.04 \text{ kN.m.}$

❖ **Moment aux appuis :**



Figure III.13: Diagramme des moments fléchissant de poutrelle de type 1 à l'ELU.

D'où :

- $M_A = M_D = 0$
- $M_B = 0.5 \max \left(\begin{matrix} M_{0AB} \\ M_{0BC} \end{matrix} \right) = 5.02 \text{KN.m}$
- $M_C = 0.5 \max \left(\begin{matrix} M_{0BC} \\ M_{0CD} \end{matrix} \right) = 5.02 \text{KN.m}$

❖ **Moment aux travées : (M_{\max}^t)**

$$\alpha = \frac{Q}{G + Q} = \frac{1}{6.82 + 1} = 0.128$$

$$\left\{ \begin{array}{l} (1+0.3\alpha)=1.04 \\ \frac{1 + 0.3(0.128)}{2} = 0.52 \\ \frac{1.2 + 0.3(0.128)}{2} = 0.62 \end{array} \right.$$

✚ Travée (AB) (travée de rive) :

- $(M_t)_{AB} \geq \max \left\{ \begin{matrix} 1.05M_{0AB} \\ (1 + 0.3\alpha)M_{0AB} \end{matrix} \right\} - \frac{M_A + M_B}{2} \Rightarrow (M_t)_{AB} \geq 7.42 \text{KN.m}$
- $(M_t)_{AB} \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_{0AB} \Rightarrow (M_t)_{AB} \geq 5.86 \text{KN.m}$

D'où : **$(M_t)_{AB} \geq 7.42 \text{KN.m}$**

✚ Travée (BC) (travée intermédiaire) :

- $(M_t)_{BC} \geq \max \left\{ \begin{matrix} 1.05M_{0BC} \\ (1 + 0.3\alpha)M_{0BC} \end{matrix} \right\} - \frac{M_B + M_C}{2} \Rightarrow (M_t)_{BC} \geq 5.52 \text{KN.m}$
- $(M_t)_{BC} \geq \frac{1+0.3\alpha}{2} M_{0BC} \Rightarrow (M_t)_{BC} \geq 5.22 \text{KN.m}$

D'où : **$(M_t)_{BC} \geq 5.52 \text{KN.m}$**

✚ Travée (CD) (travée de rive) :

- $(M_t)_{CD} \geq \max \left\{ \begin{matrix} 1.05M_{0CD} \\ (1 + 0.3\alpha)M_{0CD} \end{matrix} \right\} - \frac{M_C + M_D}{2} \Rightarrow (M_t)_{CD} \geq 8.03 \text{KN.m}$
- $(M_t)_{CD} \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_{0CD} \Rightarrow (M_t)_{CD} \geq 6.22 \text{KN.m}$

D'où : **$(M_t)_{CD} \geq 8.03 \text{KN.m}$**

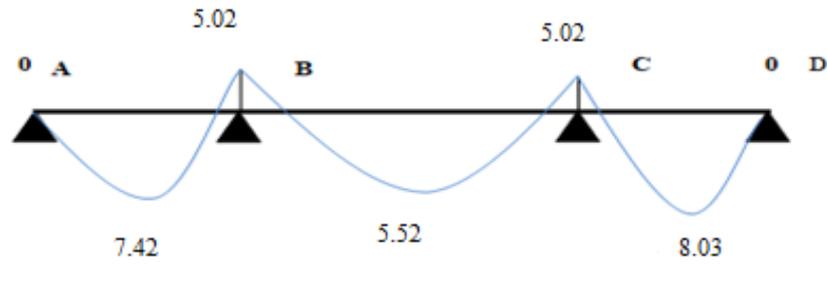


Figure III.14 : Diagramme des moments fléchissant de poutrelle de type 1 à l'ELU.

❖ Effort tranchant :

✚ Travée (AB) (travée de rive) :

$$\begin{cases} T_A = \frac{ql}{2} + \frac{M_B - M_A}{l} = \frac{6.95 \times (3.3)}{2} + \frac{5.02 - 0}{3.3} = 12.99 \text{ KN.} \\ T_B = -\frac{ql}{2} + \frac{M_B - M_A}{l} = -\frac{6.95 \times (3.3)}{2} + \frac{5.02 - 0}{3.3} = -9.95 \text{ KN.} \end{cases}$$

✚ Travée (BC) (travée intermédiaire) :

$$\begin{cases} T_B = \frac{ql}{2} + \frac{M_C - M_B}{l} = \frac{6.95 \times (3.4)}{2} + \frac{5.02 - 5.02}{3.4} = 11.81 \text{ KN.} \\ T_C = -\frac{ql}{2} + \frac{M_C - M_B}{l} = -\frac{6.95 \times (3.4)}{2} + \frac{5.02 - 5.02}{3.4} = -11.81 \text{ KN.} \end{cases}$$

✚ Travée (CD) (travée de rive) :

$$\begin{cases} T_C = \frac{ql}{2} + \frac{M_D - M_C}{l} = \frac{6.95 \times (3.4)}{2} + \frac{0 - 5.02}{3.4} = 10.34 \text{ KN.} \\ T_D = -\frac{ql}{2} + \frac{M_D - M_C}{l} = -\frac{6.95 \times (3.4)}{2} + \frac{0 - 5.02}{3.4} = -13.29 \text{ KN.} \end{cases}$$

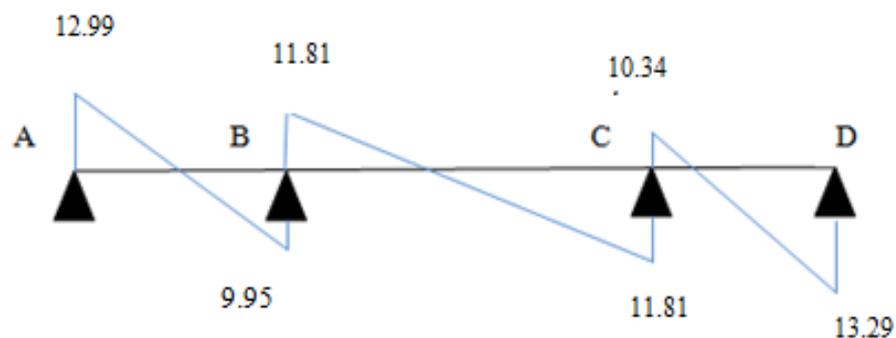


Figure III.15 : Diagramme des efforts tranchant de poutrelle de type 1 à l'ELU

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau III.3 : Les sollicitations dans la poutrelle de type 1 à l'ELU.

Travée	L(m)	qu(KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	T _g (KN)	T _d (KN)
AB	3.30	6.95	9.46	0	5.02	7.42	12.99	-9.95
BC	3.40	6.95	10.04	5.02	5.02	5.52	11.81	-11.81
CD	3.40	6.95	10.04	5.02	0	8.03	10.34	-13.29

○ **Calcul à l'ELS:**

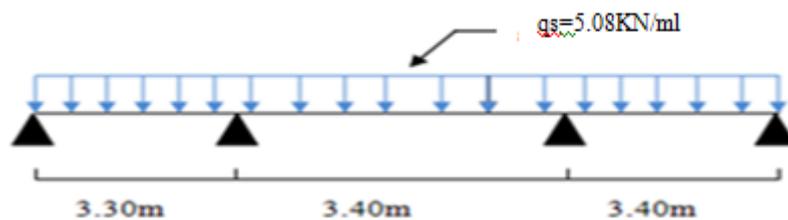


Figure III.16 : Schéma statique de Poutrelle à 03 travées.

Avec :

❖ **Moment isostatique :** $(M_0)_{ij} = \frac{q_s l_{ij}^2}{8}$ d'ou :

- $(M_0)_{AB} = \frac{5.08 \times 3.30^2}{8} = 6.91 \text{KN.m.}$

- $(M_0)_{BC} = \frac{5.08 \times 3.40^2}{8} = 7.34 \text{KN.m.}$

- $(M_0)_{CD} = \frac{5.08 \times 3.40^2}{8} = 7.34 \text{KN.m.}$

❖ **Moment aux appuis :**

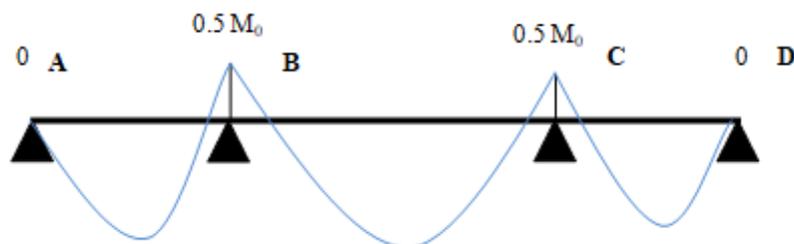


Figure III.17: Diagramme des moments fléchissant de poutrelle de type 1 à l'ELS.

D'où :

- $M_A = M_D = 0$
- $M_B = 0.5 \max\left(\frac{M_{0AB}}{M_{0BC}}\right) = 3.67 \text{KN.m}$
- $M_C = 0.5 \max\left(\frac{M_{0BC}}{M_{0CD}}\right) = 3.67 \text{KN.m}$

❖ **Moment aux travées : (M^t_{\max})**

$$\alpha = \frac{Q}{G + Q} = \frac{1}{6.82 + 1} = 0.128$$

$$\left\{ \begin{array}{l} (1+0.3\alpha) = 1.04 \\ \frac{1 + 0.3(0.128)}{2} = 0.52 \\ \frac{1.2 + 0.3(0.128)}{2} = 0.62 \end{array} \right.$$

✚ Travée (AB) (travée de rive) :

- $(M_t)_{AB} \geq \max\left\{ \begin{array}{l} 1.05M_{0AB} \\ (1 + 0.3\alpha)M_{0AB} \end{array} \right\} - \frac{M_A + M_B}{2} \Rightarrow (M_t)_{AB} \geq 5.41 \text{KN.m}$
- $(M_t)_{AB} \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_{0AB} \Rightarrow (M_t)_{AB} \geq 4.28 \text{KN.m}$

D'où : **$(M_t)_{AB} \geq 5.41 \text{KN.m}$**

✚ Travée (BC) (travée intermédiaire) :

- $(M_t)_{BC} \geq \max\left\{ \begin{array}{l} 1.05M_{0BC} \\ (1 + 0.3\alpha)M_{0BC} \end{array} \right\} - \frac{M_B + M_C}{2} \Rightarrow (M_t)_{BC} \geq 4.03 \text{KN.m}$
- $(M_t)_{BC} \geq \frac{1+0.3\alpha}{2} M_{0BC} \Rightarrow (M_t)_{BC} \geq 3.82 \text{KN.m}$

D'où : **$(M_t)_{BC} \geq 4.03 \text{KN.m}$**

✚ Travée (CD) (travée de rive) :

- $(M_t)_{CD} \geq \max\left\{ \begin{array}{l} 1.05M_{0CD} \\ (1 + 0.3\alpha)M_{0CD} \end{array} \right\} - \frac{M_C + M_D}{2} \Rightarrow (M_t)_{CD} \geq 5.86 \text{KN.m}$
- $(M_t)_{CD} \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_{0CD} \Rightarrow (M_t)_{CD} \geq 4.55 \text{KN.m}$

D'où : **$(M_t)_{CD} \geq 5.86 \text{KN.m}$**

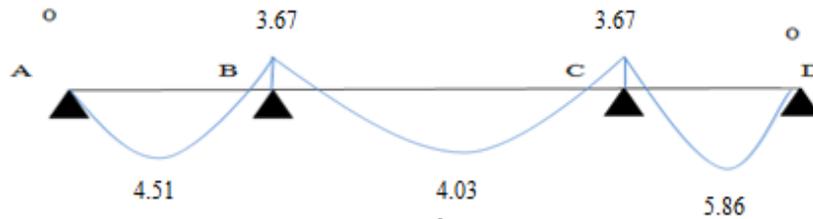


Figure III.18: Diagramme des moments fléchissant de poutrelle de type 1 à l'ELS.

❖ Effort tranchant :

✚ Travée (AB) (travée de rive) :

$$\begin{cases} T_A = \frac{ql}{2} + \frac{M_B - M_A}{l} = \frac{5.08 \times (3.3)}{2} + \frac{3.67 - 0}{3.3} = 9.49 \text{ KN.} \\ T_B = -\frac{ql}{2} + \frac{M_B - M_A}{l} = -\frac{5.08 \times (3.3)}{2} + \frac{3.67 - 0}{3.3} = -7.26 \text{ KN.} \end{cases}$$

✚ Travée (BC) (travée intermédiaire) :

$$\begin{cases} T_B = \frac{ql}{2} + \frac{M_C - M_B}{l} = \frac{5.08 \times (3.4)}{2} + \frac{3.67 - 3.67}{3.4} = 8.64 \text{ KN.} \\ T_C = -\frac{ql}{2} + \frac{M_C - M_B}{l} = -\frac{5.08 \times (3.4)}{2} + \frac{3.67 - 3.67}{3.4} = -8.64 \text{ KN.} \end{cases}$$

✚ Travée (CD) (travée de rive) :

$$\begin{cases} T_C = \frac{ql}{2} + \frac{M_D - M_C}{l} = \frac{5.08 \times (3.4)}{2} + \frac{0 - 3.67}{3.4} = 7.56 \text{ KN.} \\ T_D = -\frac{ql}{2} + \frac{M_D - M_C}{l} = -\frac{5.08 \times (3.4)}{2} + \frac{0 - 3.67}{3.4} = -9.71 \text{ KN.} \end{cases}$$

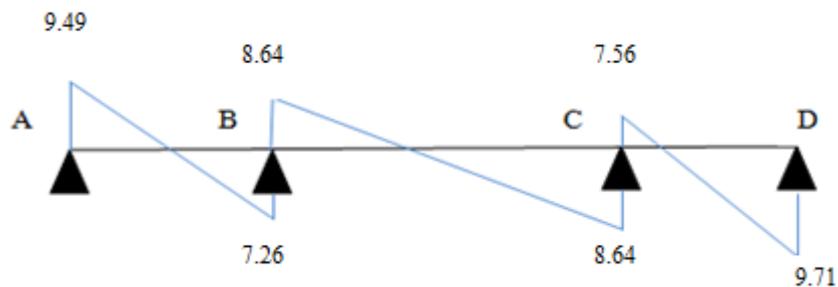


Figure III.19 : Diagramme des efforts tranchant de poutrelle de type 1 à l'ELS.

Travée	L(m)	qs(KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	I _g (KN)	T _d (KN)
AB	3.30	5.08	6.91	0	3.67	5.41	9.49	-7.27
BC	3.40	5.08	7.34	3.67	3.67	4.03	8.64	-8.64
CD	3.40	5.08	7.34	3.67	0	5.86	7.56	-9.71

Tableau III.4 : Les sollicitations dans poutrelle de type 1 à l'ELS

- Poutrelle de 07 travées :
- Calcul à l'ELU :

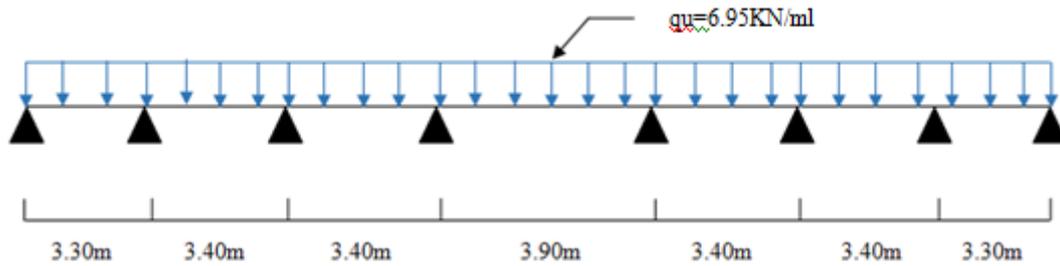


Figure III.20 : Schéma statique de Poutrelle à 7 travées.

❖ **Moment isostatique :** $(M_0)_{ij} = \frac{q_u l_{ij}^2}{8}$ d'où :

- $(M_0)_{AB} = (M_0)_{GH} = \frac{6.95 \times 3.30^2}{8} = 9.46 \text{KN.m}$
- $(M_0)_{BC} = (M_0)_{CD} = (M_0)_{EF} = (M_0)_{FG} = \frac{6.95 \times 3.40^2}{8} = 10.04 \text{KN.m}$
- $(M_0)_{DE} = \frac{6.95 \times 3.90^2}{8} = 13.21 \text{KN.m}$

❖ **Moment aux appuis :**

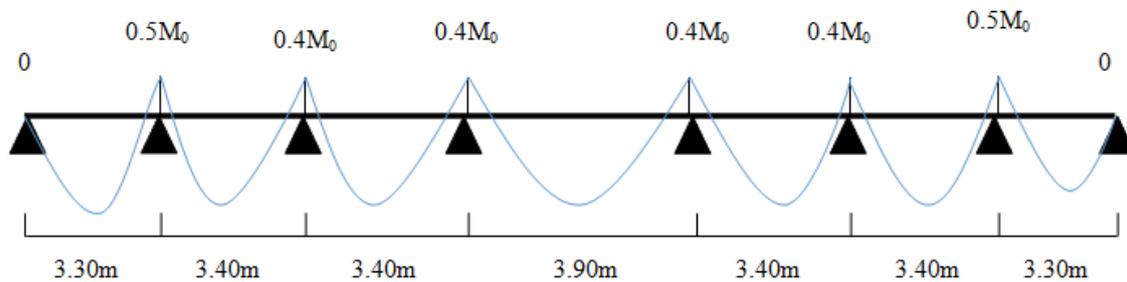


Figure III.21 : Schéma statique de Poutrelle à 7 travées.

D'où :

- $M_A = M_H = 0$
- $M_B = 0.5 \max \left(\frac{M_0 AB}{M_0 BC} \right) = 5.02 \text{KN.m}$
- $M_C = 0.4 \max \left(\frac{M_0 BC}{M_0 CD} \right) = 4.02 \text{KN.m}$
- $M_D = 0.4 \max \left(\frac{M_0 CD}{M_0 DE} \right) = 5.28 \text{KN.m}$
- $M_E = 0.4 \max \left(\frac{M_0 DE}{M_0 EF} \right) = 5.28 \text{KN.m}$
- $M_F = 0.4 \max \left(\frac{M_0 EF}{M_0 FG} \right) = 4.02 \text{KN.m}$
- $M_G = 0.5 \max \left(\frac{M_0 FG}{M_0 GH} \right) = 5.02 \text{KN.m}$

❖ **Moment aux travées : (M_{\max}^t)**

$$\alpha = \frac{Q}{G + Q} = \frac{1}{6.82 + 1} = 0.128$$

$$\left\{ \begin{array}{l} (1+0.3\alpha)=1.04 \\ \frac{1 + 0.3(0.128)}{2} = 0.52 \\ \frac{1.2 + 0.3(0.128)}{2} = 0.62 \end{array} \right.$$

✚ Travée (AB) (travée de rive) :

$$- (M_t)_{AB} \geq \max \left\{ \begin{array}{l} 1.05M_{0AB} \\ (1 + 0.3\alpha)M_{0AB} \end{array} \right\} - \frac{M_A + M_B}{2} \Rightarrow (M_t)_{AB} \geq 7.42 \text{KN.m}$$

$$- (M_t)_{AB} \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_{0AB} \Rightarrow (M_t)_{AB} \geq 4.92 \text{KN.m}$$

D'où : **(M_t)_{AB} ≥ 7.42KN.m**

✚ Travée (BC) (travée intermédiaire) :

$$- (M_t)_{BC} \geq \max \left\{ \begin{array}{l} 1.05M_{0BC} \\ (1 + 0.3\alpha)M_{0BC} \end{array} \right\} - \frac{M_B + M_C}{2} \Rightarrow (M_t)_{BC} \geq 6.02 \text{KN.m}$$

$$- (M_t)_{BC} \geq \frac{1+0.3\alpha}{2} M_{0BC} \Rightarrow (M_t)_{BC} \geq 5.22 \text{KN.m}$$

D'où : **(M_t)_{BC} ≥ 6.02KN.m**

✚ Travée (CD) (travée intermédiaire):

$$- (M_t)_{CD} \geq \max \left\{ \begin{array}{l} 1.05M_{0CD} \\ (1 + 0.3\alpha)M_{0CD} \end{array} \right\} - \frac{M_C + M_D}{2} \Rightarrow (M_t)_{CD} \geq 5.89 \text{KN.m}$$

$$- (M_t)_{CD} \geq \frac{1+0.3\alpha}{2} M_{0CD} \Rightarrow (M_t)_{CD} \geq 5.22 \text{KN.m}$$

D'où : **(M_t)_{CD} ≥ 5.89KN.m**

✚ Travée (DE)(travée intermédiaire):

$$- (M_t)_{DE} \geq \max \left\{ \begin{array}{l} 1.05M_{0DE} \\ (1 + 0.3\alpha)M_{0DE} \end{array} \right\} - \frac{M_D + M_E}{2} \Rightarrow (M_t)_{DE} \geq 8.59 \text{KN.m}$$

$$- (M_t)_{DE} \geq \frac{1+0.3\alpha}{2} M_{0DE} \Rightarrow (M_t)_{DE} \geq 6.87 \text{KN.m}$$

D'où : **(M_t)_{DE} ≥ 8.59KN.m**

✚ Travée (EF) (travée intermédiaire):

$$- (M_t)_{EF} \geq \max \left\{ \begin{matrix} 1.05M_{0EF} \\ (1 + 0.3\alpha)M_{0EF} \end{matrix} \right\} - \frac{M_E + M_F}{2} \Rightarrow (M_t)_{EF} \geq 5.89 \text{KN.m}$$

$$- (M_t)_{EF} \geq \frac{1+0.3\alpha}{2} M_{0EF} \Rightarrow (M_t)_{EF} \geq 5.22 \text{KN.m}$$

D'où : **(M_t)_{EF} ≥ 5.89KN.m**

✚ Travée (FG)(travée intermédiaire):

$$- (M_t)_{FG} \geq \max \left\{ \begin{matrix} 1.05M_{0FG} \\ (1 + 0.3\alpha)M_{0FG} \end{matrix} \right\} - \frac{M_F + M_G}{2} \Rightarrow (M_t)_{FG} \geq 5.02 \text{KN.m}$$

$$- (M_t)_{FG} \geq \frac{1+0.3\alpha}{2} M_{0FG} \Rightarrow (M_t)_{FG} \geq 5.22 \text{KN.m}$$

D'où : **(M_t)_{FG} ≥ 5.22KN.m**

✚ Travée (GH) (travée de rive) :

$$- (M_t)_{GH} \geq \max \left\{ \begin{matrix} 1.05M_{0GH} \\ (1 + 0.3\alpha)M_{0GH} \end{matrix} \right\} - \frac{M_G + M_H}{2} \Rightarrow (M_t)_{GH} \geq 7.42 \text{KN.m}$$

$$- (M_t)_{GH} \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_{0GH} \Rightarrow (M_t)_{GH} \geq 5.86 \text{KN.m}$$

D'où : **(M_t)_{GH} ≥ 7.42KN.m**

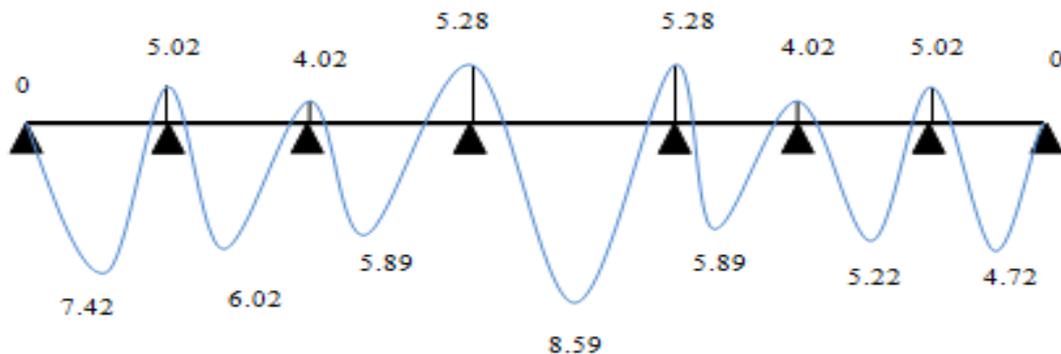


Figure III.22: Diagramme des moments fléchissant de poutrelle de type 2 à l'ELU.

❖ Effort tranchant :

✚ Travée (AB) (travée de rive) :

$$\left\{ \begin{matrix} T_A = \frac{ql}{2} + \frac{M_B - M_A}{l} = \frac{6.95 \times (3.3)}{2} + \frac{5.02 - 0}{3.3} = 12.99 \text{KN.} \\ T_B = -\frac{ql}{2} + \frac{M_B - M_A}{l} = -\frac{6.95 \times (3.3)}{2} + \frac{5.02 - 0}{3.3} = -9.95 \text{KN.} \end{matrix} \right.$$

✚ Travée (BC) (travée intermédiaire) :

$$\begin{cases} T_B = \frac{ql}{2} + \frac{M_C - M_B}{l} = \frac{6.95 \times (3.4)}{2} + \frac{4.02 - 5.02}{3.4} = 11.52 \text{KN.} \\ T_C = -\frac{ql}{2} + \frac{M_C - M_B}{l} = -\frac{6.95 \times (3.4)}{2} + \frac{4.02 - 5.02}{3.4} = -12.11 \text{KN.} \end{cases}$$

✚ Travée (CD) (travée intermédiaire) :

$$\begin{cases} T_C = \frac{ql}{2} + \frac{M_D - M_C}{l} = \frac{6.95 \times (3.4)}{2} + \frac{5.28 - 4.02}{3.4} = 12.18 \text{KN.} \\ T_D = -\frac{ql}{2} + \frac{M_D - M_C}{l} = -\frac{6.95 \times (3.4)}{2} + \frac{5.28 - 4.02}{3.4} = -11.44 \text{KN.} \end{cases}$$

✚ Travée (DE) (travée intermédiaire) :

$$\begin{cases} T_D = \frac{ql}{2} + \frac{M_E - M_D}{l} = \frac{6.95 \times (3.9)}{2} + \frac{5.28 - 5.28}{3.9} = 13.55 \text{KN.} \\ T_E = -\frac{ql}{2} + \frac{M_E - M_D}{l} = -\frac{6.95 \times (3.9)}{2} + \frac{5.28 - 5.28}{3.9} = -13.55 \text{KN.} \end{cases}$$

✚ Travée (EF) (travée intermédiaire) :

$$\begin{cases} T_E = \frac{ql}{2} + \frac{M_F - M_E}{l} = \frac{6.95 \times (3.3)}{2} + \frac{4.02 - 5.28}{3.4} = 11.15 \text{KN.} \\ T_F = -\frac{ql}{2} + \frac{M_F - M_E}{l} = -\frac{6.95 \times (3.3)}{2} + \frac{4.02 - 5.28}{3.3} = -11.85 \text{KN.} \end{cases}$$

✚ Travée (FG) (travée intermédiaire) :

$$\begin{cases} T_F = \frac{ql}{2} + \frac{M_G - M_F}{l} = \frac{6.95 \times (3.4)}{2} + \frac{5.02 - 4.02}{3.4} = 12.11 \text{KN.} \\ T_G = -\frac{ql}{2} + \frac{M_G - M_F}{l} = -\frac{6.95 \times (3.4)}{2} + \frac{5.02 - 4.02}{3.4} = -11.52 \text{KN.} \end{cases}$$

✚ Travée (GH) (travée de rive) :

$$\begin{cases} T_G = \frac{ql}{2} + \frac{M_H - M_G}{l} = \frac{6.95 \times (3.3)}{2} + \frac{0 - 5.02}{3.3} = 9.95 \text{KN.} \\ T_H = -\frac{ql}{2} + \frac{M_H - M_G}{l} = -\frac{6.95 \times (3.3)}{2} + \frac{0 - 5.02}{3.3} = -12.99 \text{KN.} \end{cases}$$

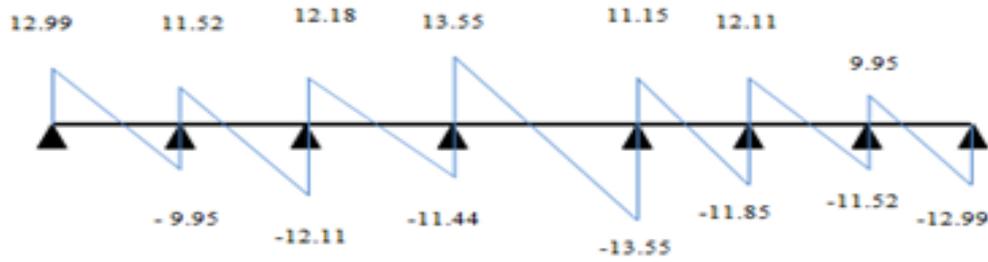


Figure III.23 : Diagramme des efforts tranchant de poutrelle de type 2 à l'ELS.

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau III.5: Les sollicitations dans la poutrelle de 07 travées à l'ELU

Travée	L(m)	qu(KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	T _g (KN)	T _d (KN)
AB	3.30	6.95	9.46	0	5.02	7.42	12.99	-9.95
BC	3.40	6.95	10.04	5.02	4.02	6.02	11.52	-12.11
CD	3.40	6.95	10.04	4.02	5.28	5.89	12.18	-11.44
DE	3.90	6.95	13.21	5.28	5.28	8.59	13.55	-13.55
EF	3.40	6.95	10.04	5.28	4.02	5.89	11.15	-11.85
FG	3.40	6.95	10.04	4.02	5.02	5.22	12.11	-11.52
GH	3.30	6.95	9.46	5.02	0	7.42	9.95	-12.99

○ **Calcul à l'ELS :**

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau III.6 : Les sollicitations dans la poutrelle de 07 travées à l'ELS.

Travée	L(m)	qs(KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	T _g (KN)	T _d (KN)
AB	3.30	5.08	6.91	0	3.67	5.41	9.49	-7.26
BC	3.40	5.08	7.34	3.67	2.94	4.39	8.42	-8.85
CD	3.40	5.08	7.34	2.94	3.86	4.30	8.90	-8.36
DE	3.90	5.08	9.66	3.86	3.86	6.28	9.91	-9.91
EF	3.40	5.08	7.34	3.86	2.94	4.30	8.11	-8.66
FG	3.40	5.08	7.34	2.94	3.87	4.39	8.85	-8.42
GH	3.30	5.08	6.91	3.87	0	5.41	7.27	-9.49

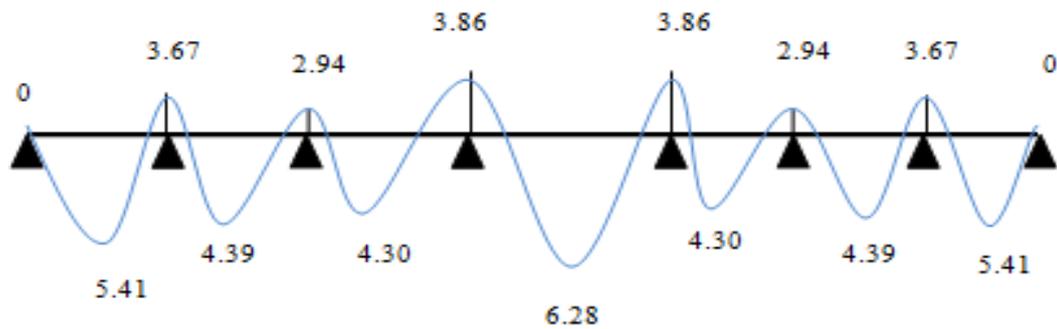


Figure III.24: Diagramme des moments fléchissant de poutrelle de type 2 à l'ELS.

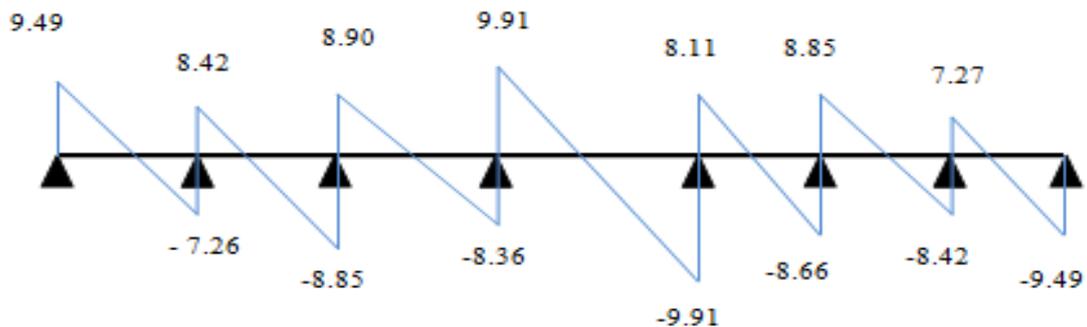


Figure III.25 : Diagramme des efforts tranchant de poutrelle de type 2 à l'ELS.

C) Calcul du ferrailage des poutrelles :

Le calcul se fera pour une section en T soumise à une flexion simple.

- Si $M_u \leq M_{tu} \left(d - \frac{h_0}{2} \right) \Rightarrow$ l'axe neutre passe par la table de compression \Rightarrow la section en « T » sera calculée comme une section rectangulaire.
- Si $M_u \geq M_{tu} \left(d - \frac{h_0}{2} \right) \Rightarrow$ l'axe neutre passe par la nervure \Rightarrow le calcul se fera pour une section en T.

Ferrailage longitudinal :

On considère pour le ferrailage le type de poutrelle le plus défavorable c'est-à-dire qui a le moment le plus grand en travée et sur appuis, et le calcul se fait à l'ELU en flexion simple.

➤ Les moments max dans les types :

$$ELU \begin{cases} M_{tu}^{max} = 8.59 \text{KN.m} \\ M_{au}^{max} = 5.28 \text{KN.m} \\ T_u^{max} = 13.55 \text{KN} \end{cases}$$

$$ELS \begin{cases} M_{ser}^{max} = 6.28 \text{KN.m} \\ M_{au}^{max} = 3.87 \text{KN.m} \end{cases}$$

❖ L'ELU :**✓ Ferrailage en travée :**

$$M_{t \max} = 8.33 \text{KN.m} ; b = 65 \text{cm} ; b_0 = 12 \text{cm} ; h = 20 \text{cm} ; d = 0.9h = 18 \text{cm} ; h_0 = 4 \text{cm}$$

$$f_c = 400 \text{MPa} ; f_{c28} = 25 \text{MPa} ; f_{t28} = 2.1 \text{MPa} ; \sigma_s = 348 \text{MPa}$$

Le calcul des sections en forme de « Té » s'effectue différemment selon que l'axe neutre est dans la table ou dans la nervure.

- Si $M_u < M_{tab}$: l'axe neutre est dans la table de compression.
- Si $M_u > M_{tab}$: l'axe neutre est dans la table ou dans la nervure.

$$M_{tu} = b h_0 f_{bu} \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$M_{tu} = 650 \times 40 \times 14.17 \left(180 - \frac{40}{2} \right) = 58.95 \text{KN.m}$$

$$M_{t \max} = 8.33 \text{KN.m} \leq M_{tu} = 58.95 \text{KN.m} \dots \text{Calcul d'une section rectangulaire } (65 \times 20) \text{ cm}^2.$$

$$\mu = \frac{M_{max}}{b \times d^2 \times F_{bu}} = \frac{8.59 \times 10^6}{650 \times 180^2 \times 14.17} = 0.029 < \mu_R = 0.359$$

$A_s' = 0 \Rightarrow$ Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_U}) = 0.037$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 180(1 - 0.4 \times 0.037) = 17.73 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_u^{max}}{z \cdot \sigma_s} = 1.39 \text{ cm}^2 \quad \text{on prend : } \mathbf{3T12} = 3.39 \text{ cm}^2$$

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau. III.7 : Récapitulation du calcul des sections d'armatures en travée

	M _{tu} (KN.m)	μ	μ < μ _R	A _s ' (cm ²)	α	Z (cm)	A _s ^{cal} (cm ²)	Choix	A _s ^{adp} (cm ²)
Travée	8.59	0.029	oui	0	0.037	17.73	1.39	3T12	3.39

➤ **Condition de non fragilité :**

$$A_s \geq A_{smin} = 0.23 \times b \times d \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.41 \text{ cm}^2.$$

$$A_s = \text{Max}(1.39 \text{ cm}^2, 1.41 \text{ cm}^2) = 1.41 \text{ cm}^2$$

Choix : **3T12** (A_s = 3.39 cm²)

✓ **Ferraillage des sections d'appuis :**

$$\text{On a : } M_{a \max} = 5.28 \text{ KN.m} \leq M_{tu} = 58.95 \text{ KN.m}$$

L'axe neutre est dans la table de compression, et la section étudiée est assimilée à une section rectangulaire (b_{0xh}) en flexion simple.

D'après l'organigramme donnant le ferraillage d'une section soumise à la flexion simple, on aura :

Tableau. III.8: Récapitulation du calcul des sections d'armatures en Appuis

	Mau (KN.m)	μ	$\mu < \mu_R$	$A_{s'}$ (cm ²)	α	Z (cm)	$A_{s^{cal}}$ (cm ²)	Choix	$A_{s^{adp}}$ (cm ²)
Appuis	5.28	0.018	oui	0	0.023	17.83	0.89	2T12	2.26

➤ **Condition de non fragilité :**

$$A_s \geq A_{smin} = 0.23 \times b_0 \times d \frac{f_{t28}}{f} = 0.26 \text{ cm}^2.$$

$$A_s = \text{Max} (0.89 \text{ cm}^2, 0.26 \text{ cm}^2) = 0.89 \text{ cm}^2$$

$$\text{Choix : } \mathbf{2T12} \quad (A_s = 2.26 \text{ cm}^2)$$

➤ **Vérification :**

Effort tranchant :

Pour l'effort tranchant la vérification du cisaillement se fera dans le cas le plus défavorable ; c'est-à-dire : $T_u^{max} = 13.55 \text{ KN}$.

On doit vérifier : $\tau_u < \overline{\tau_u}$

$$\overline{\tau_u} = \min \left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) = 3.33 \text{ MPa} \dots \dots \text{Fissuration peu nuisible}$$

$$\text{Tel que : } \tau_u = \frac{T_u^{max}}{b_0 d} = \frac{13.55 \times 10^3}{120 \times 180} = 0.63 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 3.33 \text{ MPa} \dots \dots \text{vérifiée.}$$

➤ **Au voisinage des appuis :**

• **Appuis de rive :**

- **Vérification de la compression de béton :**

$$\sigma_b = \frac{T_u}{0.9 b_0 d} \leq 0.4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec : $T_u = 12.99 \text{ KN}$ (Appuis de rive)

$$\sigma_b = \frac{12.99 \times 10^3}{0.9 \times 120 \times 180} = 0.67 \text{ MPa} \leq 0.4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 6.67 \text{ MPa} \dots \dots \text{vérifiée.}$$

- **Vérification des armatures longitudinales :**

$$A_s = 2.26 \text{ cm}^2 \geq \frac{T_u}{f_e \gamma_s} = 0.48 \text{ cm}^2 \dots \dots \text{vérifiée.}$$

- **Appuis intermédiaires :**

$$\sigma_b = \frac{12.18 \times 10^3}{0.9 \times 120 \times 180} = 0.63 \text{ MPa} \leq 0.4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 6.67 \text{ MPa} \dots \text{vérifiée.}$$

- **Vérification des armatures longitudinales :**

- $A_s = 2.26 \text{ cm}^2 \geq \frac{M_{ua} - T_u^{max}}{\sigma_s} = -0.04 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$

- **Vérification à l'ELS :**

La fissuration étant peut nuisible, donc pas de vérification à faire de l'ouverture des fissures, et elle se limite à celle concernant l'état de compression du béton.

Vérification des contraintes du béton :

Soit « y » la distance du centre de gravité de la section homogène (par lequel passe l'axe neutre) à la fibre la plus comprimé. La section étant soumise à un moment M_{ser} , la contrainte à une distance « y » de l'axe neutre : $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y$

D'après l'organigramme de la vérification d'une section rectangulaire à l'ELS, on doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$

- **Détermination de l'axe neutre :**

On suppose que l'axe neutre se trouve dans la table de compression :

$$\frac{b}{2} Y^2 + n(A_s + A_s') y - n(A_s d + A_s' c') = 0$$

Avec : $n = \frac{E_s}{E_b} = 15$; $b = 65 \text{ cm (travée)}$; $b_0 = 12 \text{ cm (appuis)}$; $c = c' = 2 \text{ cm}$

Y=la solution de l'équation du deuxième degré suivante, puis on calcule le moment d'inertie :

- Si $y < h_0 \Rightarrow$ l'hypothèse est vérifiée.
- Si $y > h_0 \Rightarrow$ la distance « y » et le moment d'inertie « I » se calculent par les formules qui suivent :
 - $\frac{b}{2} Y^2 - (b - b_0) \cdot \frac{(y - h_0)^2}{2} + n A_s' (y - c') - n A_s \cdot (d - y) = 0$
 - $I = \frac{b}{3} y^3 - (b - b_0) \frac{(y - h_0)^3}{3} + n A_s' \cdot (y - c')^2 + n A_s (d - y)^2$

Tableau. III.9 : Vérification à l'ELS

	M_{ser} (KN.m)	$A_s(cm^2)$	Y(cm)	I(cm^2)	$\sigma_{bc}(MPa)$	vérification
Travée	6.28	3.39	4.58	2688.64	1.07	vérifiée
Appuis	3.87	2.26	3.18	1204.32	1.02	vérifiée

➤ **Vérification de la flèche :**

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées :

Les conditions à vérifier sont :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \rightarrow 0.051 \leq 0.062 \dots \dots \text{non vérifiée.} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{Mt}{10M_0} \rightarrow 0.051 \leq 0.162 \dots \dots \text{non vérifiée.} \\ \frac{A_s}{b_0d} \leq \frac{4.2}{f_e} \rightarrow \frac{2.26}{12 \times 18} = 0.0104 \leq 0.0105 \dots \dots \text{vérifiée.} \end{array} \right.$$

Avec :

$h=20\text{cm}$ $b_0=12\text{ cm}$ $d=18\text{cm}$ $L=3.90\text{m}$ $f_e= 400\text{MPa}$ $A_s=3.39\text{cm}^2$ $M_{t,ser}=6.28\text{KN.m}$
 $M_0=3.86\text{KN.m}$

- Deux (02) conditions ne sont pas vérifiées, donc il est nécessaire de calculer la flèche.

Flèche Total : $\Delta f_T = f_v - f_i \leq \bar{f}$

$$\text{Avec : } \left\{ \begin{array}{l} f_i = \frac{M_{ser} \cdot L^2}{10E_i \cdot I_{fi}} \\ f_v = \frac{M_{ser} \cdot L^2}{10E_v \cdot I_{fv}} \\ \bar{f} = \frac{L}{500} \end{array} \right.$$

Tel que : $\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{3.90}{500} = 0.78\text{cm}$ ($L \leq 5\text{m}$)

- f_i : la flèche due aux charges instantanées.
- f_v : la flèche due aux charges de longue durée.

❖ Position de l'axe neutre :

$$y_1 = \frac{bh_0 \frac{h_0}{2} + (h-h_0)b_0 \left(\frac{h-h_0}{2} + h_0 \right) + 15A_s d}{bh_0 + (h-h_0)b_0 + 15A_s}$$

$$y_1 = \frac{65 \times 4 \frac{4}{2} + (20-4)12 \left(\frac{20-4}{2} + 4 \right) + 15(3.39) \cdot 18}{65 \times 4 + (20-4)12 + 15(3.39)} = 7.44$$

❖ Moment d'inertie de la section totale homogène « I₀ » :

$$I_0 = \frac{b}{3} y_1^3 + \frac{b_0}{3} (h - y_1)^3 - \frac{(b-b_0)}{3} (y_1 - h_0)^3 + 15A_s (d - y_1)^2$$

$$I_0 = \frac{65}{3} (7.44)^3 + \frac{12}{3} (20 - 7.44)^3 - \frac{(65-12)}{3} (7.44 - 4)^3 + 15(3.39)(18 - 7.44)^2$$

$$I_0 = 16129.65 \text{ cm}^4$$

❖ Calcul des moments d'inerties fictifs :

$$\begin{cases} I_{fi} = \frac{1.1I_0}{1 + \mu\lambda_i} = 8963.63 \text{ (cm}^4\text{)} \\ I_{fv} = \frac{I_0}{1 + \mu\lambda_v} = 8148.76 \text{ (cm}^4\text{)} \end{cases}$$

Avec : $\delta = \frac{A_s}{b \cdot d} = 0.01$

$$\begin{cases} \lambda_i = \frac{0.05 f_{t28}}{\delta \left(2 + \frac{3b_0}{b} \right)} = 4.12 \\ \lambda_v = \frac{0.02 f_{t28}}{\delta \left(2 + \frac{3b_0}{b} \right)} = 1.66 \end{cases} \quad \begin{cases} \mu = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4\delta\sigma_s + f_{t28}} = 0.59 \\ \sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s \cdot d} = 102.92 \text{ MPa} \end{cases}$$

$E_i = 32164.19 \text{ MPa}$; $E_v = 10818.86 \text{ MPa}$

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

Tableau III.10: Calcul de la flèche

M _{ser} (KNm)	A _s (cm ²)	δ	σ _s (MPa)	λ _i	λ _v	μ	I ₀ (cm ⁴)	I _{fi} (cm ⁴)	I _{fv} (cm ⁴)
6.28	3.39	0.01	102.92	4.12	1.66	0.59	16129.65	8963.63	8148.76

$$\text{Avec : } \begin{cases} f_i = \frac{M_{ser} \cdot L^2}{10E_i \cdot I_{fi}} = 0.33 \text{ cm} \\ f_v = \frac{M_{ser} \cdot L^2}{10E_v \cdot I_{fv}} = 1.08 \text{ cm} \\ \bar{f} = \frac{L}{500} = 0.78 \text{ cm} \end{cases} \quad L=3.90 \text{ m}$$

Donc : $\begin{cases} f_i = 0.33cm. \\ f_v = 1.08cm. \end{cases} \rightarrow \Delta f_T = f_v - f_i = 0.75cm \Rightarrow \Delta f_T = 0.75cm < \bar{f} = 0.78cm \dots \dots \text{vérifié.}$

❖ **Calcul des armatures transversales et l'espacement :**

- L'acier choisi pour les armatures transversales est de type rond lisse de nuance FeE24 (fe=235MPa) .

• « **BAEL 91 modifié 99** »

$$\begin{cases} \frac{A_t}{b_0 s_t} \geq \frac{\tau_u - 0.3 f_{tj} K}{0.8 f_e} & (K = 1 \text{ pas de reprise de bétonage}) \\ s_t \leq \text{Min}(0.9d ; 40cm) \\ \frac{A_t f_e}{b_0 s_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2} ; 0.4MPa\right) \end{cases}$$

• « **RPA 99 version 2003** »

$$\begin{cases} \frac{A_t}{s_t} \geq 0.003b_0 \\ s_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4} ; 12\phi_l\right) \dots \dots \dots \text{Zone nodale} \\ s_t \leq \left(\frac{h}{2}\right) \dots \dots \dots \text{zone courante} \dots \end{cases}$$

Avec : $\phi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35} ; \phi_l ; \frac{b}{10}\right)$

ϕ_l : Diamètre minimum des armatures longitudinales.

$$\phi_t \leq \text{Min}(0.57cm ; 1cm ; 6.5cm) = 0.57cm$$

On adopte : $\phi_t = 6mm$

Donc :

• « **BAEL 91 modifié 99** »

$$\begin{cases} \frac{A_t}{s_t} \geq 0.06cm & (K = 1 \text{ pas de reprise de bétonage}) \\ s_t \leq \text{Min}(16.2cm ; 40cm) = 16.2cm \\ \frac{A_t}{s_t} \geq 0.018cm \end{cases}$$

- « RPA 99 version 2003 »

$$\begin{cases} \frac{A_t}{s_t} \geq 0.036 \text{ cm} \\ s_t \leq \text{Min} \left(\frac{20}{4} = 5 ; 12 \right) = 5 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Zone nodale} \\ s_t \leq \left(\frac{h}{2} \right) = 10 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{zone courante} \dots \end{cases}$$

❖ **Choix des armatures :**

$$A_t = \frac{2\pi\phi_t^2}{4} = 0.56 \text{ cm}^2$$

On adopte : $A_t = 2\phi 6 = 0.57 \text{ cm}^2 \geq 0.036$

❖ **Choix des espacements :**

$$\frac{A_t}{s_t} = \frac{0.57}{8} = 0.071 \geq 0.036$$

Donc : $s_t = 8 \text{ cm}$

Ferrailage de la dalle de compression :

Le ferrailage de la dalle de compression doit de faire par un quadrillage dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

- ✓ 20cm : dans le sens parallèle aux poutrelles.
- ✓ 30cm : dans le sens perpendiculaire aux poutrelles.

$$\text{Si} \begin{cases} 50 \leq L \leq 80 \text{ cm} \rightarrow A_1 = \frac{4L}{f_e} \\ L \leq 50 \text{ cm} \rightarrow A_2 = \frac{200}{f_e} \end{cases}$$

Avec :

- **L** : Distance entre axes des poutrelles.
- **A₁** : Armatures perpendiculaires aux poutrelles.
- **A₂** : Armatures parallèles aux poutrelles.

Tel que :

$L = 65 \text{ cm}$; $f_e = 235$ (acier rond lisse)

Donc on obtient : $A_1 = 1.11 \text{ cm}^2 / \text{ml}$.

On prend : **4T6** = 1.51 cm^2

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

Armature de répartition :

$$A_2 = 0.75\text{cm}^2/\text{ml.}$$

On prend : $3T6=0.85\text{cm}^2$

$$S_t = \frac{100}{3} \approx 30\text{cm}$$

Pour le ferrailage de la dalle de compression, on adopte un treillis soudés dont la dimension des mailles est égale à 20cm suivant les deux sens.

Schéma de ferrailage :

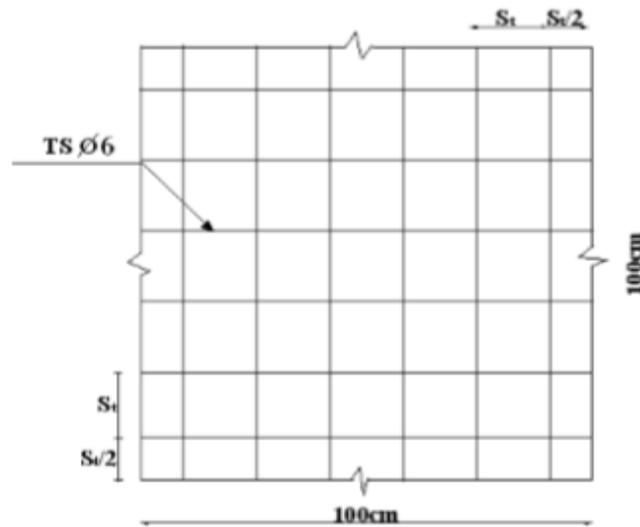


Figure III.26 : Disposition constructive des armatures de la table de compression.

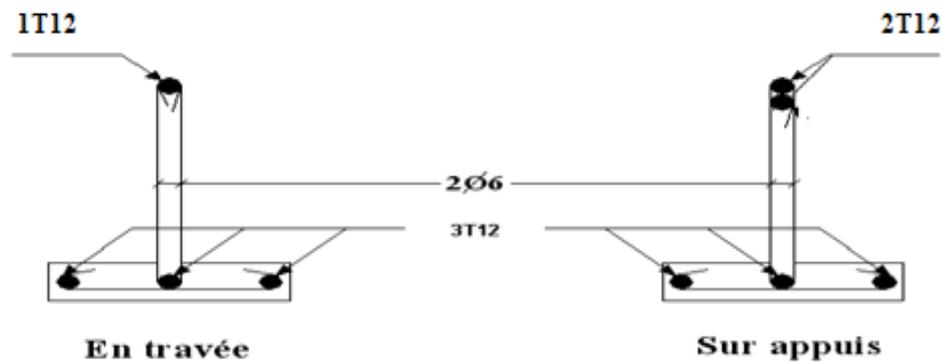


Figure III.27: Ferrailage des poutrelles en travée et appuis

III-2.2 Plancher Dalle pleine :

III-2.2.1 Introduction :

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

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

- **Méthode de calcul :**

Le calcul se fait en flexion simple pour une bande de 1m, les moments seront calculés conformément aux règlements "BAEL 91 modifié 99" pour la détermination des moments isostatiques.

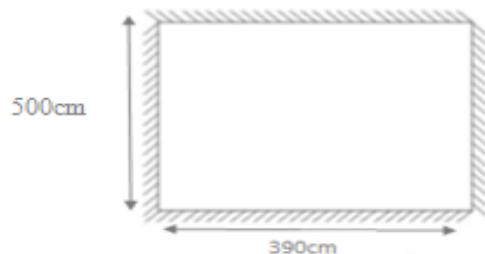


Figure III.28: Dimensions de la dalle rectangulaire

III.2.2.2 Evaluation des charges et surcharges :

RDC:

$$G=6.11kN/m^2 \quad ; \quad Q=5kN/m^2$$

ELU :

$$qu=1,35G+1,5Q=15.75kN/m^2.$$

ELS :

$$qser=G+Q=11.11kN/m^2.$$

➤ **Calcul des moments :**

- Dans le sens de la petite portée : $M_x=\mu_x q_u L_x^2$.
- Dans le sens de la grande portée : $M_y=\mu_y M_x$.

- Les coefficients μ_x et μ_y sont en fonction de $\rho = \frac{L_x}{L_y}$ et de ν .
- ν Coefficient de poisson : $\begin{cases} 0 & \text{à l'ELU} \\ 0.2 & \text{à l'ELS} \end{cases}$
- μ_x et μ_y sont donnés par l'abaque de calcul des dalles rectangulaires «BAEL91 modifié 99 »
- $\rho = \frac{3.9}{5} = 0.78 > 0.4 \begin{cases} \mu_x = 0.0584 \\ \mu_y = 0.5608 \end{cases}$ (La dalle travaille dans les deux sens.)
- $M_x = \mu_x q_u L_x^2 = 13.99 \text{KNm}$
- $M_y = \mu_y M_x = 7.84 \text{KNm}$

➤ **Moments en travées :**

- $M_{tx} = 0.75 M_x = 10.49 \text{KNm}$
- $M_{ty} = 0.75 M_y = 5.88 \text{KNm}$
-

➤ **Moments sur appuis (intermédiaire) :**

- $M_{ax} = M_{ay} = -0.5 M_x = -6.99 \text{kNm}$

III.2.2.3. Ferrailage de la dalle :

$b=100\text{cm}$; $h=15\text{cm}$; $d=0.9h=13.5\text{cm}$; $f_e=400\text{MPa}$; $f_{c28}=25\text{MPa}$; $f_{t28}=2,1\text{MPa}$;

$\sigma_s=348\text{MPa}$

✚ Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau III.11: Ferrailage de la dalle rectangulaire

	Sens	M_u (KNm)	μ	A_s' (cm^2)	α	Z (cm)	A_s^{cal} (cm^2)	Choix	A_s^{adp} (cm^2)	Esp (cm)
Travée	x-x	10.49	0,0406	0	0,0518	13,78	2.19	5T8	2.51	20
	y-y	5.88	0,0228	0	0,0288	13,34	1.26	5T8	2.51	20
Appuis	x-x	6.99	0,0271	0	0,0343	13,31	1,51	4T8	2.01	25
	y-y									

Espacement :

Travée : $\begin{cases} \text{sens X - X : esp} = \frac{100}{5} = 20\text{cm} < \text{Min}(3h, 33\text{cm}) = 33\text{cm} \dots \dots \text{vérifiée.} \\ \text{sens y - y : esp} = \frac{100}{5} = 20\text{cm} < \text{Min}(4h, 45\text{cm}) = 45\text{cm} \dots \dots \text{vérifiée.} \end{cases}$

$$\text{Appuis : } \begin{cases} \text{sens X - X: } \text{esp} = \frac{100}{4} = 25\text{cm} < \text{Min}(3h, 33\text{cm}) = 33\text{cm} \dots \dots \text{vérifiée.} \\ \text{sens y - y: } \text{esp} = \frac{100}{4} = 25\text{cm} < \text{Min}(4h, 45\text{cm}) = 45\text{cm} \dots \dots \text{vérifiée.} \end{cases}$$

➤ **Condition de non fragilité «BAEL 91 modifié 99»:**

$$\begin{cases} A_x \geq \rho_0 \frac{(3 - \rho)}{2} . bh = 1.33\text{cm}^2 \\ A_y \geq \rho_0 bh = 1.20\text{cm}^2 \end{cases}$$

$$\begin{cases} \rho_0 = 0.8\text{‰ pour les barres a haut adhérence.} \\ \rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.78 \end{cases}$$

$$\text{Travée : } \begin{cases} \text{sens X - X : } A_x = 2.51\text{cm}^2 > 1.44\text{cm}^2 \dots \dots \text{vérifiée} \\ \text{sens y - y : } A_y = 2.51\text{cm}^2 > 1.2 \text{ cm}^2 \dots \dots \text{vérifiée} \end{cases}$$

$$\text{Appuis : } \begin{cases} \text{sens X - X : } A_x = 2.01\text{cm}^2 > 1.44\text{cm}^2 \dots \dots \text{vérifiée} \\ \text{sens y - y : } A_y = 2.01\text{cm}^2 > 1.44 \text{ cm}^2 \dots \dots \text{vérifiée} \end{cases}$$

➤ **Calcul des armatures transversales :**

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires si la condition ci-dessous est vérifiée :

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{bd} < \bar{\tau}_u = 0.05f_{c28} = 1.25\text{MPa.}$$

$$T_x = \frac{q_u L_x L_y}{2L_x + L_y} = \frac{15.75 \times 3.9 \times 5}{2 \times 3.9 + 5} = 23.99\text{KN.}$$

$$T_y = \frac{q_u L_x}{3} = \frac{15.75 \times 3.9}{3} = 20.47\text{KN.}$$

$$T_u^{max} = \text{Max}(T_x ; T_y) = 23.99\text{KN.}$$

$$\tau_u = \frac{23.99 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0.178\text{KN} < 1.25\text{MPa} \dots \dots \text{vérifiée.}$$

III.2.2.4. Vérification à l'ELS :

➤ **Evaluation des sollicitations à l'ELS :**

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0650 \\ \mu_y = 0.6841 \end{cases}$$

$$M_x = 0.065 \times 11.11 \times 3.9^2 = 10.98 \text{ KNm}$$

$$M_y = 0.6841 \times 10.98 = 7.12 \text{ KNm}$$

$$\text{Moments en travées : } \begin{cases} M_{tx} = 0.75M_x = 8.23 \text{ KNm} \\ M_{ty} = 0.75M_y = 5.34 \text{ KNm} \end{cases}$$

$$\text{Moments sur appuis: } \text{Max} = \text{May} = -0.5M_x = -0.5 \times 10.98 = -5.49 \text{ kNm.}$$

➤ **2-4-1 Vérification des contraintes :**

1. D'après le "BAEL91 modifié 99" on doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6f_c = 15 \text{ MPa.}$$

➤ **Application numérique :**

◇ **Sur l'axe x-x:**

$$\begin{cases} n = 15 \\ b = 100 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\frac{100}{2} Y^2 + 15(2.51 + 0) y - 15(2.51 \times 13.5 + 0 \times 2.5) = 0$$

$$Y^2 + 0.75y - 10.16 = 0$$

$$\Delta^2 = b^2 - 4ac = 41.20 \Delta = 6.41$$

$$\begin{cases} y_1 = -3.58 \\ y_2 = 2.83 \end{cases} \Rightarrow y = 2.83$$

◇ **Sur l'axe y-y :**

$$\frac{b}{2} Y^2 + n (A_s + A_s') y - n (A_s d + A_s' c')$$

$$\frac{100}{2} Y^2 + 15(2.01 + 0) y - 15(2.01 \times 13.5 + 0 \times 2.5) = 0$$

$$Y^2 + 0.604y - 8.14 = 0$$

$$\Delta^2 = b^2 - 4ac = 32.92 \Delta = 5.73$$

$$\begin{cases} y_1 = -3.16 \\ y_2 = 2.39 \end{cases} \Rightarrow y = 2.39$$

➤ **Calcul du moment d'inertie :**

◇ **Sur l'axe x-x:**

$$I = \frac{b}{3} y^3 + 15(A_s(d - y)^2 + A_s'(d - y))$$

$$I=33.33 (2.83)^3+4286.41$$

$$I=5041.84\text{cm}^4$$

◇ **Sur l'axe v-y:**

$$I=33.33y^3+3721.47$$

$$I=4176.48\text{cm}^4$$

Le tableau suivant récapitule les résultats trouvés :

Tableau III.12 : Evaluation des sollicitations à l'ELS

$M_{ser}(\text{KNm})$	μ	α	Z(cm)
8.23	0.032	0.041	13.27
5.34	0.020	0.025	13.35
5.49	0.021	0.026	13.36

Tableau III.13 : Vérification de la contrainte de la dalle rectangulaire

	Sens	Mser (KNm)	As (cm ²)	Y	I(cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Vérification
Travée	x-x	8.23	2.51	2.83	5041.84	4.62	15	OK
	y-y	5.34	2.51	2.83	5041.84	3.00	15	OK
Appuis	x-x	5.49	2.01	2.39	4176.48	3.14	15	OK
	y-y							

➤ **2-4-2 Calcul de contraint**

❖ **Acier :** nous devons vérifier que :

$$\sigma_s < \overline{\sigma}_s$$

$$\sigma_s = n \left(\frac{M_{ser}}{I} \right) \cdot (d - y)$$

$$\sigma_{s1} = 15 \left(\frac{8.23 \times 10^6}{5041.84 \times 10^4} \right) \cdot (135 - 28.3) = 261.26 \text{MPa.}$$

$$\sigma_{s2} = 169.51 \text{MPa.}$$

$$\sigma_{s3} = 219.06 \text{MPa}$$

Tableau III.14: Vérification de la contrainte de la dalle

		σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Observation
Travée	x-x	261.26	201.63	Non
	y-y	169.51	201.63	Oui
Appuis	x-x	219.06	201.63	Non
	y-y			

➤ **2-4-3 Correction de la contrainte d'acier :**

On suppose :

$$\sigma_s = \bar{\sigma}_s = 15 \left(\frac{M_{ser}}{I} \right) \cdot (d - y)$$

$$I = 15 \left(\frac{M_{ser}}{\bar{\sigma}_s} \right)$$

$$I = 15 \left(\frac{8.23 \times 10^6}{201.63} \right) \cdot (135 - 28.3)$$

$$I = 65328150.57 \times 10^{-4} \text{mm}^4.$$

$$A_s = \left[I - \frac{bxy^3}{3} - 15xAs'(y - d) \right] \times \frac{1}{15(d-y)^2}$$

Tableau III.15 : Vérification à ELS

		M_{ser} (KNm)	A_s (cm ²)	Y(cm)	I(cm ⁴)	A_s^{cor} (cm ²)	Choix	A_s^{add} (cm ²)
Travée	x-x	8.23	2.51	2.83	6532.81	3.38	6T10	4.71
	y-y	5.34	2.51	2.83	4238.79	2.04	6T8	3.02
Appuis	x-x	5.49	2.01	2.39	4537.56	2.39	6T8	3.02
	y-y							

➤ **Vérification de la flèche :**

Il n'est pas nécessaire de faire la vérification de la flèche, si les trois conditions citées ci-dessous sont vérifiées simultanément :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L_x} \geq \frac{M_t}{20.M_x} = 0.038 \geq 0.037 \dots \dots \text{vérifiée.} \\ \frac{h}{L_x} \geq \frac{1}{27} \text{ à } \frac{1}{35} = 0.038 \geq 0.028 \text{ à } 0.037 \dots \dots \text{vérifiée.} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{2}{f_e} = \frac{4.71}{100.13,5} = 3.49 \times 10^{-3} \leq 5 \times 10^{-3} \dots \dots \text{vérifiée.} \end{array} \right.$$

- Les trois conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

III.2.2.5. Ferrailage de la dalle pleine :

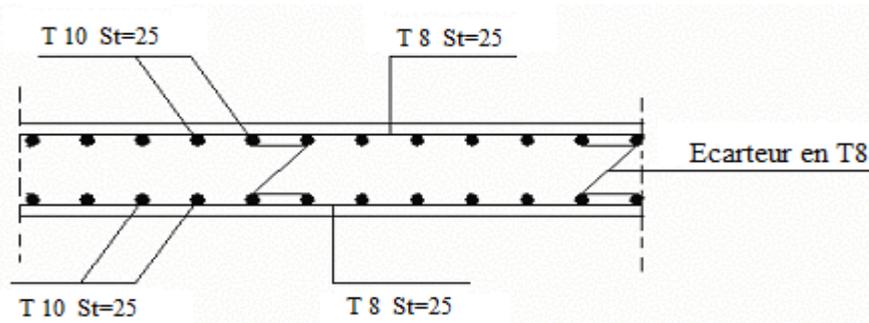


Figure III.29: Ferrailage de la dalle pleine rectangulaire

III.3.Balcon :

III.3.1.Introduction :

Le balcon est une dalle pleine en B.A, encastrée dans la poutre de rive. Dans le calcul on prend une bande de 1 mètre.

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

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

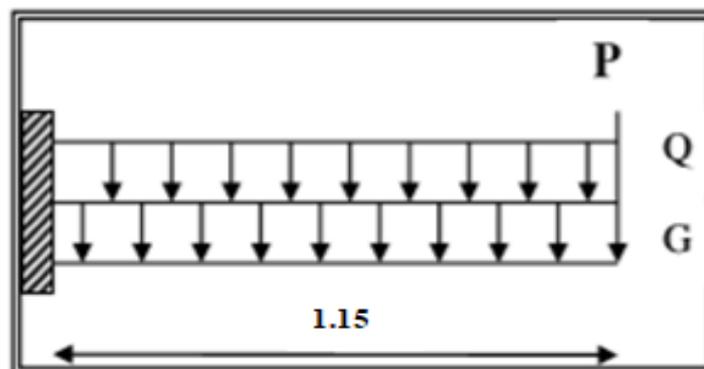


Figure III.30: Schéma statique de balcon

Balcon étage courant : l'épaisseur : $e=15$ cm, $L=1,15$ m

III.3.2. Evaluation des charges :

- ✓ Charge permanente : $G_b=5.35$ KN/m²
- ✓ Charge d'exploitation : $Q=3.5$ KN/m²
- ✓ Charge centrée (garde-corps): $P=2.16$ KN

III.3.3. Résultats :

- La fissuration est jugée préjudiciable.
- Le ferrailage se fera à l'ELU et à l'ELS en flexion simple.

Tableau III.16: Sollicitation sur appuis du balcon (ELU/ELS)

M _{xx} (KNm)			
	Section	Formule	Valeur(KNm)
ELU	Appui	$(1.35G+1.5Q) \frac{L^2}{2} + 1.35P.L$	11.60
ELS	Appui	$(G+Q) \frac{L^2}{2} + P.L$	10.15
T _{max} (KN)			
	Section	Formule	Valeur(KN)
ELU	Appui	$(1.35G+1.5Q) L + 1.35P$	17.26
ELS	Appui	$(G+Q)L + P$	12.34

III.3.4. Calcul du ferrailage :

Le calcul de ferrailage se fait en flexion simple pour une bande de 1m.

$h=0.15$ m ; $b=1$ m ; $d=0.9h=135$ mm ; $f_{c28}=25$ MPa ; $f_e=400$ MPa ; $f_{bu}=14.17$

$$\mu_{bu} = \frac{M}{bd^2 f_{bu}} = 0.045$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.057$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 13.19 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M}{Z\sigma_s} = 2.53 \text{ cm}^2$$

$$\mu_{bu} < \mu = 0.392 \quad \Rightarrow \quad A_s' = 0$$

ELS :

$$\overline{\sigma}_b = 15 \text{MPa}$$

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

$$\mu_{ser} = \frac{M_{ser}}{bd^2 \overline{\sigma}_{bc}} = 0.037$$

$$\alpha_r = \frac{15 \overline{\sigma}_{bc}}{\overline{\sigma}_s + 15 \overline{\sigma}_{bc}} = 0.527$$

$$Z = d \left(1 - \frac{\alpha_r}{3}\right) = 11 \text{cm}$$

$$\mu_{rb} = \frac{\alpha_r}{2} \left(1 - \frac{\alpha_r}{3}\right) = 0.217$$

$$\mu_{ser} < \mu_{rd} \Rightarrow A_s' = 0$$

$$A_{ser} = \frac{M_{ser}}{Z \sigma_s} = 4.57 \text{cm}^2$$

➤ Vérification nécessaire :

$$A_{CNF} = \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_c 28}{f_e} = 1.63 \text{cm}^2$$

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b \cdot d} = \frac{17.26 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0.127 \text{MPa}$$

$$\overline{\tau}_u = \frac{0.07 \times 25}{1.5} = 1.16 \text{MPa}$$

$\tau_u < \overline{\tau}_u \Rightarrow$ Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

III.3.5. Conclusion :

$$A_x = \text{Max} (A^{\text{ELU}}, A^{\text{ELS}}, A^{\text{CNF}}) = A^{\text{ELS}} = 4.57 \text{cm}^2 \Rightarrow 6T10 = 4.71 \text{cm}^2$$

$$\text{Avec : } e = \frac{100}{6} = 16.66 \approx 17 \text{cm}$$

$$A_y = \frac{A_x}{6} = \frac{4.71}{6} = 0.78 \text{cm} \Rightarrow 6T5 = 1.18 \text{cm}^2 \text{ Avec } e \approx 17 \text{cm.}$$

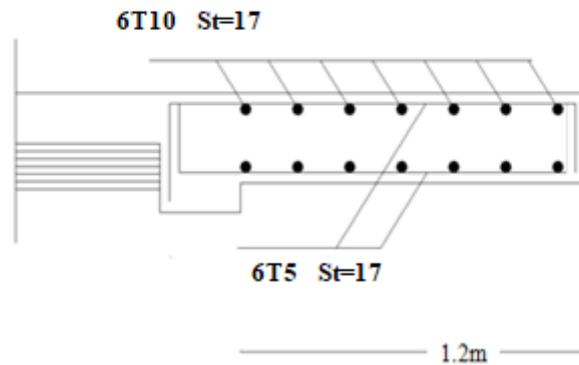
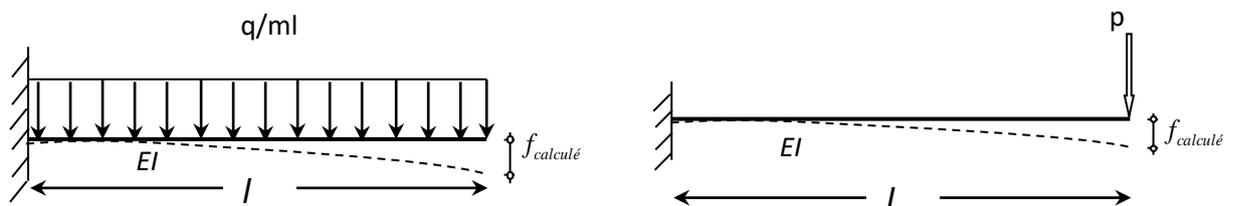


Figure III.31: Schéma de ferrailage des balcons.

➤ Calcul de la flèche :



$$f_{\text{calculé}} = \frac{3ql^4}{8EI}$$

$$f_{\text{calculé}} = \frac{Pl^3}{3EI}$$

➤ Pour une bande de 1,00 m la section du béton est : (1,00 x 0,15) m².

$$S = 0.15 \text{ m}^2.$$

$$E = E_{\text{déff}} = 10818,865 \text{ MPa}$$

$$I = \frac{bh^3}{12} = \frac{1 \times 0.15^3}{12} = 2.81 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$- \text{Gbalcon} = 0.00535 \text{ MN/ml} \Rightarrow f_l = \frac{3 \times 0.00535 \times 1.15^4}{8 \times 10818.865 \times 2.81 \times 10^{-4}} = 1.15 \times 10^{-3} \text{ m}$$

$$- \text{Qbalcon} = 0.0035 \text{ MN/ml} \Rightarrow f_l = \frac{3 \times 0.0035 \times 1.15^4}{8 \times 10818.865 \times 2.81 \times 10^{-4}} = 7.57 \times 10^{-4} \text{ m}$$

$$- \text{Pgarde Corps.} = 0.00216 \text{ MN.} \Rightarrow f_l = \frac{0.00216 \times 1.15^3}{3 \times 10818.865 \times 2.81 \times 10^{-4}} = 3.6 \times 10^{-4} \text{ m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} f_{\text{totale}} = f_1 + f_2 + f_3 = 2.26 \times 10^{-3} \text{m} \\ \bar{f} = \frac{1.15}{250} = 4.6 \times 10^{-3} \text{m} \end{array} \right\} f_{\text{total}} < \bar{f} \dots \dots \text{vérifiée}$$

III.4. Les Escaliers :

III.4.1. Introduction :

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

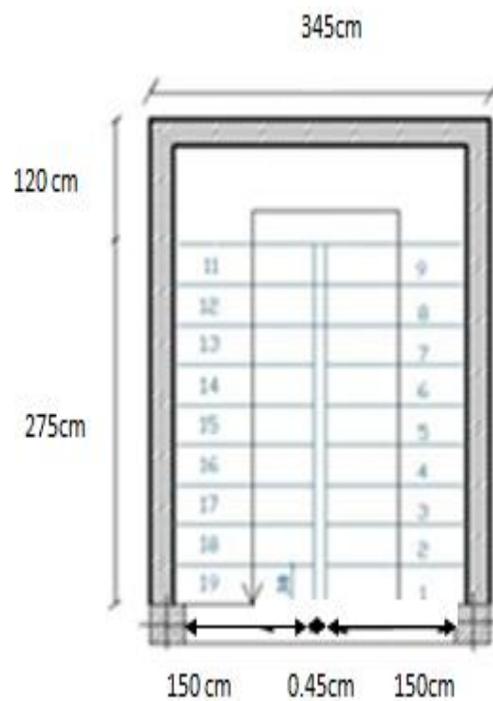


Figure III.32 : Vue en plan des escaliers

➤ *Calcul de volé d'étage :*

h= hauteur de contre marche

H= hauteur d'un demi étage.

g= longueur de la marche.

n= nbr contre marche.

n-1= n nbr des marches.

L=longueur total de la volée.

$$H = \frac{374}{2} = 187 \text{cm}$$

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

$$\text{Donc : } n = \frac{H}{h} = \frac{187}{17} = 11$$

$$n-1 = 10$$

$$L = g(n-1) = g = \frac{L}{n-1}$$

$$L = 275 \text{ cm}$$

$$g = \frac{275}{10} = 28 \text{ cm}$$

➤ **Vérification de l'équation de « BLONDEL » :**

$$59 < 2h + g < 66 \text{ cm}$$

$$\text{Tog } \alpha = \frac{h}{g} = \frac{17}{28} = 0.57$$

$$\alpha = \text{arc tg} = 31.28^\circ$$

➤ **Epaisseur de la pailasse et de palier :**

- Varier entre 12 et 20 cm.

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

Avec :

$$l = \sqrt{L^2 + H^2} + 1.48 + 1.2$$

$$l = \sqrt{(2.80)^2 + (1.87)^2} + 1.48 + 1.20 = 6.04 \text{ m}$$

$$L = 28 \times 10 = 280$$

$$\frac{604}{30} < e < \frac{604}{20}$$

$$20.13 < e < 30.2 \text{ On prend } e = 20 \text{ cm}$$

$$e_{\text{palier}} = e_{\text{pailasse}}$$

III.4.2. Evaluation des charges :

- On a considéré le RDC pour calculer les sollicitations ainsi le ferrailage des escaliers car il est le niveau le plus défavorable (le plus chargé).
- Pour les autres niveaux le calcul sera identique à celui du RDC.

Tableau III.17 : Charge permanente G du palier

Composants	Epaisseur (m)	Poids surfacique (KN/m ²)
Dalle de sol	--	0.32
Mortier de pose	--	0.4
Lit de sable	--	0.54
Dalle pleine	0.2	5.56
Enduit	0.02	0.36
Charge permanente		7.18KN/m ²

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

Tableau III.18: Charge permanente G du paillasse

Composants	Epaisseur (m)	Poids surfacique (KN/m ²)
Carrelage	0.13	0.32
Mortier de pose	0.02	0.4
Lit de sable	--	0.54
Poids propre de marche	--	2.18
garde corps	--	1
Enduit en ciment	0.02	0.36
Poids propre de la paillasse	0.2	5.91
Charge permanente		10.17KN/m ²

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

➤ **Combinaison des charges :**

E.L.U :

$$qu1=1,35(7.18)+1,5(2.5)=13.44\text{KN/ml}$$

$$qu2=1,35(10.17)+1,5(2.5)=17.47\text{KN/ml}$$

E.L.S :

$$q_{ser1} = G1 + Q1 = 7.18 + 2.5 = 9.68 \text{ KN/ml}$$

$$q_{ser2} = G2 + Q2 = 10.17 + 2.5 = 12.67 \text{ KN/ml}$$

➤ **Moment fléchissant :**

$$Q_{eq} = \frac{(13.44 \times 2.75) + (17.47 \times (1.2 + 1.48))}{2.75 + 1.2 + 1.48} = 15.42 \text{ KN/ml.}$$

$$M_0 = \frac{q l^2}{8} = \frac{15.42 \times 5.43^2}{8} = 56.832 \text{ KNm}$$

$$V = \frac{q l}{2} = 41.86 \text{ KN.}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{appuis} = 0,3 M_0 = 17.049 \text{ KNm} \\ M_{travée} = 0,85 M_0 = 48.31 \text{ KNm} \end{array} \right.$$

➤ **CALCUL DES ARMATURES :**

-Le calcul se fait pour une section rectangulaire de dimension (b x h)

-Le ferrailage se fait en flexion simple pour une bande de 1m de largeur.

Donnée : $h = 20c$; $b = 100 \text{ cm}$; $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$; $\sigma_{bc} = 14,17 \text{ MPa}$; $f_e = 400 \text{ MPa}$,

$\sigma_s = 348 \text{ MPa}$; $\gamma_s = 1,15$, $\gamma_b = 1,5$, $d = 0.9h = 18 \text{ cm}$.

Tableau III.19 : Ferrailage de l'escalier

	M_u (KN.m)	μ	$\mu < \mu_r$	A_s' (cm^2)	α	Z (cm)	A_s^{cal} (cm^2)	Choix	A_s^{adp} (cm^2)
Travée	17.049	0.037	oui	0	0,047	17.66	2.77	4T10	3.15
Appuis	48.31	0.105	oui	0	0,139	16.99	8.17	8T12	9.05

➤ **Espacement :**

$$\text{En travée : } esp \leq \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$

$$\text{Sur appui : } esp \leq \frac{100}{8} = 12.5 \text{ cm}$$

on adopte $esp = 13 \text{ cm}$

➤ **Armature de répartition :**

En travée : $\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2}$

$$\frac{3.14}{4} \leq A_r \leq \frac{3.14}{2} \quad \Rightarrow \quad 0.78 \leq A_r \leq 1.57$$

Le choix est de 4T6=1.13cm²avecSt=25cm.

Sur appui : $2.26 \leq A_r \leq 4.52$

Le choix est de 6T10=4.71cm²avecSt=15cm.

➤ **VÉRIFICATIONS :**

◇ **Condition de non fragilité :**

$$ACNF = A_{s \geq A_s^{min}} = 0.23bd \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 2.17 \text{ cm}^2.$$

En travée : $A_s = 9.05 \text{ cm}^2 > A_s^{min} = 2.17 \text{ cm}^2$ vérifiée.

Sur appui : $A_s = 3.14 \text{ cm}^2 > A_s^{min} = 2.17 \text{ cm}^2$ vérifiée.

➤ **Espacement maximal des armatures :**

Selon (BAEL91/99 :art A.8.2.42) :

Pour les charges réparties :

- Armatures principales $\leq \min(3h ; 33\text{cm})$ ok
- Armatures de répartitions $\leq \min(4h ; 40\text{cm})$ok

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

Selonle (BAEL91/99 art : A.5.2.)les armatures transversales d'effort tranchant ne sont nécessaires si les conditions suivantes sont vérifiées : $\tau < \bar{\tau}$

$$* \quad \tau = \frac{V_{max}}{bd} = \frac{41.86 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0.23 \text{ MPa}$$

$$* \quad \bar{\tau} = \text{Min}\left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma b} ; 5 \text{ MPa}\right) = 3.33 \text{ MPa}$$

* $\tau < \bar{\tau} \Rightarrow$ Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

➤ **Vérification à l'E.L.S :**

◇ **Moment isostatique :**

$$q_{eq} = \frac{(9.68 \times 2.75) + (12.67)(1.2 + 1.48)}{2.75 + 1.2 + 1.48} = 11.15 \text{ KN/ml}$$

$$M_0 = \frac{11.15 \times 5.43^2}{8} = 41.09 \text{ KN}$$

$$V = \frac{11.15 \times 5.43^2}{2} = 30.27 \text{ KN}$$

Travée :

$$M_{ts} = 0.85 M_0 = 34.92 \text{ KNm.}$$

Appuis :

$$M_{as} = 0.3 M_0 = 12.33 \text{ KNm.}$$

➤ **Vérification des contraintes du béton :**

◇ **Position de l'axe neutre :**

$$\frac{b}{2} y^2 + n A s' (y - c') - n A s (d - y) = 0$$

$$\frac{100}{2} y^2 - 15 \times 2.01 (18 - y) = 0$$

Appuis :

$$Y^2 + 0.6y - 10.85 = 0$$

$$\text{Équation de 2ème degré : } \Delta = 6.61 \begin{cases} y_1 = 3.005 \\ y_2 = -3.605 \end{cases} \Rightarrow Y = 3.005$$

Travée :

$$Y^2 + 1.848y - 33.26 = 0$$

$$\text{Équation de 2ème degré : } \Delta = 11.68 \begin{cases} y_1 = -6.76 \\ y_2 = 4.116 \end{cases} \Rightarrow Y = 4.91$$

◇ **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{b}{3} y^3 + n A s' (y - c')^2 - n A s (d - y)^2 = 0$$

$$I_1 = 7683.73 \text{ cm}^4$$

$$I_2 = 19778.25 \text{ cm}^4$$

On doit vérifier :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

Tableau III.20: Vérification à l'E.L.S

	M _{ser} (KN.m)	μ	α	Z (cm)	A _s ' Cm	Y	σ _{bc} MPa	I(cm ⁴)	A _s ^{cal} (cm ²)	Choi x	Obs
Appuis	12.33	0.027	0.034	17.75	0	3.005	4.82	7683.73	2.01	4T16	ok
Travée	34.92	0.076	0.098	17.29	0	4.91	258.66	19778.25	5.80	4T14	ok

➤ **Vérification de la flèche :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{6} = 0.06 \rightarrow 0.036 \leq 0.06 \dots \dots \text{non vérifiée.} \\ \frac{As}{bd} \leq \frac{4.2}{fe} = 0.01 \rightarrow 0.0034 < 0.01 \dots \dots \text{vérifiée.} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{Mt}{10M0} = 0.084 \rightarrow 0.036 < 0.084 \dots \dots \text{non vérifiée.} \end{array} \right.$$

❖ Deux conditions ne sont pas vérifiées, donc il est nécessaire de calculer la flèche.

$$\text{Flèche Total : } \Delta f_T = f_v - f_i \leq \bar{f}$$

$$\text{Avec : } \left\{ \begin{array}{l} f_i = \frac{M_{ser} \cdot L^2}{10E_i \cdot I_{fi}} \\ f_v = \frac{M_{ser} \cdot L^2}{10E_v \cdot I_{fv}} \\ \bar{f} = \frac{L}{500} \end{array} \right.$$

Calcul du Moment d'inertie :

$$b=100\text{cm}, \quad h=20\text{cm}, \quad d=18\text{cm}$$

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15As \left(\frac{h}{2} - d\right)^2 + 15As' \left(\frac{h}{2} - d'\right)^2 = 0$$

$$I_0 = \frac{100 \cdot 20^3}{12} + 15 \times 2.01 \left(\frac{20}{2} - 18\right)^2 = 68596.26 \text{cm}^4.$$

Moment d'inertie fictive

$$\left\{ \begin{array}{l} I_{fi} = \frac{1.1I_0}{1 + \mu\lambda_i} = 125946.63 \text{ (cm}^4\text{)} \\ I_{fv} = \frac{I_0}{1 + \mu\lambda_v} = 74256.85 \text{ (cm}^4\text{)} \end{array} \right.$$

$$\text{Avec : } \delta = \frac{A_s}{b \cdot d} = 0.0011$$

Chapitre IV
Etude dynamique

IV-1 Introduction :

Un tremblement de terre est une secousse soudaine et rapide de la surface de la terre. Pendant le tremblement de terre, le mouvement de terrain se produit au hasard dans tous les sens rayonnant d'un point dans la croûte terrestre, appelée l'épicentre. Il cause des vibrations des structures et induit des forces d'inertie sur elles. Dans le cadre de notre projet, la détermination de ces efforts est conduite par le logiciel **Etabs**.

IV-2 Etude dynamique :

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses vibrations. Une telle étude pour notre structure telle qu'elle se présente, est souvent très complexe c'est pourquoi on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser.

IV-3 Modélisation de la structure étudiée:

La modélisation revient à représenter un problème physique possédant un nombre de degré de liberté infini par un modèle ayant un nombre de DDL fini, et qui reflète avec une bonne précision les paramètres du système d'origine à savoir :

- La masse.
- La rigidité et l'amortissement.

En d'autres termes la modélisation est la recherche d'un mécanisme simplifié qui nous rapproche le plus possible du comportement réel de la structure, en tenant compte le plus correctement possible de la masse et de la raideur (rigidité) de tous les éléments de la structure.

a) Modélisation de la masse :

- La charge des planchers est supposée uniformément répartie sur toute la surface du plancher. La masse est calculée par l'équation $(G+\beta x Q)$ imposée par le **RPA99 version 2003.[1]**
- La masse volumique attribuée aux matériaux constituant les poteaux et les poutres est prise égale à celle du béton à savoir $2,5t/m^3$.
- La charge de l'acrotère et des murs extérieurs (maçonnerie) a été répartie aux niveaux des poutres qui se trouvent sur le périmètre des planchers (uniquement le plancher terrasse pour l'acrotère).
-

b) Modélisation de la rigidité :

La modélisation des éléments constituant le contreventement (rigidité) est effectuée comme suit :

- Chaque poutre et chaque poteau de la structure a été modélisé par un élément linéaire type poutre (frame) à deux nœuds, chaque nœud possède 6 degrés de liberté (trois translations et trois rotations).
- Les poutres entre deux nœuds d'un même niveau (niveau i).
- Les poteaux entre deux nœuds de différents niveaux (niveau i et niveau i+1).
- Chaque voile est modélisé par un élément surfacique type Shell à quatre nœuds après on l'a divisé en mailles.
- A tous les planchers nous avons attribués une contrainte de type diaphragme ce qui correspond à des planchers infiniment rigides dans leur plan.
- Tous les nœuds de la base du bâtiment sont encastres (6DDL bloqués).

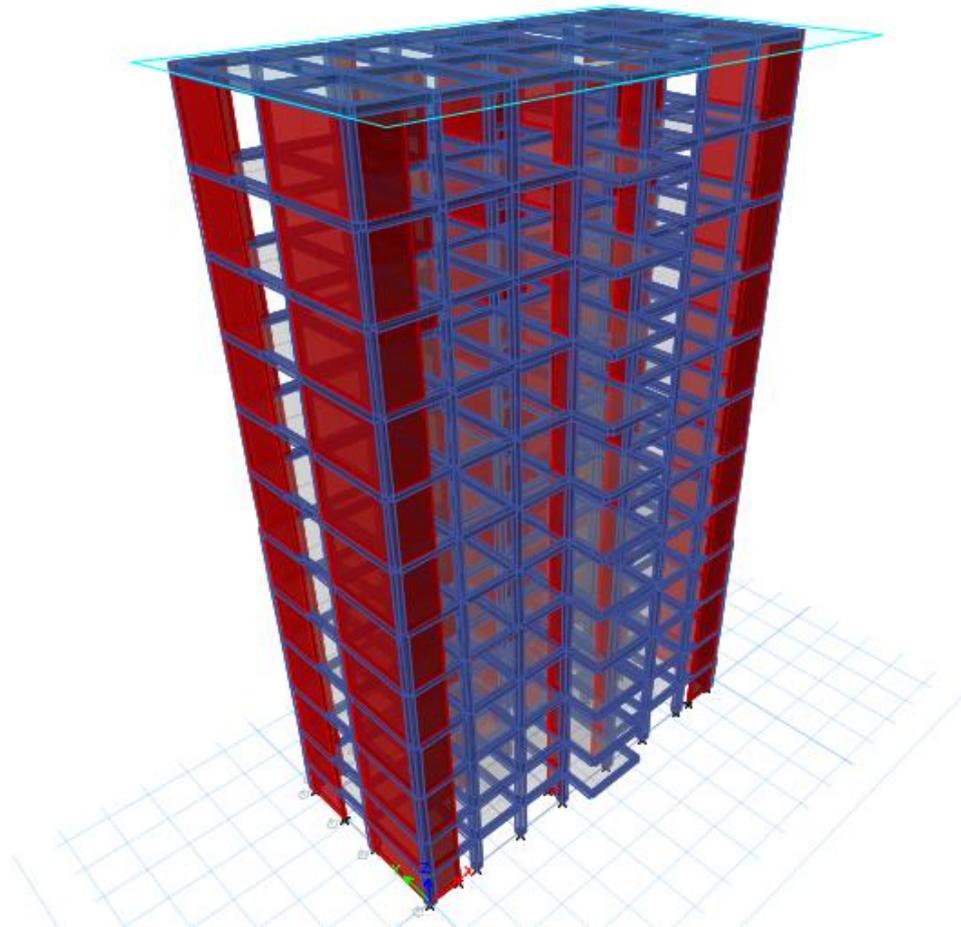


Figure IV.1 : Modélisation 3D du bâtiment

IV-4 Choix de la méthode de calcul :

Les règles parasismiques Algériennes (**RPA99/version2003**) propose trois méthodes de calcul des sollicitations.

- 1- La méthode statique équivalente.
- 2- La méthode d'analyse modale spectrale.
- 3- La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

IV-4.1 La méthode statique équivalent :

a- Principe :

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

Le mouvement du sol peut se faire dans une direction quelconque dans le plan horizontal.

Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies par le projecteur. Dans le cas général, ces deux directions sont les axes principaux du plan horizontal de la structure.

b- Conditions d'applications :

Les conditions d'applications de la méthode statique équivalente sont :

- Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation avec une hauteur au plus égale à 65m en zones I et II et à 30m en zones III.
- Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outres les conditions de hauteur énoncées en haut, et les conditions complémentaires suivantes :

groupe d'usage 3 et 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m

Zone III : $\left\{ \begin{array}{l} \text{groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.} \\ \text{groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 8m.} \end{array} \right.$

Note :

La méthode statique équivalente n'est pas applicable dans le cas de notre bâtiment car la structure est en zone III de groupe d'usage 2 et sa hauteur dépasse les 17m.

IV-4.2 La méthode d'analyse modale spectrale :

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

Dans notre projet, une étude dynamique de la structure s'impose du fait que les conditions de régularité en plan et en élévation ne sont pas satisfaites.

a- Principe :

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 calcul, ces effets sont par suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

Cette méthode est basée sur les hypothèses suivantes :

- Concentration des masses au niveau des planchers.
- Seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte.
- Le nombre de modes à prendre en compte est tel que la somme des coefficients massiques de ces modes soit aux moins égales 90%.
- 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.

Le minimum de modes à retenir est de trois (3) dans chaque direction considérée.

Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que :

$$K \geq 3\sqrt{N} \quad \text{Et} \quad T_K \leq 0.20 \text{sec} \quad \dots\dots$$

Où : N est le nombre de niveaux au-dessus de sol et T_K la période du mode K.

b- Analyse spectrale :

• Utilisation des spectres de réponse :

La pratique actuelle la plus répandue consiste à définir le chargement sismique par un spectre de réponse.

Toute structure est assimilable à un oscillateur multiple, la réponse d'une structure à une accélération dynamique est fonction de l'amortissement (ζ) et de la pulsation naturelle (ω). Donc pour des accélérogrammes donnés si on évalue les réponses maximales en fonction de la période (T), on obtient plusieurs points sur un graphe qui est nommé spectre de réponse et qui aide à faire une lecture directe des déplacements maximaux d'une structure.

L'action sismique est représentée par un spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2,5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta (1,25A) \frac{Q}{R} & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta (1,25A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3,0s \\ 2,5\eta (1,25A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3,0s \end{cases}$$

➤ **Représentation graphique du spectre de réponse :**

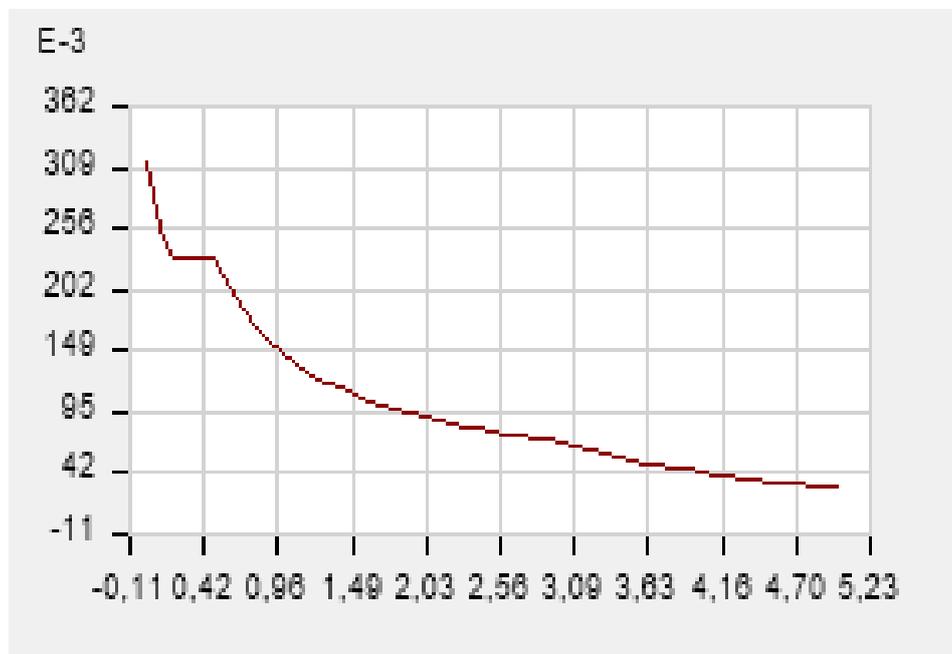


Figure IV.2 : Spectre de réponse

Avec :

g : accélération de la pesanteur.

A : coefficient d'accélération de zone.

η : facteur de correction d'amortissement.

R : Coefficient de comportement de la structure. Il est fonction du système de contreventement.

T_1, T_2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site.

Q : Facteur de qualité.

IV-5 Calcul de la force sismique par la méthode statique équivalent :

La force sismique totale V appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{ADQ}{R} \cdot W_T$$

Avec :

- A : Coefficient d'accélération de zone.
- D : Facteur d'amplification dynamique moyen.
- Q : Facteur de qualité.
- R : Coefficient de comportement.
- W : Poids total du bâtiment : $W = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$.

1. Coefficient d'accélération de zone A :

$A = 0.25$ (Zone III groupe d'usage 2).

2. Le facteur d'amplification dynamique moyen D :

Il est fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement et de la période fondamentale de la structure où :

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

- T_1, T_2 : Période caractéristique associée à la catégorie du site (tableau 4.7RPA2003).

Catégorie de site est : (S3 : site meuble) $\Rightarrow \begin{cases} T_1 = 0.15s \\ T_2 = 0.50s \end{cases}$

- Le facteur de correction d'amortissement (η) est en fonction du pourcentage critique $e=7\%$

Avec : $\eta = \sqrt{7/(2+\xi)} \geq 0,7$ [1] $\eta=0,88 > 0.7$

3. La période fondamentale de la structure (T) :

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques qui sont données par le « **RPA99 version 2003** » [1] :

- $T = C_T \times h_N^{3/4}$
- $T_f = \frac{0,09 \times h_n}{\sqrt{D}}$
- $T = \min \left(T = C_T \times h_N^{3/4} ; T_f = \frac{0,09 \times h_n}{\sqrt{D}} \right)$

C_T : Coefficient en fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donnée par le tableau 4.6 selon le **RPA99/version 2003**. dans notre cas on a : des portiques auto stable en béton armé avec remplissage en maçonnerie $\Rightarrow C_T=0,05$

h_N : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

$\Rightarrow h_N=39.27\text{m}$

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

\Rightarrow Calcul de D : $\begin{cases} D_x = 24.55\text{m} \\ D_y = 11.45\text{m} \end{cases}$

$\Rightarrow T=C_T \times h_N^{3/4}=0.05 \times (39.27)^{3/4}=0.78 \text{ sec}$ dans les deux directions.

- Suivant la direction (x – x) : $T_x = \frac{0,09 \times h_N}{\sqrt{D}} = \frac{0,09 \times 39.27}{\sqrt{24.55}} = 0.71 \text{ sec}$

- Suivant la direction (y – y) : $T_y = \frac{0,09 \times h_N}{\sqrt{D}} = \frac{0,09 \times 39.27}{\sqrt{11.45}} = 1.04 \text{ sec}$

$\Rightarrow T = \min (T = C_T \times h_N^{3/4} ; T_f = \frac{0,09 \times h_N}{\sqrt{D}})$

- Suivant la direction (x – x) : $T_x = \min (0.71 ; 0.78)=0.72\text{sec}$.

- Suivant la direction (y – y) : $T_y = \min (1.04 ; 0.78)=0.78\text{sec}$.

➤ **Q : facteur de qualité**

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

- La redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent.
- La régularité en plan et en élévation.
- La qualité de contrôle de la construction.

La valeur de Q est déterminée par la formule : $Q=1+\sum_1^6 p_q$

Tableau IV.1 : Valeurs des pénalités P_q .

Critère « q »	Valeurs des pénalités P_q	
	Observé	N/observé
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0	0.05
2. Redondance en plan	0	0.05
3. Régularité en plan	0	0.05
4. Régularité en élévation	0	0
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0	0
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0.1

Avec :

P_q : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q "est satisfait ou non".

Sens x-x :

$$Q=1+ (0,05+0.05+0+0.05+0+0.1) =1.25$$

Sens y-y :

$$Q=1+ (0+0.05+0 +0.05+0+0.1) =1.2$$

➤ **R : coefficient de comportement :**

L'objet de la classification des systèmes structuraux se traduit, dans les règles et les méthodes de calcul, par l'attribution pour chacune des catégories de cette classification, d'un coefficient de comportement R qui est un paramètre qui reflète la ductilité de la structure ; il dépend du système de contreventement.

Le coefficient de comportement global de la structure, Sa valeur unique est donnée par le tableau (4.3) de **RPA 99 v2003** en fonction du système de contreventement.

R=3,5 (voile porteur)

➤ **W : poids de la structure :**

On préconise de calculer le poids total de la structure de la manière suivante :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i$$

$$W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

Avec :

W_i : Le poids concentré au niveau du centre masse pour chaque plancher " i " ;

W_{Gi} : Le poids dû aux charges permanentes et celui des équipements fixes éventuels, secondaires de la structure au niveau " i " ;

W_{Qi} : Surcharges d'exploitation au niveau " i " ;

β : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation.

$$\beta =0,2$$

IV-6 Résultats de l'analyse sismique:

- Après plusieurs tentatives, nous avons adopté ce modèle .

- le Modèl :(voir les figures ci-dessous) :

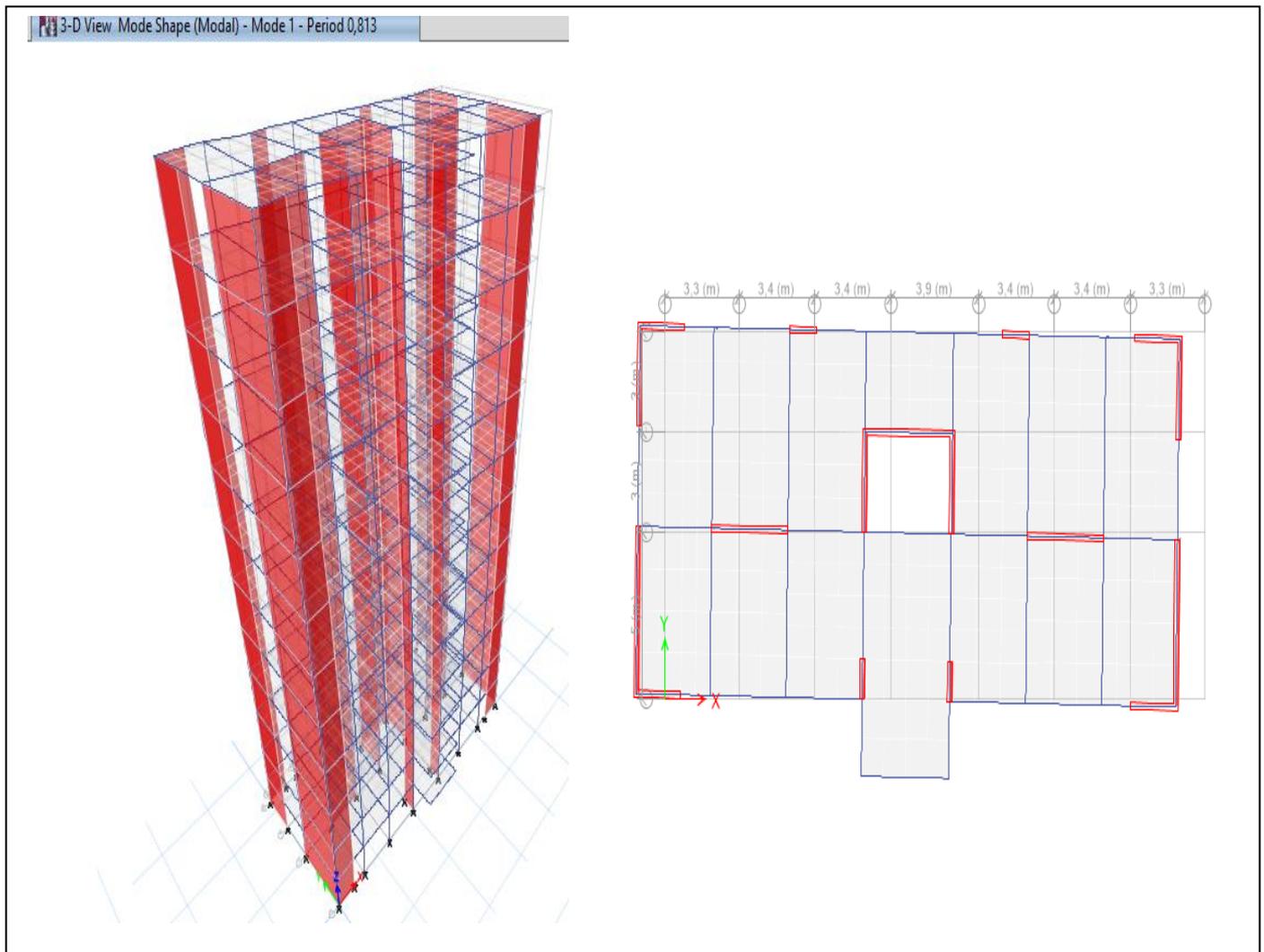


Figure. IV.3: Vue en 3D et en plan du 1er mode

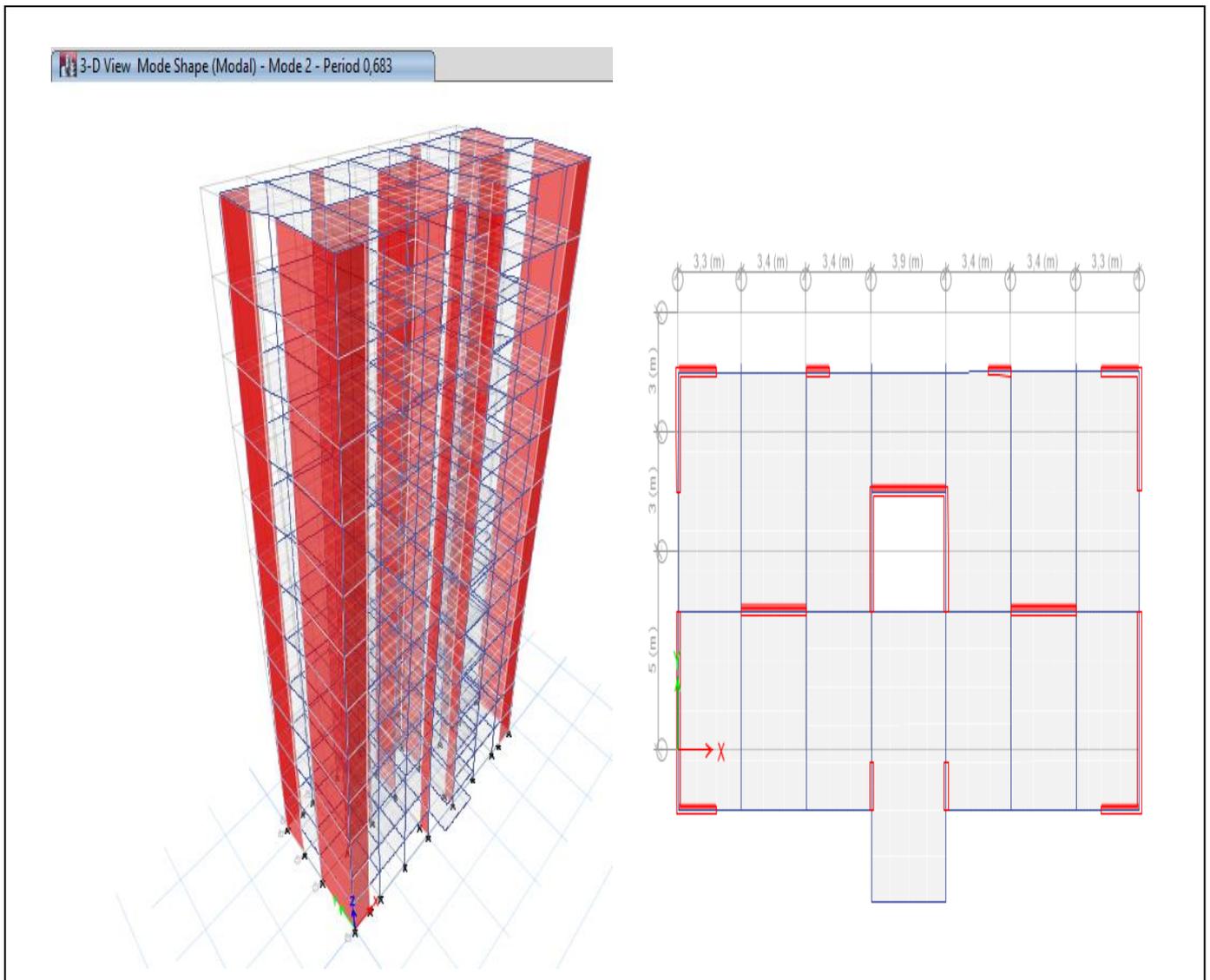


Figure. IV.4: Vue en 3D et plan du 2ème mode

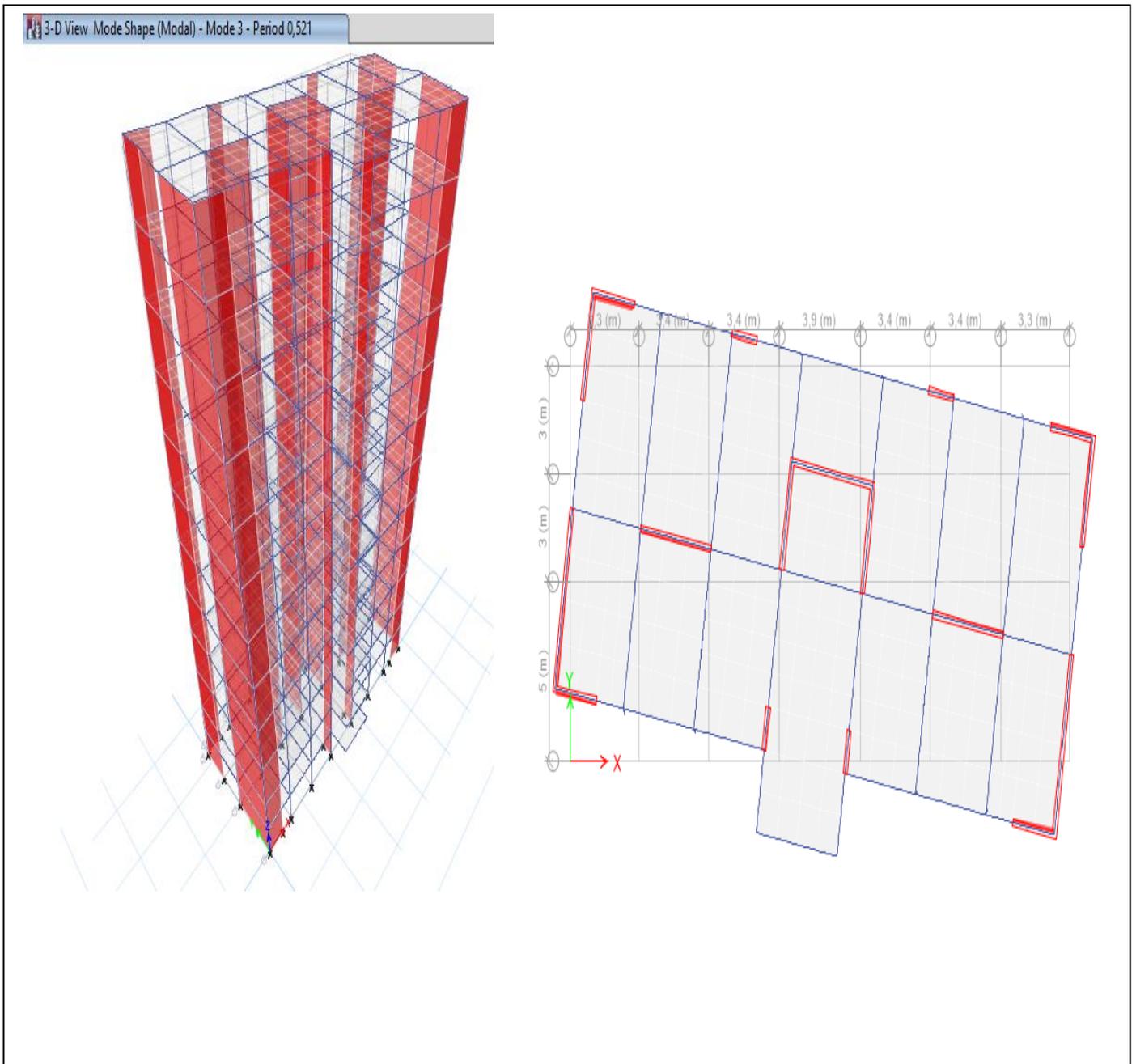


Figure. IV.5: Vue en 3D et plan du 3ème mode

- ✓ Le 1er mode est un mode de translation parallèlement à x-x.
- ✓ Le 2ème mode est un mode de translation parallèlement à y-y
- ✓ Le 3ème mode est un mode de rotation.

Tableau IV.2 : Sections des poteaux et voiles de chaque niveau

Etage	Elements	
	Poteau (cm ²)	Voiles (cm)
5 ^{ème} /6 ^{ème} /7 ^{ème} /8 ^{ème} /9 ^{ème} /terrasse	30x30	e = 20 cm
3 ^{ème} /4 ^{ème}	35x35	
1 ^{er} /2 ^{ème}	40x40	
RDC , Sous sol, Mezzanine	45x45	

1- Caractéristiques dynamiques propres du modèle :

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

- Une période fondamentale : T=0.81s
- La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 13^{ème} mode.

Tableau IV.3:Périodes et Facteurs de Participation Massique du Modèle.

Mode	Période sec	UX	UY	Sum UX	Sum UY
1	0,813	0,6308	0,0003	0,6308	0,0003
2	0,683	0,0003	0,6429	0,6312	0,6432
3	0,521	0,0102	0	0,6413	0,6432
4	0,2	0,1729	0,00001008	0,8142	0,6432
5	0,165	4,683E-06	0,1729	0,8142	0,8162
6	0,125	0,0013	0	0,8155	0,8162
7	0,088	0,0697	0	0,8852	0,8162
8	0,071	0	0,0725	0,8852	0,8886
9	0,055	0,0035	0	0,8887	0,8886
10	0,054	0,0158	5,904E-07	0,9045	0,8886
11	0,053	0,0011	0,00001133	0,9056	0,8887
12	0,05	0,0202	0	0,9259	0,8887
13	0,042	0	0,0421	0,9259	0,9307
14	0,04	0,0000259	0,0007	0,9259	0,9314

2- Constatations :

- L'analyse dynamique de la structure a conduit à :
- Une période fondamentale $T = 0.81$ s.
- La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 10^{ème} mode.
- Le premier mode est un mode **translation selon X**.
- Le deuxième mode est un mode de **translation selon Y**.
- Le troisième mode est un mode de **Rotation**

3- Résultantes des forces sismiques :

- **Calcul des périodes empirique :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Sens x-x : } T_{\text{analytique}} < 1.3 T_{\text{x empirique}} \quad T_{\text{x}} = 0.81 \text{ s} < 1.3 T_{\text{x empirique}} = 0.93 \text{ s.} \\ \text{Sens y-y : } T_{\text{analytique}} < 1.3 T_{\text{y empirique}} \quad T_{\text{y}} = 0.81 \text{ s} < 1.3 T_{\text{y empirique}} = 1.01 \text{ s.} \end{array} \right.$$

$$\text{On prend : } \left\{ \begin{array}{l} T_{\text{x}} = T_{\text{x analytique}} = 0.81 \text{ s} \\ T_{\text{y}} = T_{\text{y analytique}} = 0.81 \text{ s} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} D_{\text{x}} = 2.5 \eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} = 1.59 \quad T_2 < T_{\text{x}} < 3 \text{ sec} \\ D_{\text{y}} = 2.5 \eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} = 1.59 \quad T_2 < T_{\text{y}} < 3 \text{ sec} \end{array} \right.$$

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau IV.4 : Résultat de calcul des périodes empirique

$T_{N(x-x)}$ empirique(s)	0,72
$T_{N(y-y)}$ empirique (s)	0,78
T analytique (s)	0.81
1,3xT empirique X (s)	0.93
1,3xT empirique Y (s)	1.01
D_{x-x}	1.59
D_{y-y}	1,59

- La force sismique a la base donnée par la méthode dynamique :

Tableau IV.5 : Résultat des fores sismiques

Diaphragme	Mass X kg	Mass Y kg
D13	150.99068	150.99068
D12	208.27118	208.27118
D11	208.27118	208.27118
D10	208.27118	208.27118
D9	208.27118	208.27118
D8	208.27118	208.27118
D7	211.58811	211.58811
D6	215.46029	215.46029
D4	219.37293	219.37293
D3	223.84084	223.84084
D2	123.04753	123.04753
D1	240.81689	240.81689
somme	2426.4732	2426.4732
w	23803.702	23803.702
v sta	3379.2755	3379.275,5
0,8xvstat	2703.4204	2703.4204

$$\begin{cases} V_x = \frac{A \times D \times Q_x}{R} \times W \\ V_y = \frac{A \times D \times Q_y}{R} \times W \end{cases} \{ V_x = V_y = \frac{A \times D \times Q_x}{R} \times W = 3379.2755 \text{KN}$$

$$\text{Donc : } \begin{cases} 0.8 V_{\text{statique}} = 2703.4204 \text{KN} \\ V_x \text{ dynamique} = 2885,64508 \text{KN} \\ V_y \text{ dynamique} = 3264,81049 \text{KN} \end{cases}$$

On a : $V_{\text{dynamique}} > 80\% V_{\text{statique}}$ condition vérifiée

Alors : $\begin{cases} V_x \text{ dynamique} = 2885,64508 > 2703.4204 \text{KN} \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée.} \\ V_y \text{ dynamique} = 3264,81049 > 2703.4204 \text{KN} \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée.} \end{cases}$

Selon l'axe x-x :

Tableau IV.6 : Résultat des fores sismiques selon l'axe x-x

Story	Output Case	Location	VX	VY	Vdyn
terras	EX	Bottom	493,1132	15,3632	493,352466
Story9	EX	Bottom	974,2683	23,6242	974,554679
Story8	EX	Bottom	1347,8466	37,4717	1348,36738
Story7	EX	Bottom	1653,8061	44,8209	1654,41335
Story6	EX	Bottom	1913,6653	54,0479	1914,42839
Story5	EX	Bottom	2138,7884	60,2513	2139,63689
Story4	EX	Bottom	2336,5515	65,5345	2337,47036
Story3	EX	Bottom	2510,3464	70,6527	2511,34045
Story2	EX	Bottom	2657,6597	72,0404	2658,63591
Story1	EX	Bottom	2773,1617	73,9532	2774,1476
mezzanine	EX	Bottom	2835,9494	73,6071	2836,90448
RDC	EX	Bottom	2884,5919	77,9556	2885,64508

Selon l'axe y-y :

Tableau IV.7 : Résultat des fores sismiques selon l'axe y-y

Story	Output Case	Location	VX	VY	V dyn
terras	EY	Bottom	12,5542	543,0616	543,206691
Story9	EY	Bottom	23,0382	1088,4273	1088,67109
Story8	EY	Bottom	34,8702	1519,2413	1519,64142
Story7	EY	Bottom	43,7161	1880,1183	1880,62647
Story6	EY	Bottom	52,2069	2186,0266	2186,64992
Story5	EY	Bottom	59,2205	2448,2909	2449,00702
Story4	EY	Bottom	64,483	2675,0932	2675,87027
Story3	EY	Bottom	69,8228	2868,5662	2869,41584
Story2	EY	Bottom	73,6334	3027,2734	3028,16877
Story1	EY	Bottom	74,8031	3148,806	3149,69439
mezzanine	EY	Bottom	73,9658	3213,2631	3214,11429
RDC	EY	Bottom	77,7906	3263,8836	3264,81049

4- Vérification des Déplacements inter étages du modèle initiale:

L'une des vérifications préconisées par le **RPA99**, concerne les déplacements latéraux inter étages. En effet, selon l'article 5.10 du **RPA99 modifié en 2003** l'inégalité ci-dessous doit nécessairement être vérifiée : $\Delta_K^x \leq \bar{\Delta}$ et $\Delta_K^y \leq \bar{\Delta}$ Avec : $\bar{\Delta} = 0,01 h_e$

Où : h_e représente la hauteur de l'étage.

Avec :

$$\delta_k^x = R \delta_{ek}^x \quad \text{et} \quad \delta_k^y = R \delta_{ek}^y$$

$$\Delta_k^x = (\delta_k^x - \delta_{k-1}^x) r_x \quad \text{et} \quad \Delta_k^y = (\delta_k^y - \delta_{k-1}^y) r_y \quad ; \quad \text{si } r_x > 1 \quad \text{et} \quad r_y > 1$$

$$\Delta_k^x = (\delta_k^x - \delta_{k-1}^x) \quad \text{et} \quad \Delta_k^y = (\delta_k^y - \delta_{k-1}^y) \quad ; \quad \text{si } r_x < 1 \quad \text{et} \quad r_y < 1$$

$$r_x = \frac{0,8V^x}{V_t^x} \quad \text{et} \quad r_y = \frac{0,8V^y}{V_t^y}$$

Δ_K^x : Correspond au déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau K-1 dans le sens x-x (idem dans le sens y-y, Δ_K^y)

δ_{ek}^x : Est le déplacement horizontal dû aux forces sismiques au niveau K dans le sens x-x (idem dans le sens y-y, δ_{ek}^y).

- Si le déplacement latéraux inter étage dépassent les valeurs admissibles, il faut donc augmenter la rigidité latérale de la structure. Pour cela on peut :
 - Rajouter des voiles dans la structure

Déplacement Selon X :**Tableau IV.8 :** Vérification du déplacement inter étage Selon l'axe x

Story	Diaphragm	Output Case	δ_{ek} (m)	$\delta_k = R \delta_{ek}$	Δk	$0,01x_{he}$	Observation
terras	D13	EX	0,04170052	0,14595181	0,01417247	0,0374	cv
Story9	D12	EX	0,03765124	0,131779335	0,01485137	0,0374	cv
Story8	D11	EX	0,03340799	0,116927967	0,01541496	0,0374	cv
Story7	D10	EX	0,02900372	0,101513008	0,01581035	0,0374	cv
Story6	D9	EX	0,02448647	0,085702656	0,01590141	0,0374	cv
Story5	D8	EX	0,01994321	0,069801249	0,01555476	0,0374	cv
Story4	D7	EX	0,015499	0,054246492	0,01468712	0,0374	cv
Story3	D6	EX	0,01130268	0,039559371	0,01332036	0,0374	cv
Story2	D4	EX	0,00749686	0,026239011	0,01134988	0,0374	cv
Story1	D3	EX	0,00425404	0,014889135	0,00857366	0,0374	cv
mezzanine	D2	EX	0,00180442	0,006315475	0,00453706	0,0289	cv
RDC	D1	EX	0,00050812	0,001778417	0,00177842	0,0272	cv

Déplacement Selon Y :**Tableau IV.9:** Vérification du déplacement inter étage Selon l'axe

Story	Diaphragm	Output Case	δ_{ek} (m)	$\delta_k = R \delta_{ek}$	Δk	0,01xhe	observation
terras	D13	EY	0,0331868	0,116153804	0,01118323	0,0374	cv
Story9	D12	EY	0,02999159	0,104970573	0,01164914	0,0374	cv
Story8	D11	EY	0,02666327	0,093321429	0,01211495	0,0374	cv
Story7	D10	EY	0,02320185	0,081206475	0,01247571	0,0374	cv
Story6	D9	EY	0,01963736	0,068730766	0,01260536	0,0374	cv
Story5	D8	EY	0,01603583	0,056125407	0,01239524	0,0374	cv
Story4	D7	EY	0,01249433	0,043730164	0,01178609	0,0374	cv
Story3	D6	EY	0,00912688	0,03194407	0,01073202	0,0374	cv
Story2	D4	EY	0,00606059	0,021212048	0,00916696	0,0374	cv
Story1	D3	EY	0,00344145	0,012045086	0,00703793	0,0374	cv
mezzanine	D2	EY	0,00143062	0,005007158	0,00352956	0,0289	cv
RDC	D1	EY	0,00042217	0,001477597	0,0014776	0,0272	cv

5- Vérification e l'effort normal réduit :

Outre les vérifications prescrites par le C.B.A et dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0,30$$

Avec :

Nd : l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton (Combinaison G+Q+E).

Bc : l'aire (section brute) de cette dernière.

Fc28 : la résistance caractéristique du béton à 28 jours (25 MPA).

Tableau IV.10 : Vérification de l'effort normal réduit pour le modal finale.

Niveau	section (cm ²)	Nd (KN)	V	$v \leq 0,3$
5 ^{ème} , 6 ^{ème} , 7 ^{ème} , 8 ^{ème} , 9 ^{ème} , terrasse	30x30	343,6014	0,152	Cv
3 ^{ème} et 4 ^{ème} étage	35x35	482,2884	0,16	Cv
1 ^{er} et 2 ^{ème} étage	40x40	708,3229	0,17	Cv
mezzanine et RDC	45x45	821,858	0,162	Cv

Exemple de calcul :

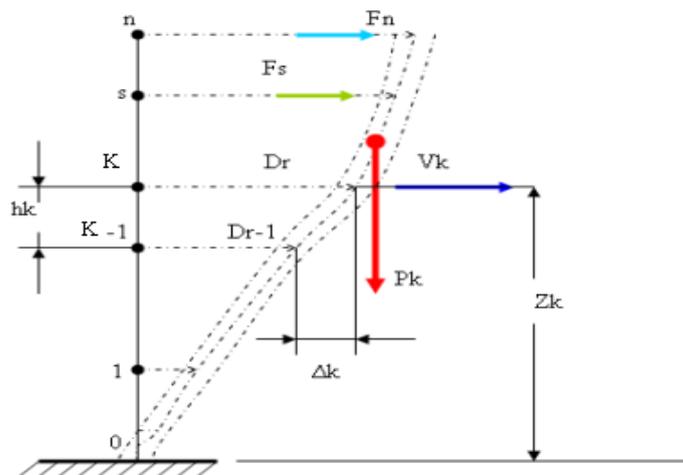
RDC :
$$v = \frac{821.858}{0.45 \times 0.45 \times 25000} = 0.162 \leq 0.31 \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Note :

Tous les résultats de calcul des efforts normaux sont réduits de tous les poteaux selon E_x et E_y

6. Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ (les effets du second ordre)

C'est le moment additionnel dû au produit de l'effort normal dans un poteau au niveau d'un nœud de la structure par le déplacement horizontal du nœud considéré.

**Figure IV.6:** Evaluation des effets du second ordre

- Les effets de second ordre (l'effet P- Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_K \Delta_K}{V_K h_K} \leq 0,10 \text{ "RPA99 version 2003" [1]}$$

Avec :

p_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au-dessus du niveau K :

$$P_K = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta W_{Qi})$$

V_K : Effort tranchant d'étage au niveau 'K'

Δ_k : Déplacement relatif du niveau 'K' par rapport au niveau 'K-1'.

h_k : Hauteur d'étage 'k' comme indique-la figure.

Les résultats représentent dans les tableaux suivants :

➤ **Sens x-x :**

Tableau IV.11: Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ suivant l'axe

Story	Mass X	pk	Δ_k	Vk	Hk	θ_k	obs
terras	150,99068	1481,21857	0,01417247	493,352466	3,74	0,01137721	cv
Story9	208,27118	2043,14028	0,01485137	974,554679	3,74	0,00832505	cv
Story8	208,27118	2043,14028	0,01541496	1348,36738	3,74	0,00624541	cv
Story7	208,27118	2043,14028	0,01581035	1654,41335	3,74	0,00522064	cv
Story6	208,27118	2043,14028	0,01590141	1914,42839	3,74	0,00453757	cv
Story5	208,27118	2043,14028	0,01555476	2139,63689	3,74	0,00397146	cv
Story4	211,58811	2075,67936	0,01468712	2337,47036	3,74	0,00348722	cv
Story3	215,46029	2113,66544	0,01332036	2511,34045	3,74	0,00299761	cv
Story2	219,37293	2152,04844	0,01134988	2658,63591	3,74	0,00245648	cv
Story1	223,84084	2195,87864	0,00857366	2774,1476	3,74	0,00181457	cv
mezzanine	123,04753	1207,09627	0,00453706	2836,90448	2,89	0,000668	cv
RDC	240,81689	2362,41369	0,00177842	2885,64508	2,72	0,00053528	cv

➤ Sens y-y :

Tableau IV.12 : Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ suivant l'axe Y

Story	Mass Y	pk	Δk	Vk	Hk	0k	obs
terras	150,99068	1481,21857	0,01118323	543,206691	3,74	0,00815361	cv
Story9	208,27118	2043,14028	0,01164914	1088,67109	3,74	0,00584553	cv
Story8	208,27118	2043,14028	0,01211495	1519,64142	3,74	0,00435519	cv
Story7	208,27118	2043,14028	0,01247571	1880,62647	3,74	0,00362401	cv
Story6	208,27118	2043,14028	0,01260536	2186,64992	3,74	0,00314922	cv
Story5	208,27118	2043,14028	0,01239524	2449,00702	3,74	0,00276498	cv
Story4	211,58811	2075,67936	0,01178609	2675,87027	3,74	0,00244452	cv
Story3	215,46029	2113,66544	0,01073202	2869,41584	3,74	0,00211375	cv
Story2	219,37293	2152,04844	0,00916696	3028,16877	3,74	0,00174191	cv
Story1	223,84084	2195,87864	0,00703793	3149,69439	3,74	0,00131194	cv
mezzanine	123,04753	1207,09627	0,00352956	3214,11429	2,89	0,00045867	cv
RDC	240,81689	2362,41369	0,0014776	3264,81049	2,72	0,00039308	cv

7. Justification des voiles sous charges verticales :

D'après **Etabs** on a trouvé :

- L'effort normal à la base repris par les voiles $P_{voiles}=35624.6275\text{kN}$.
- L'effort normal total à la base de la structure $P_{Tot}= 40476.6382\text{ kN}$.

$$\frac{P_{voiles}}{P_{Tot}} \times 100 = 88\% > 20\%.$$

Les voiles de contreventement reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales, ce qui concorde avec les préconisations du **RPA99/version2003/article 3.4.A.2et tableau 4.3**, d'où le choix du coefficient de comportement global de la structure $R=3,5$ est justifié

IV.7 Conclusion :

Les étapes de vérification suivie pour définir le modèle finale étaient de :

- comparer l'effort tranchant à la base obtenu par l'approche statique équivalente ($=0.8*V$ (statique)), qui ne doit pas dépasser la résultante des forces à la base V_t obtenue par Combinaison des valeurs modales, cet effort ($0.8*V$ (statique)) représente l'effort tranchant Minimale.
- Vérifier les déplacements inter-étage qui est un indice de dommage de l'étage.
- Vérifier l'effet $P-\Delta$ pour la stabilité de structure vis-à-vis de moment de 2ème ordre.
- Justifier le choix de facteur de comportement qui est un paramètre qui reflète la ductilité de la structure ; il dépend du système de contreventement de la structure.

Chapitre V

Ferraillage des éléments résistants

V.1.Introduction :

Le ferrailage des éléments résistant doit être conforme aux règlements en vigueur en l'occurrence le **CBA 93** et le **RPA99 version 2003**. [3], [1]

Notre structure est composée essentiellement de trois éléments structuraux à savoir :

1. Poteaux
2. Poutres
3. Voiles

V.2.Ferrailage des poteaux :**V.2.1. Introduction :**

Les poteaux sont des éléments structuraux verticaux, ils constituent des points d'appuis pour les poutres et jouent un rôle très important dans la transmission des efforts vers la fondation.

Les sections des poteaux sont soumises à la flexion composée (M, N), compression ' N ', et à un moment fléchissant.

Une section soumise à la flexion composée peut être l'un des trois cas suivants :

- ✓ Section entièrement tendue : SET
- ✓ Section entièrement comprimée : SEC
- ✓ Section partiellement comprimée : SPC

Les armatures sont obtenues à l'état limite ultime (E.L.U) sous l'effet des sollicitations les plus défavorables suivant les deux sens (longitudinal et transversal) et dans les situations suivantes :

Tableau V.1 : Caractéristiques du béton et de l'acier.

Situation	Béton			Acier		
	γ_b	f_{c28} (MPa)	σ_{bc} (MPa)	γ_s	f_e (MPa)	σ_s (MPa)
Durable	1,5	25	14,17	1,15	400	348
Accidentelle	1,15	25	18,48	1	400	400

V.2.2 Combinaison d'action :

En fonction du type des sollicitations, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes:

a. Selon CBA 93 :

$$\text{Situation durable} \quad \begin{cases} \mathbf{ELU} : 1,35G + 1,5Q \\ \mathbf{ELS} : G + Q \end{cases}$$

b. Selon RPA 99 :

$$\text{Situation accidentelle} \quad \begin{cases} G + Q + E \\ 0,8G \pm E \end{cases}$$

A partir de ces combinaisons, on distingue les cas suivants:

- Effort normal maximal et le moment correspondant (Nmax, Mcorr).
- Le moment maximum et l'effort correspondant (Mmax, Ncorr).
- Effort normal minimal et le moment correspondant (Nmin, Mcorr).

V.2.3 Recommandation selon RPA99 version 2003 :

D'après le RPA99 version 2003, pour une zone sismique III, les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochet.

- Leur pourcentage est limité par :

$$* 0,9\% < \frac{A_s}{B} < 4\% \quad \text{Zone courante (Z.C)}$$

$$* 0,9\% < \frac{A_s}{B} < 6\% \quad \text{Zone de recouvrement (Z.R)}$$

Avec :

A_s : La section d'acier.

B : Section du béton [cm²].

- Le diamètre minimal est de 12mm.
- La longueur minimale de 50Ø en zone de recouvrement.
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 20cm.

- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales.

Les tableaux suivants regroupent tous les résultats des efforts ainsi que la section d'armature calculée en utilisant les différentes combinaisons

N.B : On utilise Le logiciel **Expert BA v10** pour le ferrailage des sections.

V.2.3.1. Situation durable :

✓ **Combinaison : 1,35G+1,5Q**

a. (N^{\max} , M^{corr}) :

Tableau V.2 : Ferrailages des poteaux carrés situation durable (N^{\max} , M^{corr}).

Niveau	Section [cm ²]	N^{\max}	M^{corr}	sollicitation	A_s' [cm ²]	A_s [cm ²]	As min
RDC , S sol MEZZANINE	45x45	-1133,191	0	SPC	0	32,6	18,225
1er, 2ème	40x40	-974,1333	-37,9255	SPC	0	34,4	14,4
3ème, 4ème	35x35	-663,0289	-16,4649	SPC	0	22,4	11,025
5ème, 6ème, 7ème, 8ème, 9ème,	30x30	-471,9045	-12,346	SPC	0	16,6	8,1

b. (N^{\min} , M^{corr}) :

Tableau V.3 : Ferrailages des poteaux carrés situation durable (N^{\min} , M^{corr})

Niveau	Section [cm ²]	N^{\min} [kn]	M^{corr} [kn.m]	sollicitation	A_s' [cm ²]	A_s [cm ²]	As min [cm ²]
RDC, S sol MEZZANINE	45x45	-452,2492	-0,6023	SPC	0	13	18,225
1er,2ème	40x40	-357,2904	-2,9425	SPC	0	10,8	14,4
3ème, 4ème	35x35	-305,0134	-21,3155	SPC	0	12,8	11,025
5ème, 6ème, 7ème, 8ème, 9ème	30x30	-189,6242	-17,8601	SPC	0	9,4	8,1

c. (M^{\max} , N^{corr}) :

Tableau V.4 : Ferrailages des poteaux carrés situation durable (M^{\max} , N^{corr}) .

Niveau	Section [cm ²]	N^{corr} [kn]	M^{\max} [kn.m]	sollicitation	A_s' [cm ²]	A_s [cm ²]	As min [cm ²]
RDC, S sol MEZZANINE	45x45	-452,2492	-0,6023	SPC	0	13	18,225
1er,2ème	40x40	-505,8548	42,1364	SPC	0	21,6	14,4
3ème, 4ème	35x35	-325,7647	23,9762	SPC	0	14	11,025
5ème, 6ème, 7ème, 8ème, 9ème	30x30	-199,7665	20,5568	SPC	0	10,4	8,1

V.2.3.2. Situation accidentelle:

✓ **Combinaison : G+Q+E :**

a. (N^{\max} , M^{corr}) :

Tableau V.5: Ferrailages des poteaux carrés situation accidentelle (N^{\max} , M^{corr})

Niveau	Section [cm ²]	N^{\max} [kn]	M^{corr} [kn.m]	sollicitation	A_s' [cm ²]	A_s [cm ²]	As min [cm ²]
RDC, S sol MEZZANINE	45x45	-821,858	0	SPC	0	20,6	18,225
1er ,2ème	40x40	-708,3229	-26,9752	SPC	0	21,6	14,4
3ème, 4ème	35x35	-482,2884	-11,9076	SPC	0	14,2	11,025
5ème, 6ème, 7ème, 8ème, 9ème	30x30	-343,6014	-8,9283	SPC	0	10,1	8,1

b. (M^{\max} , N^{corr}) :

Tableau V.6 : Ferraillages des poteaux carrés situation accidentelle (M^{\max} , N^{corr})

Niveau	Section [cm ²]	N^{corr} [kn]	M^{\max} [kn.m]	sollicitation	A_s' [cm ²]	A_s [cm ²]	As min [cm ²]
RDC, S sol MEZZANINE	45x45	-331,2735	-0,4512	SPC	0	8,4	18,225
1er, 2ème	40x40	-369,5791	29,8596	SPC	0	13,6	14,4
3ème, 4ème	35x35	-233,1214	17,2386	SPC	0	8,8	11,025
5ème, 6ème, 7ème, 8ème, 9ème	30x30	-146,2277	14,8523	SPC	0	6,6	8,1

c. (N^{\min} , M^{corr}) :

Tableau V.7 : Ferraillages des poteaux carrés situation accidentelle (N^{\min} , M^{corr})

Niveau	Section [cm ²]	N^{\min} [kn]	M^{corr} [kn.m]	sollicitation	A_s' [cm ²]	A_s [cm ²]	As min [cm ²]
RDC, S sol MEZZANINE	45x45	-331,2735	-0,4512	SPC	0	8,4	18,225
1er,2ème	40x40	-357,2904	-2,9425	SPC	0	9,4	14,4
3ème, 4ème	35x35	-222,8957	-15,4035	SPC	0	8,2	11,025
5ème, 6ème, 7ème, 8ème, 9ème	30x30	-138,7149	-12,904	SPC	0	6	8,1

Combinaison : **0,8G+E :**

a. (N^{\max} , M^{corr}) :

Tableau V.8 : Ferraillages des poteaux carrés situation accidentelle (N^{\max} , M^{corr}).

Niveau	Section [cm ²]	N^{\max} [kn]	M^{corr} [kn.m]	sollicitation	A_s' [cm ²]	A_s [cm ²]	As min [cm ²]
RDC, S sol MEZZANINE	45x45	-531,1791	0	SPC	0	13,2	18,225
1er,2ème	40x40	-471,2055	-13,5323	SPC	0	13,8	14,4
3ème, 4ème	35x35	-322,1528	-7,4482	SPC	0	9,4	11,025
5ème, 6ème, 7ème, 8ème, 9ème,	30x30	-231,9874	-5,5808	SPC	0	7	8,1

b. (M^{max}, N^{corr}) :

Tableau V.9: Ferrillages des poteaux carrés situation accidentelle (M^{max}, N^{corr})

Niveau	Section [cm ²]	N ^{corr} [kn]	M ^{max} [kn.m]	sollicitation	A _s ['] [cm ²]	A _s [cm ²]	As min
RDC, S sol, MEZZANINE	45x45	-238,192	-0,0899	SPC	0	7,2	18,225
1 ^{er} ,2 ^{ème}	40x40	-258,7403	14,1512	SPC	0	8,6	14,4
3 ^{ème} , 4 ^{ème}	35x35	-164,6083	10,756	SPC	0	6	11,025
5 ^{ème} , 6 ^{ème} 7 ^{ème} , 8 ^{ème} , 9 ^{ème}	30x30	-104,4001	9,1824	SPC	0	4,8	8,1

c. (N^{min}, M^{corr}) :

Tableau V.10: Ferrillages des poteaux carrés situation accidentelle (N^{min}, M^{corr})

Niveau	Section [cm ²]	N ^{min} [kn]	M ^{corr} [kn.m]	sollicitation	A _s ['] [cm ²]	A _s [cm ²]	As min
RDC, S sol MEZZANINE	45x45	-238,192	-0,0899	SPC	0	7,2	18,225
1 ^{er} ,2 ^{ème}	40x40	-250,7746	1,9658	SPC	0	6,6	14,4
3 ^{ème} , 4 ^{ème}	35x35	-156,4277	-9,5451	SPC	0	5,6	11,025
5 ^{ème} , 6 ^{ème} , 7 ^{ème} , 8 ^{ème} , 9 ^{ème}	30x30	-98,3899	-7,978	SPC	0	4,8	8,1

V.2.3.3. Choix des armatures :

Tableau V.11: Choix des armatures des poteaux.

Etage	Sections (cm ²)	A _s ^{cal} (cm ²)	A _s ^{min} (cm ²)	A _s ^{max} (Z.R) (cm ²)	A _s ^{max} (Z.C) (cm ²)	Observation	Choix des armatures	A _s ^{adp} (cm ²)
RDC, S sol Mez	45x45	32,6	18,22 5	81	121,5	c.v	12T20	37,7
1 ^{er} , 2 ^{ème}	40x40	34,4	14,4	64	96	c.v	12T20	37,7
3 ^{ème} , 4 ^{ème}	35x35	22,4	11,02 5	49	73,5	c.v	12T16	24,13
5 ^{ème} , 6 ^{ème} , 7 ^{ème} , 8 ^{ème} , 9 ^{ème}	30x30	16,6	8,5	36	54	c.v	12T14	18,47

V.2.4. Vérification vis-à-vis de l'état limite de service :

Les contraintes sont calculées à l'état limite de service sous (Mser , Nser) ,puis elles sont comparées aux contraintes admissibles données par :

● **Béton** : $\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15MPa$

● **Acier** : Fissuration peu nuisible.....Pas de vérification.

Fissuration préjudiciable..... $\bar{\sigma}_s = \zeta_s = \text{Min}\left(\frac{2}{3} f_e, \max\left(0,5 f_e; 110\sqrt{\eta f_{tj}}\right)\right)$

Fissuration très préjudiciable..... $\bar{\sigma}_s = 0,8\zeta_s$

Avec : $\eta=1,6$ pour les aciers H.A

Dans notre cas la fissuration est considérée préjudiciable, donc $\sigma_s=201.63MPa$.

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

a. (N^{max}, M_{corr}) :

Tableau V.12 : Vérifications des contraintes pour les poteaux

Niveau	Sections (cm ²)	Nser max (kN)	Mser corr (kN.m)	A _s ^{adp} (cm ²)	σs (Mpa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	σbc (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	vérification
RDC S.SOL ,MEZ	45x45	-821,858	0	37,7	47.6	201,63	3.2	15	ok
1er, 2ème	40x40	-708,3229	-26,9726	37,7	67.3	201,63	4.7	15	ok
3ème, 4ème	35x35	-482,2884	-11,9076	24,13	58.5	201,63	4.5	15	ok
5ème, 6ème, 7ème8ème, 9ème	30x30	-343,6014	-8,9283	18,47	58	201,63	9.2	15	ok

b. (M^{max} , N^{corr}) :

Tableau V.14 : Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux

Niveau	Sections (cm ²)	Nser corr (kN.m)	Mser max (kN)	A_s^{adp} (cm ²)	σ_s (Mpa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	vérification
RDC S.SOL ,MEZ	45x45	-331,2735	-0,4312	37,7	19.5	201,63	1.3	15	ok
1er ,2éme	40x40	-369,5791	29,8596	37,7	45.8	201,63	3.4	15	ok
3éme, 4éme	35x35	-233,1214	-17,3286	24,13	40.8	201,63	3	15	ok
5éme, 6éme, 7éme, 8éme, 9éme	30x30	-146,2277	14.88523	18,47	43.6	201,63	3.3	15	ok

V.2.3. 5. Vérification De L’effort Tranchant :

a. Vérification de la contrainte de cisaillement

Il faut vérifier que : $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$

Avec :

T_u : L’effort tranchant pour l’état limite ultime.

b : Largeur de la section du poteau.

d : Hauteur utile de la section du poteau

τ_u : Contrainte de cisaillement.

$\bar{\tau}_u$: Contrainte limite de cisaillement du béton.

La valeur de la contrainte $\bar{\tau}_u$ doit être limitée aux valeurs suivantes :

➤ **Selon le BAEL 91 modifié 99 [1] :**

$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0,13 f_{c28}, 5MPa)$ Fissuration peu nuisible.

$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0,10 f_{c28}, 4MPa)$ Fissuration préjudiciable et très préjudiciable.

➤ Selon le RPA 99 version 2003 [2] :

$$\bar{\tau}_u = \rho_d f_{c28}$$

$\rho_d = 0,075$si l'élanement $\lambda \geq 5$

$\rho_d = 0,040$si l'élanement $\lambda < 5$

Avec :

$$\lambda : \text{L'élanement du poteau } \lambda = \frac{L_f}{i}$$

L_f : Longueur de flambement.

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

I : Moment d'inertie de la section du poteau dans la direction considérée.

B : Section du poteau

Les résultats sont regroupés dans les tableaux suivants :

Tableau V.14 : Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux

Etage	Sections (Cm ²)	T _u (KN)	τ_u (MPa)	λ	ρ_d	$\bar{\tau}_u^{RPA}$ (MPa)	$\bar{\tau}_u^{CBA 93}$ (MPa)	Vérification
RDC, S sol Mez,	45x45	24,0778	0.132	6.37	0.075	1.875	2.5	Vérifier
1er 2 ^{ème}	40x40	23,8926	0.13	6.54	0.075	1.875	2.5	Vérifier
3 ^{ème} - 4 ^{ème}	35x35	13,5604	0.07	7.48	0.075	1.875	2.5	Vérifier
5 ^{ème} , 6 ^{ème} , 7 ^{ème} , 8 ^{ème} , 9 ^{ème}	30x30	11,5021	0.06	8.73	0.075	1.875	2.5	Vérifier

V.2.4. Ferrailage transversal des poteaux :

Les armatures transversales sont déterminées à partir des formules du BAEL91 modifié 99 et celles du RPA99 version 2003 ; elles sont données comme suit :

➤ Selon BAEL91 modifié 99 : [1]

$$\begin{cases} S_t \leq \text{Min}(0,9d;40\text{cm}) \\ \varphi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \varphi_l\right) \\ \frac{A_t f_e}{b S_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa}\right) \end{cases}$$

Avec :

- A_t : Section d'armatures transversales.
- b : Largeur de la section droite.
- h : Hauteur de la section droite.
- S_t : Espacement des armatures transversales.
- φ_t : Diamètre des armatures transversales.
- φ_l : Diamètre des armatures longitudinales.
-

➤ Selon le RPA99 version 2003 : [2]

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a T_u}{h f_e}$$

Avec :

- A_t : Section d'armatures transversales.
- S_t : Espacement des armatures transversales.
- T_u : Effort tranchant à l'ELU.
- f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armatures transversales.
- h : Hauteur totale de la section brute.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par l'effort tranchant.

$$\rho_a = 2,5 \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g \geq 5$$

$$\rho_a = 3,75 \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g < 5$$

λ_g : Espacement géométrique.

- L'espacement des armatures transversales est déterminé comme suit :

$S_t \leq 10cm$Zone nodale (zone III).

$S_t \leq \text{Min}\left(\frac{b}{2}; \frac{h}{2}; 10\phi_l\right)$Zone courante (zone III).

ϕ_l : Diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

- La quantité d'armatures transversales minimale $\frac{A_t}{S_t b}$ en (%) est donnée comme suite :

λ_g : L'élancement géométrique du poteau $\left(\lambda_g = \frac{L_f}{a}\right)$

a : Dimension de la section droite du poteau.

L_f : Longueur du flambement du poteau.

Pour les armatures transversales $f_e=400\text{MPa}$ (FeE400).

Le tableau suivant rassemble les résultats des espacements maximums des poteaux :

Tableau V.15: Espacement maximale selon RPA99 des poteaux.

Etage	Section (cm ²)	Barres	ϕ_l (mm)	S_t (cm)	
				Zone Nodale	Zone Courante
RDC, S sol MEZ	45x45	12T20	20	10	20
1 ^{er} et 2 ^{eme}	40x40	12T20	20	10	20
3 ^{eme} et 4 ^{eme}	35x35	12T16	16	10	16
5 ^{eme} , 6 ^{eme} , 7 ^{eme} , 8 ^{eme} , 9 ^{eme}	30x30	12T14	14	10	14

Le choix des armatures transversales est regroupé dans le tableau suivant :

Tableau V.16 : Choix des armatures transversales pour les poteaux

Niveaux	Section (cm ²)	L _f (m)	λ _g (%)	ρ _a	T _u ^{max} (kN)	Zone	S _t (cm)	A _t ^{cal} (cm ²)	Choix	A _s ^{adp} (cm ²)
S sol	45x45	2.87	6.37	2.5	24,0778	N	10	0.57	4T8	2.01
						C	15	0.85	4T8	2.01
RDC	45x45	1.90	4.22	3.75	24,0778	N	10	0.85	4T8	2.01
						C	15	1.28	4T8	2.01
Mezzanine	45x45	2.02	5.05	2.5	23,8926	N	10	0.64	4T8	2.01
						C	15	0.95	4T8	2.01
1 ^{er} et 2 ^{eme}	40x40	2.62	6.55	2.5	23,8926	N	10	0.64	4T8	2.01
						C	15	0.95	4T8	2.01
3 ^{eme} et 4 ^{eme}	35x35	2.62	7.48	2.5	13,5604	N	10	0.41	4T8	2.01
						C	13	0.54	4T8	2.01
5 ^{eme} , 6 ^{eme} , 7 ^{eme} , 8 ^{eme} , 9 ^{eme}	30x30	2.62	8.73	2.5	11,5021	N	10	0.40	4T8	2.01
						C	11	0.45	4T8	2.01

V.2.5. Longueur de recouvrement :

La longueur minimale de recouvrement est de : $L_r = 50\phi_1$ en zone III.

Pour :

- $\phi = 20\text{mm}$ $L_r = 100\text{cm}$
- $\phi = 16\text{mm}$ $L_r = 80\text{cm}$
- $\phi = 14\text{mm}$ $L_r = 70\text{cm}$

V.2.6. Schéma de ferrailage des poteaux :

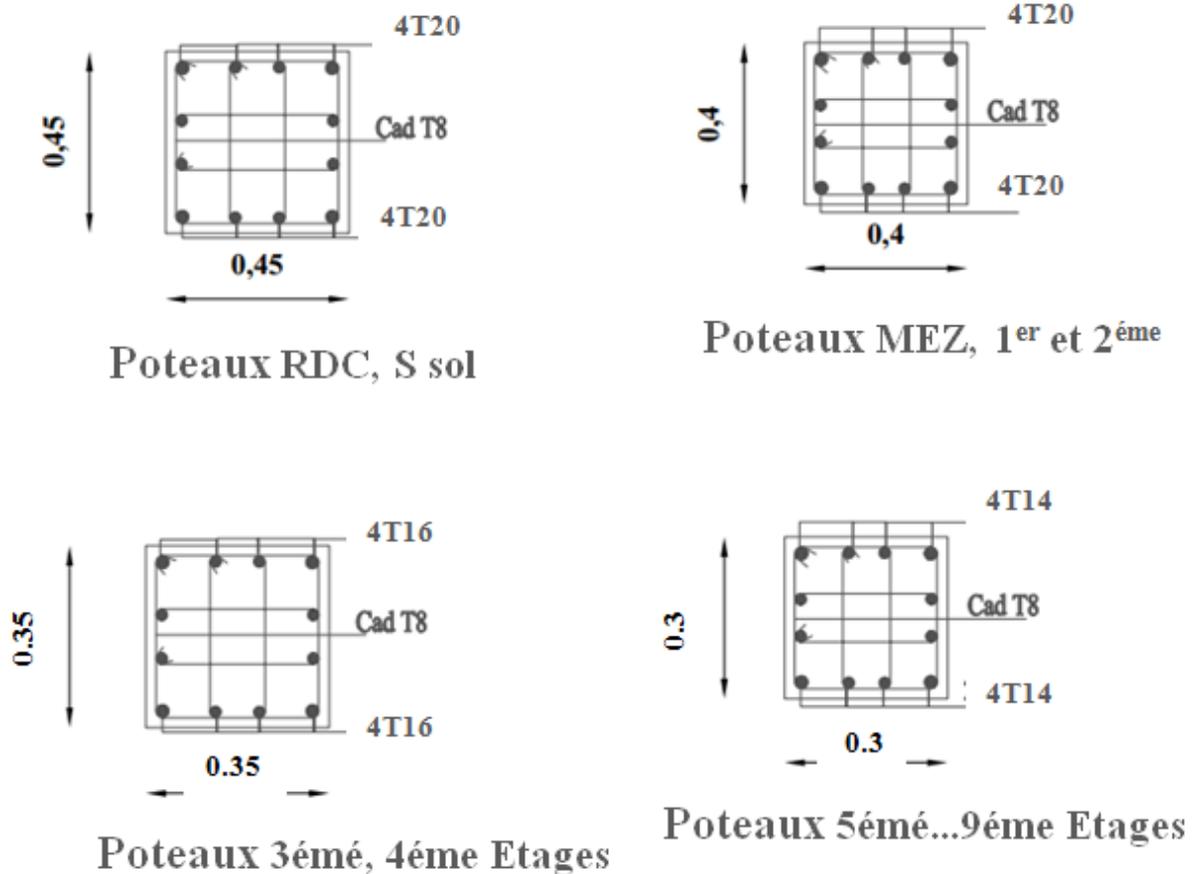


Figure. V.1 : Schéma de Ferrailage des poteaux

V.3.Ferrailage des poutres :

V.3.1 Introduction :

Les poutres sont des éléments structuraux horizontaux qui permettent de transférer les charges aux poteaux, elles sont sollicitées par des moments de flexion et des efforts tranchants.

On fait le calcul pour les situations suivantes :

a. Selon CBA 93 : [3]

$$\text{Situation durable : } \begin{cases} \text{ELU : } 1.35 G + 1.5 Q \\ \text{ELS : } G + Q \end{cases}$$

b. Selon RPA 99 : [2]

$$\text{Situation accidentelle : } \begin{cases} 0.8 G \pm E \\ G + Q \pm E \end{cases}$$

V.3.2 Recommandations selon RPA99 version 2003 :

- 1- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section.
- 2- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
 - 4% en zone courante.
 - 6% en zone de recouvrement.
- 3- La longueur minimale de recouvrement est de $50\varnothing$ en zone III.
- 4- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90° .

Les armatures longitudinales sont déterminées en tenant compte des deux situations suivantes :

Tableau V.17 : Caractéristiques du béton et de l'acier.

Situation	Béton			Acier		
	γ_b	f_{c28} (MPa)	σ_{bc} (MPa)	γ_s	f_e (MPa)	σ_s (MPa)
Durable	1,5	25	14,17	1,15	400	348
Accidentelle	1,15	25	18,48	1	400	400

V.3.3 Calcul de ferrailage :

Pour le cas de notre structure, les efforts sont déterminés par logiciel **Etabs**.

Ont disposé 2 types de poutres :

- Poutres porteur (cm²)
- Poutres non porteur (cm²)

Les tableaux suivants regroupent tous les résultats des efforts ainsi que les sections d'armatures calculées par le logiciel (Expert BA) pour chaque type de poutres sous les différentes combinaisons de charge.

1. Sens porteur :

a-Situation durable : 1.35G+1.5Q

Tableau V.18: Ferrailage des poutres porteuses

Niveaux	Section (cm ²)	Position	M _{max} (KN.m)	A _s (cm ²)	A _s '(cm ²)
Terrasse	40x30	Travée	42,4331	3,43	0
		Appui	-55,4425	0	4,53
Tous les étages	40x30	Travée	55,5612	4,54	0
		Appui	-73,8647	0	6,15

b- Situation accidentelle : G+Q+E

Tableau V.19: Ferrailage des poutres porteuses (x)

Niveaux	Section (cm ²)	Position	M _{max} (KN.m)	A _s (cm ²)	A _s '(cm ²)
Terrasse	40x30	Travée	31,0022	2,48	0
		Appui	-40,469	0	3,26
Tous les étages	40x30	Travée	39,3268	3,16	0
		Appui	-52,2626	0	4,26

c-Situation accidentelle : 0.8G +E

Tableau V.20 : Ferrailage des poutres porteuses 30x40

Niveaux	Section (cm ²)	Position	M _{max} (KN.m)	A _s (cm ²)	A _s '(cm ²)
Terrasse	40x30	Travée	21,6715	1,72	0
		Appui	-27,9233	0	2,22
Tous les étages	40x30	Travée	18,2826	1,44	0
		Appui	-31,3135	0	2,50

2. Sens non porteur :**a. Situation durable : 1.35G+1.5Q****Tableau V.21 : Ferrailage des poutres non porteuses (x)**

Niveaux	Section (cm ²)	Position	M _{max} (KN.m)	A _s (cm ²)	A _s '(cm ²)
Terrasse	35x30	Travée	33,6308	3,15	0
		Appui	-58,05	0	5,62
Tous les étages	35x30	Travée	29,2412	2,72	0
		Appui	-63,7776	0	6,22

a. Situation accidentelle : G+Q+E**Tableau V.22 : Ferrailage des poutres non porteuses (x).**

Niveaux	Section (cm ²)	Position	M _{max} (KN.m)	A _s (cm ²)	A _s '(cm ²)
Terrasse	35x30	Travée	24,488	2,26	0
		Appui	-41,8966	0	3,96
Tous les étages	35x30	Travée	21,1366	1,95	0
		Appui	-46,0368	0	4,38

a. Situation accidentelle : 0.8G +E.**Tableau V.23 : Ferrailage des poutres non porteuses (x)**

Niveaux	Section (cm ²)	Position	M _{max} (KN.m)	A _s (cm ²)	A _s '(cm ²)
Terrasse	35x30	Travée	16,4008	1,50	0
		Appui	-25,2507	0	2,34
Tous les étages	35x30	Travée	12,9977	1,19	0
		Appui	-27,7518	0	2,58

V.3.4 Choix des armatures :

Le ferrailage final adopté est donné par le tableau suivant :

Tableau V.24 : Choix des armatures pour les poutres porteuses (x).

Étage	Position	A_S^{max} Z.C (cm ²)	A_S^{max} Z.R(c m ²)	A_S^{min} Cm ²	A_S^{cal} (Cm ²)	Choix des Armatures	A_S^{adp} (Cm ²)
Terrasse	Travée	48	72	1,34	3,43	5T12	5.65
	Appui	48	72	1,34	4,53	3T14+2T12	6,88
Tous les étages	Travée	48	72	1,34	4,54	3T14+2T12	6,88
	Appui	48	72	1,34	6,15	3T16+2T12	8.26

Tableau V.25 : Choix des armatures pour les poutres non porteuses.

Étage	Position	A_S^{max} Z.C (cm ²)	A_S^{max} Z.R(c m ²)	A_S^{min} Cm ²	A_S^{cal} (Cm ²)	Choix des Armatures	A_S^{adp} (Cm ²)
Terrasse	Travée	42	63	1,16	3,15	5T12	5.65
	Appui	42	63	1,16	5,62	5T14	7.7
Tous les étages	Travée	42	63	1,16	2,72	5T12	5.65
	Appui	42	63	1,16	6,22	3T16+2T14	9.1

V.3.5 Condition de non fragilité :

$$A_s \geq A_s^{min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e}$$

Avec :

$$f_{t28} = 2.1\text{MPa} \quad ; \quad f_e = 400\text{Mpa}$$

Tableau V.26: Vérification de la condition de non fragilité.

Section (cm ²)	$A_{s(choisi)(min)}$ (Cm ²)	A_s^{min} (Cm ²)	Vérification
40x30	6.88	1,34	Vérifiée
35x30	5.65	1,16	Vérifiée

V.3.6 Vérification vis à vis de l'ELS :

Les contraintes sont calculées à l'état limite de service sous (M_{ser} , N_{ser}), puis elles sont comparées aux contraintes admissibles données par :

- **Béton.**

$$\sigma_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

- **Acier.**

- Fissuration peu nuisible.....Pas de vérification.

- Fissuration préjudiciable..... $\bar{\sigma}_s = \text{Min}\left(\frac{2}{3}f_e, 150\eta\right)$

- Fissuration très préjudiciable..... $\bar{\sigma}_s = \text{Min}\left(\frac{1}{3}f_e, 110\eta\right)$

Avec : $\eta=1,6$ pour les aciers H.A

a. Sens longitudinal (poutre porteuse) :

Tableau V.27: Vérification des poutres porteuse à l'ELS

Étage	Position	M_{ser} (KN.m)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
Terrasse	Travée	30,9971	5.5	15	170.9	201.63	Vérifier
	Appui	-40,4497	6.7	15	184.5	201.63	Vérifier
Tous les étages	Travée	39,326	6.5	15	179.9	201.63	Vérifier
	Appui	-52,2473	8.1	15	200.3	201.63	Vérifier

b. sens transversal (poutre non porteuse) :**Tableau V.28:** Vérification des poutres non porteuse à l'ELS

Étage	Position	M_{ser} (KN.m)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
Terrasse	Travée	24,4682	5.4	15	155.2	201.63	Vérifier
	Appui	-41,8506	8.3	15	198.1	201.63	Vérifier
Tous les étages	Travée	21,1163	4.7	15	134	201.63	Vérifier
	Appui	-45,9785	8.7	15	185.8	201.63	Vérifier

V.3.7 Vérification de la contrainte de cisaillement :

Il faut vérifier que : $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$

Avec :

T_u : l'effort tranchant maximum.

b : Largeur de la section de la poutre.

d : Hauteur utile.

$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0,10 f_{c28} ; 4\text{MPa}) = 2,5\text{MPa}$.

(Fissuration préjudiciable). Selon le BAEL91 modifié 99

Tableau V.29: Vérification de la contrainte de cisaillement

Étage	Sens	Section	T_u^{\max} (KN)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (Mpa)	Vérification
Terrasse	Porteur	40x30	48,3388	0.45	2.5	Vérifier
	Non Porteur	35x30	66,2605	0.70	2.5	Vérifier
Tous les étages	Porteur	40x30	85,6881	0.79	2.5	Vérifier
	Non Porteur	35x30	77,4091	0.82	2.5	Vérifier

V.3.8 Calcul des armatures transversales :

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type haute adhérence et nuance ($f_c=400\text{MPa}$).

❖ Selon le BAEL 91 modifié 99 : $\rightarrow \begin{cases} S_t = \text{Min}(0,9d;40\text{cm}) \\ \frac{A_t}{bS_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{t28}K}{0,8f_e} \quad K = 1 \\ \frac{A_t f_e}{bS_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa}\right) \end{cases}$

❖ Selon le RPA 99 version 2003 : $\rightarrow \begin{cases} A_t = 0,003S_t b \\ S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\phi_1\right) \dots\dots \text{Zone nodale} \\ S_t \leq \frac{h}{2} \dots\dots \text{Zone courante} \end{cases}$

Avec : $\varphi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \varphi_l; \frac{b}{10}\right) = 1.14 \text{ cm}$

Le diamètre choisi : 8mm

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.30: Calcul des armatures transversales.

Sens	Section (Cm ²)	T _u (kN)	τ _u (MPa)	BAEL91	RPA99		S _t ^{adp} (Cm)		A _t (Cm ²)	Choix	A _t ^{adop}
				S _t (cm)	S _t (cm) ZN	S _t (cm) ZC	ZN	ZC			
Porteur	40x30	85,6881	0.79	39.3625	10	20	10	20	1.8	4T8	2.01
Non Porteur	35x30	77,4091	0.82	39.3625	9	18	10	20	1.8	4T8	2.01

- La section minimale des armatures transversales selon le RPA 99 :

$A_{t \text{ min}} = 0,003.S_t.b = 1,8\text{cm}^2 \quad A_{t \text{ min}} = 1,8 \text{ cm}^2 \leq 2,01\text{cm}^2 \dots\dots\dots\text{CV}$

V.3.9 Recouvrement des armatures longitudinales :

$L_r = 50\varnothing$ (zone III).

L_r : Longueur de recouvrement.

On a :

$\varnothing=12\text{mm} \dots\dots\dots L_r=60\text{cm}$

$\varnothing=14\text{mm} \dots\dots\dots L_r=70\text{cm}$

V.3.7-Arrêt des barres :

Armatures inférieures : $h \leq \frac{L}{10}$

Armatures supérieures : $h' \geq \begin{cases} \frac{L^{MAX}}{4} & \text{Appuis en travée de rive.} \\ \frac{L^{MAX}}{5} & \text{Appuis en travée intermédiaire.} \end{cases}$

Avec :

$L = \text{Max} (L_{\text{gauche}} ; L_{\text{droite}})$

V.3.10 Vérification de la flèche :

Flèche totale : $\Delta f_T = f_v - f_i \leq \bar{f}$.

Tel que :

$$\bar{f} = \begin{cases} 0,5 + \frac{L(\text{cm})}{1000} & \text{si } L > 5m \\ \frac{L(\text{cm})}{500} & \text{si } L \leq 5m \end{cases}$$

La valeur de la flèche maximale sous charge instantanée : $f_i = \frac{M_{ser}L^2}{10E_i I_{fi}}$

La valeur de la flèche maximale sous charge a longue durée d'application : $f_v = \frac{M_{ser}L^2}{10E_v I_{fv}}$

Moment d'inertie de la section homogène I_0 :

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15A_s \left(\frac{h}{2} - d\right)^2 + 15A'_s \left(\frac{h}{2} - d'\right)^2$$

Moment d'inertie fictive.
$$\begin{cases} I_{fi} = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_i \mu} \\ I_{fv} = \frac{I_0}{1 + \lambda_v \mu} \end{cases}$$

Avec :

$$\begin{cases} \lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{\delta \left(2 + \frac{3b_0}{b}\right)} \\ \lambda_v = \frac{0,02 f_{t28}}{\delta \left(2 + \frac{3b_0}{b}\right)} \end{cases} ; \begin{cases} \delta = \frac{A_s}{b_0 d} \\ \mu = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4\delta \sigma_s + f_{t28}} \\ \sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s d} \end{cases}$$

Tableau récapitulatif du calcul de la flèche.

➤ **Poutre principale**

Tableau V.31: Vérification de la flèche de poutre porteuse

M_{ser} (KNm)	A_s (cm ²)	λ_i	λ_v	μ	I_0 (cm ⁴)	I_{fi} (cm ⁴)	I_{fv} (cm ⁴)
30,9971	5.65	4,014159	1,605664	0,608302	66060,07	21112,69	36760,79
39,326	6.88	3,296512	1,318605	0,664921	76509,63	26366,77	44843,37

f_i (mm)	f_v (mm)	Δf (mm)	f_{adm} (mm)	Vérification
4,10816	7,01455	2,90639	6	La flèche est vérifiée
4,17343	7,29533	3,1219	6	La flèche est vérifiée

$$\bar{f} = \frac{Lmax}{500} = \frac{3000}{500} = 6mm$$

➤ Poutre secondaire

Tableau V.32: vérification de la flèche de poutre non porteuse

M _{ser} (KNm)	A _s (cm ²)	λ _i	λ _v	μ	I ₀ (Cm ⁴)	I _{fi} (Cm ⁴)	I _{fv} (Cm ⁴)
24,4682	5.65	3,512389	1,404956	0,647399	48911,59	16433,76	28175,37
21,1163	5.65	3,512389	1,404956	0,647399	48911,59	16433,76	28175,37

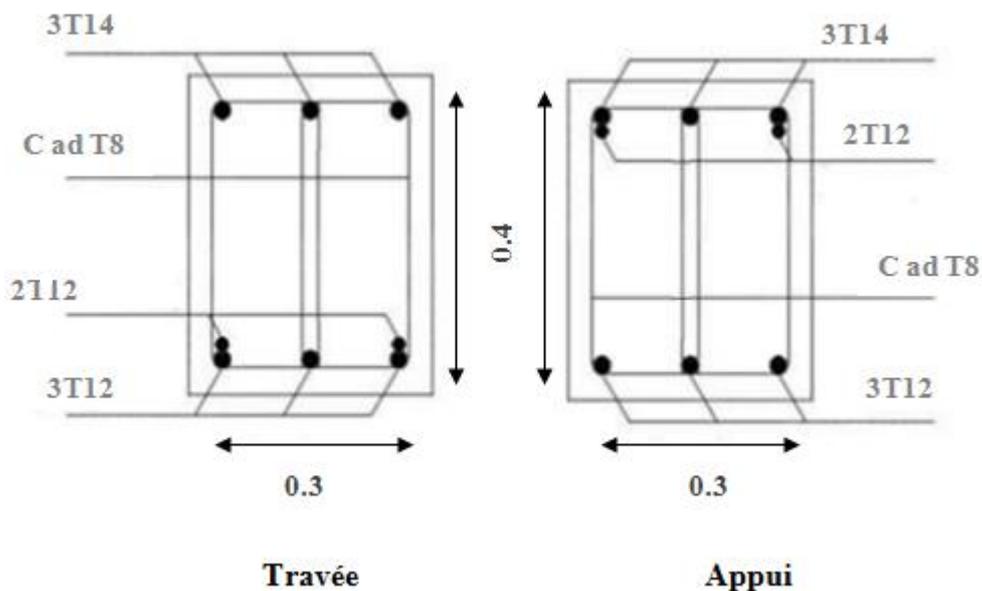
f _i (mm)	f _v (mm)	Δf (mm)	f _{adm} (mm)	Vérification
5,04104	8,7414	3,70036	6.6	La flèche est vérifiée
4,35047	7,54392	3,19345	6.6	La flèche est vérifiée

$$\bar{f} = \frac{L_{max}}{500} = \frac{3300}{500} = 6.6mm$$

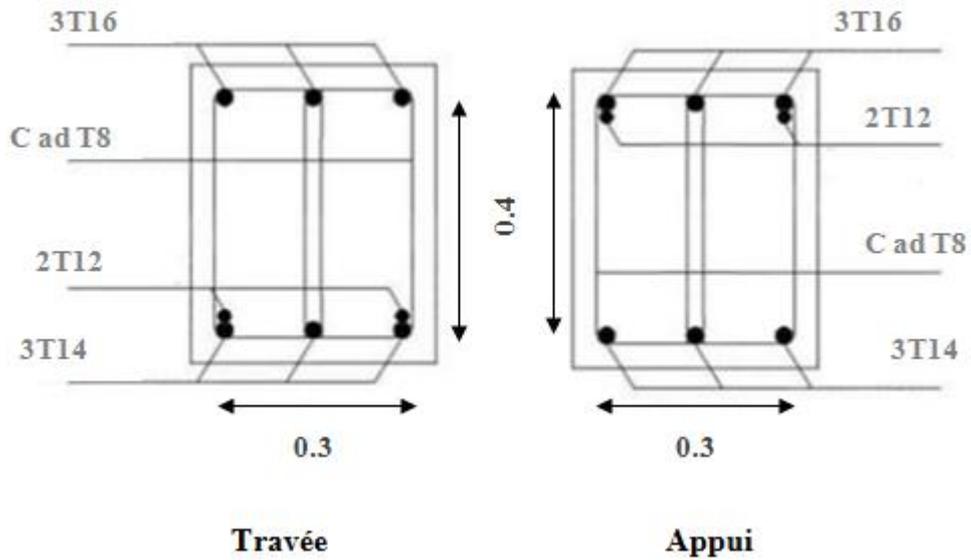
V.3.11 Schémas du ferrailage :

➤ Poutre porteuse :

❖ Terrasse

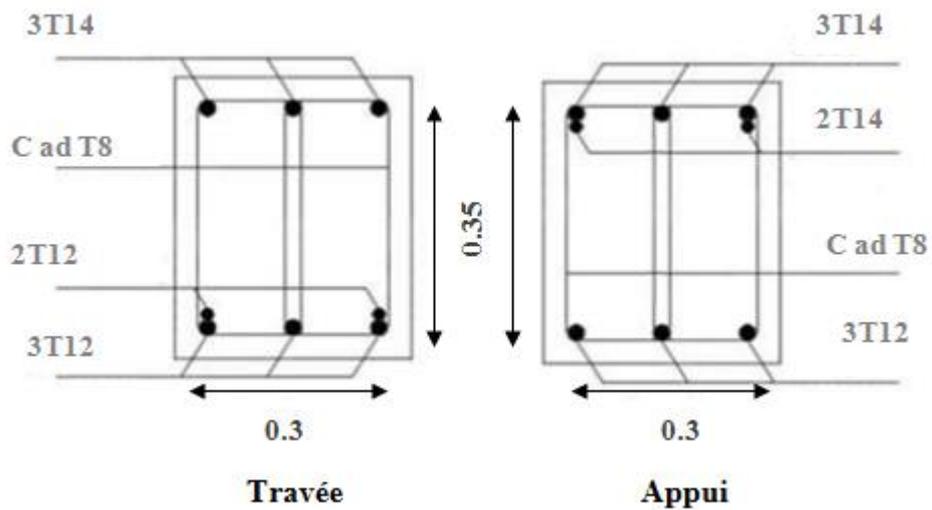


❖ Etage courante :

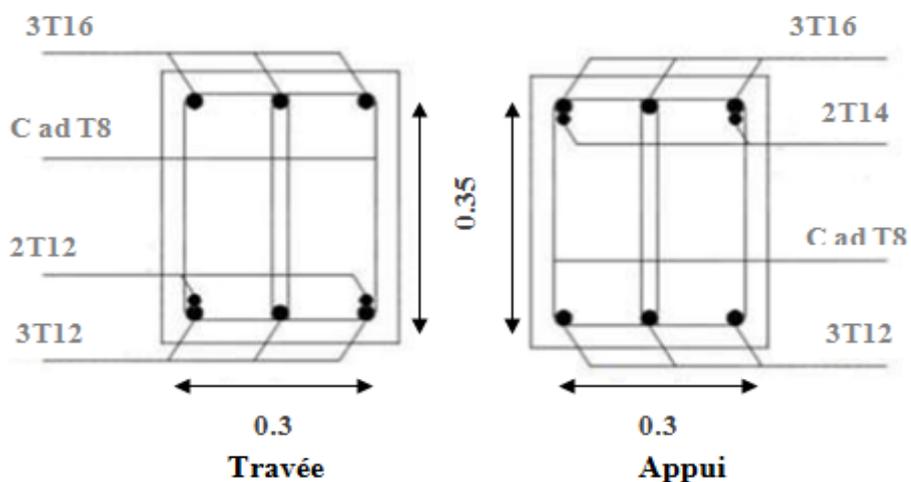


➤ Poutre non porteuse :

❖ Terrasse :



❖ Etage courante :



V.4.Ferrailage des voiles :**V.4.1 Généralités :**

Les voiles et murs sont des éléments ayant deux dimensions grandes par rapport à la troisième appelée épaisseur, généralement verticaux et chargés dans leur plan.

Ces éléments peuvent être :

- En maçonnerie non armée ou armée auxquels on réservera le nom de murs.
- En béton armé ou non armé et appelés voiles.

On utilise aussi l'expression murs en béton banché pour désigner les voiles en béton non armé.

Une banche est un outil de coffrage de grande surface.

On va traiter l'étude des voiles par la méthode des contraintes :

Pour le ferrailage des trumeaux, le calcul et la disposition des aciers verticaux et les aciers horizontaux est conformément aux règlements **B.A.E.L 91** et **RPA 99**.

V.4.2 : Ferrailage des voiles :

Le modèle le plus simple d'un voile est celui d'une console parfaitement encastree à la base.

La figure suivante montre l'exemple d'un élément de section rectangulaire, soumis à une charge verticale N et une charge horizontale V en tête.

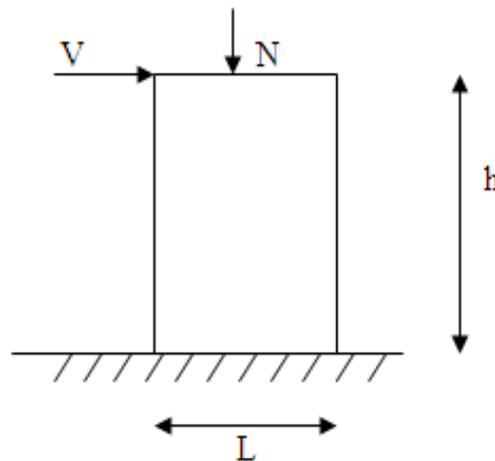


Figure V.2 : Section rectangulaire, soumise à la flexion composée

Le voile est donc sollicité par un effort normal N et un effort tranchant V constant sur toute la hauteur, et un moment fléchissant qui est maximal dans la section d'encastrement.

Le ferrailage classique du voile en béton armé est composé :

- 1- D'armatures verticales concentrées aux deux extrémités du voile (de pourcentage ρ_{v0}) et d'armatures verticales uniformément réparties (de pourcentage ρ_v)

2- D'armatures horizontales, parallèles aux faces des murs, elles aussi uniformément réparties

et de pourcentage ρ_H

3- Les armatures transversales (epingles) (perpendiculaires aux parement du voile).

Les armatures verticales extrêmes sont soumises à d'importantes forces de traction et de compression, créant ainsi un couple capable d'équilibrer le moment appliqué. À la base du voile, sur une hauteur critique des cadres sont disposés autour de ces armatures afin d'organiser la ductilité de ces zones.

En fin, les armatures de l'âme horizontales et verticales ont le rôle d'assurer la résistance à l'effort tranchant.

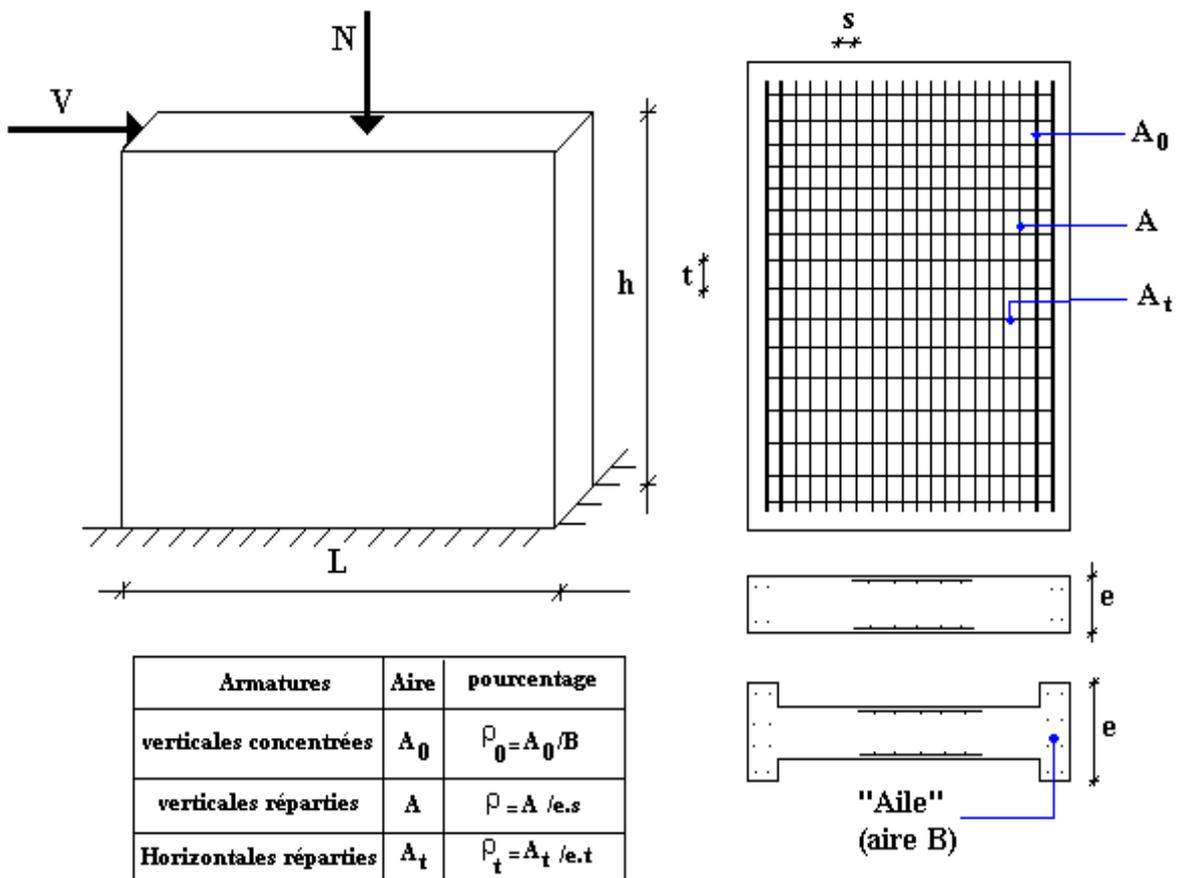


Figure V.3: Schéma d'une voile pleine et disposition du ferrailage

- **Justifications sous sollicitations normales**

- a. **Conditions d'application**

- La longueur d du mur : $d \geq 5a$
- L'épaisseur a du mur :
 - $a \geq 10\text{cm}$ Pour les murs intérieurs.
 - $a \geq 12\text{cm}$ Pour les murs extérieurs comportant une protection.
 - $a \geq 15\text{cm}$ Pour les murs extérieurs dont la résistance à la pénétration de l'eau peut être affectée par la fissuration du béton.
- L'élançement mécanique λ : $\lambda \leq 80$
- Le raidisseur d'extrémité r : $r \geq 3a$

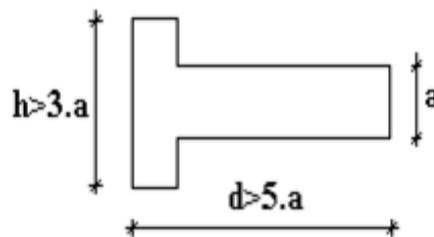


Figure V.4 : Définition de l'élément mur

- b. **Longueur de flambement:** (murs non raidi latéralement)

Soit :

l : La hauteur libre du mur;

l_f : La longueur libre de flambement d'un mur non raidi.

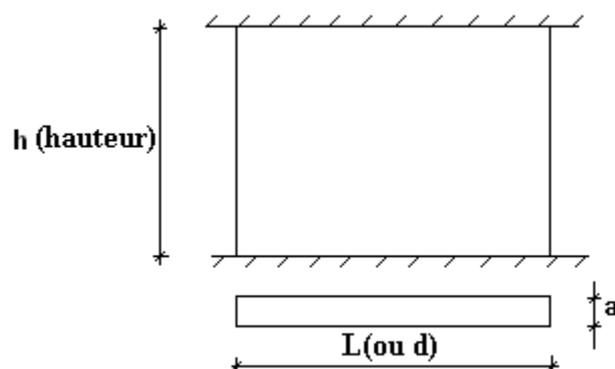


Figure V.5: Mur encastré

Lorsqu'un mur n'est pas raidi latéralement par des murs en retour, la longueur libre de flambement de l_f déduit de la hauteur libre du mur l , en fonction de ses liaisons avec le

plancher. Les valeurs du rapport $\left(\frac{l_f}{l}\right)$ sont données par le tableau suivant :

Tableau V.33: Valeurs de (l_f/l)

Liaisons du mur		Mur armé verticalement	Mur non armé verticalement
Mur encastré en tête et en pied	Il existe un plancher de part et d'autre	0,80	0,85
	Il existe un plancher d'un seul côté	0,85	0,90
Mur articulé en tête et en pied		1,00	1,00

L'élancement mécanique λ se déduit de la longueur libre de flambement par la relation :

$$\lambda = \frac{l_f \sqrt{12}}{a}$$

Effort de compression en ELU :

Soient :

l_f : longueur de flambement calculée en (b)

a : épaisseur du voile

d : longueur du voile

f_{c28} : résistance caractéristique du béton à 28 jours

f_e : limite élastique de l'acier

$\gamma_b = 1,5$ (sauf combinaison accidentelles pour lesquelles $\gamma_b = 1,15$)

$\gamma_s = 1,15$ (sauf pour combinaison accidentelles pour lesquelles $\gamma_s = 1$)

Note :

Les valeurs de α données par le tableau ci dessous sont valables dans le cas ou plus de la moitié des charges est appliquée après 90 jours.

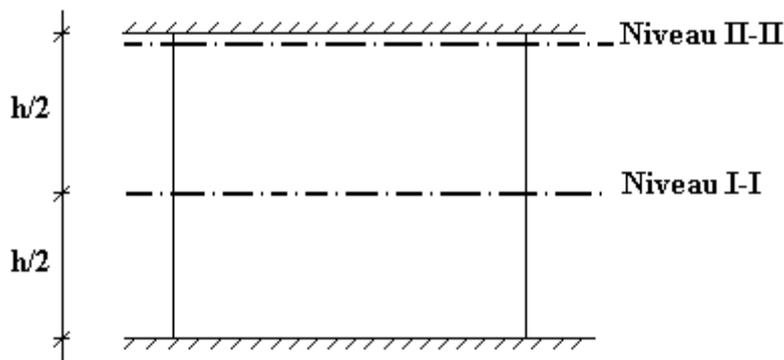
Tableau V.34 : Calcul de $\sigma_{u\ lim}$

	Notation	Unités	Voile armé verticalement	Voile non armé verticalement
Elancement	λ			$\frac{l_f \sqrt{12}}{a}$
Section réduite	B_r	M^2		$d(a-0,02)$
Pour $\lambda \leq 50$	α	/	$\frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2}$	$\frac{0,65}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{30}\right)^2}$
Pour $50 \leq \lambda \leq 80$			$0,6 \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2$	
Effort limite ELU	$N_{u\ lim}$	kN	$\alpha \left[\frac{B_r f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{A_s f_e}{\gamma_s} \right]$	$\alpha \left[\frac{B_r f_{c28}}{0,9\gamma_b} \right]$
Contraintes limites	σ	kPa	$\sigma_{ba} = \frac{N_{u\ lim}}{ad}$	$\sigma_{bna} = \frac{N_{u\ lim}}{ad}$

Remarque :

La contrainte limite vaut $\sigma_{u\ lim} = \frac{N_{u\ lim}}{a d}$ que nous appelons σ_{bna} ou σ_{ba} suivant que le béton est non armé ou armé.

c. Niveaux de vérification :



On vérifie le voile à deux niveaux différents :

- Niveau **I-I** à mi- hauteur d'étage : $\sigma_u \leq \sigma_{u\ lim}$
- Niveau **II-II** sous le plancher haut : $\sigma_u \leq \frac{\sigma_{u\ lim}}{\alpha}$

En cas de traction, on négligera le béton tendu.

d. Aciers minimaux

Si $\sigma_u^c < \sigma_{bna}$ on n'a pas besoin d'armatures comprimées, on prendra alors les valeurs minimales données par le tableau suivant : (σ_u^c est la contrainte de compression ultime calculée).

L'épaisseur du voile est désignée par la lettre a

1. Aciers verticaux, aciers horizontaux**Tableau V.35 : Aciers verticaux et horizontaux**

	Aciers verticaux	Aciers horizontaux
Espacement maximal entre axes	$S_t \leq \min(0,33m ; 2a)$	$S_t \leq 0,33m$
Acier minimal	$A_{sv} \geq \rho_v d a$	$\rho_H = \frac{A_H}{100a} \geq \text{Max} \left[\frac{2\rho_{vMax}}{3}; 0,001 \right]$
Pourcentage minimal	$\rho_v = \text{Max} \left[0,001; 0,0015 \frac{400\theta}{f_e} \left(\frac{3\sigma_u}{\sigma_{u\lim}} - 1 \right) \right]$ <p>Par moitié sur chaque face</p> <p>Avec : $\theta = 1,4$ pour un voile de rive $\theta = 1$ pour un voile intermédiaire</p>	ρ_{vMax} = le pourcentage vertical de la bande la plus armée

- La section d'armatures correspondant au pourcentage ρ_v doit être répartie par moitié sur chacune des faces de la bande de mur considérée.
- La section des armatures horizontales parallèles aux faces du mur doit être répartie par moitié sur chacune des faces d'une façon uniforme sur la totalité de la longueur du mur ou de l'élément de mur limité par des ouvertures.

2. Aciers transversaux : (perpendiculaire aux parements)

Seuls les aciers verticaux (de diamètre \emptyset_l) pris en compte dans le calcul de $N_{u\lim}$ sont à maintenir par des armatures transversales (de diamètre \emptyset_t)

Tableau V.36 : Aciers transversaux

	Nombres d'armatures transversales	Diamètre ϕ_t
$\phi_l \leq 12\text{mm}$	4 épingles par m ² de voile	6mm
$2\text{ mm} < \phi_l \leq 20\text{mm}$	Reprendre toutes les barres verticales Espacement $\leq 15 \phi_l$	6mm
$20\text{mm} < \phi_l$		8mm

e. Cisaillement

Aucune vérification à l'effort tranchant ultime n'est exigée en compression si le cisaillement est inférieur à $0,05f_{c28}$ (il faudra donc vérifier que $S_{12} \leq 0,05f_{c28}$)

- **Méthode des contraintes : (calcul des aciers verticaux) :**

- **Exposé de la méthode :**

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (N, M) en utilisant les formules suivantes :

$$\sigma_s \max = \frac{N}{B} + \frac{M.V}{I}$$

$$\sigma_s \min = \frac{N}{B} - \frac{M.V'}{I}$$

Avec :

B : section du béton.

I : moment d'inertie du trumeau.

- **Section entièrement tendue :**

$$F_t = \frac{\sigma_{s1} + \sigma_{s2}}{2} \cdot L \cdot e$$

$$A_s = \frac{F_t}{\sigma_s}$$

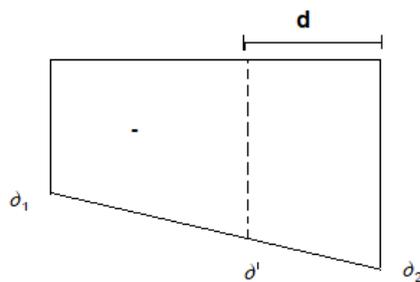


Figure (V.6) : diagramme d'une section entièrement tendue.

• **Aciers horizontaux**

$$A_{h1} = \frac{2}{3} A_v, \quad (A_v = A_s \text{ précédemment définie})$$

$$A_{h2} = \frac{\bar{\tau}_u b_0 S_t}{0,8(0,8f_e)} = \frac{1,4 \tau_u a S_t}{0,8f_e} 1,25,$$

$\tau_u = S_{12}$ Est donnée par les résultats du logiciel **Etabs** .

S_t : Espacement maximal trouvé pour A_v ,

$b_0 = a$ (épaisseur du trumeau),

$$A_h \geq \text{Max} (A_{h1}, A_{h2}) .$$

• **Aciers supplémentaires et dispositions constructives**

➤ **Aciers de peau** : pour limiter les effets hygrothermiques (voir le tableau ci-dessous)

Tableau V.37 : Aciers supplémentaires

Aciers de peau	Unité	Aciers verticaux	Aciers horizontaux
Section minimale	Cm ²	$0,6 \frac{400}{f_e}$	$1,2 \frac{400}{f_e}$
Espacement maximal	M	0,5	0,33

- **Préconisation du règlement parasismique algérien (RPA 99/VER2003)**

Aciers verticaux :

- Lorsqu'une partie du voile est tendue sous l'action des forces verticales et horizontales, l'effort de traction doit être pris en totalité par les armatures, le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue est de 0.2%.
- Il est possible de concentrer des armatures de traction à l'extrémité du voile ou du trumeau, la section totale d'armatures verticales de la zone tendue devant rester au moins égale à 0.20% de la section horizontale du béton 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 les efforts importants de compressions 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 (jonction par recouvrement).
- A chaque extrémité du voile (trumeau) l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $1/10$ de la largeur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15cm.

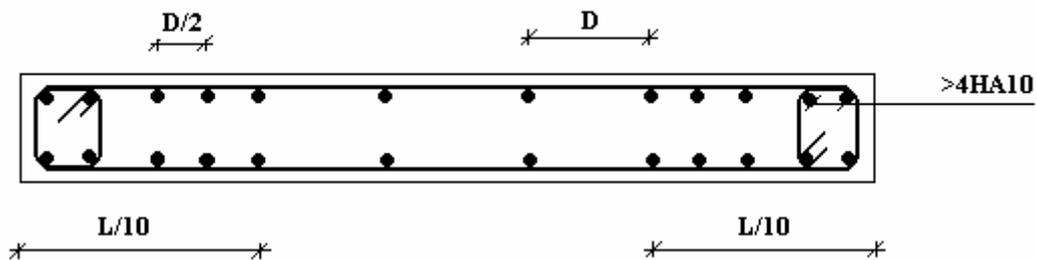


Figure V.7 : Disposition des armatures verticales dans les voiles.

a. Aciers horizontaux

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10ϕ . Dans le cas où il existerait des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

b. Règles communes

- Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est 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 : $S \leq \begin{cases} 1,5a \\ 30cm \end{cases}$
- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré.
- Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.
- Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.
- Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :
 - ✓ 40ϕ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
 - ✓ 20ϕ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule : $A = 1,1 \frac{\bar{V}}{f_e}$

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

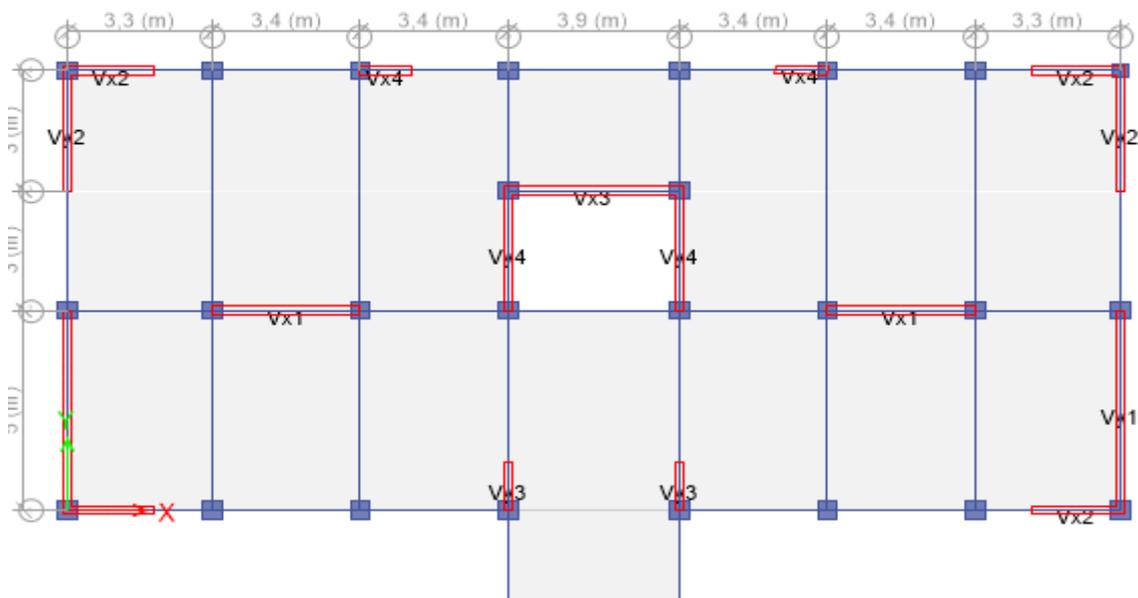


Figure V.8 : Disposition des voiles

V.4.3. Exemple de calcul (voile V1) :

Soit le voile de longueur

$$L = 3.4\text{m}$$

$$a = 0.2 \text{ m (épaisseur)}$$

$$h = 2.72 \text{ m}$$

V.4.3. 1. Contraintes limites

Pour une hauteur d'étage de 2.72 d'où la hauteur libre est égale à :

$$h_e = 2.72 - 0.4 = 2.02\text{m} \quad (0.40\text{m} : \text{hauteur de la poutre})$$

Tableau V.38: calcul de σ_{bna} et σ_{ba} pour exemple.

	Unité	Voile non armé	Voile armé
Longueur de flambement l_f	M	$0,85 \cdot 2,02 = 1,72$	$0,80 \cdot 2,02 = 1,62$
Elancement λ		$\frac{l_f \sqrt{12}}{0,2} = 29,79$	$\frac{l_f \sqrt{12}}{0,2} = 28,05$
Coefficient α		0,74	0,55
Section réduite B_r (Par ml) Avec $d = 1\text{m}$	M ²	$(a - 0,02)l = (0,20 - 0,02)1 = 0,18$	$(a - 0,02)l = (0,20 - 0,02)1 = 0,18$
Contraintes limites $\sigma = \frac{N_{u\text{lim}}}{a d}$ Avec $d = 1\text{m}$	MPa	$\sigma_{bna} = \frac{0,74}{1} \left[\frac{0,18 \times 25}{0,9 \times 1,15 \times 0,2} \right]$ $\sigma_{bna} = 16,08\text{MPa}$	$\sigma_{ba} = \frac{0,55}{0,2 \times 1} \left(\frac{0,18 \times 25}{0,9 \times 1,15} + A_s \frac{400}{1} \right)$ $\sigma_{ba} = 19,43\text{MPa}$

Remarque :

$$\sigma_{ba} = 19,43 \text{ MPa} \quad \text{correspondant à} \quad A_s = 0,1\% \text{ de } B_{et}$$

$$B_{et} = (0,2) (3,4) = 0,68 \text{ m}^2 \quad \text{alors :} \quad A_s = 7 \times 10^{-3} \text{ cm}^2$$

V.4.3. 2. Armatures de joint de bétonnage (aciers de couture) :

$$A_{vj} = 1,1 \frac{\bar{V}}{f_e} \quad ; \quad \bar{V} = 1,4 V_u^{cal} \quad ; \quad V_u^{cal} = S_{12} \cdot a \cdot l$$

$$A_{vj} = 1,1 \frac{0,04 (200)(3400)}{400} 1,4 = 104,72 \text{ mm}^2$$

$$A_{vj} = 1,04 \text{ cm}^2$$

Cette quantité d'acier sera ajoutée le long des joints de risque de coulage.

V.4.3. 3. Acier horizontaux :

$$A_{h1} = \frac{\bar{\tau} u \cdot a \cdot S_t}{(0,8 f_e) 0,8} \quad \text{avec :} \quad \bar{\tau} u = 1,4 \bar{\tau} u = 1,4 S_{12}$$

$$S_{t \min} = 300 \text{ mm}$$

$$A_{h1} = \frac{1,4 (0,04) (200) (300)}{(0,8) (400) (0,8)} = 0,13 \text{ cm}^2$$

$$A_{h2} = \frac{2}{3} A_v \quad \text{avec :} \quad A_v \text{ est la section d'acier vertical de la bande la plus armée}$$

$$A_{h2} = \frac{2}{3} (18,84) = 12,56 \text{ cm}^2$$

$$A_{h \min} = (0,15\%) a \cdot l = 10,20 \text{ cm}^2$$

D'où :

$$A_h = \text{Max} (A_{h1}, A_{h2}, A_{h \min}) = 12,56 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 18T10 = 14,14 \text{ cm}^2$$

$$\text{Avec : } S_t = \frac{3400}{18} = 28 \text{ cm}$$

On prend: $S_t = 28 \text{ cm} < S_{t \min} = \dots 30 \text{ cm} \dots \dots \dots$ **Véifier**

Note : les valeurs des contraintes dans les voiles données dans les tableaux ci-après correspondent à la combinaison de charge 0,8G+E.

Les résultats de ferrailage des voiles sont regroupés dans les tableaux suivants :

- Armature verticale de traction :

Voile 1 : $x = 3.4$

Tableau V.39 : Calcul des armatures du voile (V1)

Niveau	N (KN)	M (KN.m)	σ_t (KN/m ²)	σ_c (KN/m ²)	L _T (m)	F _T (KN)	A _{Scal} Cm ²	A _{Sad} Cm ²	Choix	St Cm
RDC à 1 ^{er}	-3609,2	6118,55	10 570,96	-21186,20	1,14	1 196,37	29.91	36.94	2x12T14	10
2 ^{eme} à 5 ^{eme}	-2978,2	3795,28	5 469,67	-14229,01	0.94	516,37	12.91	27.14	2x12T12	10
6 ^{eme} à 9 ^{eme}	-1930,7	1675,9	1 207,95	-5 750,80	0.60	89,2	2.30	18.84	2x12T10	10

Voile 2 : $x = 2m$

Tableau V.40 : Calcul des armatures du voile (V2)

Niveau	N (KN)	M (KN.m)	σ_t (KN/m ²)	σ_c (KN/m ²)	L _T (m)	F _T (KN)	A _{Scal} Cm ²	A _{Sad} Cm ²	Choix	St Cm
RDC à 1 ^{er}	-585,11	-1473,71	9 590,05	-12515,58	0.87	832,09	20.8	24.64	2x8T14	10
2 ^{eme} à 5 ^{eme}	-267,83	926,056	6 275,83	-7 615,00	0.9	567,08	14.18	18.10	2x8T12	10
6 ^{eme} à 9 ^{eme}	-209,13	-776,116	5 298,03	-6 343,70	0.9	482,22	12.06	12.56	2x8T10	10

Voile 3 : $x=3.9m$

Tableau V.41 : Calcul des armatures du voile (V3)

Niveau	N (KN)	M (KN.m)	σ_t (KN/m ²)	σ_c (KN/m ²)	L _T (m)	F _T (KN)	A _{Scal} Cm ²	A _{Sad} Cm ²	Choix	St Cm
RDC à 1 ^{er}	-1238,1	3751,01	5 811,09	-8 985,79	1.54	890,04	22.25	30.78	2x10T14	15
2 ^{eme} à 5 ^{eme}	-1100,8	3305,46	5 108,33	-7 930,94	1.54	780,49	19.51	22.62	2x10T12	15
6 ^{eme} à 9 ^{eme}	-697,97	1456,75	1 582,76	-3 014,49	1,34	265,65	6.7	15.7	2x10T10	15

Voile 4 : $X= 1.2m$

Tableau V.42 : Calcul des armatures du voile (V4)

Niveau	N (KN)	M (KN.m)	σ_t (KN/m ²)	σ_c (KN/m ²)	L _T (m)	F _T (KN)	A _{Scal} Cm ²	A _{Sad} Cm ²	Choix	St Cm
RDC à 1 ^{er}	-1114,4	-1148,83	19290,67	-28577,46	0,48	932,89	23.3	31.42	2x5T20	10
2 ^{eme} à 5 ^{eme}	-956,09	-871,462	14171,77	-22139,17	0.47	663,73	16.69	20.1	2x5T16	10
6 ^{eme} à 9 ^{eme}	-134,37	-417,437	8 136,71	-9 256,49	0.56	456,77	11.42	15.40	2x5T14	10

Voile 5 : y=5m

Tableau V.43 : Calcul des armatures du voile (V5)

Niveau	N (KN)	M (KN.m)	σ_t (KN/m ²)	σ_c (KN/m ²)	L _T (m)	F _T (KN)	A _{Scal} Cm ²	A _{Sad} Cm ²	Choix	St Cm
RDC à 1 ^{er}	-883,26	5340,16	5 524,94	-7 291,45	2.16	1190,86	29.77	36.94	2x12T14	10
2 ^{eme} à 5 ^{eme}	-1992	6713,42	6 064,15	-10048,07	1.9	1141,18	28.53	27.14	2x12T12	10
6 ^{eme} à 9 ^{eme}	20,558	1568,78	1 903,09	-1 861,98	2.5	480,97	12.02	18.84	2x12T10	10

Voile6 : Y=3m

Tableau V.44: Calcul des armatures du voile (V6)

Niveau	N (KN)	M (KN.m)	σ_t (KN/m ²)	σ_c (KN/m ²)	L _T (m)	F _T (KN)	A _{Scal} Cm ²	A _{Sad} Cm ²	Choix	St Cm
RDC à 1 ^{er}	-723,38	3140,05	9 261,22	-11672,48	1.33	1 229,17	30.37	36.2	2x9T16	15
2 ^{eme} à 5 ^{eme}	-1306,7	1831,25	3 926,26	-8 282,07	0.96	378,81	9.47	27.7	2x9T14	15
6 ^{eme} à 9 ^{eme}	192,16	864,424	3 201,68	-2 561,14	1.5	533,63	13.34	20.36	2x9T12	15

Voile 7 : Y=1.2m

Tableau V.45 : Calcul des armatures du voile (V7)

Niveau	N (KN)	M (KN.m)	σ_t (KN/m ²)	σ_c (KN/m ²)	L _T (m)	F _T (KN)	A _{Scal} Cm ²	A _{Sad} Cm ²	Choix	St Cm
RDC à 1 ^{er}	-1024,6	297,833	1 935,64	-10474,07	0.19	36,23	0.95	3.14	2x2T10	10
2 ^{eme} à 5 ^{eme}	-574,93	254,121	2 318,92	-6151,78	0.4	95,22	2.4	6.28	2X4T10	10
6 ^{eme} à 9 ^{eme}	-238,36	-409,655	7 541,29	-9527,64	0.53	399,82	10	13.5 8	2X6T12	10

Voile 8 : Y=3m

Tableau V.46: Calcul des armatures du voile (V8)

Niveau	N (KN)	M (KN.m)	σ_t (KN/m ²)	σ_c (KN/m ²)	L _T (m)	F _T (KN)	A _{Scal} Cm ²	A _{Sad} Cm ²	Choix	St Cm
RDC à 1 ^{er}	-1321	3175,75	8 384,10	-12787,55	1.19	996,05	24.90	27.14	2X12T12	10
2 ^{eme} à 5 ^{eme}	-1498,9	2193,95	4 814,98	-9 811,34	1	475,53	11.89	22.62	2X12T10	10
6 ^{eme} à 9 ^{eme}	-162,73	450,042	1 228,92	-1 771,37	1.28	151,01	3.78	22.62	2X12T10	10

V.4.4. Ferrailage adopté pour les voiles (zone courante) :**. Exemple de calcul (voile V1) :**

$L=3.4m$, $L_t=1.14m$, $c = 0.05m$, $St=20cm$

On détermine la zone courante « L_c » dans laquelle doit être disposé le ferrailage :

Le reste de la zone (L_c) :

$$L_c = L - (2 \times L_t) - (2 \times c) .$$

$$L_c = 3.4 - (2 \times 1.14) - 0.1 = 100 \text{ cm}$$

$$\frac{100}{20} = 5 \text{ barre}$$

On adopte pour la zone courante : **T12 espacé de 20cm** (pour 1ml on aura $2 \times 5T12 = 11.3 \text{ Cm}^2$)

Tableau V.47 : Ferrailage verticale des voiles

voile	Section (Cm ²)	A _{Scal} (Cm ²)	zone Lt		zone courante	
			Choix	St (Cm)	Choix	St (Cm)
V1 :RDC à 1^{er}	20x340	29.91	2x12T14	10	2x5T12	20
V2 :RDC à 1^{er}	20X200	20.8	2x8T14	10	2x2T12	20
V3 :RDC à 1^{er}	20X390	22.25	2x10T14	15	2X3T12	30
V4 :RDC à 1^{er}	20X120	23.3	2x5T20	10	2X3T12	10
V5 :RDC à 1^{er}	20X500	29.77	2x12T14	10	2X3T12	20
V6 :RDC à 1^{er}	20X300	30.37	2x9T16	15	2X2T12	15
V7:RDC à 1^{er}	20X120	0.95	2x2T10	10	2X4T12	20
V8 :RDC à 1^{er}	20X300	24.90	2X12T12	10	2X3T12	20

- Armature de joint de bétonnage (acier de couture) :

Tableau V.48 : Calcul des aciers de couture des voiles

Voile	Étages	τ_u (MPa)	A_{vj}^{cal} (Cm ²)	Le choix	$A_{adopté}$ (cm ²)	St
V1 L=3.4m	RDC-1 ^{ère}	0.03	0,78	2x4T10	6,28	15
	2 ^{ème} - 5 ^{ème}	0.02	0,52	2x4T10	6,28	15
	6 ^{ème} - 9 ^{ème}	0.04	1,04	2x4T10	6,28	15
V2 L=2m	RDC-1 ^{ère}	0.11	1,694	2x4T10	6,28	15
	2 ^{ème} - 5 ^{ème}	0.06	0,924	2x4T10	6,28	15
	6 ^{ème} - 9 ^{ème}	0.08	1,232	2x4T10	6,28	15
V3 L=3.9m	RDC-1 ^{ère}	0.01	0,30	2x4T10	6,28	15
	2 ^{ème} - 5 ^{ème}	0.04	1,20	2x4T10	6,28	15
	6 ^{ème} - 9 ^{ème}	0.02	0,60	2x4T10	6,28	15
V4 L=1.2m	RDC-1 ^{ère}	0.02	0,18	2x4T10	6,28	15
	2 ^{ème} - 5 ^{ème}	0.03	0,28	2x4T10	6,28	15
	6 ^{ème} - 9 ^{ème}	0.03	0,28	2x4T10	6,28	15
V5 L=5m	RDC-1 ^{ère}	0.05	1,92	2x4T10	6,28	15
	2 ^{ème} - 5 ^{ème}	0.04	1,54	2x4T10	6,28	15
	6 ^{ème} - 9 ^{ème}	0.05	1,93	2x4T10	6,28	15
V6 L=3m	RDC-1 ^{ère}	0.03	0,69	2x4T10	6,28	15
	2 ^{ème} - 5 ^{ème}	0.03	0.69	2x4T10	6,28	15
	6 ^{ème} - 9 ^{ème}	0.04	0,92	2x4T10	6,28	15
V7 L=1.2m	RDC-1 ^{ère}	0.11	1,02	2x4T10	6,28	15
	2 ^{ème} - 5 ^{ème}	0.03	0,28	2x4T10	6,28	15
	6 ^{ème} - 9 ^{ème}	0.1	0,92	2x4T10	6,28	15
V8 L=3m	RDC-1 ^{ère}	0.04	0,92	2x4T10	6,28	15
	2 ^{ème} - 5 ^{ème}	0.08	1,84	2x4T10	6,28	15
	6 ^{ème} - 9 ^{ème}	0.12	2,77	2x4T10	6,28	15

- **Aciers horizontaux**

Tableau V.49: Calcul des aciers horizontaux des voiles

Voile	Etage	τ_u (MPa)	A_{h1} (cm ²)	A_{h2} (cm ²)	A_h^{\min} (cm ²)	A_h (cm ²)	Choix	$A_h^{\text{adopté}}$ (cm ²)	S_t (cm)
V1	RDC-1 ^{ère}	0.03	0,098	24,06	10,2	24,06	2x18T10	28.28	15
	2 ^{ème} - 5 ^{ème}	0.02	0,065	18,09	10,2	18,09	2x18T10	28.28	15
	6 ^{ème} - 9 ^{ème}	0.04	0,13	12,56	10,2	12,56	2x18T10	28.28	15
V2	RDC-1 ^{ère}	0.11	0,360	16,42	6	16,42	2x12T10	18.84	15
	2 ^{ème} - 5 ^{ème}	0.06	0,196	12,06	6	12,06	2x12T10	18.84	15
	6 ^{ème} - 9 ^{ème}	0.08	0,26	8,37	6	8,37	2x8T10	12.56	15
V3	RDC-1 ^{ère}	0.01	0,032	20,52	11.7	20,52	2x18T10	28.28	15
	2 ^{ème} - 5 ^{ème}	0.04	0,13	15,08	11.7	15.08	2x18T10	28.28	15
	6 ^{ème} - 9 ^{ème}	0.02	0,06	10,46	11.7	11.7	2x12T10	18.84	15
V4	RDC-1 ^{ère}	0.02	0,06	20,94	3.6	20,94	2x18T10	28.28	15
	2 ^{ème} - 5 ^{ème}	0.03	0,098	13,4	3.6	13.4	2x12T10	18.84	15
	6 ^{ème} - 9 ^{ème}	0.03	0,098	10,26	3.6	10.26	2x8T10	12.56	15
V5	RDC-1 ^{ère}	0.05	0.16	24,62	15	24.62	2x18T10	28.28	15
	2 ^{ème} - 5 ^{ème}	0.04	0.13	18,26	15	18.26	2x18T10	28.28	15
	6 ^{ème} - 9 ^{ème}	0.05	0.16	12,56	15	15	2x18T10	28.28	15
V6	RDC-1 ^{ère}	0.03	0.1	24,13	9	24.13	2x18T10	28.28	15
	2 ^{ème} - 5 ^{ème}	0.03	0.1	18,46	9	18.46	2x18T10	28.28	15
	6 ^{ème} - 9 ^{ème}	0.04	0.13	13,57	9	13.57	2x12T10	18.84	15

V7	RDC-1 ^{ère}	0.11	0.36	2,09	3.6	3.6	2x6T10	8.04	15
	2 ^{ème} - 5 ^{ème}	0.03	0.1	4,18	3.6	4.18	2x6T10	8.04	15
	6 ^{ème} - 9 ^{ème}	0.1	0.33	9,05	3.6	9.05	2x8T10	12.56	15
V8	RDC-1 ^{ère}	0.04	0.13	18,09	9	18.09	2x18T10	28.28	15
	2 ^{ème} - 5 ^{ème}	0.08	0.26	15,08	9	15,08	2x18T10	28.28	15
	6 ^{ème} - 9 ^{ème}	0.12	0.39	15,08	9	15,08	2x18T10	28.28	15

Voile 1 : x = 3.4m

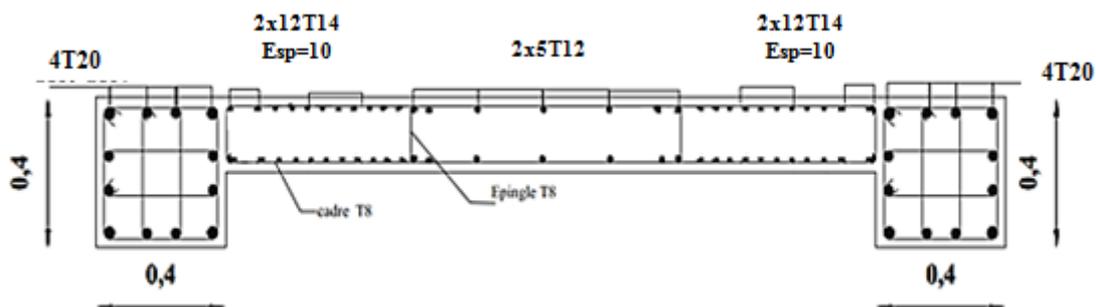


Figure V.9 : Ferraillage Voile (V1) RDC -1^{er}

Voile 2 : x = 2m

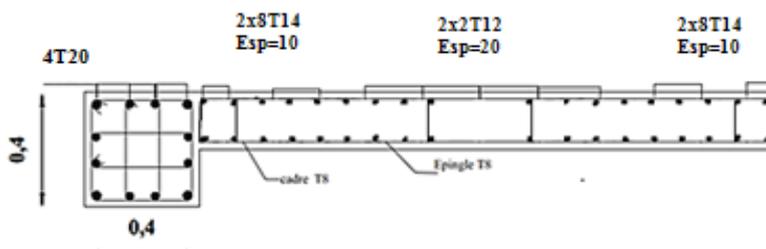


Figure V.10 : Ferraillage Voile (V2) RDC -1^{er}

Voile 3 : $x = 3.9m$

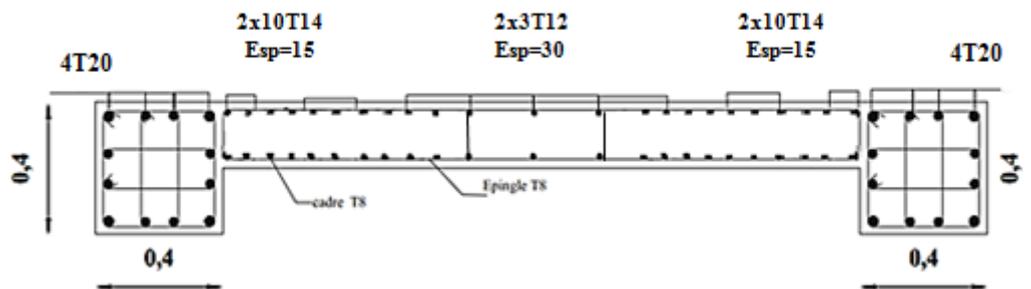


Figure V.11 : Ferraillage Voile (V3) RDC -1^{er}

Voile 4 : $x = 1.2m$

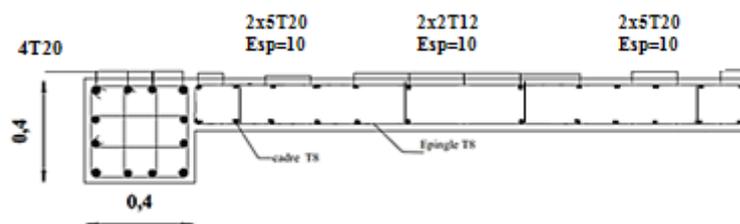


Figure V.12 : Ferraillage Voile (V4) RDC -1^{er}

Voile 5 : $y = 5m$

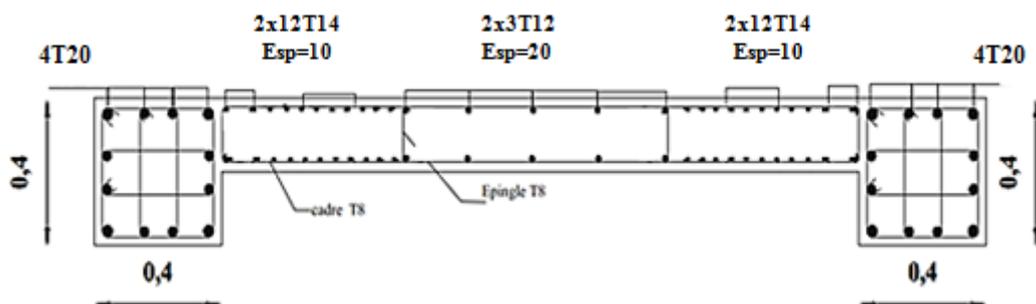


Figure V.13 : Ferraillage Voile (V5) RDC -1^{er}

Voile 6 : y = 3m

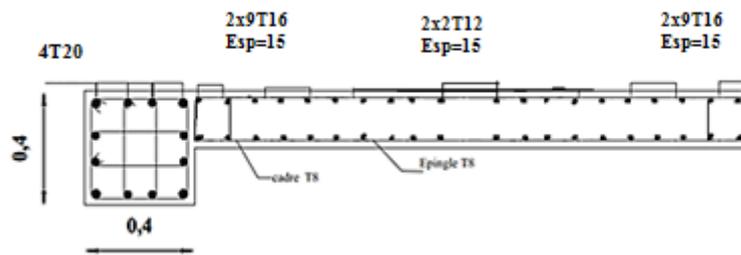


Figure V.14 : Ferrailage Voile (V6) RDC -1^{er}

Voile 7 : y = 1.2m

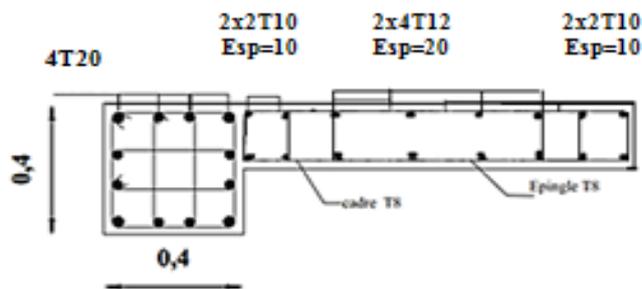


Figure V.15 : Ferrailage Voile (V7) RDC -1^{er}

Voile 8: y = 3m

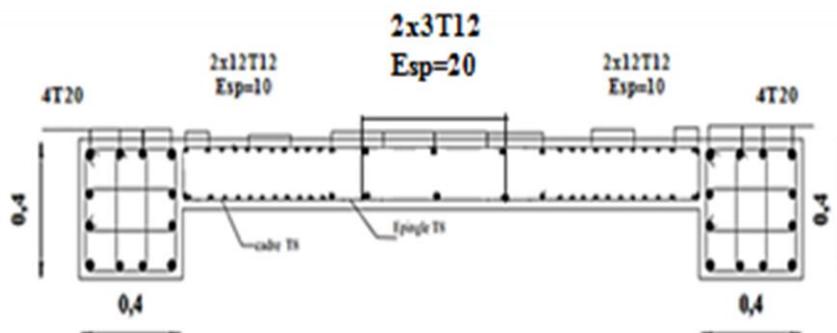


Figure V.16 : Ferrailage Voile (V7) RDC -1^{er}

Chapitre VI
Etude des fondations

VI.1 Introduction :

Les fondations d'une construction sont constituées par les parties de l'ouvrage qui sont en contact avec le sol auquel elles transmettent les charges de la superstructure ; elles constituent donc une des parties essentielles de l'ouvrage.

Le calcul des fondations ne peut se faire que lorsque l'on connaît :

- La charge totale normale qui doit être transmise aux fondations.
- Les caractéristiques du sol sur lequel doit reposer la structure.

VI.2. Calcul des fondations :

La conception générale des fondations doit assurer la cohérence du projet vis-à-vis du site, du sol, de l'ouvrage et interaction sol structure. Compte tenu du poids de la structure, nous pouvons prédire à ce stade quel type de fondations superficielles appropriées à notre bâtiment sera un radier général.

VI.2.1 Introduction :

Un radier est un plancher renversé recevant des charges de la superstructure et du sous-sol.

Il assure une bonne répartition des charges sous le sol évitant ainsi, le tassement différentiel.

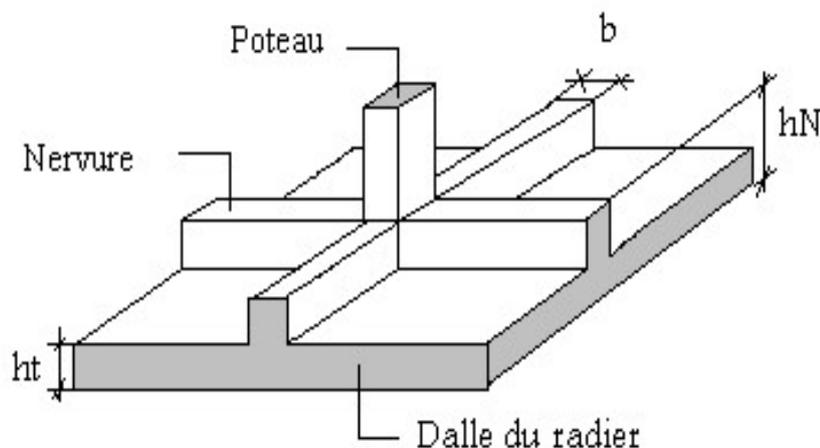


Figure VI.1 : Schéma du radier nervuré.

Pour opter un radier général il faut que : $\frac{S_{nec}}{S_{bat}} \geq 50\%$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{S_{nec}} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S_{nec} \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

Avec :

- σ_{sol} : Contrainte du sol $\sigma_{\text{sol}}=2$ bar.
- $S_{\text{néc}}$: Surface de la fondation.
- N_{ser} : Effort normal appliqué sur la fondation.

Afin de prendre en considération le poids propre des fondations on devra majorer la charge Permanente leur revenant de 10%.

L'effort normal total revenant à la fondation du poteau le plus sollicité est égale à :

$$N_S = N_G + N_Q = 45305.74 \text{ kN}$$

$$\Rightarrow S_{\text{néc}} \geq \frac{45305.74 \times 1.1}{200} = 249.18 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{batiment}} = 281.09 \text{ m}^2.$$

$$\frac{S_{\text{néc}}}{S_{\text{bat}}} = \frac{249.18}{281.09} = 88\% \geq 50\% \quad \text{alors on peut opter pour un radier général.}$$

$$S_{\text{néc}} = 249.18 \text{ m}^2 < S_{\text{batiment}} = 281.09 \text{ m}^2$$

Alors $S_{\text{radier}} = S_{\text{batiment}}$ plus un débord de 50cm pour chaque coté

$$S_{\text{radier}} = 281.09 + 0.5(72) = 317.09 \text{ m}^2$$

VI.2.2 Pré dimensionnement de radier :

VI.2.2.1 Dalle :

L'épaisseur de la dalle du radier doit satisfaire aux conditions suivantes :

- **Condition forfaitaire :**

$$h_1 \geq \frac{L_{\text{max}}}{20}$$

Avec :

L_{max} : La longueur maximale entre les axes des poteaux.

$$L_{\text{max}} = 5 \text{ m} \quad , \quad h_1 \geq 25 \text{ cm} \Rightarrow \mathbf{h_1 = 35 \text{ cm}}$$

- **Condition de cisaillement :**

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min}(0,1f_{c28}; 4\text{MPa}) = 2,5\text{MPa}$

Avec : $T_u = \frac{qL}{2}$; $q = \frac{N_u \cdot 1\text{ml}}{S_{rad}}$

On a : $N_u = 62295.703 \text{ KN}$ « la somme des efforts normaux pondéré de tous les poteaux situés sur le radier »

$L = 5\text{m}$; $b = 1\text{m}$; $S_{radier} = 317.09\text{m}^2$

$$\tau_u = \frac{qL}{2bd} = \frac{N_u L \cdot 1\text{ml}}{2S_{rad} \cdot b \cdot d} = \frac{N_u L \cdot 1\text{ml}}{2S_{rad} \cdot b \cdot (0,9\text{m})} \leq \bar{\tau}_u$$

$$h \geq \frac{N_u L \cdot 1\text{ml}}{2S_{rad} b (0,9\bar{\tau})} = 19.64\text{cm} \Rightarrow h_2 = 25\text{cm}$$

Conclusion : $h \geq \text{Max}(h_1 ; h_2) = 35\text{cm}$

Pour des raisons constructives on adopte : **$h = 40\text{cm}$** .

VI.2.2.2 Dimensionnement des Nervures :

- **Condition de coffrage (largeur de la nervure) :**

$$b \geq \frac{L_{max}}{10} = \frac{500}{10} = 50\text{cm}$$

$b = 55\text{cm}$

a. Hauteur de la nervure :

- **Condition de la flèche :**

La hauteur des nervures se calcule par le critère de résistance : $\frac{L_{max}}{15} \leq h_n \leq \frac{L_{max}}{10}$

On a : $L_{max} = 5 \text{ m}$ $33.3\text{cm} < h_n < 50\text{cm} \Rightarrow h_n = 55\text{cm}$

- **Condition de la raideur :**

Pour étudier la raideur de la dalle du radier, on utilise la notion de la longueur élastique définie par l'expression suivante : $L_{max} \leq \frac{\pi}{2} L_e$

$$\text{Avec : } L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{bK}}$$

- **I** : Inertie de la section transversale du radier ($I = \frac{bh^3}{12}$)
- **E** : Module d'élasticité du béton (prendre en moyenne $E=32000\text{MPa}$).
- **b=1**: Largeur de la semelle par bande d'un mètre ($b=1\text{m}$).
- **K**: Coefficient de raideur du sol.

♦ On pourra par exemple adopter pour **K** les valeurs suivantes :

- $K=0,5[\text{kg}/\text{cm}^3] \Rightarrow$ pour un très mauvais sol.
- $K=4 [\text{kg}/\text{cm}^3] \Rightarrow$ pour un sol de densité moyenne.
- $K=12[\text{kg}/\text{cm}^3] \Rightarrow$ pour un très bon sol.
- Pour un sol de densité moyenne on a $K=4\text{Kg}/\text{cm}^3$

$$\text{On a : } h_n \geq \sqrt[3]{\frac{3K\left(\frac{2L_{max}}{\pi}\right)^4}{E}}$$

♦ $K=4[\text{kg}/\text{cm}^3]$

$$L_{max}=5\text{m}$$

$$h_n \geq \sqrt[3]{\frac{3 \times 40000 \times \left(\frac{2 \times 5}{\pi}\right)^4}{32000}} \Rightarrow h_n \geq 72.74\text{cm} \Rightarrow h_2 = 85\text{cm}$$

Conclusion :

$$h_n \geq \text{Max}(h_1; h_2) \geq \text{Max}(55; 85) = 85\text{cm}$$

On prend : $h_n = 0.85\text{m}$

Le choix final :

- Épaisseur de la dalle du radier $h=40\text{cm}$
- Les dimensions de la nervure : $\begin{cases} h_n = 85\text{cm} \\ b = 55\text{cm} \end{cases}$

VI.2.3 Caractéristiques géométriques du radier :

a. Position du centre de gravité : $\begin{cases} X_G = 12.28\text{m} \\ Y_G = 5.72\text{m} \end{cases}$

$$\mathbf{b. Moments d'inertie :} \begin{cases} I_{xx} = 3071\text{m}^4 \\ I_{yy} = 14118.2\text{m}^4 \end{cases}$$

VI.2.4 Vérifications Nécessaires :

VI.2.4.1 Vérification de la Stabilité du Radier

Il est très important d'assurer la stabilité au renversement de cet ouvrage vis-à-vis des efforts horizontaux.

Le rapport $\frac{M_s}{M_R}$ doit être supérieur au coefficient de sécurité 1,5 $\left(\frac{M_s}{M_R} > 1,5 \right)$

Avec :

- M_R : Moment de renversement dû aux forces sismique
- M_s : Moment stabilisateur sous l'effet du poids propre.

▪ Moment de Renversement M_R :

$$M_R = \sum M_0 + V_0 h$$

Avec :

- M_0 : Moment à la base de la structure.
- V_0 : L'effort tranchant à la base de la structure.
- h : Profondeur de la structure.

M_0, V_0 sont tirés à partir du fichier du logiciel *ETABS*.

▪ Moment Stabilisant M_S :

La seule action qui stabilise le bâtiment contre le renversement est celle qui est due au poids de l'ouvrage.

$$M_s = N \times XG \quad \text{ou} \quad M_s = N \times YG (\text{selon le sens})$$

$$N = N_G + N_Q$$

Avec :

$$N_G = N_{G1} + N_{G2}$$

- N_{G1} : Poids propre de la structure.
- N_{G2} : Poids propre du radier + nervures

- N_Q : Poids de la surcharge d'exploitation de la structure.

On a:

$$N_{G1} = 38344.33 \text{ kN}$$

$$N_{G2} = \rho_b \cdot S \cdot h = 25(316.17 \times 0.85) = 6719.04 \text{ kN}$$

Alors:

$$N_G = N_{G1} + N_{G2} = 45063.37 \text{ kN}$$

$$N_Q = 7552.97 \text{ kN}$$

$$N = N_G + N_Q = 52616.34 \text{ kN}$$

Sens x-x

$$M_0 = 1772.80 \text{ kN.m}; V_0 = 3401.30 \text{ kN}; h = 4.10 \text{ m}$$

Donc:

$$M_R = M_0 + V_0 \cdot h = 15718.13 \text{ kN.m}$$

$$M_S = N \times X_G = 52616.34 \times 12.28 = 646128.65 \text{ kN.m}$$

$$\frac{M_S}{M_R} = 41.10 \geq 1.5 \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

Sens y-y :

$$M_0 = 4129.02 \text{ kN.m}; V_0 = 1735.65 \text{ kN}; h = 4.10 \text{ m}$$

Donc:

$$M_R = 11245.18 \text{ kN.m}$$

$$M_S = N \times Y_G = 52616.34 \times 5.72 = 300965.46 \text{ kN.m}$$

$$\frac{M_S}{M_R} = 26.76 \geq 1.5 \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

Remarque :

Le rapport du moment de stabilité et du moment de renversement est supérieur à 1,5 donc notre structure est stable dans les deux sens.

VI.2.4.2 Vérification des contraintes sous le radier :

Le rapport du sol nous offre la contrainte de sol, déterminée par les différents essais in-situ et au laboratoire : $\sigma_{sol}=2.00$ bars, les contraintes du sol sont données par :

a. Sollicitation du premier genre :

On doit vérifier que : $\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} \leq \bar{\sigma}_{sol}$

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} = \frac{52616.34}{317.09} = 165.93 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} = 165.93 \text{ kN/m}^2 \leq \bar{\sigma}_{sol} = 200 \text{ kN/m}^2 \dots \dots \dots \text{ Condition vérifiée}$$

b. Sollicitation du second genre :

On doit vérifier les contraintes sous le radier (σ_1 ; σ_2)

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_R}{I} V_x$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M_R}{I} V_y$$

Avec :

- σ_1 : Contrainte maximale du sol.
- σ_2 : Contrainte minimale du sol.
- V_x : Fibre extrême par rapport à XG suivant la direction x-x.
- V_y : Fibre extrême par rapport à YG suivant la direction y-y

Les inéquations suivantes doivent être vérifiées :

σ_1 : Ne doit pas dépasser $1,5\sigma_{sol}$ ($\sigma_1 \leq 1,5 \times \bar{\sigma}_{sol} = 300 \text{ kPa}$).

σ_2 : Reste toujours positif pour éviter des tractions sous le radier. ($\sigma_2 \geq 0$)

$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$ Reste toujours inférieur à $\frac{4}{3}\bar{\sigma}_{sol}$ $\sigma_{moy} = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} < \frac{4}{3}\bar{\sigma}_{sol} = \frac{4}{3} \cdot 2 = 2.66 \text{ Bars}$.

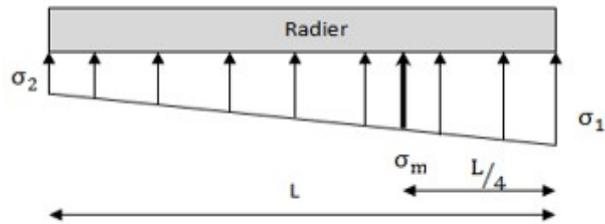


Figure VI.2 : Contraintes sous le radier.

Avec : $\begin{cases} I_{xx} = 3071\text{m}^4 \\ I_{yy} = 14118.2\text{m}^4 \end{cases}$

• **ELU :**

$N_u = 1,35N_G + 1,5N_Q = 1.35 \times 45063.37 + 1.5 \times 7552.97 = 72165\text{kN}$.

M : le moment de renversement.

♦ $M_x = 15718.13\text{kN.m}$

♦ $M_y = 11245.18\text{kN.m}$

$\bar{\sigma}_{sol} = 200 \text{ kN/m}^2$

Tableau VI.1: Contraintes sous le radier à l'ELU.

	σ_1 (kN/m ²)	σ_2 (kN/m ²)	$\sigma_m \left(\frac{L}{4}\right)$ (kN/m ²)
Sens x-x	256.86	198.15	242.18
Sens y-y	237.37	217.80	232.48
Vérification	$\sigma_1^{\max} < 1,5\sigma_{sol} = 300$	$\sigma_2^{\min} > 0$	$\sigma \left(\frac{L}{4}\right) < 1,33\sigma_{sol} = 266$
Observation	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

Conclusion :

Les contraintes sont vérifiées suivant les deux sens, donc il n’y a pas de risque de soulèvement.

• **ELS :**

$N_s = N_G + N_Q = 45063.37 + 7552.97 = 52616.34\text{KN}$

$\bar{\sigma}_{sol} = 200 \text{ kN/m}^2$

Tableau VI.2: Contraintes sous le radier à l'ELS.

	σ_1 (kN/m ²)	σ_2 (kN/m ²)	$\sigma_m \left(\frac{L}{4}\right)$ (kN/m ²)
Sens x-x	195.21	136.65	229.37
Sens y-y	175.71	156.15	170.82
Vérification	$\sigma_1^{\max} < 1,5\sigma_{sol}=300$	$\sigma_2^{\min} > 0$	$\sigma \left(\frac{L}{4}\right) < 1,33\sigma_{sol} = 266$
Observation	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

Conclusion :

Les contraintes sont vérifiées suivant les deux sens, donc pas de risque de soulèvement.

c. Détermination des sollicitations les plus défavorables :

Le radier se calcule sous l'effet des sollicitations suivante :

- ELU : $\sigma_u = 242.1 \text{ kN/m}^2$
- ELS : $\sigma_{ser} = 229.37 \text{ kN/m}^2$

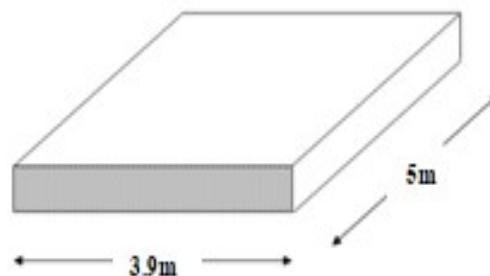
VI.2.5. Ferrailage du radier :

Un radier peut être représenté par un plancher renversé constitué d'une dalle en béton armé chargée uniformément par la pression du sol, de nervures qui jouent le rôle des poutres, donc le ferrailage de la dalle du radier se fait de la même manière que celui du plancher. La fissuration est considérée préjudiciable.

VI.2.5.1 Détermination des efforts :

Le calcul des efforts de la dalle se fait selon la méthode de calcul des dalles reposant sur quatre cotés.

On applique le calcul pour le panneau le plus sollicité ayant des dimensions plus grandes que les autres panneaux.

**Figure VI.3 :** Panneau de la dalle du radier.

a. Valeur de la pression sous le radier :

$$\text{ELU: } q_u = \sigma_m^u \cdot 1m = 242.1kN/m$$

$$\text{ELS: } q_{ser} = \sigma_m^{ser} \cdot 1m = 229.37kN/m$$

b. Calcul des moments en travée et sur appuis :

Pour le calcul, on suppose que les panneaux reposent sur les nervures ; d'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis comme suit :

- **Panneau de rive**

- Moment en travée : $\begin{cases} M_{tx} = 0,85M_x \\ M_{ty} = 0,85M_y \end{cases}$

- Moment sur appuis : $\begin{cases} M_{ax} = M_{ay} = 0,3M_x(\text{appui de rive}) \\ M_{ax} = M_{ay} = 0,5M_x(\text{appui intermédiaire}) \end{cases}$

- **Panneau intermédiaire**

- Moment en travée : $\begin{cases} M_{tx} = 0,75M_x \\ M_{ty} = 0,75M_y \end{cases}$

- Moment sur appuis : $M_{ax}=M_{ay}=0,5M_x$

Le panneau le plus sollicité est un panneau de rive avec : $L_x = 3.9m$, $L_y = 5m$

Alors : $0,4 < \frac{L_x}{L_y} = \frac{3.9}{5} = 0.78 \leq 1,0 \Rightarrow$ la dalle travaille dans les deux sens.

$$\rho = 0,78 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0584 \\ \mu_y = 0.5608 \end{cases}$$

$$M_x = \mu_x q_u L_x^2 = 215.05kNm$$

$$M_y = \mu_y M_x = 120.60kNm$$

- ♦ **Moments en travées :**

$$M_{tx}=0,85M_x=182.79kN.m$$

$$M_{ty}=0,85M_y=102.51kN.$$

- ♦ **Moments sur appuis :**

$$M_{ax}=0,5M_x= 107.52kN.m$$

c. Ferrailage de la dalle :

Le ferrailage se fait avec le moment maximum en travée et sur appuis. On applique l'organigramme d'une section rectangulaire soumise à la flexion simple (organigramme, voire annexe).

$$b = 100\text{cm} ; h = 40\text{cm} ; d = 36\text{cm} ; f_c = 25\text{ MPa} ; f_{t28} = 2,1\text{MPa} ; \sigma_s = 348\text{MPa}$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VI.3: Ferrailage des panneaux du radier.

	Sens	M _u (kNm)	μ	A _s ' (cm ²)	α	Z(cm)	A _s ^{cal} (cm ²)	A _s ^{min} (cm ²)	Choix	A _s ^{adp} (cm ²)	Esp (cm)
Travée	x-x	182.79	0.010	0	0.012	35.83	14.65	4.35	10T14	15.39	15
	y-y	102.51	0.055	0	0.071	34.98	8.42	4.35	6T14	9.24	20
Appuis	x-x	107.52	0.058	0	0.075	34.92	8.85	4.35	6T14	9.24	20
	y-y										

➤ **Espacement :**

$$esp \leq \min(3h; 33\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq \min(120; 33\text{cm}) = 33\text{cm}$$

➤ **Travée :**

Sens x-x :

$$S_t = \frac{100}{10} = 10 < 33\text{cm}$$

On prend S_t=15cm

Sens y-y :

$$S_t = \frac{100}{6} = 16.66 < 33\text{cm}$$

On prend: S_t=20cm

➤ **Appui :**

$$S_t = \frac{100}{6} = 16.66 < 33\text{cm}$$

On prend : S_t=20cm

d. Vérifications nécessaires :➤ **Condition de non fragilité :**

$$A_{s_{\min}} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 4.35 \text{ cm}^2$$

➤ **Vérification des contraintes à l'ELS :**

$$\rho = 0,78 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0650 \\ \mu_y = 0.6841 \end{cases}$$

$$M_x = \mu_x q_{\text{ser}} L_x^2 = 226.77 \text{ kNm}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 155.13 \text{ kNm}$$

• **Moments en travées :**

$$M_{tx} = 0,85 M_x = 192.75 \text{ kN.m}$$

$$M_{ty} = 0,85 M_y = 131.86 \text{ kN.m}$$

• **Moments sur appuis :**

$$M_{ax} = 0,5 M_x = 113.38 \text{ kN.m}$$

Tableau VI.4: Vérification des contraintes

	Sens	M_{ser} (kN.m)	A_s (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
Travée	x - x	192.75	15.39	9.22	15	378.7	201,6	Non vérifiée
	y - y	131.86	9.24	8.14	15	425.3	201,6	Non Vérifiée
Appuis	x - x	113.38	9.24	7	15	365.7	201,6	Non Vérifiée
	y - y							

Remarque :

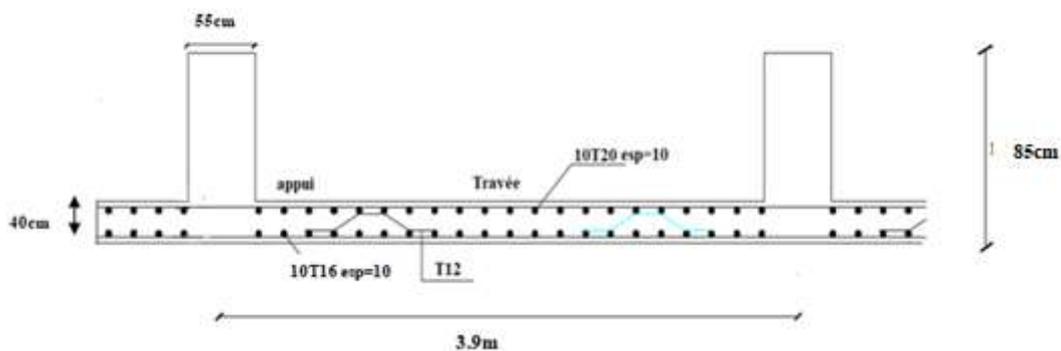
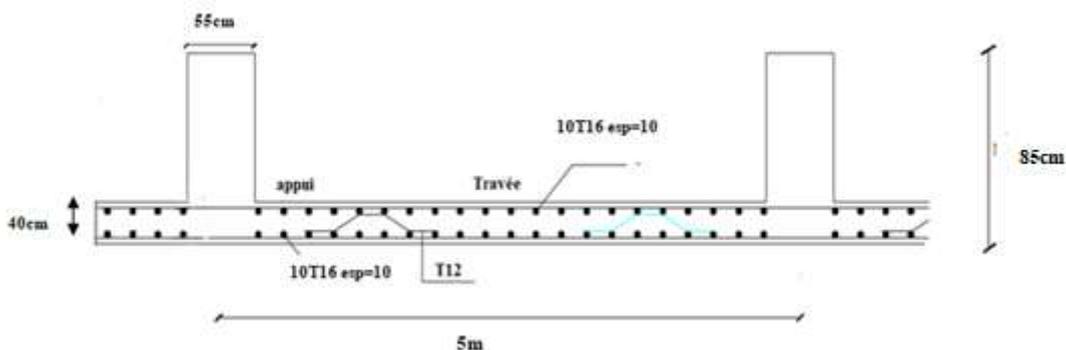
La contrainte d'acier n'est pas vérifiée ni en travée ni en appuis donc on augmente la section de l'acier.

Tableau VI.5 : Redimensionnement des armatures.

	Sens	Choix	A_s^{adp} (cm ²)
Travée	x-x	10T20	31.42
	y-y	10T16	20.11
Appui	x-x	10T16	20.11
	y-y		

Tableau VI.6: Vérification des contraintes (correction).

	Sens	M_{ser} (kN.m)	A_s (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
Travée	x - x	192.75	31.42	6.31	15	188.7	201,6	Vérifiée
	y - y	131.86	20.11	5.49	15	199.7	201,6	Vérifiée
Appuis	x - x	113.38	20.11	4.72	15	171.7	201,6	Vérifiée
	y - y							

e. Schéma de ferrailage :**Figure VI.4:** Schéma de ferrailage du radier sens x-x**Figure VI.5:** Schéma de ferrailage du radier sens y-y**VI.2.5.2 Ferrailage des nervures :****VI.2.5.2. 1 Calcul des efforts :**

Pour le calcul des efforts, on utilise la méthode forfaitaire “**BAEL91 modifié 99**” [1]

$$\text{On a: } M_0 = \frac{qL^2}{8}$$

- **Sens x-x:**

$$L_{\max}=3.9\text{m} ;$$

$$q_u=242.1\text{kN/ml} ; M_0=460.29\text{kN.m}$$

$$\text{En travée : } M_t=0,85M_0 = 391.25\text{kN.m}$$

$$\text{Sur appuis : } M_a=0,50M_0 = 230.15\text{kN.m}$$

- **Calcul des armatures :**

$$b= 55\text{cm} ; h=85\text{cm} ; d=76.5\text{cm}.$$

Tableau VI.7 : Ferrailage des nervures (sens x-x).

	$M_u(\text{kNm})$	μ	α	Z (cm)	$A_s^{\text{cal}}(\text{cm}^2)$	$A_{s_{\min}}$	Choix	$A_s^{\text{adp}}(\text{cm}^2)$
Travée	391.25	0.086	0.112	73.07	15.39	5.08	6T20	18.85
Appuis	230.15	0.050	0.064	74.54	8.87	5.08	6T14	9.24

- **Sens y-y :**

$$L_{\max}=5\text{m}; q_u=242.1\text{kN/ml}; M_0=756.59\text{kN.m}$$

$$\text{En travée : } M_t=0,85M_0 = 643.10\text{kN.m}$$

$$\text{Sur appuis : } M_a=0,50M_0 = 378.29\text{kN.m}$$

- **Calcul des armatures :**

$$b=55\text{cm} ; h=85\text{cm} ; d=76.5\text{cm}$$

Tableau VI.8 : Ferrailage des nervures (sens y-y).

	M_u (kNm)	μ	α	Z (cm)	A_s^{cal} (cm ²)	$A_{s_{\min}}$	Choix	A_s^{adp} (cm ²)
Travée	643.10	0.141	0.191	70.65	26.16	5.08	12T20	37.70
Appuis	378.29	0.083	0.108	73.19	14.85	5.08	6T20	18.85

VI.2.5. 2.2 Vérifications nécessaires :

- Condition de non fragilité :

$$A_{s_{min}} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 5.08cm^2$$

- Vérification des contraintes à l'ELS :

Tableau VI.9 : Vérification des contraintes à l'ELS

	Sens	M _{ser} (kN.m)	A _s (cm ²)	σ _{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ _s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
Travée	x - x	391.25	18.85	6.39	15	275.4	201,6	Non vérifiée
	y - y	643.10	37.70	7.15	15	228.1	201,6	vérifiée
Appuis	x - x	230.15	9.24	5.43	15	326.3	201,6	Non vérifiée
	y - y	378.29	18.85	6.18	15	266.2	201,6	Non vérifiée

Remarque :

La contrainte d'acier n'est pas vérifiée en travée donc on augmente la section des aciers.

Tableau VI.10 : Redimensionnement des armatures.

	Sens	Choix	A _s ^{adp} (cm ²)
Travée	x - x	12T16	24.13
	y - y	12T20	37.70
Appuis	x - x	8T16	16.08
	y - y	8T20	25.13

Tableau VI.11 : Vérification des contraintes (correction).

	Sens	M _{ser} (kN.m)	A _s (cm ²)	σ _{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ _s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
Travée	x - x	391.25	24.13	4.83	15	166.30	201,6	Vérifiée
	y - y	643.10	37.70	6.62	15	200.2	201,6	Vérifiée
Appuis	x - x	230.15	16.08	4.09	15	189.4	201,6	Vérifiée
	y - y	378.29	25.13	5.29	15	200.5	201,6	Vérifiée

➤ **Vérification de la contrainte tangentielle du béton :**

On doit vérifier que : On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min}(0,1f_{c28}; 4MPa) = 2,5MPa$

$$T_u = \frac{q_u L}{2} = 605.25kN$$

Avec : $\tau = \frac{T_u}{bd} = \frac{605.25 \times 10^3}{550 \times 7} = 1.43 < 2.5 MPa \dots \dots \dots$ vérifier.

➤ **Armatures transversales :**

• **BAEL 91 modifié 99 :[1]**

$$\frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{tj}}{0,8f_e} \quad (K = 1 \text{ pas de reprise de betonage})$$

$$S_t \leq \min(0,9d = 68.85; 40 \text{ cm}) = 40cm$$

$$\frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq \max\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4 MPa\right) = 0.71MPa$$

RPA99 version 2003 :[2]

$$A_t \geq 0,003b_0 S_t$$

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l\right) = 21.25cm \dots \dots \dots \text{zone nodale}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 42.5cm \dots \dots \dots \text{zone courante}$$

Avec : $\phi_t < \min\left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10}\right) = 25cm$

$f_c=400MPa ; \tau_u=1.43Mpa ; f_{t28}=2,1Mpa ; b=55cm ; d=76.5cm$

On trouve :

$S_t=15cm \dots \dots \dots$ Zone nodale.

$S_t=30cm \dots \dots \dots$ Zone courante.

Tableau VI.12: Choix des armatures transversales.

	Section	Zone	St(cm)	Φ_t (cm)	At calculée (cm ²)	Choix des armatures	At (cm ²)
Nervures	55x85	Courante	30	20	4.95	6T12	6.79
		Nodale	15		2.47	6T12	6.79

➤ **Armatures de peau :**

Les armatures dénommées « armatures de peau » sont réparties sur les parements des poutres de grande hauteur, leur section est au moins $3 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ par mètre de longueur de paroi mesuré perpendiculairement à leur direction.

$$h=85\text{cm} \rightarrow A_p = 3 \times 0.85 = 2.55\text{cm}^2$$

$$\text{On choisit : } A_p = 3\text{T14} = 4.62\text{cm}^2$$

VI.2.5.2.3 schéma de ferrailage :

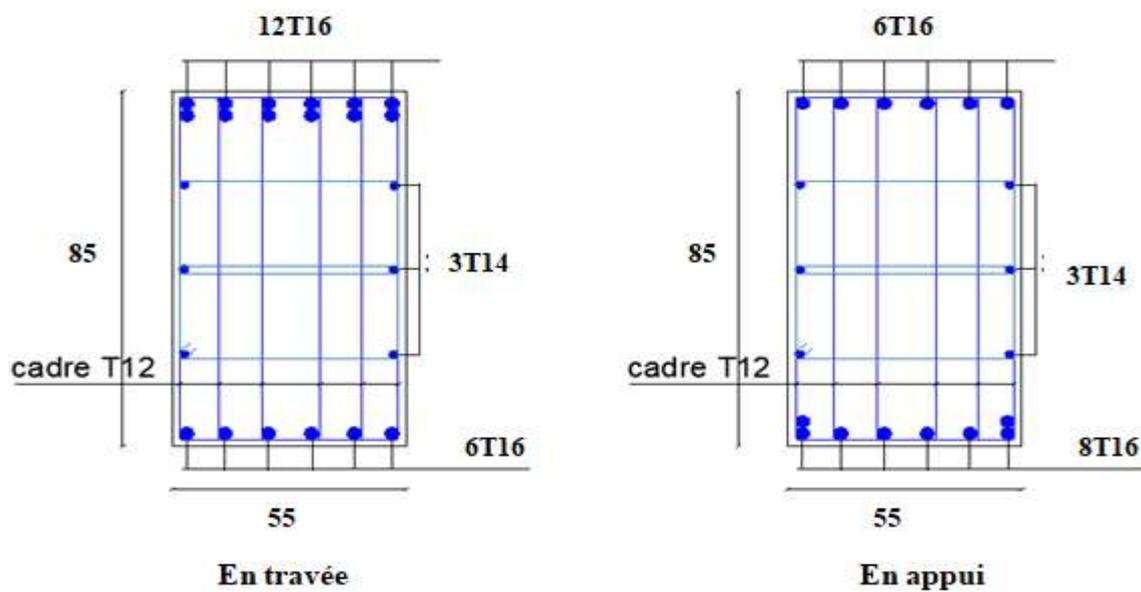


Figure VI.6 : Ferrailage des nervures suivant $X-X$

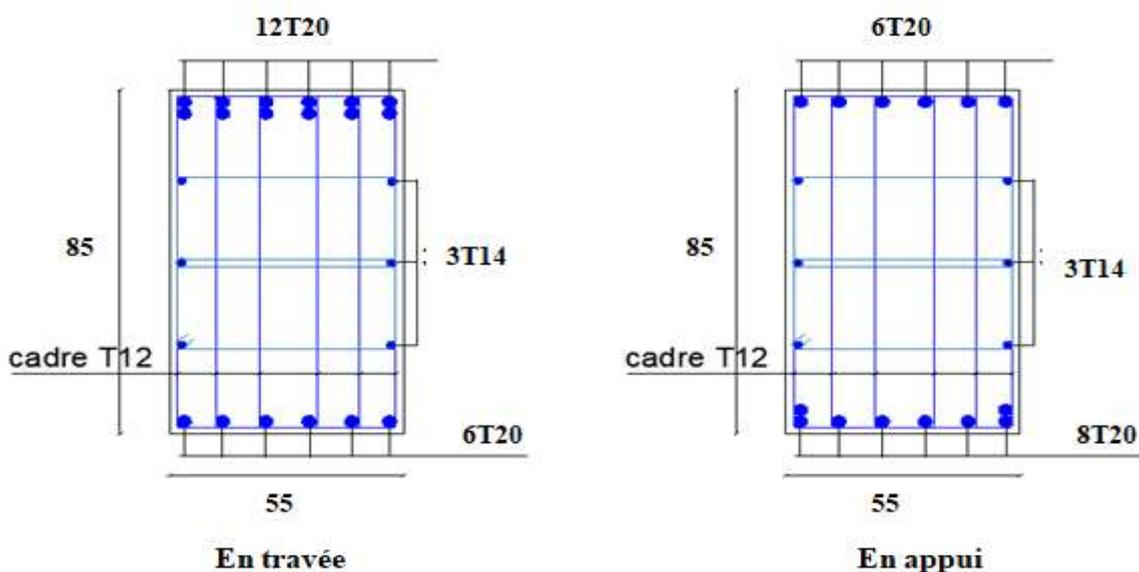


Figure VI.7 : Ferrailage des nervures suivant $Y-Y$

VI.2.5.3 Ferrailage du débord :

Le calcul du débord est analogue à celui d'une poutre en console d'un mètre de largeur, on considère que la fissuration est préjudiciable.

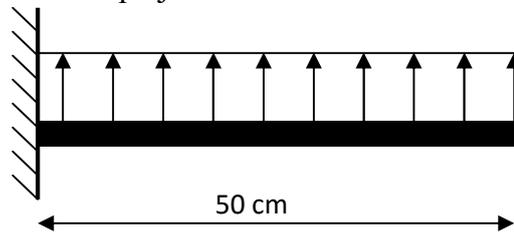


Figure VI.8 : Schéma statique du débord

VI.2.5.3.1 Calcul de ferrailage :

Le ferrailage se fera pour une bande de 1m,

$b = 100\text{cm}$, $h = 40\text{cm}$, $L = 50\text{ cm}$ $d = 27\text{cm}$, $f_{c28} = 25\text{MPa}$, $\sigma_{bc} = 14.17\text{MPa}$.

1- Evaluation des charges :

- E.L.U : $q_u = 242.1\text{ kN/ml}$
- E.L.S : $q_{ser} = 229.37\text{ kN/ml}$

2- Calcul des efforts :

La section dangereuse est au niveau de l'encastrement

- E.L.U : $M_u = \frac{q_u \cdot L^2}{2} = 30.26\text{ kN.m}$

$$T_u = - q_u \cdot L = 12.10\text{ kN}$$

- E.L.S : $M_{ser} = \frac{q_{ser} \cdot L^2}{2} = 28.62\text{ kN.m}$

$$T_{ser} = - q_{ser} \cdot L = -11.47\text{ kN}$$

3- Calcul de ferrailage :

Le ferrailage se fera pour une bande de 1m, et selon l'organigramme I (voir annexe).

Avec : $b = 100\text{cm}$, $h = 40\text{cm}$, $d = 36\text{cm}$, $f_{c28} = 25\text{MPa}$, $\sigma_{bc} = 14.17\text{MPa}$.

Tableau VI.13: Ferrailage du débord

$M_u(\text{kNm})$	μ	α	$Z(\text{cm})$	$A_s^{\text{cal}}(\text{cm}^2)$
30.26	0.016	0.02	35.71	2.43

4- Condition de non fragilité :

$$A_s^{min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 6.04cm^2$$

Note : On opte pour le même ferrailage que celui de la dalle de radier

VI.2. 5.4 Etude du Voile périphérique :

VI.2.5.4.1 Introduction :

Notre structure comporte un voile périphérique de soutènement qui s'élève du niveau de fondation jusqu'au niveau du plancher de RDC.

Il forme par sa grande rigidité qu'il crée à la base un caisson rigide et indéformable avec les planchers du RDC et les fondations.

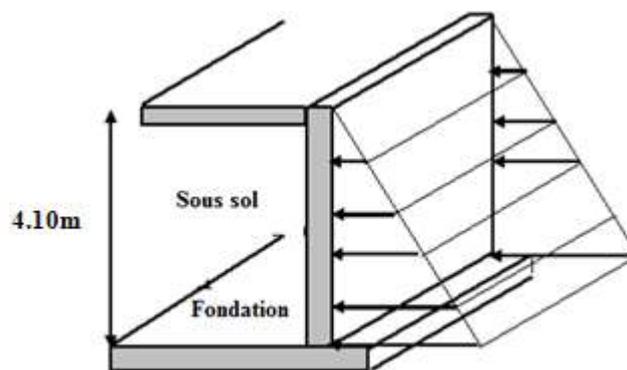


Figure VI.9 : Evaluation des charges

VI.2.5.4.2 Pré dimensionnement :

Pour le pré dimensionnement du voile périphérique, on se réfère aux prescriptions du **RPA99 version 2003**, qui stipule d'après l'article 10.1.2.

- ❖ Les ossatures au-dessous du niveau de base comportent un voile périphérique continu entre le niveau de fondation et le niveau de base
- ❖ Ce voile doit avoir les caractéristiques minimales ci-dessous :
 - Epaisseur $e \geq 15cm$
 - Les armatures sont constituées de deux nappes.
 - Le pourcentage minimum des armatures est de 0,1%B dans les deux sens (horizontal et vertical).

- Les ouvertures dans ce voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.
- La longueur de recouvrement est de $50\varnothing$ avec disposition d'équerres de renforcement dans les angles.

Avec : B : Section du voile.

VI.2.5.4.3. Evaluation des charges :

On considère le voile comme une dalle pleine reposant sur quatre appuis, et qui supporte les charges horizontales dues aux poussées des terres. On considère le tronçon le plus défavorable.

Les charges et surcharges prise uniformément répartie sur une bande de 1m se situe à la base du voile (cas le plus défavorable).

$L_x=4.10\text{m}$; $L_y=5\text{m}$; $e = 20 \text{ cm}$.



Figure VI.10: Poussées des terres.

La charge de poussées des terres est donnée par :

$$Q=A \times \gamma \times h$$

Avec :

Q : Contrainte sur une bande de 1m.

γ : Poids spécifique des terres ($\gamma = 20 \text{ KN/m}^3$).

h : Hauteur du voile.

A : coefficient numérique en fonction de l'angle de frottement interne.

$$\varphi = 27.07^\circ \Rightarrow A = f(\varphi) = \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) = 0.374$$

$$Q = A \cdot \gamma \cdot H = 0.374 \times 20 \times 4.10 = 30.67 \text{ kN/ml}$$

$$Q_u = 30.67 \times 1.35 = 41.40 \text{ kN/ml}$$

VI.2.5.4.4 Effort dans le voile périphérique :

Les efforts dans le voile périphérique seront calculés en plaçant une charge surfacique uniformément répartie sur toute la hauteur du voile (cas défavorable)

$$\rho = \frac{L_x - \frac{4.10}{5}}{L_y} = 0.82 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens}$$

- Dans le sens de la petite portée : $M_x = \mu_x q_u L_x^2$
- Dans le sens de la grande portée : $M_y = \mu_y M_x$

Les coefficients μ_x et μ_y sont fonction de $\rho = \frac{L_x}{L_y}$ et de v .

$$v: \text{Coefficient de poisson} \begin{cases} 0 & \text{à l'ELU} \\ 0,2 & \text{à l'ELS} \end{cases}$$

μ_x et μ_y sont donnés par l'abaque de calcul des dalles rectangulaire

$$\rho = 0,82 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0539 \\ \mu_y = 0.6313 \end{cases}$$

$$M_x = \mu_x q_u L_x^2 = 37.51 \text{ kNm}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 23.68 \text{ kNm}$$

- **Moments en travées :**

$$M_{ix} = 0,85 M_x = 31.88 \text{ kNm.}$$

$$M_{iy} = 0,85 M_y = 20.13 \text{ kNm.}$$

- **Moments sur appuis :**

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5 M_x = 18.75 \text{ kN.m}$$

VI.2.5.4.5 Ferrailage du voile périphérique :

$b=100\text{cm}$; $h=20\text{cm}$; $d=0,9h=18\text{cm}$; $f_c=400\text{MPa}$; $f_{c28}=25\text{MPa}$; $f_{t28}=2,1\text{MPa}$; $\sigma_s=348\text{ MPa}$;
 $F_{bc}=14,17\text{ MPa}$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VI.14: Ferrailage du voile périphérique

	Sens	M_u (kN.m)	μ	α	Z(cm)	A_s^{cal} (cm^2)	Choix	A_s^{adp} (cm^2)	Esp (cm)
Travée	x-x	31.88	0.069	0.089	17.20	5.33	4T14	6.16	25
	y-y	20.13	0.044	0.056	17.59	3.29	4T12	4.52	25
Appuis	x-x	18.75	0.041	0.052	17.62	3.06	4T12	4.52	25
	y-y								

VI.7.6. Condition exigée par les RPA99/version 2003 :

Le RPA préconise un pourcentage minimum de 0,1% de la section dans les deux sens disposés en deux nappes.

$$A_L \geq 0,1 \times 20 \times 100 = 2\text{cm}^2 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

$$A_T \geq 0,1 \times 2 \times 100 = 2\text{cm}^2 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

On adopte le ferrailage calculé.

VI.2.5.4.6 Condition de Non Fragilité :

$$A_{s_{min}} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_c} = 2.17\text{cm}^2 \quad \text{La condition est vérifiée}$$

VI.2.5.4.7 Vérification de l'Effort Tranchant :

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{bd} \leq \bar{\tau}_u = 0,05f_{c28} = 1,25\text{MPa}$$

$$T_x = \frac{q_u L_x L_y}{2L_x + L_y} = \frac{41.40 \times 4.10 \times 5}{2 \times 4.10 + 5} = 64.29\text{kN}$$

$$T_y = \frac{q_u L_x}{3} = \frac{41.40 \times 4.10}{3} = 56.58\text{kN}$$

$$T_u^{max(T_x; T_y)} = 64.29\text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{64.29 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0.357 \text{MPa} < \bar{\tau}_u = 1,25 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

VI.2.5.5: Vérification à l'ELS :

a. Evaluation des sollicitations à l'ELS

$$\frac{L_x}{L_y} = \frac{4.10}{5} = 0.82 > 0,4 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0607 \\ \mu_y = 0.7381 \end{cases}$$

$$Q_{ser} = 30.67 \text{kN/ml}$$

$$M_x = \mu_x Q_{ser} L_x^2 = 31.29 \text{kNm}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 23.09 \text{kNm}$$

- **Moment en travée**

$$M_{tx} = 0,85 M_x = 26.60 \text{kN.m}$$

$$M_{ty} = 0,85 M_y = 19.63 \text{kN.m}$$

- **Moment sur appuis**

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5 M_x = 15.64 \text{kN.m}$$

b. Vérification des contraintes :

Il faut vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{MPa}$

Le tableau suivant récapitule les résultats trouvés

Tableau V I.15 : Vérification des Contraintes à l'ELS

	Sens	M _{ser} (kN.m)	A _s (cm ²)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	Vérification
Travée	x-x	26.60	6.16	5.86	15	263.2	201,6	Non Vérifiée
	y-y	19.63	4.52	5.04	15	262.2	201,6	Non Vérifiée
Appuis	x-x	15.64	4.52	4.01	15	208.9	201,6	Non Vérifiée
	y-y							

➤ Redimensionnement de la section d'armature :

Tableau VI.16 : Redimensionnement des armatures.

	Sens	Choix	A_s^{adp} (cm ²)	S_t (cm)
travée	x-x	6T14	9.24	17
	y-y	6T14	9.24	17
appuis	x-x	6T12	6.79	17
	y-y			

Tableau VI.17 : Vérification des contraintes (correction)

	Sens	M_{ser} (kN.m)	A_s (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
Travée	x-x	26.60	9.24	4.78	15	177.6	201,6	Vérifiée
	y-y	19.63	9.24	3.52	15	131.1	201,6	Vérifiée
Appuis	x-x	15.64	6.79	3.28	15	140.8	201,6	Vérifiée
	y-y							

a. Vérification de la flèche

Il n'est pas nécessaire de faire la vérification de la flèche, si les trois conditions citées ci-dessous sont vérifiées simultanément.

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{\square}{L_x} \geq \frac{M_t}{20M_x} \Rightarrow 0.048 \geq 0.042 \dots \dots \dots \text{vérifiée} \\ \frac{\square}{L_x} \geq \frac{1}{27} \text{ à } \frac{1}{35} \Rightarrow 0.048 \geq 0.037 \text{ à } 0.028 \dots \dots \dots \text{vérifiée} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{2}{f_e} \Rightarrow 0.003 \leq 0.005 \dots \dots \dots \text{vérifiée} \end{array} \right.$$

Les trois conditions sont vérifiées donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

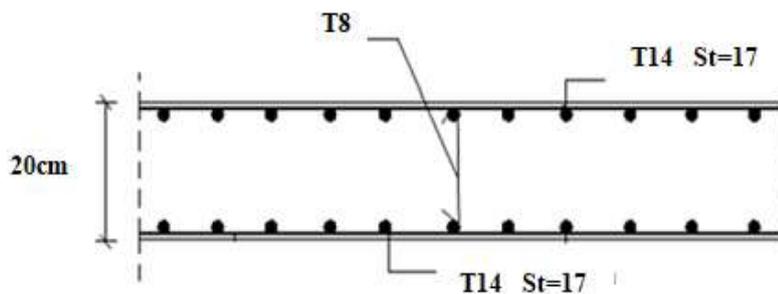


Figure VI .11: Ferrailage du Voile Périphérique

CONCLUSION GENERALE

Le projet qui nous a été confié consiste à étudier un bâtiment à usage d'habitation (R+9+Mezzanine+1Sous sol) avec une terrasse inaccessible, contreventé par un système mixte (voiles- portiques).

Durant l'analyse de notre structure modélisée par le logiciel Etabs on a constaté que :

Le pré dimensionnement et une étape préliminaire son but est de choisir les sections des éléments structuraux du bâtiment qui peuvent changer considérablement après l'étude dynamique

L'analyse dynamique est l'étape la plus importante dans l'étude de la structure, en effet, elle permet de donner une vision proche de la réalité de son comportement.

Le ferrailage des poteaux et des poutres a été fait respectivement en flexion composée, en flexion simple en utilisant le logiciel Robot Expert qui nous a permis de diminuer les erreurs de calcul manuel et le temps.

Le ferrailage des voiles a été fait par une méthode simplifiée basée sur les contraintes. L'utilisation de l'interface graphique du logiciel Etabs nous a permis de visualiser ces contraintes.

Pour l'infrastructure, le radier nervuré est le type de fondation le plus adéquat pour notre structure, vue le poids de la structure qu'est très important.

Notre projet de fin d'étude qui représente le premier pas dans le domaine de l'étude du bâtiment, nous a permis d'enrichir notre bagage scientifique et nos connaissances acquises durant notre cycle universitaire et aussi de les compléter vue que l'options que nous avons suivi dans notre cursus est option matériaux.

ORGANIGRAMME -I-

SECTION RECTANGULAIRE A L'E.L.U EN FLEXION SIMPLE

LES DONNEES
Caractéristique du béton et l'acier
Sollicitation M_u

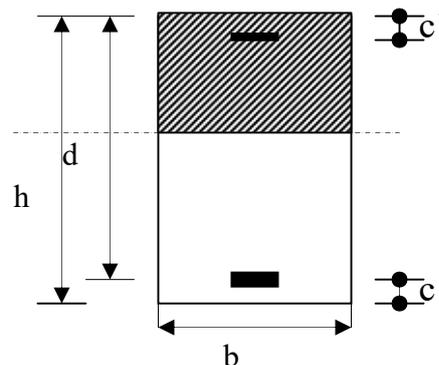
$$\sigma_{bc} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\mu = \frac{M_U}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}}$$

$$\zeta_{es}$$

$$\alpha_R = \frac{3,5}{3,5 + 1000 \cdot \zeta_{es}}$$

$$\mu_R = 0,8 \cdot \alpha_R \cdot (1 - 0,4 \cdot \alpha_R)$$



Situation durable :

$$\gamma_b = 1,5$$

$$\gamma_s = 1,15$$

Situation accidentelle :

$$\gamma_b = 1,15$$

$$\gamma_s = 1$$

Oui ($A_s' = 0$)

Non ($A_s' \neq 0$)

$\mu < \mu_R$

$$1,25 \cdot [1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu}]$$

$$\zeta_s = (3,5 \cdot 10^{-3} + \zeta_{es}) \cdot [(d-c')/d] - \zeta_{es}$$

$$Z = d \cdot (1 - 0,4 \cdot \alpha)$$

$$Z_R = d \cdot (1 - 0,4 \cdot \alpha_R)$$

Oui Non

$\mu \leq 0,186$

$$M_R = \mu_R \cdot b \cdot d^2 \cdot \alpha_R$$

$$\zeta_s = 10 \cdot 10^{-3}$$

$$\varepsilon_s = 3,5 \cdot \frac{1 - \alpha}{100 \cdot \alpha}$$

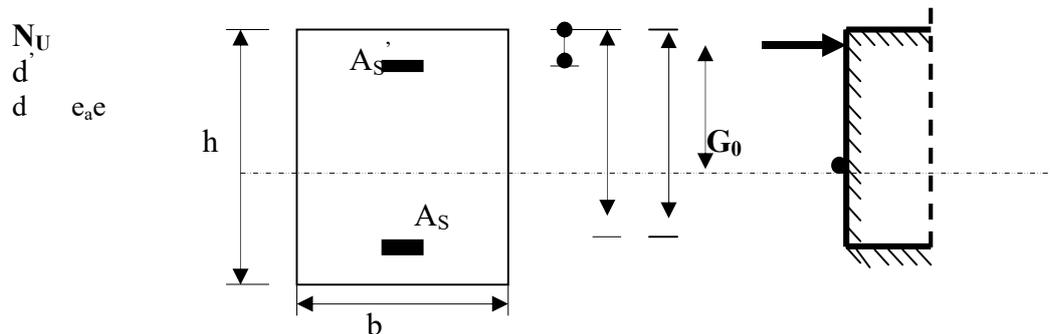
$$A_s' = (M_U - M_R) / [(d-c') \cdot \sigma_s']$$

$$A_s = M_U / (Z \cdot \sigma_s)$$

$$A_s = \left[\frac{M_U - M_R}{(d-c')} + \frac{M_R}{Z_R} \right] \cdot \frac{1}{f_c / \gamma_s}$$

ORGANIGRAMME -II-

CALCUL D'UNE SECTION RECTANGULAIRE A L'E.L.U EN FLEXION COMPOSEE



LES DONNEES
 B, h, d, σ_{bc} , e, N_U , M_U

$N_U = M_U / e$

$$\psi_1 = \frac{N_U}{b \cdot h \cdot \sigma_{bc}}$$

Oui Non

Calculer $E_{NC} = f(\psi_1)$

$$\chi = \frac{0,5 \left(\frac{d^4}{h} \right) - \left[\frac{(d - d') \cdot N_U - M_U}{b \cdot h^2 \cdot \sigma_{bc}} \right]}{\left(\frac{6}{7} \right) - \left(\frac{d'}{h} \right)}$$

Oui Non Non Oui

Section entièrement comprimée E.L.U
 Non atteint % minimal d'armatures $A = 4 \text{ cm}^2/\text{ml}$ de parement
 $0,2\% \leq A/B \leq 5\%$

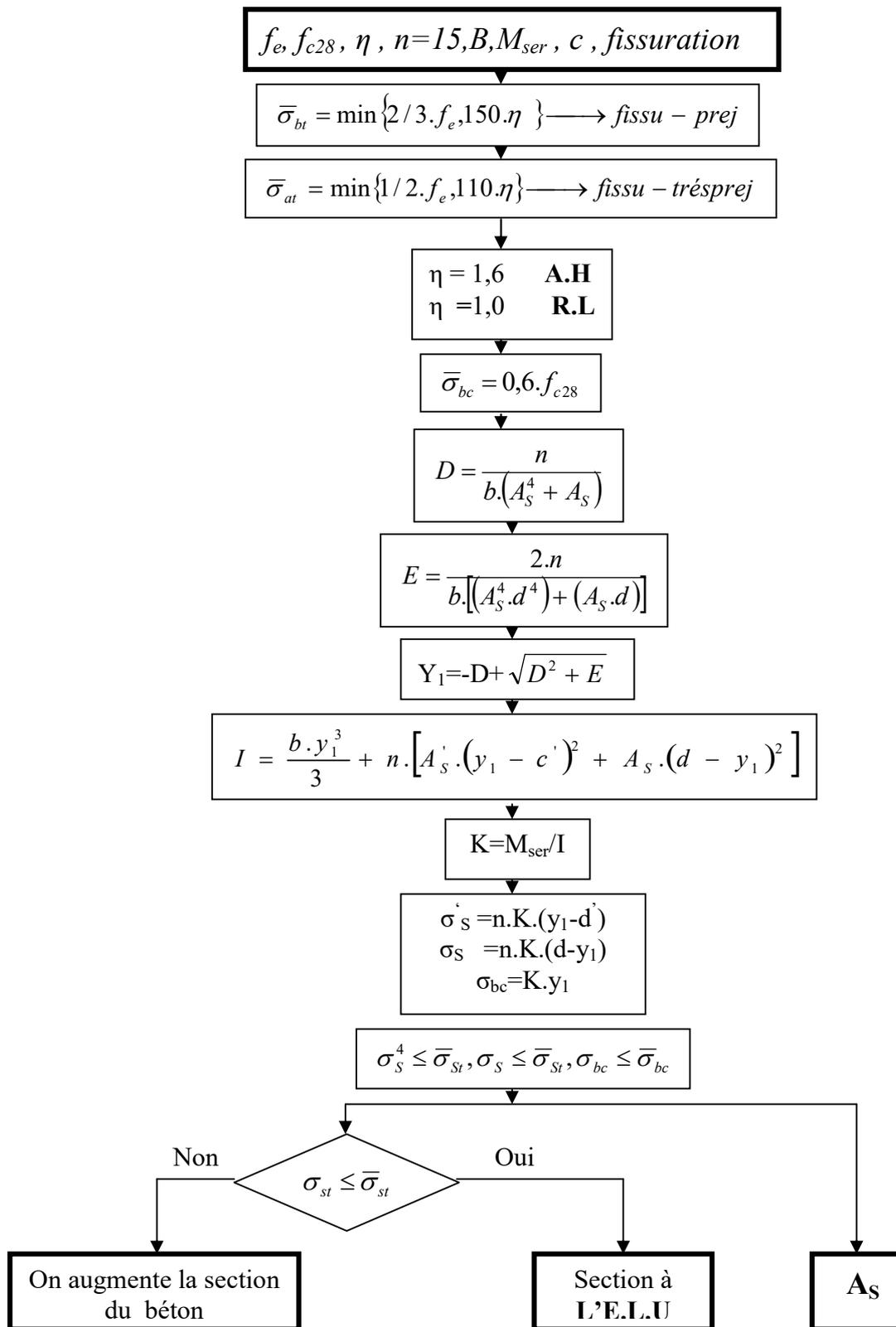
Section partiellement comprimée E.L.U
 Pouvant ne pas être atteinte si passage ...

Section entièrement comprimée PIVOT C

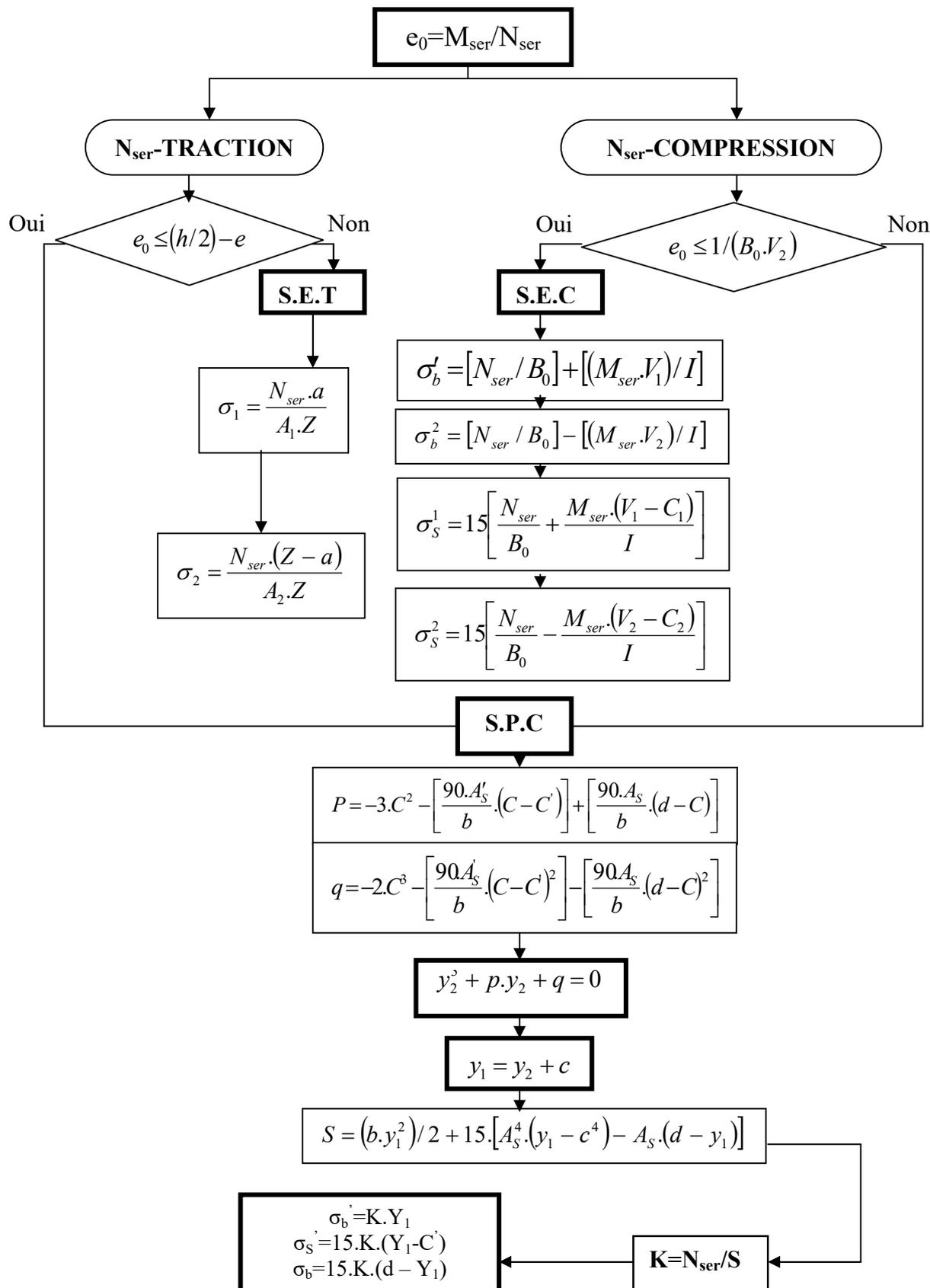
Oui Non

$A_s' = 0$
 $A_s = 0$

$A_s' \neq 0$
 $A_s \neq 0$

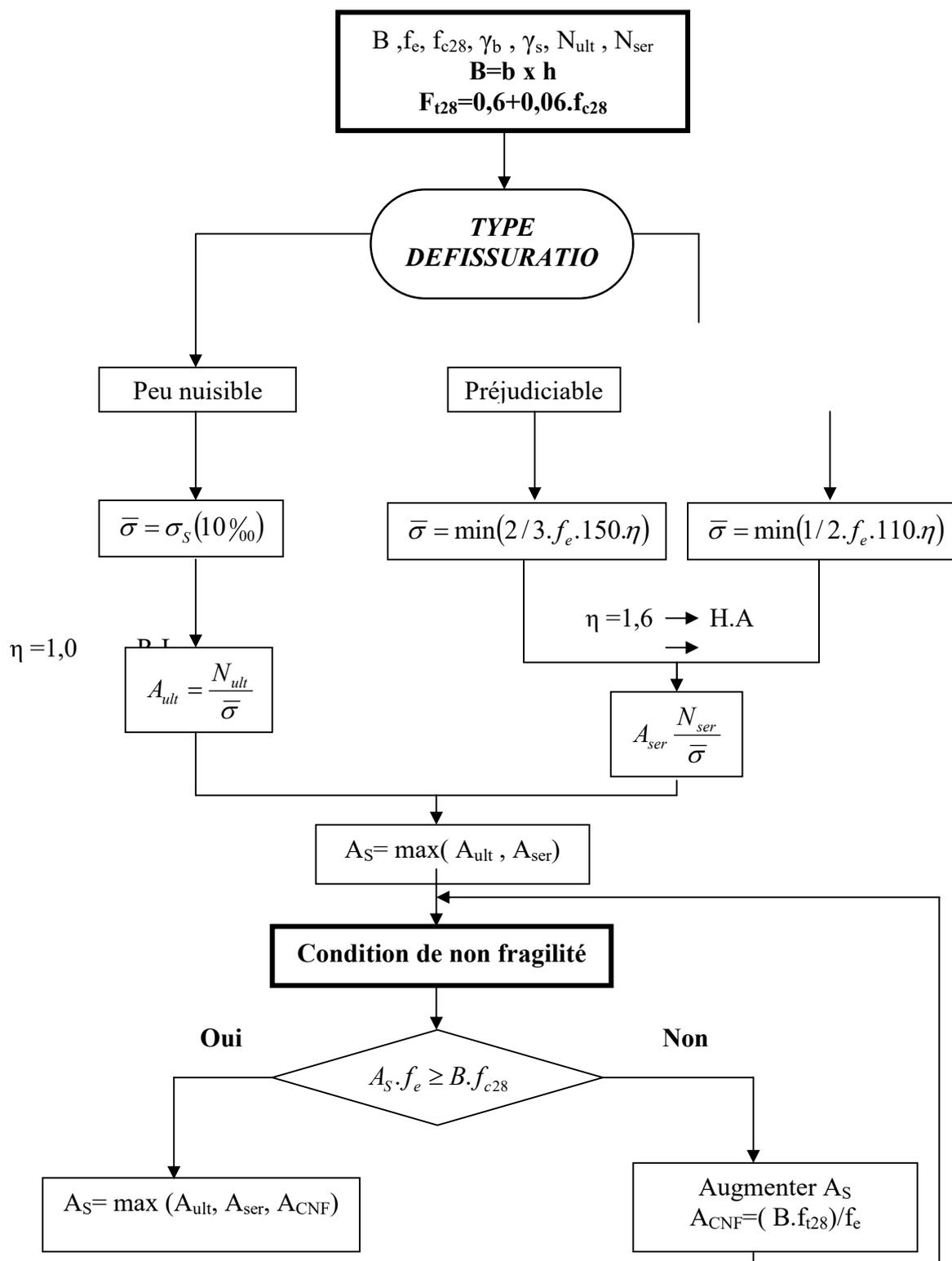
ORGANIGRAMME -III-**VERIFICATION D'UNE SECTION RECTANGULAIRE A L'E.L.S****ORGANIGRAMME-IV-**

FLEXION COMPOSEE A L' E.L.S



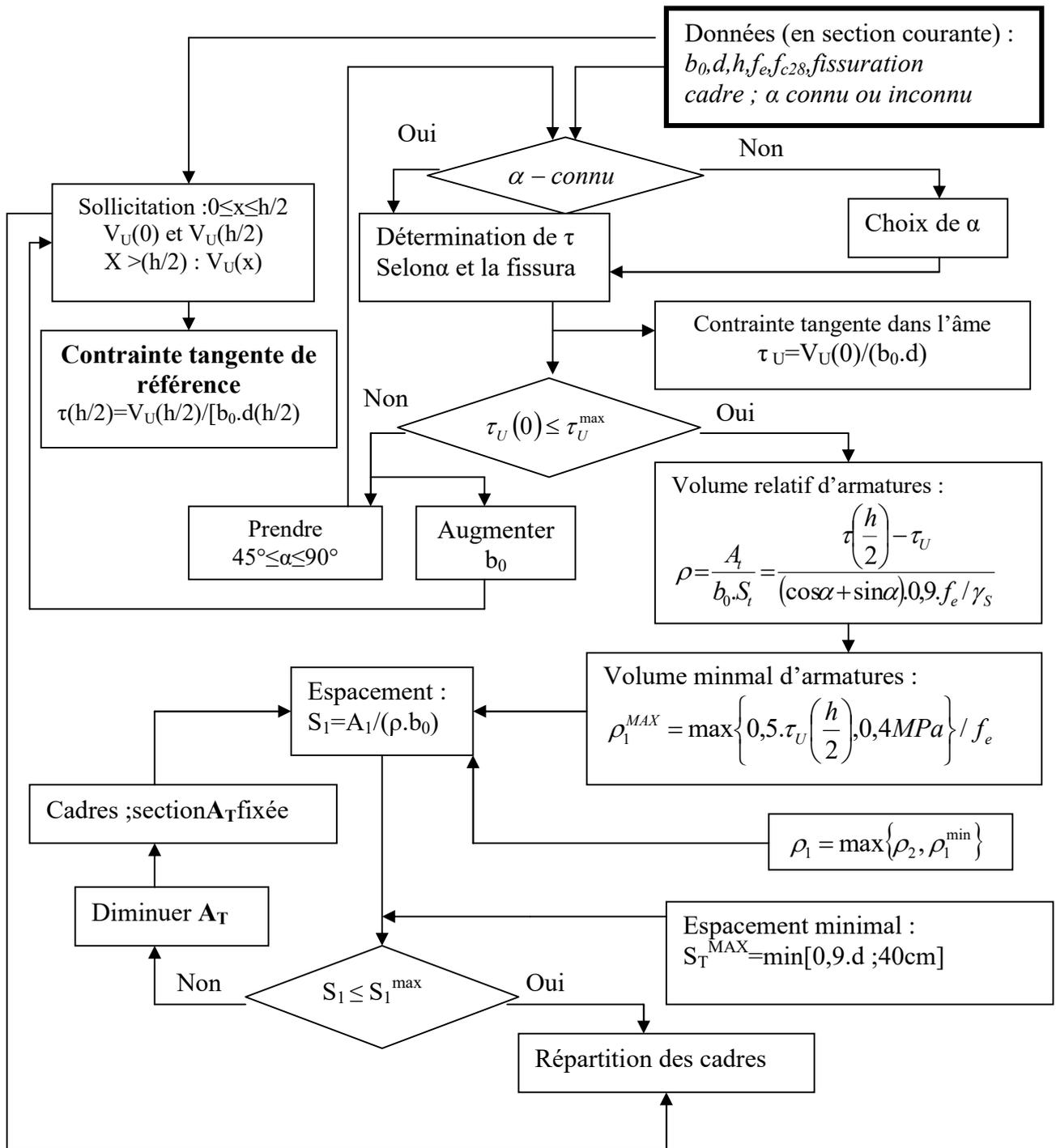
ORGANIGRAMME -V-

TRACTION SIMPLE



ORGANIGRAMME -VI-

CALCUL DES ARMATURES D'UNE POUTRE SOUMISE A L'EFFORT TRANCHANT



Bibliographie

Références Bibliographiques

✓ Les livres :

[1] : Règles parasismiques Algériennes **RPA 99-version 2003** DTR-BC-248.

[2] : Cours de béton armé **BAEL 91 modifié 99** et DTU associés "JEAN-PIERRE

MOUGIN édition EYROLLES 2000.

[3] : Règles de conception et de calcul des structures en béton armé **C.B.A.93**.

[4] Charge permanentes et charge d'exploitation (Document technique réglementaire **DTR**

B.C.2.2)

✓ Outils informatiques

- Logiciel AUTOCAD

- Logiciel Etabs.